

**Министерство образования и науки Российской Федерации
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет**

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ ПУТЕПРОВОД

**Методические указания
к курсовому и дипломному проектированию**

Составитель О. С. Середина

© Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный
архитектурно-строительный университет», 2014

**Волгоград
ВолгГАСУ
2014**

УДК 624.21.037 (076.5)

ББК 39.112.227я73

Ж513

Ж513

Железобетонный путепровод [Электронный ресурс] : методические указания к курсовому и дипломному проектированию / М-во образования и науки Рос. Федерации, Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т ; сост. О. С. Середина. — Электронные текстовые и графические данные (413 Кбайт). — Волгоград : ВолгГАСУ, 2014. — Учебное электронное издание сетевого распространения. — Систем. требования: PC 486 DX-33; Microsoft Windows XP; Internet Explorer 6.0; Adobe Reader 6.0. Официальный сайт Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Режим доступа: <http://www.vgasu.ru/publishing/on-line/> — Загл. с титул. экрана.

Рассмотрен пример расчета разрезного балочного бездиафрагменного пролетного строения путепровода: плиты и балки пролетного строения по первой и второй группам предельных состояний. В приложениях содержатся справочные материалы, необходимые для выполнения расчетов, общий вид путепровода и армирование конструкции балки пролетного строения.

Масштаб и оформление чертежей должны соответствовать требованиям ГОСТ.

Для студентов очной и заочной форм обучения профилей «Автомобильные мосты и тоннели» и «Автомобильные дороги» по дисциплинам «Инженерные сооружения в дорожном строительстве» и «Проектирование автомобильных мостов».

УДК 624.21.037
ББК 39.112.227я73

ОГЛАВЛЕНИЕ

Состав курсового проекта.....	4
Задание к курсовому проекту.....	4
1. Конструктивное решение поперечника путепровода.....	5
2. Расчет плиты пролетного строения.....	6
2.1. Определение нагрузок.....	6
2.2. Определение усилий в плите пролетного строения.....	8
2.3. Расчет плиты на прочность на стадии эксплуатации по изгибающему моменту.....	10
3. Расчет балки пролетного строения.....	11
3.1. Определение нагрузок.....	11
3.2. Определение усилий.....	15
3.3. Расчет прочности балки по сечениям, нормальным к продольной оси.....	18
3.4. Расчет прочности балки по сечениям, наклонным к продольной оси.....	20
3.5. Расчет отогнутых стержней и построение эпюры материалов.....	21
4. Расчет балки по второй группе предельных состояний.....	21
4.1. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.....	21
4.2. Определение прогиба балки.....	22
Библиографический список.....	24
Приложение..	25

Цель настоящих методических указаний – оказание помощи студентам при выполнении курсового проекта по дисциплинам «Инженерные сооружения в дорожном строительстве» и «Проектирование автодорожных мостов».

Расчет разрезного балочного бездиафрагменного пролетного строения путепровода состоит из трех частей. Первая часть – определение нагрузок, усилий возникающих в плите и балки пролетного строения от воздействий постоянных и временных нагрузок. Вторая часть – расчет прочности балки по сечениям, нормальным и наклонным к продольной оси с целью определения армирования балки и условия прочности по сжатию бетону между наклонными трещинами. Третья часть – расчет балки и определение прогиба по второй группе предельных состояний с целью определения раскрытие трещин, нормальных к продольной оси.

В методических указаниях приводятся основы расчета элементов путепровода согласно [1].

Состав курсового проекта

Курсовой проект включает разработку плиты и балки железобетонного путепровода. Требуется выполнить расчет разрезного балочного бездиафрагменного пролетного строения путепровода.

В пояснительной записке указываются исходные данные для расчета, приводится сбор нагрузок, материалы пролетного строения и опоры.

Графическая часть работы выполняется на листе формата А1 (594×841 мм) в карандаше или в программе AutoCAD и включает:

- 1) чертеж фасада, плана, продольного и поперечного разреза (М 1:100);
- 2) армирование балки, раскладка верхней и нижней сеток (М 1:20);
- 3) спецификацию арматуры на одну балку и выборку материалов.

На фасаде изображаются пролетные строения, опоры, на которые эти пролетные строения опираются. Фасад необходимо совместить с продольным разрезом пролетного строения вдоль его оси.

На плане пролетное строение и опора изображаются с послойным снятием элементов конструкции. На поперечном разрезе показывается пролетное строение вместе с опорой.

