



ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
УПРАВЛЕНИЕ ДИСТАНЦИОННОГО ОБУЧЕНИЯ И ПОВЫШЕНИЯ
КВАЛИФИКАЦИИ

Кафедра «Автомобильные дороги»

Методические указания
к курсовой работе по дисциплине
«Проектирование автодорожных мостовых
сооружений» на тему

**«Проектирование
сталежелезобетонного
пролетного строения
автодорожного моста»**

Автор
Конорев А.С.

Ростов-на-Дону, 2018

Аннотация

Методические указания разработаны для выполнения курсового проекта на тему: «Проектирование сталежелезобетонного пролётного строения автодорожного моста». В данном учебно-методическом пособии приведены и описаны современные подходы к проектированию и расчёту разрезных сталежелезобетонных пролётных строений.

Изложены исходные данные по разрезным сталежелезобетонным пролетным строениям, приведены методы расчета таких элементов моста по 1-й и 2-й группам предельных состояний на воздействие постоянных и временных нагрузок, даны примеры расчета. Материал сопровождается иллюстрациями по каждому разделу.

Предназначено для обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» профили «Автодорожные мосты и тоннели» и «Автомобильные дороги», по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», специализация «Строительство автомагистралей, аэродромов и специальных сооружений».

Автор

к.т.н., доцент кафедры «Автомобильные
дороги»
Конорев А.С.

Оглавление

1. Расчет разрезных сталежелезобетонных строений	4
1.1 Исходные данные	4
1.2 Подсчет нормативной и расчетной постоянной нагрузки крайней главной балки	6
1.3 Вычисление геометрических характеристик поперечного сечения в середине пролета главной балки на первой стадии её работы	9
1.4 Вычисление геометрических характеристик поперечного сечения посередине пролета сталежелезобетонной главной балки на второй стадии её работы совместно с плитой на изгиб	12
1.5 Вычисление КПУ для крайней главной балки по методу внецентренного сжатия	16
1.6 Коэффициенты динамичности для стальных и сталежелезобетонных конструкций	21
1.7 Коэффициенты надежности по нагрузке	21
1.8 Вычисление расчетных изгибающих моментов в середине пролета крайней главной балки на первой и второй стадиях её работы	22
1.9 Проверка прочности сечения главной балки в середине пролета	26
1.10 Определение прогибов сталежелезобетонной балки посередине её пролета	32
1.11 Определение требуемого строительного подъема и его создание	34
Список использованных источников	36
Приложение 1 Исходные данные к курсовому проекту	37

1. РАСЧЕТ РАЗРЕЗНЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОЕНИЙ

1.1 Исходные данные

В качестве примера принято сталежелезобетонное пролетное строение длиной с полным пролетом $l_n = 42,6$ м и расчетным пролетом $l_p = 42,0$ м, с габаритом Г-11,5 м и двумя тротуарами по Т-1,0 м (рис. 1). При курсовом и дипломном проектировании студентам следует руководствоваться СП35.13330.2011 [1], а также типовыми проектами сталежелезобетонных пролетных строений [2,3,4] учебным пособием [5], учебником [6], а также данными методическими указаниями.

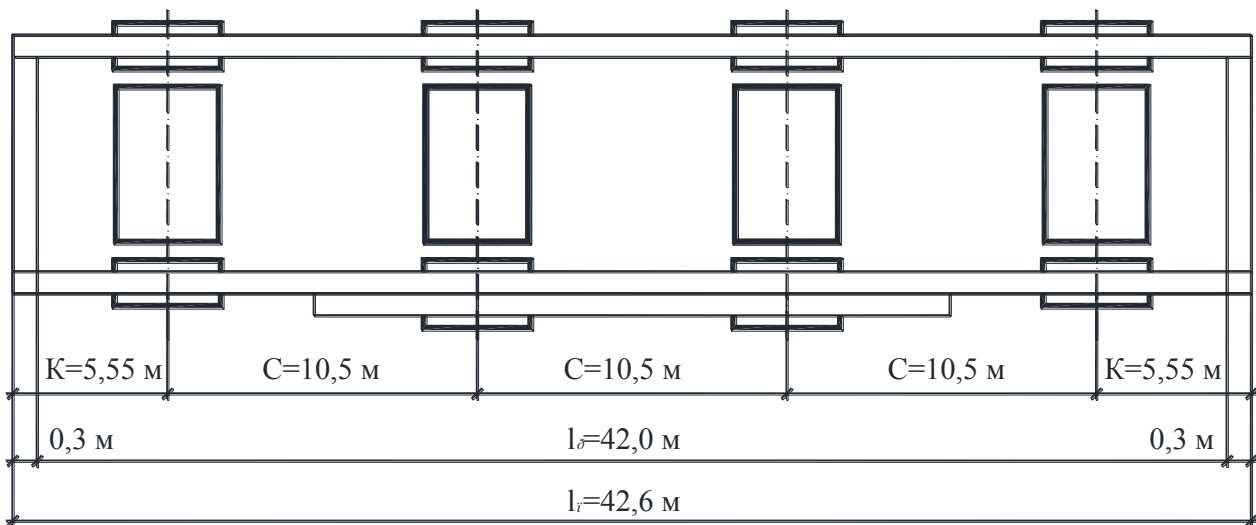


Рис. 1. Схема сталежелезобетонного пролетного строения

На рис. 2 и 3 показаны схематические поперечные разрезы сталежелезобетонных пролетных строений для разных габаритов.

$$c = 0,3 \text{ м};$$

$$l_p = l_n - 2c;$$

Ширина тротуарных блоков $T = 1,0$ м (в данном примере), и $T = 1,5$ м. Расстояние между главными балками для габарита Г-6,5 $b = 6,4$ м, для Г-8 $b = 7,2$ м, для Г-10 $b = 8,4$ м, для Г-11,5 $b = 9,9$ м. Число главных балок для габаритов Г-6,5; Г-8 и Г-10 $n_{балок} = 2$ шт, а для габарита Г-11,5 $n_{балок} = 3$ шт.

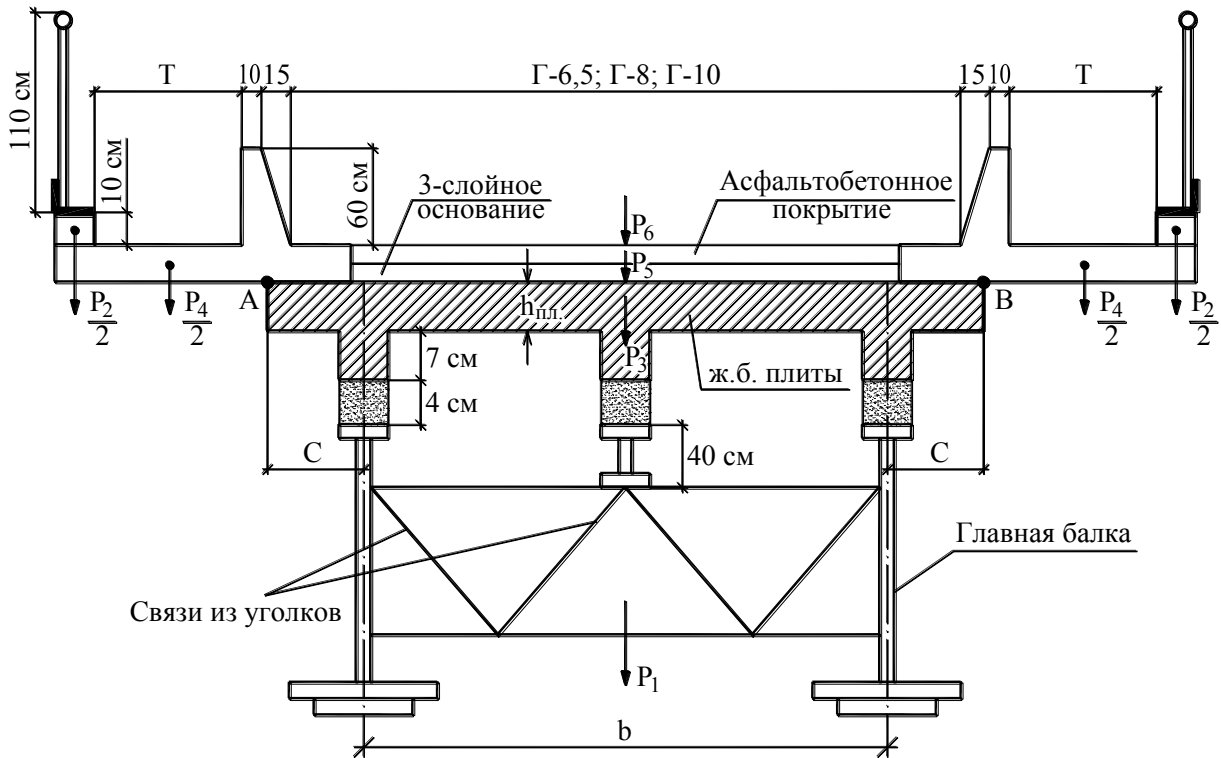


Рис. 2. Схематический поперечный разрез сталежелезобетонного пролетного строения для габаритов Г-6,5; Г-8 и Г-10

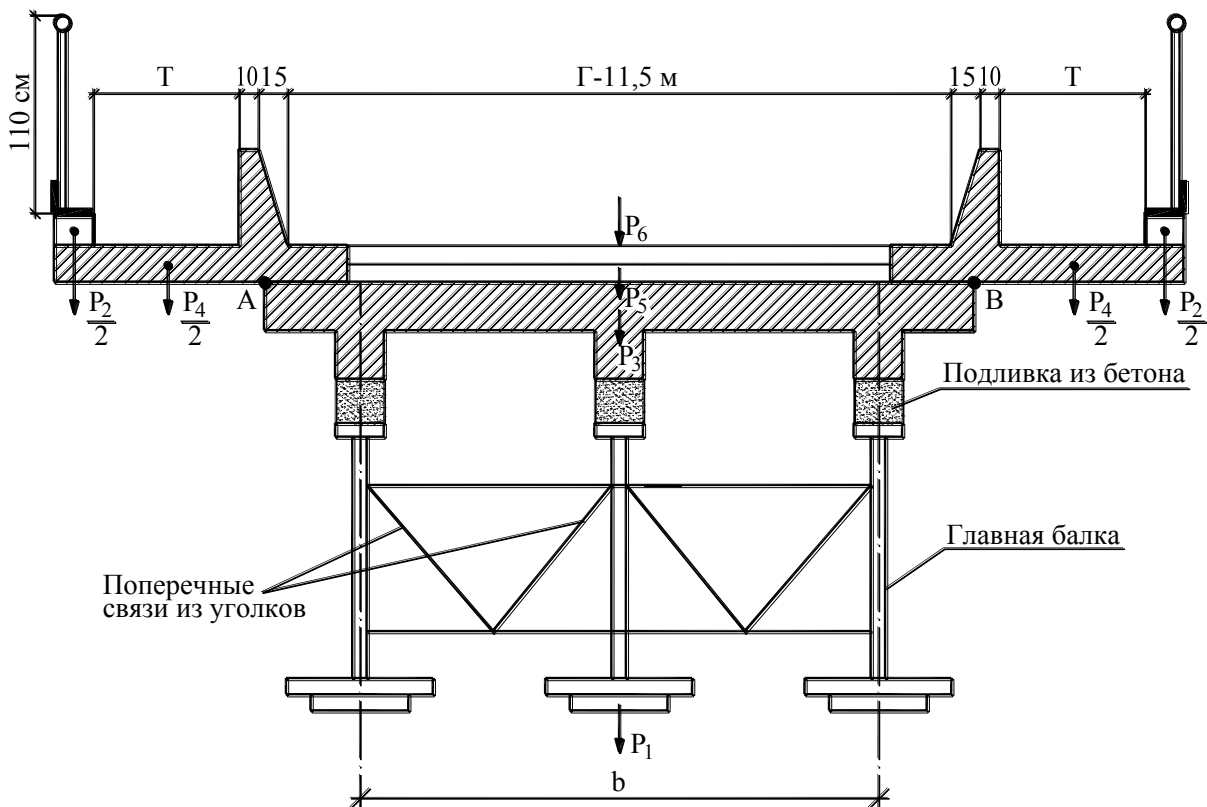


Рис. 3. Схематический поперечный разрез сталежелезобетонного пролетного строения для габарита Г-11,5 м

Первая часть постоянных нагрузок:

- а) вес всех металлических конструкций без веса металлических перил (P_1);
- б) вес железобетонной плиты (P_3) ниже линии АВ.