Задание к курсовому проектированию (пример):

Схема путепровода 16х16х16 м

Габарит проезжей части: Г-10 м

Тротуар: 2х2 м с тротуарной плитой

Отметка пересекаемой дороги 4 категории 125,35

Материал: Бетон класса В-20

Рабочая арматура класса А-III

Временная нагрузка: НК-100, А-11

Опора: одностоечная из оболочек $d=120$ см

1. Конструктивное решение поперечника путепровода

Пролетное строение комплектуется из 9 бездиафрагменных балок стендового изготовления, пролет балки (в осях опор) принят 16 м. Расстояние между осями смежных балок 1,55 м. (Рекомендуется принимать расстояние между балками в пределах 1,5-1,7 м.). Соединение балок между собой производится сваркой и бетонированием выпусков арматуры из плиты проезжей части. Балки имеют Т-образное сечение, крайние балки отличаются от промежуточных наличием односторонних выпусков арматуры из плит и закладных деталей для прикрепления тротуарных блоков. Схема поперечного сечения пролетного строения показана на рис. 1.

Необходимо обеспечить ширину пролетного строения для размещения габарита проезжей части и тротуаров. Тротуары устраивают на плите балок, отделяя их от проезжей части барьерным ограждением, высотой 0,6-0,75 м, а снаружи – перильным ограждением, крепящимся к тротуарному блоку.

При применении металлических опорных частей на балках устанавливаются закладные детали, при применении резиновых опорных частей закладные детали не устанавливаются.

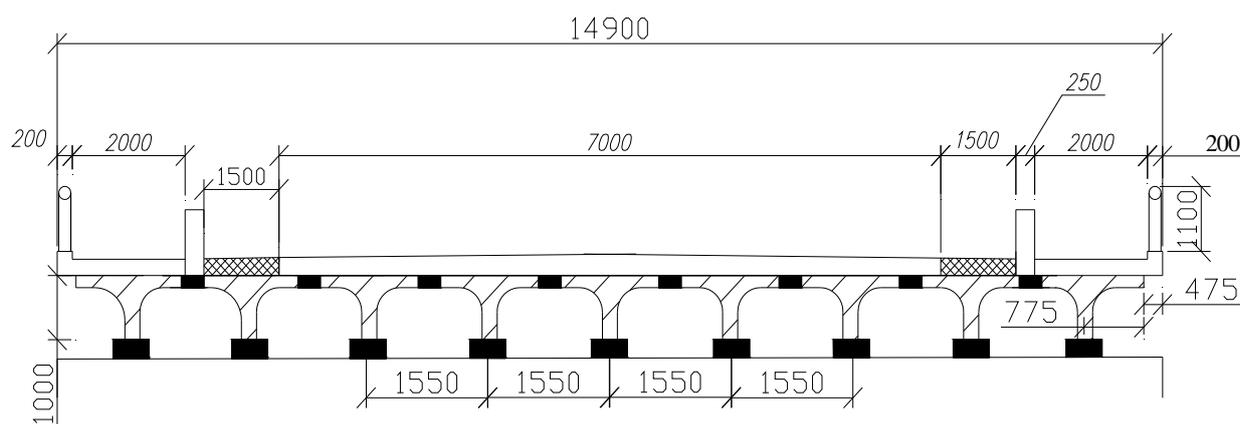


Рис.1. Схема поперечного сечения пролетного строения

Конструктивное решение поперечника путепровода составит:

1. Перильное ограждение+барьерное ограждение +тротуар+габарит проезжей части $200 \cdot 2 + 250 \cdot 2 + 2000 \cdot 2 + 10000 = 14900$ мм
2. Количество бездиафрагменных балок * расстояние между осями смежных балок $9 \cdot 1,55 = 13,95$ м
3. $14900 - 13950 = 950$ мм
4. $950 / 2 = 475$ мм (свес тротуара).

2. Расчет плиты пролетного строения

2.1. Определение нагрузок

Постоянная нагрузка на плиту складывается из веса дорожной одежды и её собственного веса; представлена в табличной форме (табл.1)

Таблица 1

Постоянные нагрузки на 1м ² плиты			
Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ²
1. Асфальтобетон $\delta=10$ см $D=23$ кН/м ³	$0,1 \times 23=2,3$	1,5	3,45
2. Защитный слой из армированного бетона $\delta=4$ см $D=25$ кН/м ³	$0,04 \times 25=1$	1,3	1,3
3. Гидроизоляция $\delta=10$ см $D=15$ кН/м ³	$0,1 \times 15=1,5$	1,3	0,195
4. Выравнивающий слой $\delta=4$ см $D=21$ кН/м ³	$0,43 \times 21=0,84$	1,3	1,09
5. Железобетонная плита $\delta=18$ см $D=25$ кН/м ³	$0,18 \times 25=4,5$	1,1	4,95
Итого:	$q_n=7,39$		$q=11,79$

Временные нагрузки.

Плита рассчитывается на временные нагрузки А-11 и НК-100.