Стадии работы сталежелезобетонной балки:

1. Главная балка работает как чисто стальная на вес первой части постоянной нагрузки;
2. Главная стальная балка работает совместно с железобетонной плитой на изгиб как единая объединенная сталежелезобетонная (ст. ж.б.) балка-навес второй части постоянной нагрузки и на всю временную нагрузку.

1.2 Подсчет нормативной и расчетной постоянной нагрузки крайней главной балки

Произведём расчёт нормативной и расчетной постоянной нагрузки на 1 погонный метр крайней главной балки.

P_1 – кН – вес всех стальных конструкций на одно пролетное строение. P_1 можно принять по таблице, приведенной в типовом проекте серии 3503-15, инв. № 608/1-2 и инв. № 608/4-2 [2,3]. Однако необходимо учесть габариты пролетных строений. В данном примере для пролетного строения $l_n=42,6$ м и Г-11,5, $P_1=864$ кН. При вариантном проектировании вес P'_1 для других пролетов можно определить ориентировочно по формуле:

$$P'_1 = \frac{P_1 l'_n}{l_n},$$

где l'_n – длина пролета главной балки по заданию.

P_2 – кН – вес двух металлических перил на один пролет ($P_2=32,36$ кН для $l_n=42,6$ м). Для других пролетов:

$$P'_2 = \frac{P_2}{l_n} l'_n.$$

P_3 – м³ – расход железобетона на весь пролет ($P_3=91$ м³ для $l_n=42,6$ м и Г-11,5 м).

P_3 можно принять по таблицам из типовых проектов сталежелезобетонных пролетных строений [2,3]. При этом к табличным данным необходимо сделать поправку на габарит. Ориентировочно для других пролетов при вариантном проектировании P'_3 можно принять по формуле:

$$P'_3 = \frac{P_3}{l_n} l'_n.$$

P_4 – м³ – расход железобетона для тротуара ($P_4=16$ м³ для $l_n=42,6$ м и $T=1$ м).

Тротуары приняты сборные накладные, отличающиеся от тротуаров типовых проектов серии 3503-15 [2,3].

P_5 – кН – вес трехслойного основания на весь пролет.

P_6 – кН – вес асфальтобетонного покрытия на весь пролет.

Вычисление P_5 и P_6 . Схема трехслойного основания и асфальтобетонного покрытия показана на рис. 4.

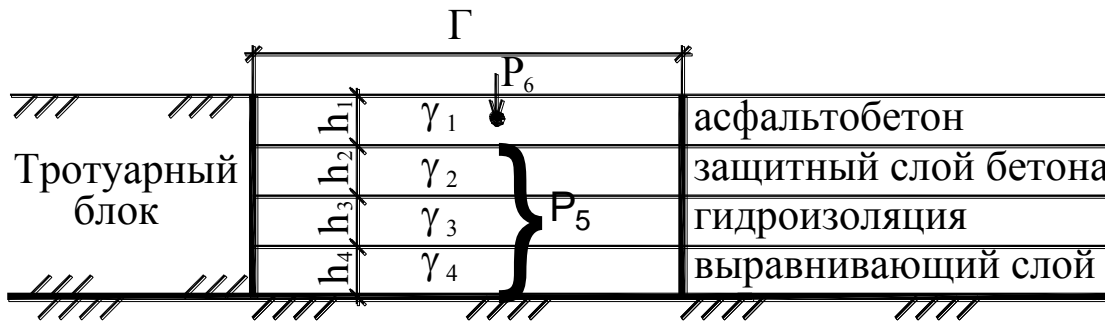


Рис. 4. Схема трехслойного основания и асфальтобетонного покрытия

Толщина асфальтобетонного покрытия $h_1=0,07$, объемный вес асфальтобетона $\gamma_1=22,56$ кН/м³; толщина защитного слоя бетона $h_2=0,04$ м; объемный вес защитного слоя бетона $\gamma_2=23,04$ кН/м³.

Толщина гидроизоляции $h_3=0,01$ м; объемный вес гидроизоляции $\gamma_3=14,71$ кН/м³; толщина выравнивающего слоя из цементно-песчаного раствора $h_4=0,03$ м, объемный вес цементно-песчаного раствора $\gamma_4=19,61$ кН/м³. Вес трехслойного основания на всё пролетное строение:

$$P_5 = (h_2\gamma_2 + h_3\gamma_3 + h_4\gamma_4)\Gamma l_n$$

Для пролетного строения с $l_n=42,6$ м:

$$P_5 = (0,04 \cdot 23,04 + 0,01 \cdot 14,71 + 0,03 \cdot 19,61) \cdot 11,5 \cdot 42,6 = 884,00 \text{ кН}$$

Вес асфальтобетонного покрытия определяется по формуле:

$$P_6 = h_1\gamma_1\Gamma l_n$$

Для пролетного строения с $l_n=42,6$ м и $\Gamma=11,5$ м:

$$P_6 = 0,07 \cdot 22,55 \cdot 11,5 \cdot 42,6 = 773,48 \text{ кН}$$

Нормативная постоянная нагрузка на 1 погонный метр крайней главной балки на первой стадии её работы от первой части постоянной нагрузки:

$$q_{норм}^I = \frac{P_1 + P_3 \gamma_{ж.б.}}{n_{балок} l_p}$$

где $n_{балок} = 2$ или 3 – количество главных балок в пролетном строении;
 $\gamma_{ж.б.}$ – удельный вес железобетона ($\gamma_{ж.б.} = 24,02$ кН/м³), кН.

$$q_{норм}^I = \frac{864 \text{ кН} + 90,1 \cdot 24,02 \text{ кН/м}^3}{3 \cdot 42} = 24,03$$

В примере: кН/м

Расчетная постоянная нагрузка на 1 погонный метр крайней главной балки на первой стадии её работы от первой части постоянной нагрузки:

$$q_{расч}^I = 1,1 \cdot q_{норм}^I$$

В примере: $q_{расч}^I = 24,03 \cdot 1,1 = 26,44$ кН

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр крайней главной балки на второй стадии её работы от второй части постоянной нагрузки:

$$q_{норм}^{II} = \frac{P_2 + P_4 \gamma_{ж.б.} + P_5 + P_6}{n_{балок} l_p}$$

$$q_{норм}^{II} = \frac{32,36 + 16 \cdot 24,02 + 884 + 773,48}{3 \cdot 42} = 16,46$$

В примере: кН/м

То же, расчетная постоянная нагрузка на 2-й стадии работы балки:

$$q_{расч}^{II} = \frac{1,1P_2 + 1,1P_4 \gamma_{ж.б.} + 1,3P_5 + 1,5P_6}{n_{балок} l_p}$$

В примере:

$$q_{расч}^{II} = \frac{1,1 \cdot 32,36 + 1,1 \cdot 16 \cdot 24,02 + 1,3 \cdot 884 + 1,5 \cdot 773,48}{3 \cdot 42,0} = 21,97$$
кН/м

1.3 Вычисление геометрических характеристик поперечного сечения в середине пролета главной балки на первой стадии её работы

Вычислим геометрические характеристики поперечного сечения в середине пролета чисто стальной главной балки на первой стадии её работы без участия в работе железобетонной плиты (рис. 5).

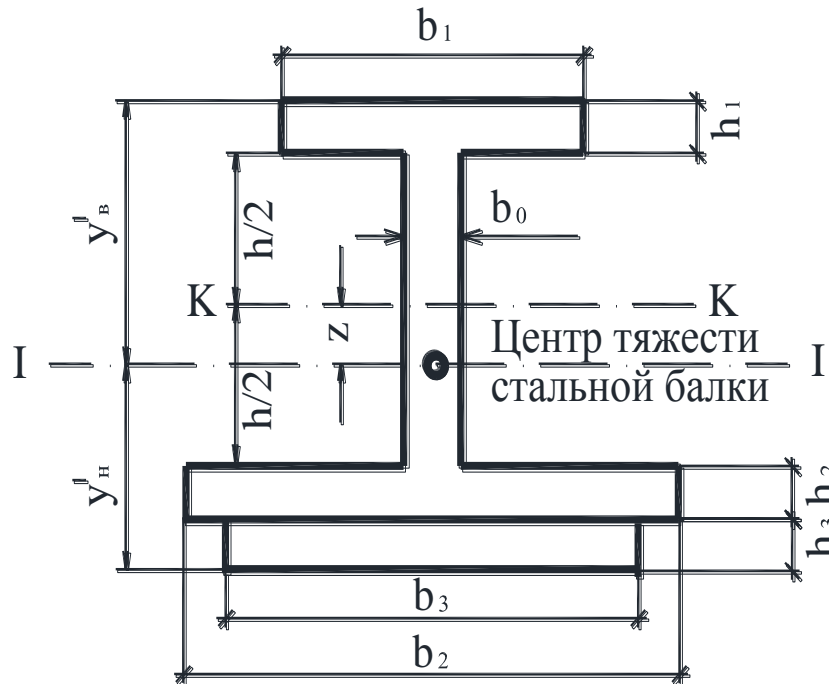


Рис. 5. Поперечное сечение крайней главной стальной балки (1-я стадия работы)

Для других пролетов размеры поперечного сечения главных балок приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Размеры поперечного сечения стальных главных балок

l_n , м	l_p , м	Толщина железобетонной плиты				h_1 , см	h_2 , см	h_3 , см	b_1 , см	b_2 , см	b_3 , см	b_0 , см	h , см
		Г-6,5	Г-8	Г-10	Г-11,5								
42,6	42,0	14	16	18	20	1,6	3,2	2,0	42	75	42	1,2	248
52,6	52,0	14	16	18	20	2,2	3,2	2,5	50	75	50	1,2	290
63,6	63,0	14	16	18	20	3,2	3,2	3,2	58	80	58	1,2	320
83,6	83,0	14	16	18	20	3,6	3,6	3,6	68	85	68	1,2	340

Высота стенки балки определяется относительно длины пролёта. При вариантном проектировании высоту балки для других пролетов можно определить ориентировочно:

$$\frac{1}{15}l_p \leq h \leq \frac{1}{17}l_p$$

Площадь поперечного сечения стальной крайней главной балки:

$$F_{cm} = b_1 h_1 + b_2 h_2 + b_3 h_3 + b_0 h^2$$

В примере: $e_3 = 0; h = 0$

$$F_{cm} = 42 \cdot 1,6 + 75 \cdot 3,2 + 1,2 \cdot 248 = 604,8 \text{ см}^2$$

Статический момент поперечного сечения стальной балки относительно оси К-К, проходящей через середину вертикального листа балки:

$$S_{K-K} = b_3 h_3 \left(\frac{h}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + b_2 h_2 \left(\frac{h}{2} + \frac{h_2}{2} \right) - b_1 h_1 \left(\frac{h}{2} + \frac{h_1}{2} \right)$$

h_1, h_2, h_3 по сравнению с « h » малы и ими можно пренебречь.

Тогда:

$$S_{K-K} = \frac{h}{2} (b_3 h_3 + b_2 h_2 - b_1 h_1)$$

В примере: $S_{K-K} = 21427 \text{ см}^3$

Определяем смещение центра тяжести « Z » стальной балки ниже оси «К-К», вызванное тем, что нижний пояс балки имеет большую площадь, чем верхний:

$$Z = \frac{S_{K-K}}{F_{cm}}$$

$$Z = \frac{21427}{604,8} = 35,42$$

В примере: $Z = 35,42 \text{ см}$

Момент инерции поперечного сечения чисто стальной балки относительно оси I-I, проходящей через центр ее тяжести:

$$I_{cm} = \frac{b_0 h^3}{12} + b_0 h z^2 + b_1 h_1 \left(\frac{h}{2} + z + \frac{h_1}{2} \right)^2 + b_2 h_2 \left(\frac{h}{2} - z + \frac{h_2}{2} \right)^2 + b_3 h_3 \left(\frac{h}{2} - z + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2$$

В примере $I_{cm} = 5576092 \text{ см}^4$

Расстояние от оси I-I до верхней грани балки:

$$y_e^I = \frac{h}{2} + z + h_1$$

В примере: $y_e^I = \frac{248}{2} + 35,42 + 1,6 = 161,02 \text{ см}$

Расстояние от оси I-I до нижней грани балки:

$$y_H^I = \frac{h}{2} - z + h_2 + h_3$$

В примере: $y_H^I = \frac{248}{2} - 35,42 + 3,2 + 0 = 91,78$ см

Момент сопротивления поперечного сечения чисто стальной балки на 1-й стадии её работы:

Для крайней фибры верхнего пояса:

$$W_{\epsilon}^I = \frac{I_{cm}}{y_{\epsilon}^I}$$

В примере: $W_{\epsilon}^I = \frac{5576092 \text{ см}^4}{161,02 \text{ см}} = 34629,8$ см³

Для крайней фибры нижнего пояса:

$$W_H^I = \frac{I_{cm}}{y_H^I}$$

В примере $W_H^I = \frac{5576092 \text{ см}^4}{91,78 \text{ см}} = 60754,9$ см³

1.4 Вычисление геометрических характеристик поперечного сечения посредине пролета сталежелезобетонной главной балки на второй стадии её работы совместно с плитой на изгиб

На рисунке 6 и 7 показаны схематические поперечные разрезы сталежелезобетонных пролетных строений для разных габаритов.

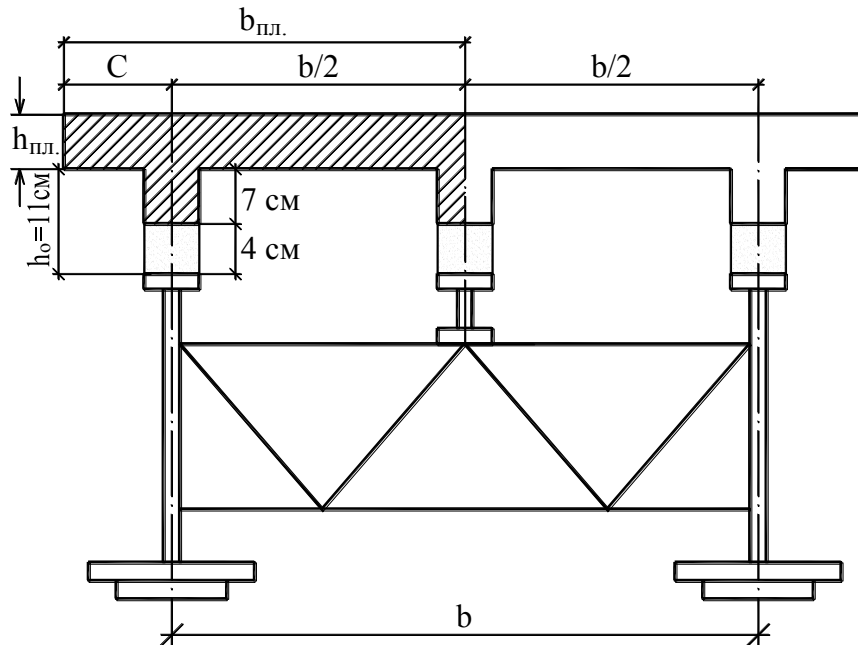


Рис. 6. Схематический поперечный разрез сталежелезобетонного пролетного строения для габаритов Г-6,5; Г-8 и Г-10 м

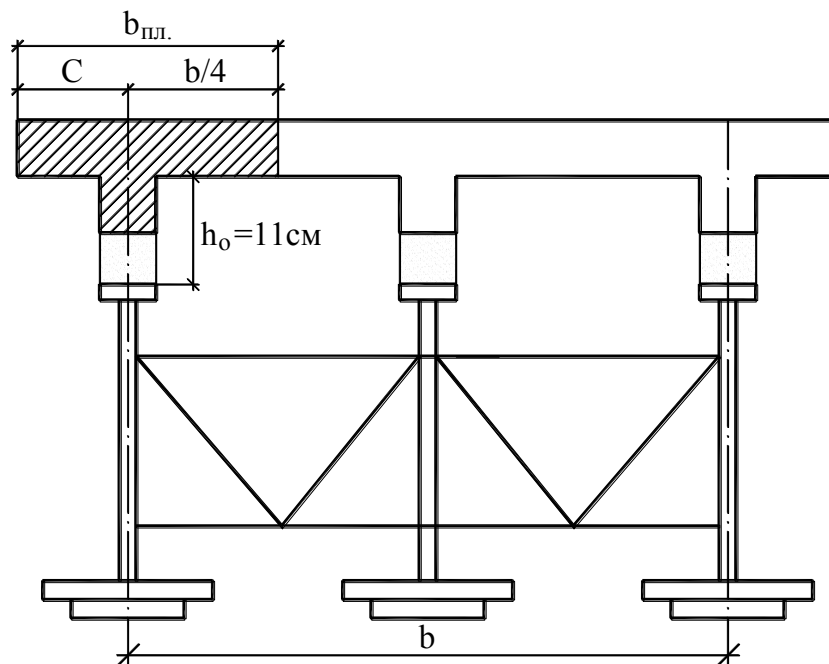


Рис. 7. Схематический поперечный разрез сталежелезобетонного пролетного строения для габарита Г-11,5 м

Ширина железобетонной плиты, включаемая в совместную работу с главной балкой на изгиб на 2-й стадии работы балки:

$$b_{пл} = c + \frac{b}{2} \text{ при } n_{балок} = 2;$$

$$b_{пл} = c + \frac{b}{4} \text{ при } n_{балок} = 3;$$

$$C_{max} = 165 \text{ см при } T = 1 \text{ м};$$

$$C_{max} = 180 \text{ см при } T = 1,5 \text{ м}.$$

C_{max} – максимальный консольный свес, принимаемый равным полной конструктивной длине консольного веса в соответствии с табл. 9.3 СП 35.13330.2011 [1].

В примере принято: $c = 117$ см при $T = 1$ м;

$$b_{пл} = 117 + \frac{990}{4} = 364,5 \text{ см};$$

$h_0 = 7 + 4 = 11$ см – возвышение низа плиты над верхом стальных балки.

Расчетная схема поперечного сечения в середине пролета крайней главной стальной балки совместно с частью железобетонной плиты приведена на рисунке 8.

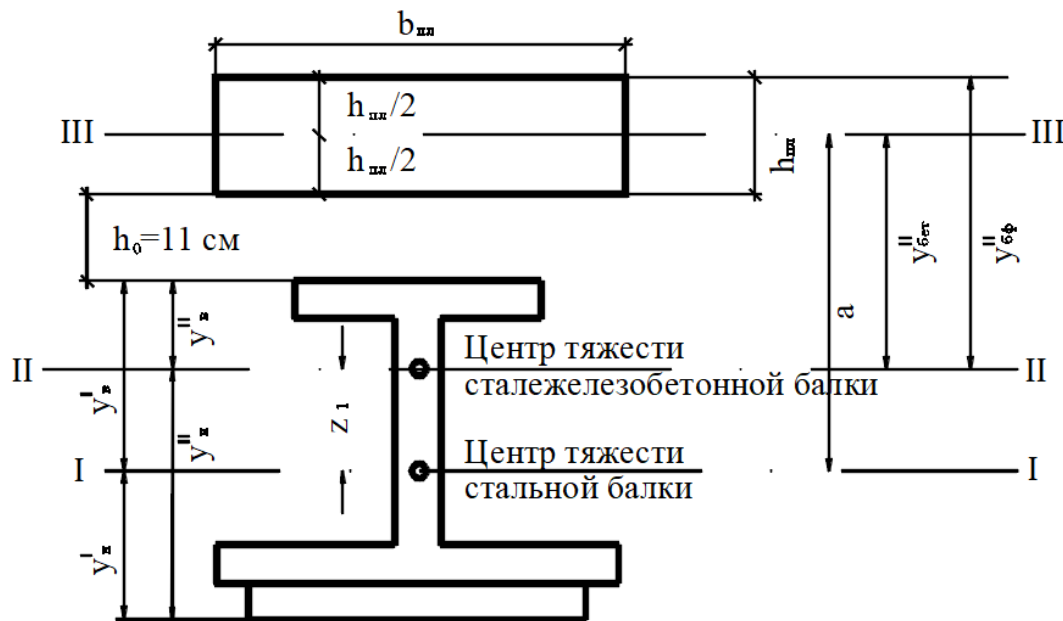


Рис. 8. Расчетная схема поперечного сечения крайней главной балки частью железобетонной плиты (2 стадия работы)

Площадь поперечного сечения железобетонной плиты:

$$F_{бет} = b_{пл} h_{пл}$$

В примере: $F_{бет} = 364,5 * 20 = 7290 \text{ см}^2$

Момент инерции поперечного сечения железобетонной плиты относительно её собственной оси (ось III-III)

$$I_{\text{бет}} = \frac{b_{\text{пл}} h_{\text{пл}}^3}{12};$$

В примере: $I_{\text{бет}} = \frac{364,5 * 20^3}{12} = 243000 \text{ см}^4$

Площадь железобетонной плиты, приведенная к стали:

$$n' = \frac{E_S}{E_b};$$

где E_b – модуль упругости бетона согласно СП35.13330.2011, МПа;

E_S – модуль упругости стали согласно СП35.13330.2011, МПа.

в примере: для бетона класса В35 $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ МПа

$E_S = 2,06 \cdot 10^5$ МПа

$$n' = \frac{2,06 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} = 5,97$$

Площадь сталежелезобетонного поперечного сечения балки:

$$F_{\text{ст.ж.б.}} = F_{\text{ст}} + \frac{F_{\text{бет}}}{n'}$$

В примере: $F_{\text{ст.ж.б.}} = 1589,8 \text{ см}^2$

Момент инерции сечения железобетонной плиты, приведенного к стали:

$$\frac{I_{\text{бет}}}{n'}$$

в примере: $\frac{I_{\text{бет}}}{n'} = \frac{243000}{5,97} = 32900 \text{ см}^4$

Расстояние от оси I-I до центра тяжести железобетонной плиты (ось III-III):

$$a = y'_e + h_0 + \frac{h_{\text{пл}}}{2}$$

В примере: $a = 161,02 + 11 + \frac{20}{2} = 182,2 \text{ см}$

Смещение центра тяжести сталежелезобетонной крайней главной балки Z_I выше оси I-I вследствие включения в работу железобетонной плиты совместно со стальной

балкой. Для определения Z_1 приравняем статический момент объединенного сталежелезобетонного сечения относительно оси I-I к сумме статических моментов чисто стальной главной балки и железобетонной плиты относительно той же оси:

$$F_{ст.ж.б.} Z_1 = F_{ст.} \cdot 0 + \frac{F_{бет.}}{n'} a$$

$$Z_1 = \frac{F_{бет.} a}{F_{ст.ж.б.} n'}$$

$$Z = \frac{985 \cdot 182,2}{1589,8} = 112,86$$

В примере: $Z = 112,86$ см

Момент инерции объединенного поперечного сечения сталежелезобетонной балки, приведенного к стали относительно оси II-II, проходящей через центр тяжести сталежелезобетонной крайней балки:

$$I_{ст.ж.б.} = I_{ст.} + F_{ст.} Z_1^2 + \frac{I_{бет.}}{n'} + \frac{F_{бет.}}{n'} (a - z)^2$$

В примере: $I_{ст.ж.б.} = 18046075$ см⁴

Расстояние от оси II-II до крайней фибры верхнего пояса стальной балки:

$$y_{\epsilon}^{II} = y_{\epsilon}^I - z_1$$

В примере: $y_{\epsilon}^{II} = 48,16$ см

То же до крайней фибры нижнего пояса стальной балки:

$$y_H^{II} = y_H^I + Z_1$$

В примере: $y_H^{II} = 204,64$ см

Расстояние от оси II-II до центра тяжести железобетонной плиты:

$$y_{бет.}^{II} = a - Z_1$$

В примере: $y_{бет.}^{II} = 69,34$ см

То же, до крайней фибры бетона (верхней грани железобетонной плиты):

$$y_{\phi}^{II} = y_{бет.}^{II} + \frac{h_{пл.}}{2}$$

В примере: $y_{\phi}^{II} = 79,34$ см

Моменты сопротивления сечения сталежелезобетонной балки в середине пролета на второй стадии работы:

Для крайней фибры верхнего пояса стальной балки:

$$W_{\epsilon}^{II} = \frac{I_{ст.ж.б.}}{y_{\epsilon}^{II}}$$

В примере: $W_{\epsilon}^{II} = 374681,5 \text{ см}^3$

Для крайней фибры нижнего пояса стальной балки:

$$W_{\eta}^{II} = \frac{I_{ст.ж.б.}}{y_{\eta}^{II}}$$

В примере: $W_{\eta}^{II} = 88577 \text{ см}^3$

Для центра тяжести бетона плиты:

$$W_{\delta}^{II} = \frac{I_{ст.ж.б.} \cdot n'}{y_{\delta m}^{II}}$$

В примере: $W_{\delta}^{II} = 1928000 \text{ см}^3$

Для верхней фибры бетона плиты:

$$W_{\delta\phi}^{II} = \frac{I_{ст.ж.б.} \cdot n'}{y_{\delta\phi}^{II}}$$

В примере: $W_{\delta\phi}^{II} = 1685000 \text{ см}^3$

1.5 Вычисление КПУ для крайней главной балки по методу внецентренного сжатия

Очевидно, что временная нагрузка, находящаяся на пролетном строении моста (АК, НК, толпа на тротуарах) не одинаково нагружает каждую балку пролетного строения. Кроме того, при движении она создает дополнение к статической динамической нагрузке.