Рассматриваются следующие варианты загрузки.

Первый вариант.

В пролете плиты размещается одна колея нагрузки А-11.

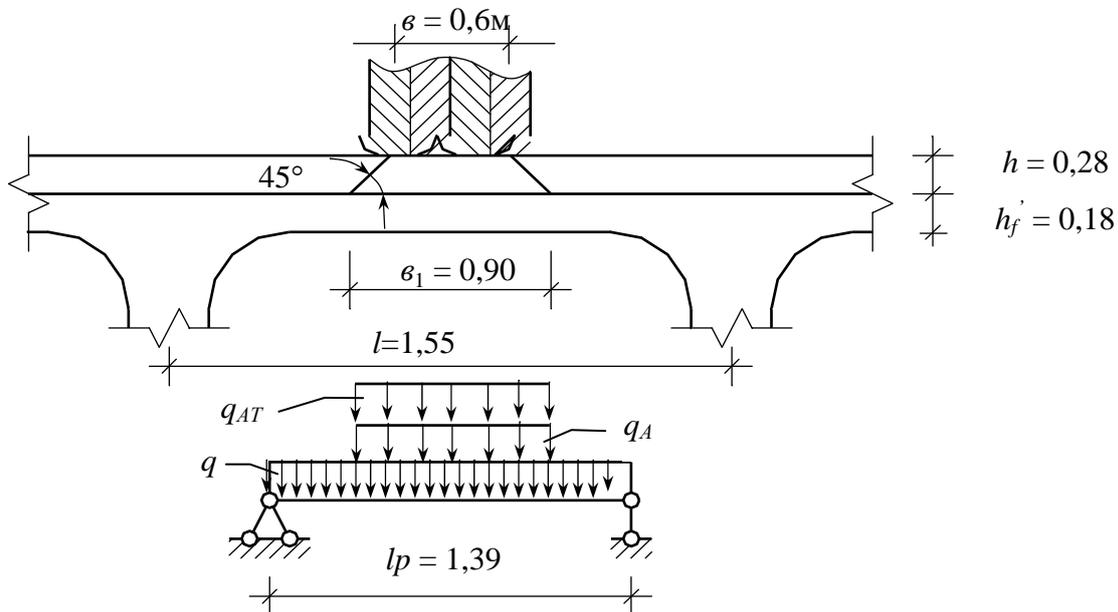


Рис. 2. Загружение плиты одной колеей нагрузки А-11

$$l_p = l - 2 \cdot \frac{0,16}{2} = 1,55 - 2 \cdot \frac{0,16}{2} = 1,39 \text{ м}$$

При интенсивности полосовой нагрузки $q_{\text{пол}}=11$ кН/м равномерно распределенная вдоль одной колеи нагрузка составит

$$q_{\text{кол}} = \frac{q_{\text{пол}}}{2} = \frac{11}{2} = 5,5 \text{ кН/м}$$

При ширине колеса $b=0,6\text{ м}$ и распределении нагрузки в толще дорожной одежды под углом 45° ширина площадки распределения нагрузки вдоль пролета плиты составит $b_1 = b + 2h = 0,6 + 2 \cdot 0,28 = 0,90 \text{ м}$

$$\text{Интенсивность этой нагрузки на } 1 \text{ м}^2 \quad q_A = \frac{q_{\text{кол}}}{b_1} = \frac{5,5}{0,90} = 6,11 \text{ кН/м}^2$$

Давление одного колеса тележки вдоль колеи распределяется на длине $0,2 \text{ м}$ (рис. 3). Усилие от полосы поперек пролета плиты вовлекает в работу участки длиной

$$a_2 = a + 2h + \frac{l_p}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,28 + \frac{1,55}{3} = 0,98 \text{ м, но не менее} \quad \frac{2}{3} \cdot l_p = \frac{2}{3} \cdot 1,55 = 0,96 \text{ м}$$

Принимаем $a_2 = 0,98 \text{ м}$

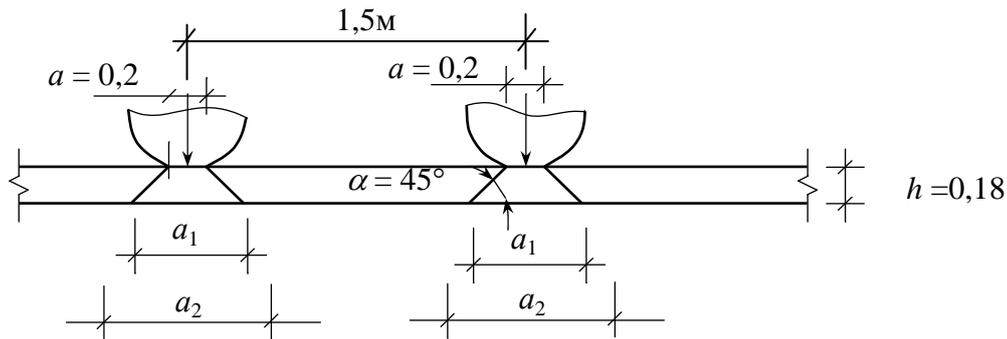


Рис. 3. Установка колес автомобильной тележки перпендикулярно пролету плиты

Интенсивность нагрузки от одного колеса тележки при давлении на ось $P_{\text{АТ}} = 110 \text{ кН}$