Временная нагрузка во всех случаях принимается согласно СП35.13330.2011 в виде нагрузки АК и НК. [1]

При расчетах балок пролетных строений мостов динамическое воздействие временной нагрузки учитывается коэффициентом динамичности $(1+\mu)$, а неравномерность нагружения балок – коэффициентом поперечной установки ξ .

Метод внецентренного сжатия при определении КПУ применяется потому, что поперечные связи между главными балками придают большую поперечную жесткость пролетному строению (как диафрагмы в железобетонных пролетных строениях).

В общем виде КПУ по методу внецентренного сжатия определяется по формуле:

$$\xi = \frac{n_{\text{полос}}^{\text{расч.}}}{n_{\text{балок}}} \left[1 + \frac{bc}{v(n_{\text{балок}} + 1)} \right],$$

где c – эксцентриситет от нагрузки, м;

b – расстояние между главными балками, м;

$n_{\text{балок}}$ – число балок;

$n_{\text{полос}}^{\text{расч.}}$ – расчетное число полос движения.

1. Определение КПУ для НК

Нагрузка НК устанавливается поперек моста в любом положении, но так, чтобы получить максимальное усилие в рассчитываемой балке. При этом скат колеса не должен попасть на предохранительную полосу П, ширина которой зависит от габарита моста. Так, для габаритов Г-6,5 П=1 м, Г-8 П=1 м, Г-10 П=1,5 м, Г-11,5 П=2 м, Г-(9,5+с+9,5) П=2 м, Г-(13,25+с+13,25) П=2 м, здесь $c = 5$ м – ширина разделительной полосы.

Ниже на рисунке 9 приведена схема размещения НК.

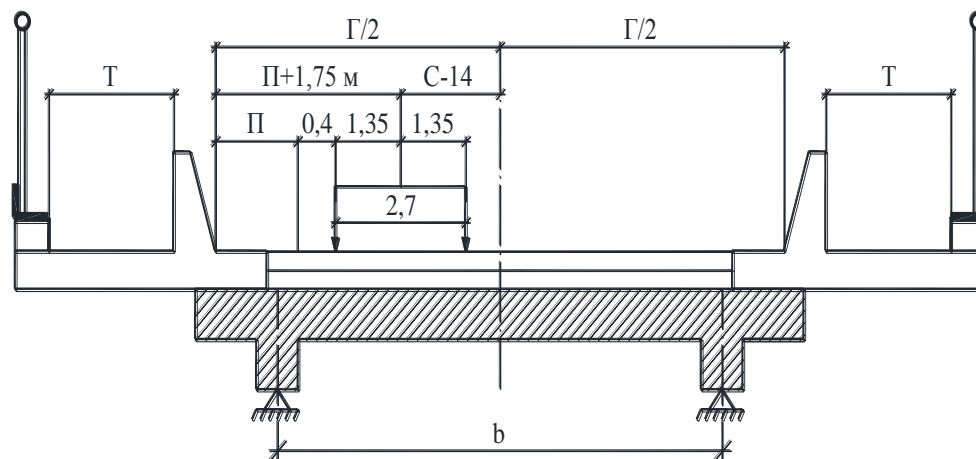


Рис. 9. Схема к определению коэффициента поперечной установки для НК

При НК принимается одна полоса движения, тогда $n_{\text{полос}}^{\text{расч.}} = 1$.

Эксцентриситет временной нагрузки НК:

$$C_{14} = \frac{Г}{2} - (П + 1,75)$$

КПУ для нагрузки НК:

$$\xi_{НК} = \frac{1}{n_{\bar{\sigma}-к}} \left[1 + \frac{6C_{14}}{b(n_{\bar{\sigma}-к} + 1)} \right]$$

где $n_{\bar{\sigma}-к}$ – число главных балок;

b – расстояние между главными балками, м.

2. Определение КПУ для толпы на одном тротуаре. Так как толпа на одном тротуаре, то $n_{\text{полос}}^{\text{расч.}} = 1$ (рис. 10).

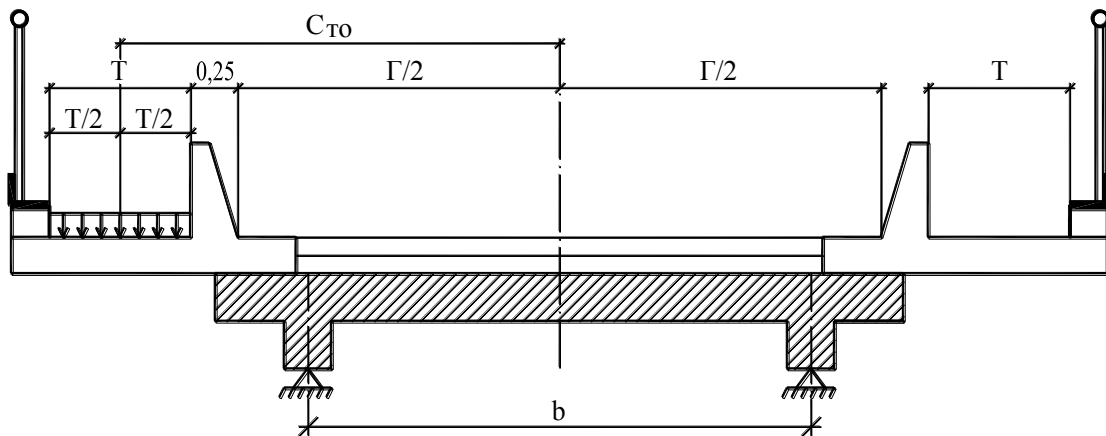


Рис. 10. Схема к определению КПУ от толпы

Эксцентриситет от толпы:

$$C_{TO} = \frac{T}{2} + \frac{\Gamma}{2} + 0,25 \text{ м}$$

КПУ толпы на тротуаре:

$$\xi_{TO} = \frac{1}{n_{\bar{\sigma}-к}} \left[1 + \frac{6C_{TO}}{b(n_{\bar{\sigma}-к} + 1)} \right]$$

3. Определение КПУ для АК при габарите $\Gamma-6,5$ при однополосном движении. Нагрузка АК устанавливается без соблюдения полосы безопасности (рис. 11). и с соблюдением полосы безопасности (рис. 12). Расчетное число полос движения $n_{\text{полос}}^{\text{расч.}} = 1$.

Эксцентриситет нагрузки АК:

$$C_{14} = \frac{\Gamma}{2} - 1,5$$

КПУ для нагрузки АК без соблюдения полосы безопасности:

$$\xi_{AK} = \frac{1}{n_{б-к}} \left[1 + \frac{6C_{14}}{6(n_{б-к} + 1)} \right]$$

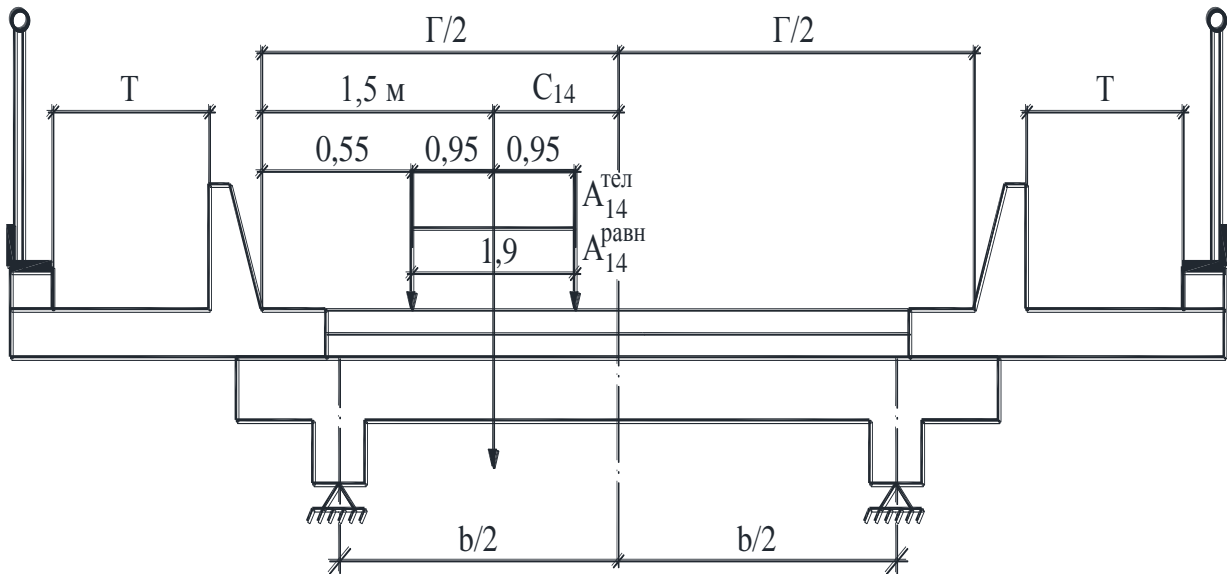


Рис. 11 Схема к определению КПУ для АК при однополосном движении без соблюдения полосы безопасности

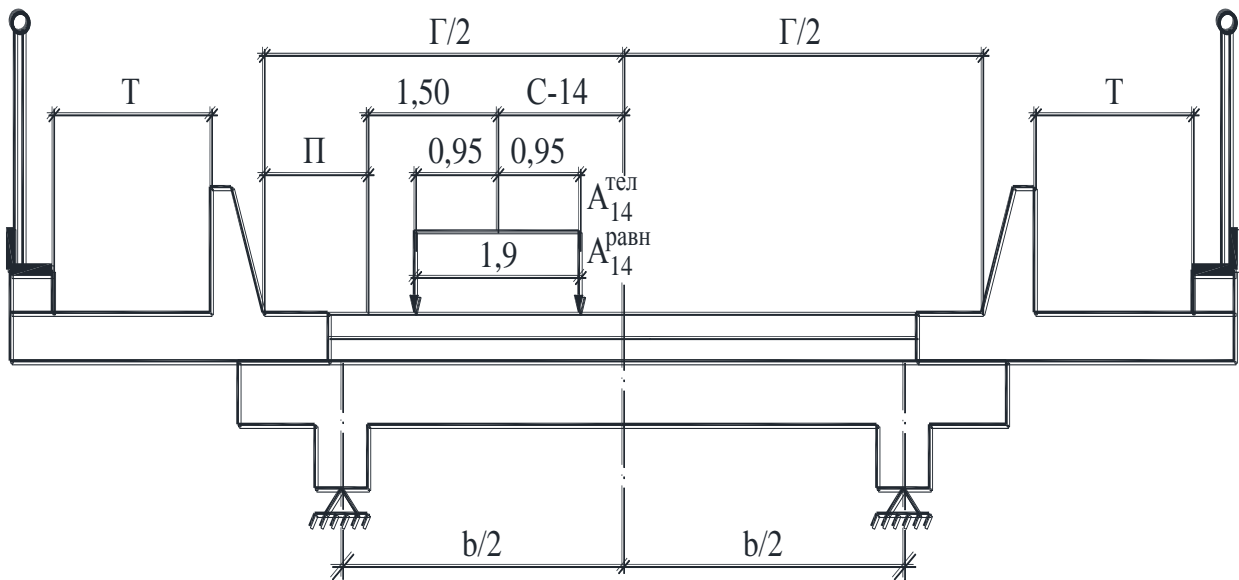


Рис. 12 Схема к определению КПУ для АК при однополосном движении с соблюдением полосы безопасности

КПУ для нагрузки АК с соблюдением полосы безопасности:

$$C_{14} = \frac{\Gamma}{2} - \Pi - 1,5$$

$$\xi_{AK}^B = \frac{1}{n_{\delta-k}} \left[1 + \frac{6C_{14}}{v(n_{\delta-k} + 1)} \right]$$

4. Определение КПУ для тележки и для равномерной части АК при двухполосном движении (габариты Г-8, Г-10 и Г-11,5), А14 устанавливается без соблюдения полосы безопасности (рис. 13) и с соблюдением полосы безопасности (рис. 14)

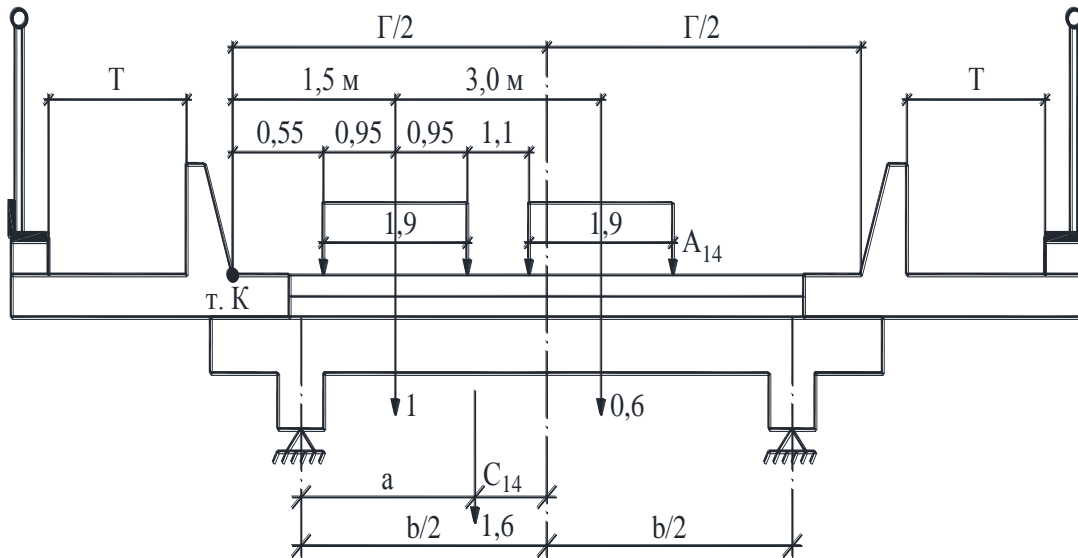


Рис. 13 Схема к определению КПУ для АК при двухполосном движении без соблюдения полосы безопасности

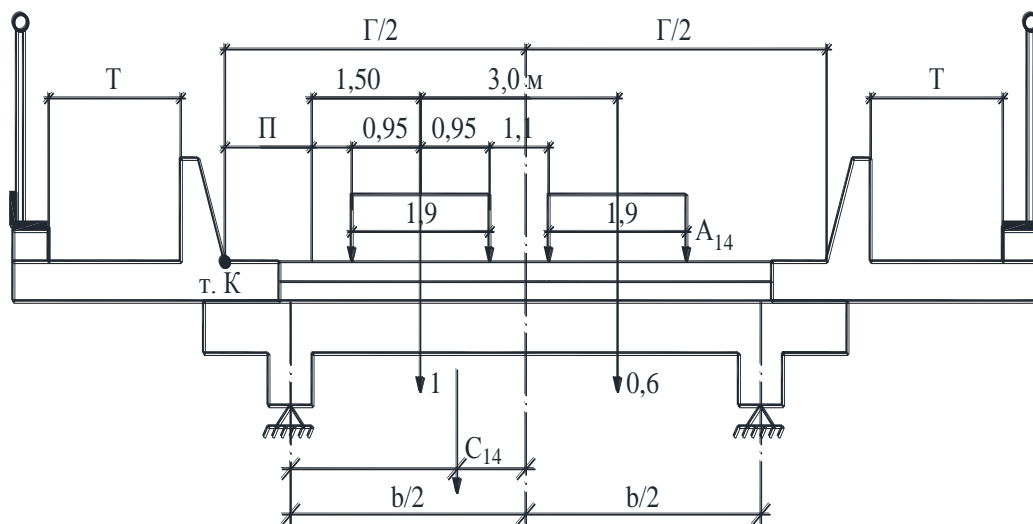


Рис. 14 Схема к определению КПУ для АК при двухполосном движении с соблюдением полосы безопасности

При двухполосной нагрузке АК первая полоса учитывается с весовым коэффициентом 1,0, а вторая – с коэффициентом 0,6, общий весовой коэффициент 1,6.

Расчетное число полос движения $n_{полос}^{расч.} = 1,6$. Расстояние «а» (рис. 13 и 14) определяется исходя из уравнения моментов относительно точки «К».

Определение КПУ от нагрузки АК без соблюдения полосы безопасности от двухполосной нагрузки АК:

$$1,6a = 1 \cdot 1,5 + 0,6 \cdot 4,5;$$

$$a = 2,63 \text{ м}$$

$$C_{14} = \frac{\Gamma}{2} - a = \frac{\Gamma}{2} - 2,63 \text{ м};$$

$$\xi_{AK} = \frac{1,6}{n_{б-к}} \left[1 + \frac{6C_{14}}{v(n_{б-к} + 1)} \right].$$

Определение КПУ с соблюдением полосы безопасности от двухполосной нагрузки АК:

$$1,6a = 1 \cdot (\Pi + 1,5) + 0,6 \cdot (\Pi + 1,5 + 3)$$

$$a = \frac{1 \cdot (\Pi + 1,5) + 0,6 \cdot (\Pi + 1,5 + 3)}{1,6}$$

$$C_{14}^B = \frac{\Gamma}{2} - a$$

$$\xi_{AK}^B = \frac{1,6}{n_{б-к}} \left[1 + \frac{6C_{14}^B}{v(n_{б-к} + 1)} \right].$$

1.6 Коэффициенты динамичности для стальных и сталежелезобетонных конструкций

Согласно СП 35.13330.2011 п 6.22 динамические коэффициенты $(1 + \mu)$ нагрузкам от подвижного состава железных, автомобильных и городских дорог следует принимать равными [1]:

- для нагрузки АК коэффициент динамичности $(1 + \mu)_{AK} = 1,4$;
- для нагрузки НК коэффициент динамичности $(1 + \mu)_{НК} = 1,0$.

1.7 Коэффициенты надежности по нагрузке

Коэффициенты надежности по нагрузке (γ_f) для временных вертикальных нагрузок в СП 35.13330.2011, табл. 6.10 имеют следующие величины [1]:

- для нагрузки НК $\gamma_f^{НК} = 1,1$;
- для нагрузки от толпы на тротуаре при учете совместно с другими нагрузками $\gamma_f^{ТО} = 1,2$;
- для равномерной части нагрузки АК $\gamma_f^{AK} = 1,15$;

- для тележки нагрузки АК $\gamma_f^{AKT} = 1,5$.

При расчете элементов пролетных строений автомобильных мостов (главные балки, диафрагмы) должны рассматриваться три основных сочетания постоянных и временных нагрузок:

- первое – постоянная нагрузка плюс НК;
- второе – постоянная нагрузка плюс сдвоенная НК устанавливаемых на расстоянии 12 м (между последней осью первой и передней осью второй нагрузки), с учетом понижающего коэффициента 0,75;
- третье – постоянная нагрузка плюс АК (один или два ряда) без соблюдения полосы безопасности;
- четвертое – постоянная нагрузка плюс АК с соблюдением полосы безопасности и плюс толпа на тротуарах.

1.8 Вычисление расчетных изгибающих моментов в середине пролета крайней главной балки на первой и второй стадиях её работы

При вычислении изгибающего момента удобно пользоваться линией влияния моментов для расчетного сечения, загруженной действующими равномерно распределенными грузами (рис. 15).

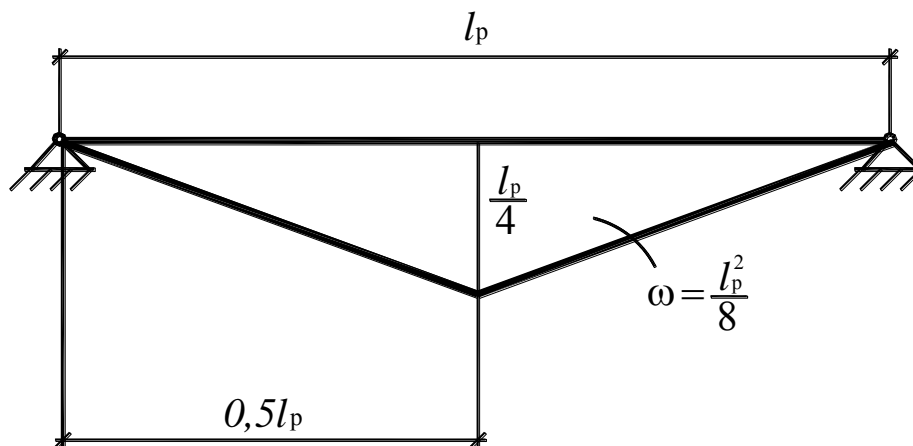


Рис. 15 Линия влияния изгибающего момента в середине пролета

Расчетный пролет $l_p = 42$ м. Площадь линии влияния изгибающего момента в середине пролета (рис. 15).

$$w = \frac{l_p^2}{8}$$

В примере: $w = \frac{42^2}{8} = 220,5 \text{ м}^2$

1. Расчетный изгибающий момент посередине пролета крайней стальной главной балки на 1-й стадии её работы под действием 1-й части постоянной нагрузки:

$$M^I = wq_{расч}^I$$

В примере: $M^I = 220,5 \cdot 26,44 = 5830,02$ кНм

2. Расчетный изгибающий момент посередине пролета крайней главной балки на вес 2-й части постоянной нагрузки и временной нагрузки:

1-е загрузеие: вторая часть постоянной нагрузки плюс НК.

Нормативная одиночная автомобильная нагрузка НК представляет собой четырехколесную тележку с нагрузкой на каждую ось 18 К (кН), где К – класс нагрузки, равный 14.

Таким образом, нагрузка Н14 на одну ось:

$$P_{НК} = 18 \cdot K = 18 \cdot 14 = 252 \text{ кН}$$

База для нагрузки НК 3,6 м, расстояние между осями по 1,2 м, ширина колеи $C = 2,7$ м, ширина ската колес – 0,8 м.

Расчётный изгибающий момент посередине пролёта от действия первого загрузеия определяется по формуле:

$$M_1^{II} = wq_{расч}^{II} + P_{НК} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \xi_{НК} (1 + \mu)_{НК} \gamma_f^{НК} = \kappa H M$$

где $\xi_{НК}$ – коэффициент поперечной установки для НК;

$(1 + \mu)_{НК}$ – коэффициент динамичности;

$P_{НК}$ – нагрузка на одну ось тележки НК, кН;

w – площадь линии влияния, m^2 ;

$\gamma_f^{НК}$ – коэффициент надежности по нагрузке;

y_1, y_2, y_3, y_4 – ординаты линии влияния под тележкой НК (рис. 16).

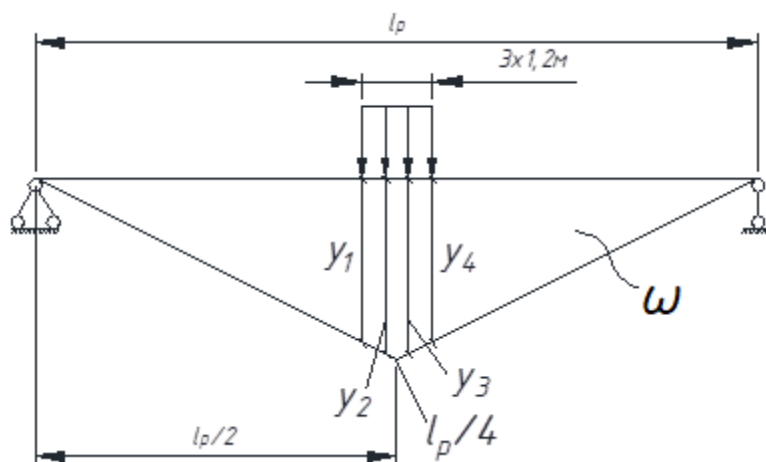


Рисунок 16 – Схема к определению изгибающего момента в середине пролета балки

2-е загрузеие: вторая часть постоянной нагрузки плюс сдвоенная нагрузка НК.

Согласно СП 35.13330.2011 следует проводить проверку на воздействие сдвоенных нагрузок НК, устанавливаемых на расстоянии 12 м (между последней осью первой и передней осью второй нагрузки), с учетом понижающего коэффициента 0,75 (рис. 17).