$$q_{\text{АТ}} = \frac{P_{\text{АТ}}}{2 \cdot a_2 \cdot b_1} = \frac{110}{2 \cdot 0,90 \cdot 0,98} = 62,36 \text{ кН/м}^2$$

Динамический коэффициент $(1 + \mu)$ при длине загрузения $\lambda = l_p = 1,55 \text{ м}$ определим по следующей формуле:

$$1 + \mu = 1 + \frac{(45 - \lambda)}{135} = 1 + \frac{45 - 1,55}{135} = 1,32$$

Принимаем $1 + \mu = 1,32$;

Таким образом: $q_A = 6,11 \text{ кН/м}^2$; $q_{\text{АТ}} = 62,36 \text{ кН/м}^2$; $1 + \mu = 1,3$

Второй вариант.

В пролете плиты размещается одно колесо нагрузки НК-100 (рис. 4).

При ширине колеса $b = 0,8 \text{ м}$ и распределении давления от него в толще дорожной одежды под углом 45° ширина площадки давления составит:

$$b_2 = b + 2h = 0,8 + 2 \cdot 0,28 = 1,1 \text{ м}$$

Вдоль движения длина площадки распределения совпадает с длиной площадки для колеса тележки А-11 и может быть принята равной $2/3 l_p$, но не более расстояния между колесами $1,2 \text{ м}$.

Исходя из этого принимаем $a_2 = 0,96 \text{ м}$.

$$\text{Интенсивность нагрузки на } 1 \text{ м}^2 \quad q_k = \frac{P_k}{a_2 \cdot b_2} = \frac{1000}{8 \cdot 0,96 \cdot 1,1} = 94,7 \text{ кН/м}^2$$

Динамический коэффициент для НК-100 при длине загрузки $b_2 = 1,1\text{ м}$ и условии $1 > \lambda = 1,1\text{ м} > 5$ определим по формуле:

$$1 + \mu = 1,3 - \frac{(1,3 - 1,1)(\lambda - 1)}{4} = 1,3 - \frac{(1,3 - 1,1)(1,1 - 1)}{4} = 1,295$$

Таким образом: $q_k = 94,7 \text{ кН/м}^2$; $(1 + \mu) = 1,3$

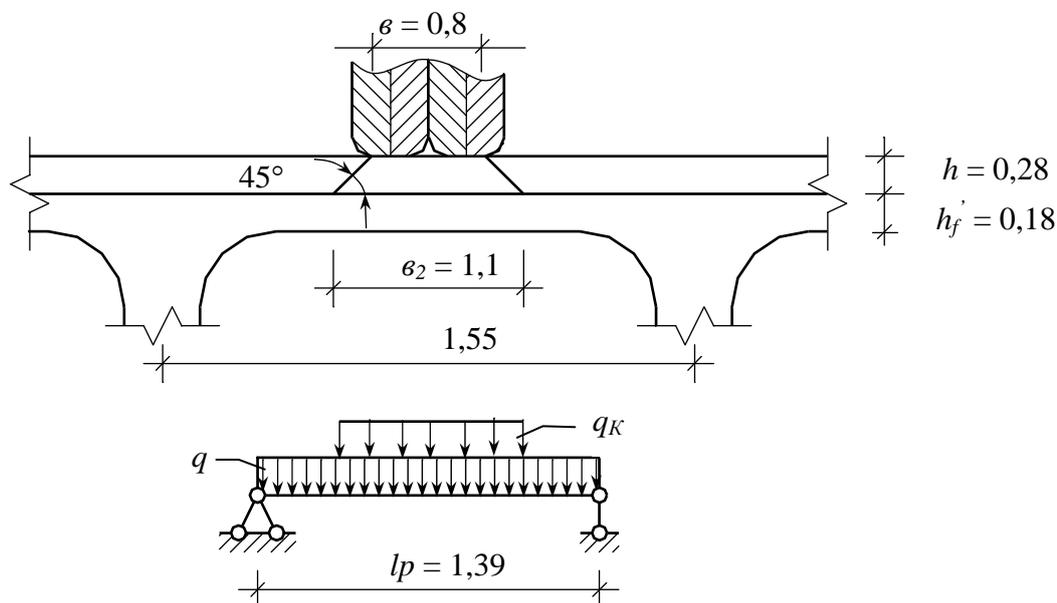


Рис. 4 Загрузка плиты нагрузкой НК-100

2.2. Определение усилий в плите пролетного строения

Плиту пролетного строения поперек пролета путепровода рассматриваем как многопролетную неразрезную балку, опирающуюся на упругие опоры. Изгибающий момент в пролетах и на опорах этой балки определяется по моменту M_0 для однопролетной балки с помощью поправочных коэффициентов, учитывающих снижение момента за счет влияния защемления плиты в ребрах и податливости последних.

Для полосы плиты шириной 1 м, изгибающий момент в середине пролета от постоянной нагрузки и нагрузки А-11.

$$M_0 = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (1 + \mu) \cdot (\gamma_{f_A} \cdot q_a + \gamma_{f_{AT}} \cdot q_{AT}) \cdot b_1 \cdot \frac{(l_p - 0,5 \cdot b_1)}{4},$$

где: $\gamma_{f_A} = 1,2$ коэффициент надежности по нагрузке для полосовой А-11;

$\gamma_{f_{AT}} = 1,5$ коэффициент надежности по нагрузке для тележки А-11.

$$M_0 = \frac{8,79 \cdot 1,39^2}{8} + 1,32 \cdot (1,2 \cdot 6,11 + 1,5 \cdot 62,36) \cdot 0,9 \cdot \frac{1,39 - 0,5 \cdot 0,9}{4} = 33,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент в середине пролета от постоянной нагрузки и нагрузки НК-100

$$M_0 = \frac{q \cdot l_p^2}{8} + (1 + \mu) \cdot \gamma_{f_K} \cdot q_K \cdot b_2 \cdot \frac{(l_p - 0,5 \cdot b_2)}{4},$$

где: $\gamma_{f_K} = 1,0$ коэффициент надежности по нагрузке НК-100

$$M_0 = \frac{8,79 \cdot 1,39^2}{8} + 1,3 \cdot 1,0 \cdot 94,7 \cdot 1,1 \cdot \frac{1,39 - 0,5 \cdot 1,1}{4} = 34,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В качестве расчетного усилия однопролетной плиты для расчетов на прочность принимаем наибольшее, полученное при загрузении ее постоянной нагрузкой и нагрузкой НК-100 $M_0=34,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Изгибающие моменты неразрезной плиты определяем, используя коэффициенты табл.3 прил.1. Для этого сечение балки приводим к прямоугольной форме в соответствии с рисунком 5.

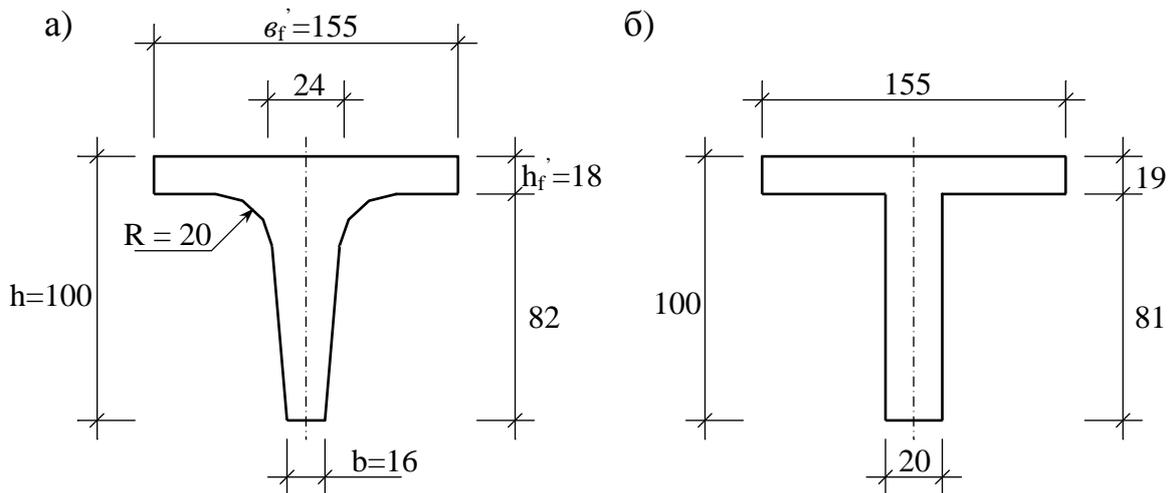


Рис.5. Поперечное сечение балки а) действительное, б) приведенное

Приведенная толщина верхней полки h_f' равна:

$$h_f' = \frac{b_f' \cdot h_f' + 0,5 \cdot ((2 \cdot R)^2 - \pi \cdot R^2)}{b_f'} = \frac{155 \cdot 18 + 0,5 \cdot ((2 \cdot 20)^2 - 3,14 \cdot 20^2)}{155} = 19 \text{ см}$$