Расчётный изгибающий момент посередине пролёта от действия второго загрузеия определяется по формуле:

$$M_2^{\text{II}} = wq_{\text{расч.}}^{\text{II}} + P_{\text{НК}}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4)\xi_{\text{НК}}(1 + \mu)_{\text{НК}}\gamma_f^{\text{НК}} + 0,75P_{\text{НК}}(y_5 + y_6 + y_7 + y_8)\xi_{\text{НК}}(1 + \mu)_{\text{НК}}\gamma_f^{\text{НК}} = \kappa H_m$$

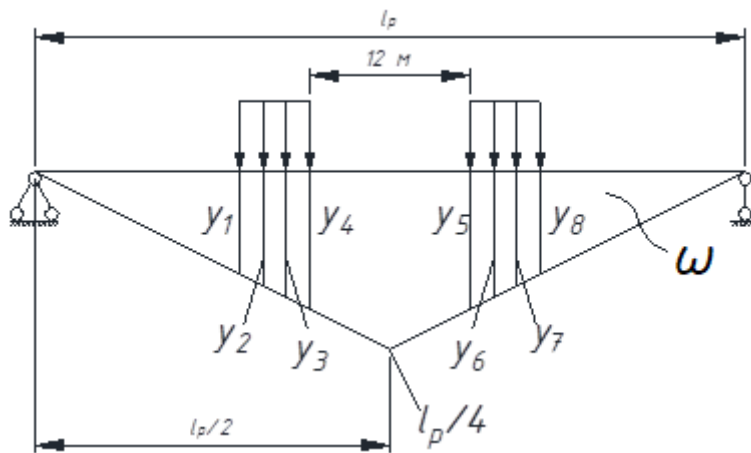


Рисунок 17 – Схема к определению изгибающего момента от сдвоенной нагрузки НК

3-е загрузеие: вторая часть постоянной нагрузки плюс АК без соблюдения полосы безопасности.

Нормативная колесная нагрузка АК, включающую в себя двухосную тележку с нагрузкой на ось, равной 10К (кН) и равномерно-распределенной К (кН), где К – класс нагрузки, равный 14.

Таким образом, нагрузка А14 на одну ось тележки:

$$P_{\text{НК}} = 10 \cdot K = 10 \cdot 14 = 140 \text{ кН}$$

А равномерно-распределённая полосовая нагрузка:

$$q_{\text{АК}}^{\text{равн}} = K = 14 \text{ кН/м}$$

Расчетный изгибающий момент от третьего загрузеия рассчитывается по следующей формуле:

$$M_3^{\text{II}} = w[q_{\text{расч.}}^{\text{II}} + q_{\text{АК}}^{\text{равн}}\xi_{\text{АК}}(1 + \mu)_{\text{АК}}\gamma_f^{\text{АК}}] + P_{\text{АК}}(y_1 + y_2)\xi_{\text{АК}}(1 + \mu)_{\text{АК}}\gamma_f^{\text{АК}} = \kappa H_m$$

где $\xi_{\text{АК}}$ – коэффициент поперечной установки для АК;

$(1+\mu)_{AK}$ – коэффициент динамичности;

P_{AK} – нагрузка на одну ось тележки АК, кН;

w – площадь линии влияния, m^2 ;

γ_f^{AK} – коэффициент надежности по нагрузке для равномерной части АК;

γ_f^{AKT} – коэффициент надежности по нагрузке для тележки АК;

y_1, y_2 – ординаты линии влияния под тележкой АК (рис. 18).

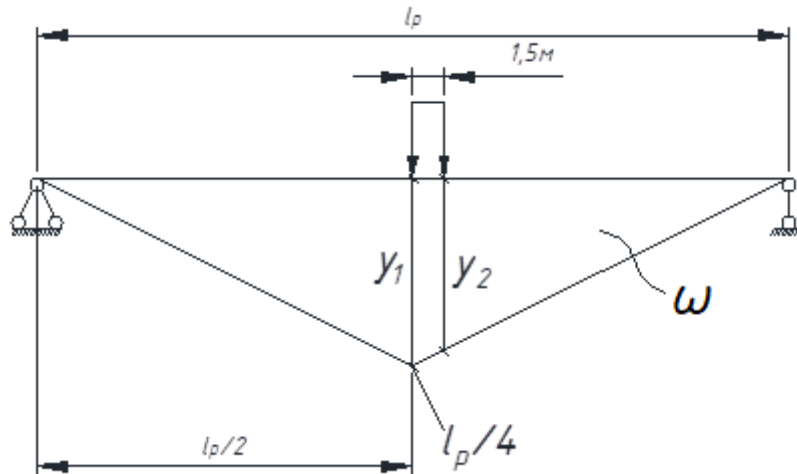


Рисунок 18 – Схема к определению изгибающего момента от АК

4-е загрузеие: вторая часть постоянной нагрузки плюс АК с соблюдением полосы безопасности плюс толпа на тротуаре.

Расчётный изгибающий момент посередине пролёта от действия четвёртого загрузеия определяется по формуле:

$$M_4^H = w[q_{расч}^H + q_{AK}^{равн} \xi_{AK}^B (1+\mu)_{AK} \gamma_f^{AK} + q_{ТО} T \xi_{ТО} \gamma_f^{ТО}] + P_{AK} (y_1 + y_2) \xi_{AK}^B (1+\mu)_{AK} \gamma_f^{AKT} = \kappa Hm$$

где ξ_{AK}^B – КПУ для АК с соблюдением полосы безопасности;

$\xi_{ТО}$ – КПУ для толпы на тротуаре;

$(1+\mu)_{AK}$ – коэффициент динамичности;

P_{AK} – нагрузка на одну ось тележки АК, кН;

w – площадь линии влияния, m^2 ;

γ_f^{AK} – коэффициент надежности по нагрузке для равномерной части АК;

γ_f^{AKT} – коэффициент надежности по нагрузке для тележки АК;

$\gamma_f^{ТО}$ – коэффициент надежности по нагрузке для толпы на тротуаре;

$q_{ТО}$ – нагрузка от толпы на тротуаре ($q_{ТО} = 2$ кН/м²);

T – ширина тротуара, м;

y_1, y_2 – ординаты линии влияния под тележкой АК (рис 18).

Из четырёх значений моментов для дальнейших расчетов принимаем наибольшее. В примере максимальный момент получился от третьего нагружения:

$$M'' = M_3'' = 10763,05 \text{ кНм}$$

1.9 Проверка прочности сечения главной балки в середине пролета

А. Проверка прочности железобетонной плиты

Первоначально предполагаем, что при совместной работе со стальной балкой на изгиб железобетонная плита находится в упругой стадии. Эпюра напряжений в железобетонной плите имеет вид трапеции (рис. 19).

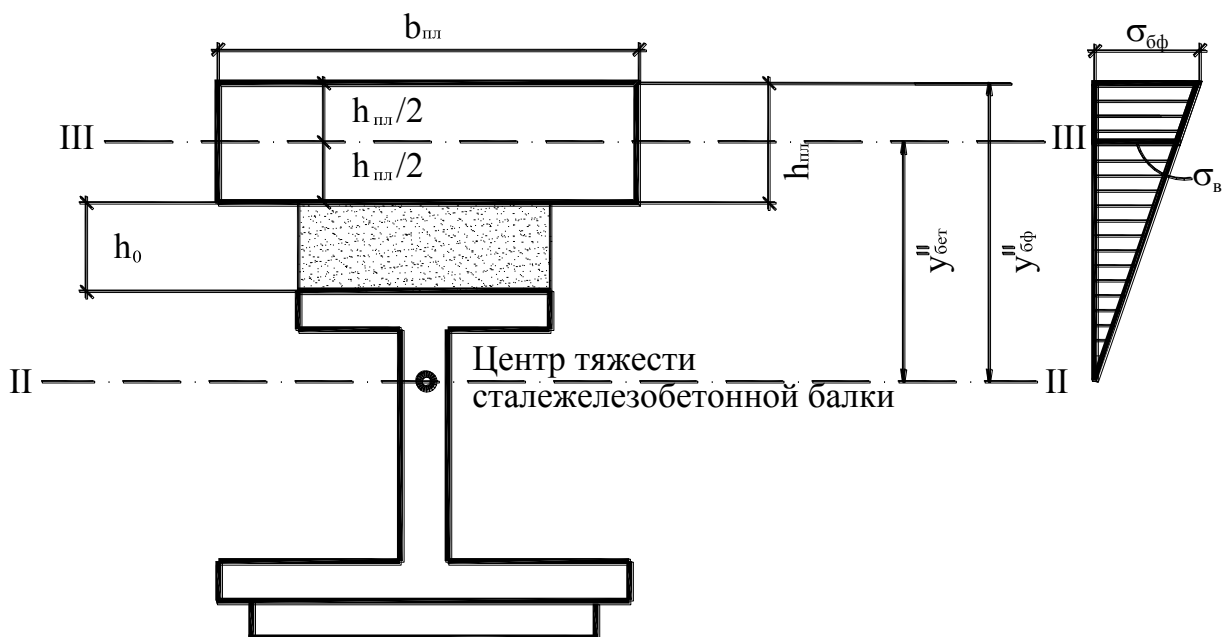


Рис. 19. Схема к определению напряжений в железобетонной плите при её упругой работе

Вычисляем сжимающие напряжения в железобетонной плите.

Напряжения в крайней верхней фибре бетона плиты:

$$\sigma_{бф} = \frac{M''}{W_{бф}''}$$

$$\sigma_{бф} = \frac{10763,05 \text{ кНм} \cdot 10^{-3}}{1685000 \text{ см}^3 \cdot 10^{-6}} = 6,4 \text{ МПа} < R_b$$

Пример расчёта:

Принят тяжелый бетон плиты класса В35 $R_b = 17,5$ МПа, согласно СП35.13330.2011 таблица 7.6. [1]

Напряжение в центре тяжести железобетонной плиты:

$$\sigma_{\delta} = \frac{M''}{W_{\delta}''}$$

В примере: $\sigma_{\delta} = 5,6 \text{ МПа} < R_b$

При совместной работе стальной балки и объединенной с ней железобетонной плитой (стадия II) могут быть три случая.

1-й случай. Как плита, так и главная стальная балка работают в упругой стадии, т.е. $\sigma_{\delta\phi} \leq R_b$ и $\sigma_{\delta} \leq R_b$ (см. рис. 19).

2-й случай. Стальная балка работает в упругой стадии, а верхняя фибра железобетонной плиты работает в пластической стадии (рис. 20, а).

3-й случай. Стальная балка работает в упругой стадии, а железобетонная плита по всей высоте работает в пластической стадии (рис. 20, б).

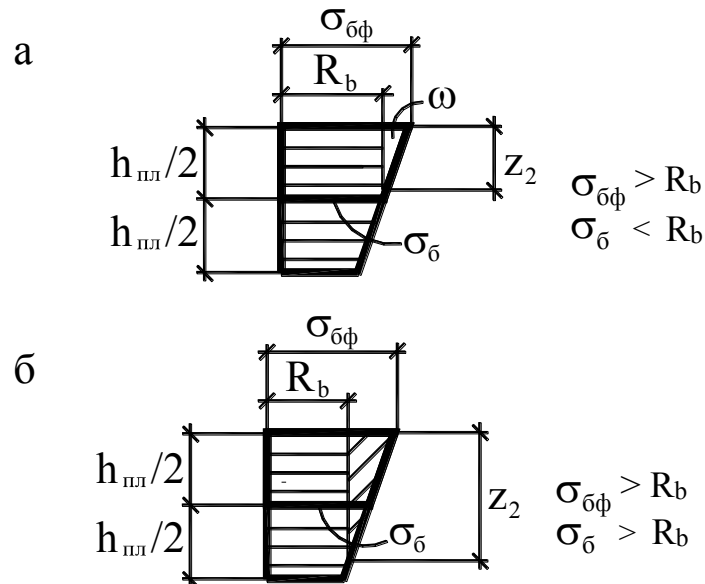


Рис. 20. Схема к определению напряжений в железобетонной плите при работе железобетона в пластической стадии

Б. Расчет на прочность стальных главных балок, объединенных с железобетонной плитой (для первого случая).

Суммарные сжимающие напряжения в крайних фибрах верхнего пояса (рис. 21):

$$\sigma_{\sigma} = \frac{M^I}{W_B^I} + \frac{M''}{W_B''} \leq m_2 R$$

где R – расчетное сопротивление стали, из которой выполнена главная балка, на растяжение сжатие и изгиб, МПа.

$m_2 \geq 1$ – коэффициент условий работы, отображающий влияние железобетонной плиты на развитие деформаций в стальной балке:

если $\sigma_e \leq 0,6R_b$, то $m_2 = 1,2$;

при $\sigma_e \leq 0,8R_b > 0,6R$, $m_2 = 1,1$;

при $\sigma_e > 0,8R_b$, $m_2 = 1,0$.