Поправочный коэффициент для определения $M_{оп}$ и $M_{прол}$ рассчитывается по формуле:

$$n_1 = 0,001 \cdot \frac{D \cdot I_p^3}{G_b \cdot I_K} \text{ где, } D = \frac{E_b \cdot (h_f')^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} - \text{цилиндрическая жесткость}$$

$G_b = 0,42 E_b$ модуль сдвига бетона

E_b – модуль упругости бетона

I_K – момент инерции при кручении

$\nu = 0,2$ коэффициент Пуассона

При определении поправочного коэффициента n_1 все значения подставляются в сантиметрах.

$$D = \frac{E_b \cdot 16^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 355,56 \cdot E_b$$

Момент инерции при кручении составит:

$$I_K = \frac{1}{3} \sum \left(\frac{e_i}{\delta_i} - 0,63 \right) \delta_i^4 = \frac{1}{3} \left[\left(\frac{155}{19} - 0,63 \right) \cdot 19^4 + \left(\frac{81}{20} - 0,63 \right) \cdot 20^4 \right] = 39,51 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

где e_i и δ_i – длина и ширина прямоугольников, из которых составлено сечение балки.

$$n_1 = 0,001 \cdot \frac{355,56 \cdot E_b \cdot 149^3}{0,42 \cdot E_b \cdot 39,51 \cdot 10^4} = 7,09 < 30$$

По таблице 3 приложения 1 при $n_1 < 30$ находим:

на опоре

в пролете

$$M_{\text{он}} = -0,8 M_0$$

$$M_{\text{прол}} = -0,25 M_0$$

$$M_{\text{он}} = 0,25 M_0$$

$$M_{\text{прол}} = 0,5 M_0$$

Окончательно изгибающие моменты в неразрезной плите равны:

на опоре

в пролете

$$M_{\text{он}} = -0,8 \cdot 34,94 = -27,95 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{\text{прол}} = -0,25 \cdot 34,94 = -8,74 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{\text{он}} = 0,25 \cdot 34,94 = 8,74 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{\text{прол}} = 0,5 \cdot 34,94 = 17,47 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

2.3. Расчет плиты на прочность на стадии эксплуатации по изгибающему моменту

Бетон класса В-20, где $R_b = 10,5$ МПа;

Рабочая арматура класса А-III, где $R_s = 350$ МПа

$$\text{Рабочая высота плиты } h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 18 - 2 - \frac{1,0}{2} = 15,5 \text{ см}$$

где $c = 2$ см защитный слой бетона, $d = 10$ мм диаметр рабочей арматуры.

Определение площади рабочей арматуры плиты.

Нижняя зона. Максимальный момент в пролете $M_{\text{прол}} = 17,47 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Определяем коэффициенты A_0 и η ; ширина плиты $b = 1 \text{ м}$

$$A_0 = \frac{M_{\text{прол}}}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{17,47 \cdot 10^5}{10,5 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 15,5^2} = 0,106$$

По таблице 1 приложения 1 находим $\eta = 0,944$

$$A_s = \frac{M_{\text{прол}}}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{17,47 \cdot 10^5}{350 \cdot 10^2 \cdot 15,5 \cdot 0,944} = 5,59 \text{ см}^2$$

Принимаем: армирование нижней зоны сеткой из стержней $\varnothing 10$, шаг 125 мм (8 стержней на 1 п.м.) $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > 5,59 \text{ см}^2$

Верхняя зона. Максимальный момент на опоре $M_{\text{он}} = 27,95 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$A_0 = \frac{27,95 \cdot 10^5}{10,5 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 15,5^2} = 0,170, \text{ где } \eta = 0,906$$

$$A_s = \frac{M_{\text{он}}}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{27,95 \cdot 10^5}{350 \cdot 10^2 \cdot 15,5 \cdot 0,906} = 9,31 \text{ см}^2$$

Принимаем армирование верхней зоны плиты сеткой из стержней $\varnothing 10$, шаг 85 мм (12 стержней на 1 п.м.) $A_s = 9,42 \text{ см}^2 > 9,31 \text{ см}^2$

3. Расчет балки пролетного строения

3.1. Определение нагрузок

Постоянная нагрузка.

Нагрузка собирается на 1 метр длины пролетного строения

Таблица 2

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэф. (γ_f) надеж. по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
1	2	3	4
1. Асфальтобетон ездового полотна $\delta=10$ см и литой асфальт тротуаров $\delta=2$ см $D=23$ кН/м ³	$0,1 \cdot 23 \cdot 10 + 0,02 \cdot 23 \cdot 2 \cdot 2 = 12,42$	1,5	$12,42 \cdot 1,5 = 18,63$
2. Защитный слой из армированного бетона $\delta=4$ см $D=25$ кН/м ³	$0,04(10+0,25 \cdot 2+2 \cdot 2) \cdot 25 = 11,5$	1,3	$11,5 \cdot 1,3 = 14,95$
3. Гидроизоляция $\delta=10$ см $D=15$ кН/м ³	$0,1(10+2 \cdot 0,25+2 \cdot 2) \cdot 15 = 1,7$	1,3	$1,7 \cdot 1,3 = 2,21$
4. Выравнивающий слой $\delta=4$ см $D=21$ кН/м ³	$0,04(10+2 \cdot 0,25+2 \cdot 2) \cdot 21 = 9,66$	1,3	$9,66 \cdot 1,3 = 12,56$
5. Перильное ограждение	$2,0 \cdot 2 = 4$	1,1	$4 \cdot 1,1 = 4,4$
6. Барьерное ограждение	$2,5 \cdot 2 = 5$	1,1	$5 \cdot 1,1 = 5,5$
7. Собственный вес балки $D \cdot h \cdot b$ сечению по приведенному	$(0,19 \cdot 1,55 + 0,81 \cdot 0,2) \cdot 25 \cdot 9 = 74,2$	1,1	$74,2 \cdot 1,1 = 81,62$
$q_n = 118,48$			$q = 139,87$

Считаем постоянную нагрузку распределенной поровну между всеми балками. Тогда на одну балку придется:

$$q_n = 118,48 : 9 = 16,93 \text{ кН/м,}$$

$$q = 139,87 : 9 = 19,98 \text{ кН/м.}$$

Временная нагрузка.

Временные нагрузки А-11 и НК-100 распределяются между балками в соответствии с коэффициентом поперечной установки (КПУ). КПУ определяется по обобщенному методу внецентренного сжатия М.Е. Гибшмана для каждого вида нагрузки отдельно, как сумма ординат линий влияния давления под центрами тяжести транспортных единиц или полос нагрузки, для толпы как ордината под точкой приложения равнодействующей. Рассматривают три варианта временного нагружения.

Первый вариант загрузки А-11 + толпа

Расчетные полосы нагрузки смещаются на край проезжей части с расстоянием 1,5 м от оси нагрузки до полосы безопасности и далее через 3 м. В этом варианте нагрузка от транспортных средств сочетается с нагрузкой от толпы на тротуаре.

Второй вариант загрузки А-11

Расчетные полосы нагрузки смещаются на край ездового поля с расстоянием 1,5 м от бордюра до оси нагрузки и далее через 3 м. Учитываются две полосы нагруже-

ния независимо от габарита моста, предусматривающего более одной полосы движения.

Третий вариант загрузки НК-100

Расчетная полоса смещается на край проезжей части с расстоянием 1,75 м от оси нагрузки до полосы безопасности.

Вычисляем геометрические характеристики приведенного сечения балки (рис.6).

Статический момент сечения относительно нижней грани балки:

$$S_b = 81 \cdot 20 \cdot \frac{81}{2} + 19 \cdot 155 \cdot \left(81 + \frac{19}{2} \right) = 306080 \text{ см}^3$$

Площадь сечения:

$$A_b = 20 \cdot 81 + 19 \cdot 155 = 4240 \text{ см}^2$$

Расстояние от нижней грани сечения до его центра тяжести

$$Y_b^{нр} = \frac{S_b}{A_b} = \frac{306080}{4240} = 72,19 \text{ см}$$

Расстояние от верхней грани сечения до его центра тяжести

$$Y_b^{вр} = 100 - 72,19 = 27,81 \text{ см}$$

Момент инерции сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести перпендикулярно плоскости изгиба:

$$I_b = \frac{155 \cdot 19^3}{12} + 155 \cdot 19 \cdot \left(27,81 - \frac{19}{2} \right)^2 + \frac{20 \cdot 81^3}{12} + 20 \cdot 81 \cdot \left(72,19 - \frac{81}{2} \right)^2 = 3578302 \text{ см}^4$$

$$= 0,0358 \text{ м}^4$$

Расчетную длину балки пролетного строения определим в соответствии с рисунком 7. Зазор между балками принят 50 мм, ширина опорной площадки балки – 300 мм, тогда $l_p = l - 50 - 2 \cdot 300 = 16000 - 50 - 2 \cdot 300 = 15350$ мм.