Например, согласно таблицы 8.5 СП35.13330.2011 для марки стали 16Д $R = 215\text{МПа}$. [1]

Суммарные растягивающие напряжения в крайних фибрах нижнего пояса (рис. 21):

$$\sigma_H = \frac{M^I}{W_H^I} + \frac{M^{II}}{W_H^{II}} \leq R$$

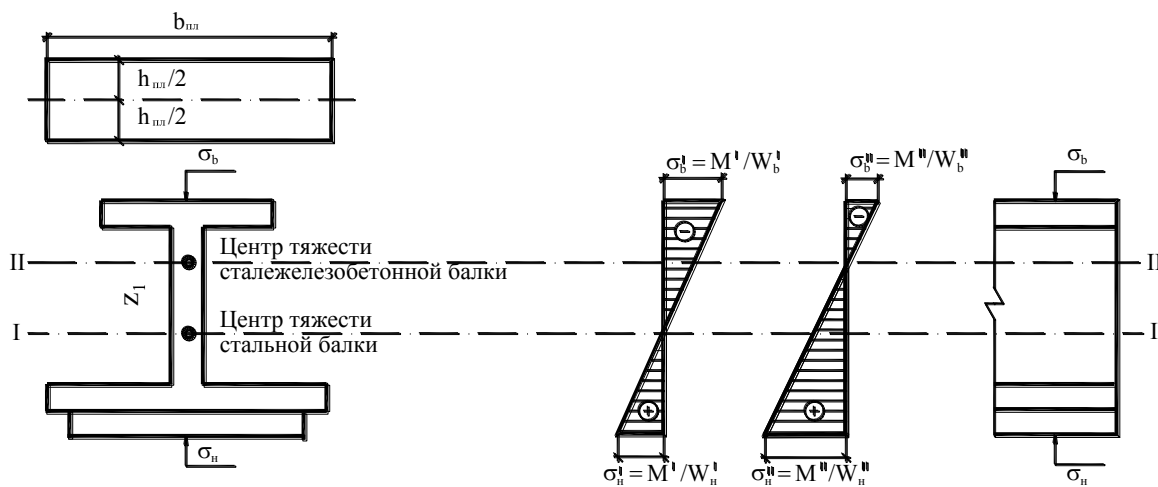


Рис. 21. Схема к определению напряжений в стальной главной балке

В. Расчет на прочность крайней сталежелезобетонной балки для второго случая $\sigma_{эф} > R_b; \sigma_\delta < R_b$ (см. рис. 20, а; и рис. 22).

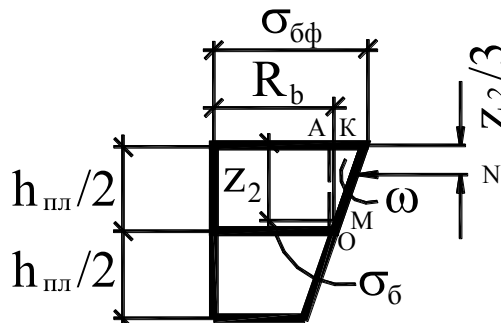


Рис. 22. Схема к определению напряжений в железобетонной плите (2-й случай)

Из подобия треугольников ΔOAC и ΔMKC имеем:

$$\frac{Z_2}{\frac{h_{нл}}{2}} = \frac{(\sigma_{\text{бф}} - R_b)}{(\sigma_{\text{бф}} - \sigma_{\delta})}$$

$$Z_2 = \frac{h_{нл}}{2} * \frac{(\sigma_{\text{бф}} - R_b)}{(\sigma_{\text{бф}} - \sigma_{\delta})}$$

$$w = \frac{1}{2} Z_2 (\sigma_{\text{бф}} - R_b)$$

$$N = wb_{нл}$$

На рис. 23 показаны эпюры нормальных напряжений в главной стальной балке, объединенной с железобетонной плитой.

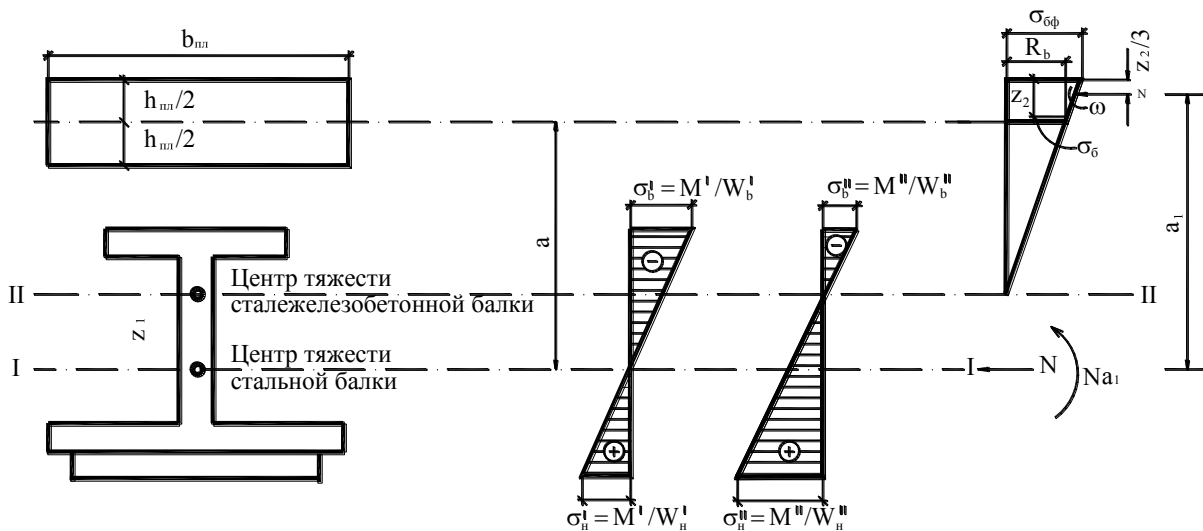


Рис. 23. Эпюры нормальных напряжений от M^I и M^{II} в главной стальной балке и железобетонной плите

Вследствие возникающих пластических деформаций в верхней зоне железобетонной плиты сжимающие напряжения в плите уменьшаются на величину « M », которая передается на чисто стальную балку. Перенесем « M » на ось I-I и примем момент Na_1 , где:

$$a_1 = a + \frac{h_{нл}}{2} - \frac{Z_2}{3} = \text{см.}$$

Сжимающая сила N и момент Na_1 вызовут добавочное напряжение $\Delta\sigma_{\text{с}}$ и $\Delta\sigma_{\text{н}}$. Добавочное сжимающее напряжение в крайних фибрах верхнего пояса балки:

$$\Delta\sigma_{\epsilon} = \frac{N}{F_{cm}} + \frac{Na_1}{W_{\epsilon}^I}$$

Добавочное растягивающее напряжение в крайних фибрах нижнего пояса стальной балки:

$$\Delta\sigma_H = -\frac{N}{F_{cm}} + \frac{Na_1}{W_H^I}$$

Суммарные сжимающие напряжения в крайних фибрах верхнего пояса балки:

$$\sigma_{\epsilon} = \frac{M^I}{W_{\epsilon}^I} + \frac{M^{II}}{W_{\epsilon}^{II}} + \Delta\sigma_{\epsilon} \leq m_2 R.$$

Суммарное растягивающее напряжение в крайних фибрах нижнего пояса балки:

$$\sigma_H = \frac{M^I}{W_H^I} + \frac{M^{II}}{W_H^{II}} + \Delta\sigma_H \leq R.$$

Г. Расчет на прочность крайней сталежелезобетонной балки для третьего случая (рис. 24)

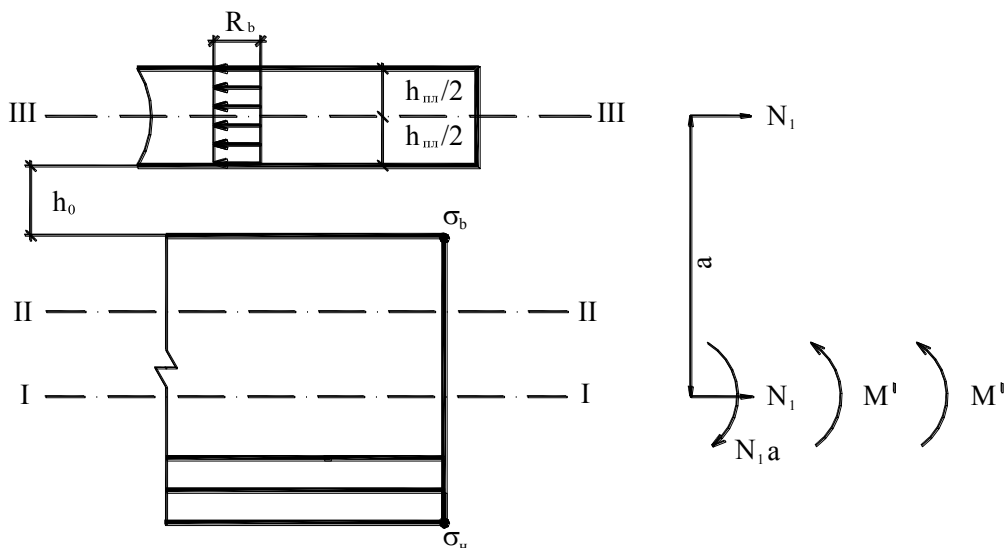


Рис. 24. Схема к определению напряжений в балке и плите

Сила N_1 передается на чисто стальную балку. Переносим силу N_1 на ось $I-I$ с приложением момента $N_1 a$. Кроме того на чисто стальную балку передаются основные моменты M^I и M^{II} .

Суммарные сжимающие напряжения в крайних фибрах верхнего пояса балки:

$$\sigma_{\epsilon} = -\frac{N_1}{F_{cm}} + \frac{M^I + M^{II} - N_1 a}{W_{\epsilon}^I} \leq R.$$

Суммарные растягивающие напряжения в крайних фибрах нижнего пояса балки:

$$\sigma_H = \frac{N_1}{F_{cm}} + \frac{M^I + M^{II} - N_1 a}{W_H^I} \leq R.$$

В третьем случае расчет на прочность не исчерпывается проверкой стальных поясов.

Дополнительно проверяется относительная деформация бетона, чтобы убедиться, что он не может разрушиться. Относительная деформация бетона определяется по следующей формуле:

$$\epsilon_{\delta} = \frac{M^{II}}{E_{CT} W_{\delta.c.}} - \frac{1}{E_{CT}} \left(\frac{S_{\delta.c.}}{W_{\delta.c.}} + \frac{F_{\delta}}{F_{CT}} \right) R_{\delta} \leq \Delta_{\delta} = 0,0016,$$

где $E_{CT} = 2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости стали.

$W_{\delta.c.}$ – момент сопротивления стальной балки, вычисленный для центра тяжести сечения бетона (см. рис. 23)

a – расстояние от оси I-I до оси III-III (см. рис. 8);

I_{CT} – момент инерции стальной балки относительно оси I-I, проходящей через её центр тяжести (см. рис. 5);

$S_{\delta.c.}$ – статистический момент сечения бетонной части балки относительно центра тяжести стальной балки (см. рис. 8).

Момент сопротивления стальной балки, вычисленный для центра тяжести сечения бетона, определяется по формуле:

$$W_{\delta.c.} = \frac{I_{CT}}{a}$$

Статистический момент сечения бетонной части балки относительно центра тяжести стальной балки рассчитывается по формуле:

$$S_{\delta.c.} = b_{пл} h_{пл} a$$

1.10 Определение прогибов сталежелезобетонной балки посередине её пролета

Прогибы определяют от нормативной нагрузки, то есть без учета коэффициента надежности по нагрузке и коэффициенту динамичности. При выполнении курсового проекта прогибы в середине пролета приблизительно могут быть подсчитаны (см. рис 25), если принять жесткость балки постоянной, равной её жесткости в середине пролета.

Прогибы в середине свободно опертых главных балок сталежелезобетонного пролетного строения с симметрично изменяющейся жесткостью от сплошной равномерно распределенной нагрузки могут быть подсчитаны в соответствии с рекомендациями [5].

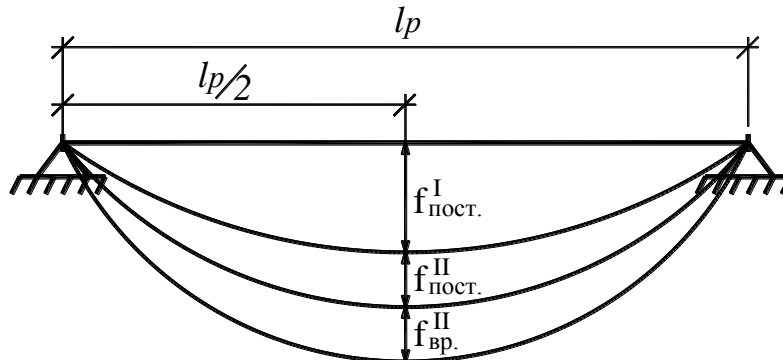


Рис. 25. Схема прогибов главной балки сталежелезобетонного пролетного строения

Нормативный прогиб от I части постоянной нагрузки:

$$f_{пост.}^I = \frac{5}{384} * \frac{q_{норм.}^I l_p^4}{E_{ст} I_{ст}} = см.$$

В примере:

$$f_{пост.}^I = \frac{5}{384} * \frac{24,03 * 10^3 Н / см * 42^4 * 10^8 см^4}{2,06 * 10^5 * 10^2 Н / см^2 * 5576092 см^4} = 8,48 см$$

Нормативный прогиб оси II части постоянной нагрузки

$$f_{пост.}^{II} = \frac{5}{384} * \frac{q_{норм.}^{II} l_p^4}{E_{ст} I_{ст.ж.б.}}$$

В примере:

$$f_{пост.}^{II} = \frac{5}{384} * \frac{16,46 * 10^3 Н / см * 42^4 * 10^8 см^4}{2,06 * 10^5 * 10^2 Н / см^2 * 18046075 см^4} = 1,79 см.$$

Нормативный прогиб от временной нагрузки АК без соблюдения посолы безопасности (третье загрузение):

$$f_{\text{вп}}^{\text{II}} = \frac{5}{384} * \frac{l_p^4}{E_{\text{СТ}} I_{\text{ст.ж.б.}}} q_{\text{АК}}^{\text{равн}} \xi_{\text{АК}} + \frac{P_{\text{АК}} \xi_{\text{АК}} l_p^3}{24 E_{\text{СТ}} I_{\text{ст.ж.б.}}} \left(3 \frac{\left(\frac{l_p}{2} - 0,75\text{м}\right)}{l_p} - 4 \frac{\left(\frac{l_p}{2} - 0,75\text{м}\right)^3}{l_p^3} \right)$$

В примере:

$$f_{\text{вп}}^{\text{II}} = \frac{5}{384} * \frac{42^4}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 18046075 \cdot 10^{-8}} \cdot 14 \cdot 0,785 +$$

$$+ \frac{140 \cdot 0,785 \cdot 42^3}{24 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 18046075 \cdot 10^{-8}} \cdot \left(3 \frac{\left(\frac{42}{2} - 0,75\right)}{42} - 4 \frac{\left(\frac{42}{2} - 0,75\right)^3}{42^3} \right) =$$

$$= 0,0212\text{м} = 2,12\text{см}$$

Нормативный прогиб от временной нагрузки АК с соблюдением посолы безопасности плюс толпа на тротуаре (четвёртое загрузеие):

$$f_{\text{вп}}^{\text{II}} = \frac{5}{384} * \frac{l_p^4}{E_{\text{СТ}} I_{\text{ст.ж.б.}}} (q_{\text{АК}}^{\text{равн}} \xi_{\text{АК}}^{\text{Б}} + q_{\text{ТО}} T \xi_{\text{ТО}}) +$$

$$+ \frac{P_{\text{АК}} \xi_{\text{АК}}^{\text{Б}} l_p^3}{24 E_{\text{СТ}} I_{\text{ст.ж.б.}}} \left(3 \frac{\left(\frac{l_p}{2} - 0,75\text{м}\right)}{l_p} - 4 \frac{\left(\frac{l_p}{2} - 0,75\text{м}\right)^3}{l_p^3} \right)$$

По типовому проекту серии 3503-15, инв №608/1-2, для разрезного пролетного строения, $l_p=42$ м прогиб в середине пролета от временной статической нагрузки дол-

жен быть не более $\frac{1}{1500} l_p$, т. е. $\frac{4200\text{см}}{1500} = 2,8\text{см}$; то есть $f_{\text{вп}}^{\text{II}} = 2,12\text{см} < 2,8\text{см}$.

В соответствии со СП 35.13330.2011 п. 5.43 вертикальный упругий прогиб пролетных строений, вычисленный при действии подвижной временной вертикальной нагрузки (при $\gamma_f = 1$ и динамическом коэффициенте $(1+\mu) = 1$) не должен превы-

шать для городских и автомобильных мостов $\frac{1}{400} l_{\text{расч.}}$

$$\text{Для } l_p=42 \text{ м } f_{\text{вп}}^{\text{II}} = \frac{1}{400} l_p = \frac{1}{400} * 42\text{м} = 0,105\text{м} = 10,5\text{см}$$

Стрела прогиба определяется как сумма прогибов по следующей формуле:

$$f = f_{\text{носм}}^{\text{I}} + f_{\text{носм}}^{\text{II}} + 0,5 f_{\text{вп}}^{\text{II}}$$

1.11 Определение требуемого строительного подъема и его создание

Главные балки разрезных сталежелезобетонных строений $l_n=42,6$ м и $l_n=63,6$ м изготавливаются на заводе в соответствии с типовыми проектами серии 3503-15, инв №608/1-2 [2] из монтажных блоков.

При этом концевые блоки имеют длину 16,5 м, а средние по 10,5 м (рис. 21 и 22).

Выбор длины блока (варианта конструкции) производится при привязке типового проекта пролетного строения к конкретному объекту по согласованию со строительной организацией, исходя из местных условий строительства и транспортировки.

На строительной площадке главные балки сталежелезобетонного пролетного строения собираются из монтажных блоков с определенным строительным подъемом, образуемым за счет перелома в монтажных стыках (рис. 26 и 27). Строительный подъем компенсирует прогибы от постоянных и половины временной нагрузки, т.е. он должен быть равен стреле (см. 1.10).

В примере для пролетного строения $l_n=42,6$ м $f=11,43$ см. По типовым проектам [2], [3] величина строительного подъема $f=13$ см для $l_n=42,6$ м. Для пролетного строения $l_n=63,6$ м $f=23$ см. Переломы в стенках осуществляются путем поворота монтажных блоков вокруг пересечения низа вертикальных листов (рис. 21 и 22).

А. Создание строительного подъема для сталежелезобетонного пролетного строения с $l_n=42,6$ м.

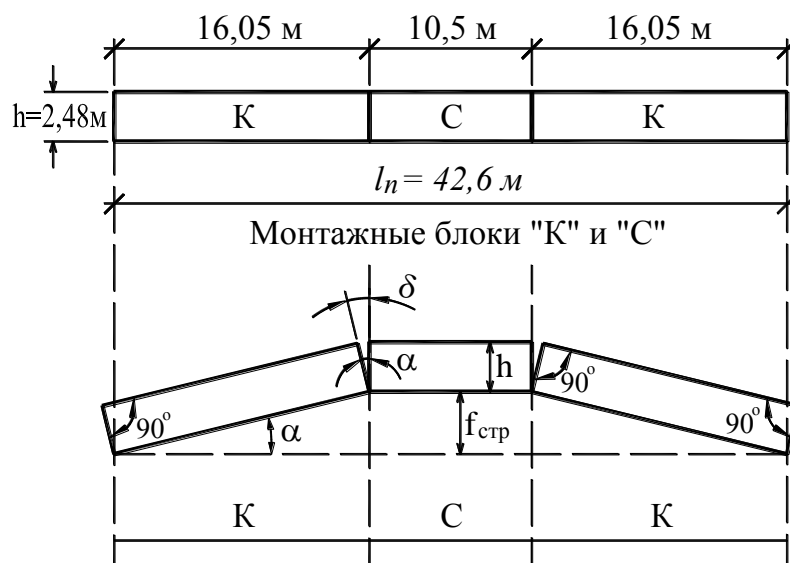


Рис. 26. Схема к определению зазоров « δ » для создания строительного подъема для пролетного строения с $l_n=42,6$ м

Определение зазора « δ » по величине строительного подъема:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f_{\text{cmp}}}{K}; f_{\text{cmp}} = \operatorname{tg} \alpha K; \operatorname{tg} \alpha = \frac{\delta}{h}; f_{\text{cmp}} = \frac{\delta}{h} K; \delta = \frac{hf_{\text{cmp}}}{K}.$$

$$\delta = \frac{248 \text{ см} * 11,43 \text{ см}}{1605 \text{ см}} = 1,77 \text{ см}.$$

В примере:

$$1605 \text{ см}$$

Б. Создание строительного подъема для сталежелезобетонного пролетного строения с $l_n=63,6$ м.

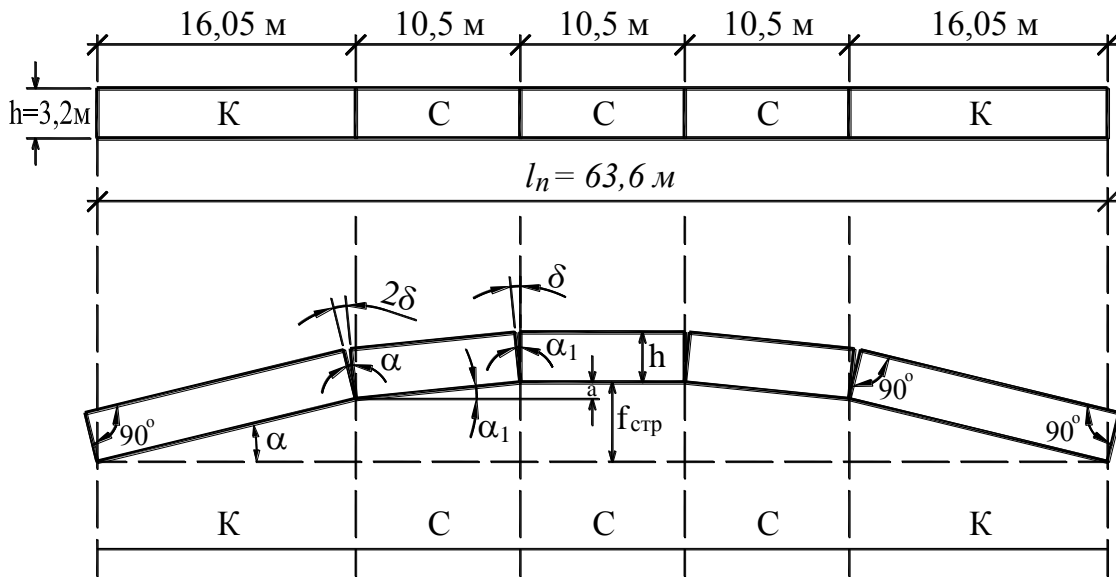


Рис. 27. Схема к определению зазора « δ » и « 2δ » для сталежелезобетонного пролетного строения с $l_n=63,6$ м

$$f_{стр} = b + a; b = K * tg \alpha; tg \alpha = \frac{2\delta}{h}; b = K \frac{2\delta}{h}; a = c * tg \alpha_1; tg \alpha_1 = \frac{\delta}{h};$$

$$a = c \frac{\delta}{h}; f_{стр} = K \frac{2\delta}{h} + c \frac{\delta}{h}; \delta = \frac{f_{стр}}{\frac{2K}{h} + \frac{c}{h}}.$$

По типовому проекту [3] $f_{стр}=23$ см, тогда

$$\delta = \frac{23 \text{ см}}{\frac{2 * 1605 \text{ см}}{320} + \frac{1050 \text{ см}}{320 \text{ см}}} = 1,73 \text{ см} ; 2\delta = 3,46 \text{ см}.$$

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 35.13330.2012. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84. Введ. 2011-05-20. – М.: ОАО «ЦПП», 2011 – 341 с
2. Типовой проект разрезного сталежелезобетонного пролетного строения $l_p = 42$ м серии 3503-15 Ленгипротрансмоста, инв. № 608/1-2, Ленинград, 1968.
3. Типовой проект разрезного сталежелезобетонного пролетного строения $l_p = 63$ м серии 3503-15 Ленгипротрансмоста, инв. № 608/4-2, Ленинград, 1968.
4. Типовой проект неразрезных сталежелезобетонных пролетных строений $l_p = 63$ м+2*84 м+63 м, $l_p = 63$ м+3*84 м+63 м серии 3503-15 Ленгипротрансмоста, инв. № 608/8, Ленинград, 1969.
5. Файн Я.С. Примеры расчета балочного сталежелезобетонного автодорожного пролетного строения. – Ростов-на-Дону: РИСИ, 1970. – 118 с
6. Саламахин П.М. и др. Мосты и сооружения на дорогах. Ч II. – М.: Транспорт, 1991. – 448 с

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ

Последняя цифра шифра	Габарит и ширина тротуаров или по заданию преподавателя, м	Вторая цифра от конца шифра	Размеры расчётной длины пролёта, м
			l_p
0	Г-11,5+2×1,5	0	41
1	Г-8+2×1,0	1	40
2	Г-10+2×1,5	2	39
3	Г-11,5+2×1,5	3	38
4	Г-10+2×1,0	4	37
5	Г-11,5+2×1,5	5	36
6	Г-8+2×1,5	6	35
7	Г-10+2×1,5	7	28
8	Г-10+2×1,0	8	33
9	Г-6,5+2×1,0	9	32