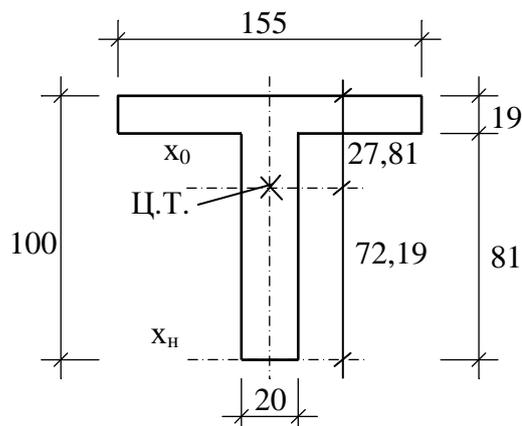


Рис. 6.

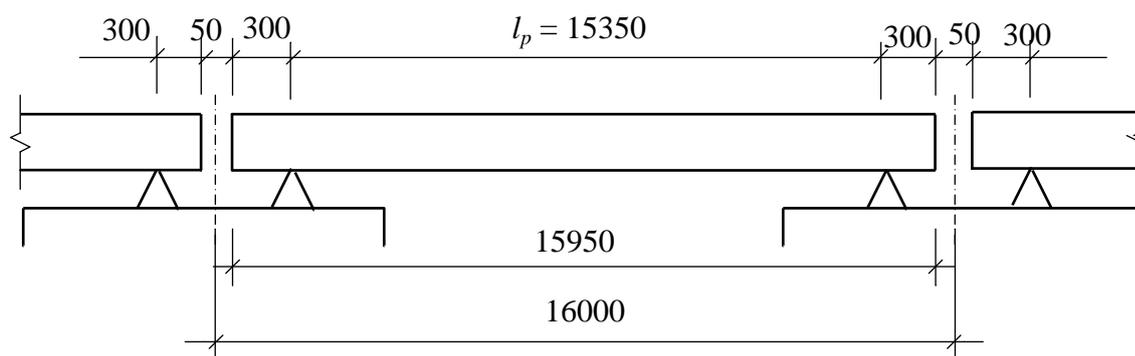


Рис.7. Конструктивная и расчетная длина балки

На рисунке 8 представлена схема для определения КПУ по методу внецентренного сжатия М.Е. Гибшмана. При определении КПУ для полосовой нагрузки для всех полос кроме первой, в качестве множителя к ординатам должен быть введен коэффициент $S_1=0,6$, учитывающий возможное неполное нагружения полос автомобилями. Ординаты линий влияния давления под центрами тяжести крайних балок определяются по формуле:

$$Y = \frac{1}{n} \pm \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2 + \frac{n \cdot l_p^2}{3} \cdot \frac{G_b \cdot I_k}{E_b \cdot I_b}}, \quad \text{где } G_b = 0,42 E_b, \text{ тогда}$$

Число балок в поперечном сечении $n=9$,

$$\sum a_i^2 = 12,4^2 + 9,3^2 + 6,2^2 + 3,1^2 = 326,7 \text{ м}^2$$

Определим ординаты линий влияний давления для первой балки

$$y_1 = \frac{1}{9} \pm \frac{13,2^2}{2 \cdot 326,7 + \frac{9 \cdot 15,35^2}{3} \cdot 0,42} \frac{0,0040}{0,0358};$$

$$y_1 = 0,438, y_1' = -0,152$$

Ординаты линий влияний давления для второй балки

$$y_2 = \frac{1}{9} \pm \frac{6,6 + 3,3}{2 \cdot 326,7 + \frac{9 \cdot 15,35^2}{3} \cdot 0,42} \frac{0,0040}{0,0358};$$

$$y_2 = 0,340, y_2' = -0,054$$

Определение коэффициента поперечной установки.

Для первой балки (крайняя)

первый вариант загрузки:

$$\eta_A = 0,235 + 0,6 \cdot 0,051 = 0,204; \eta_{AT} = 0,235 + 0,051 = 0,286; \eta_T = 0,450;$$

второй вариант загрузки:

$$\eta_A = 0,297 + 0,6 \cdot 0,112 = 0,364; \eta_{AT} = 0,297 + 0,112 = 0,409;$$

третий вариант загрузки: $\eta_k = 0,220$;

Для второй балки

первый вариант загрузки:

$$\eta_A = 0,205 + 0,6 \cdot 0,081 = 0,254; \eta_{AT} = 0,205 + 0,081 = 0,286; \eta_T = 0,348;$$

второй вариант загрузки:

$$\eta_A = 0,246 + 0,6 \cdot 0,122 = 0,319; \eta_{AT} = 0,246 + 0,122 = 0,368;$$

третий вариант загрузки:

$$\eta_k = 0,194;$$

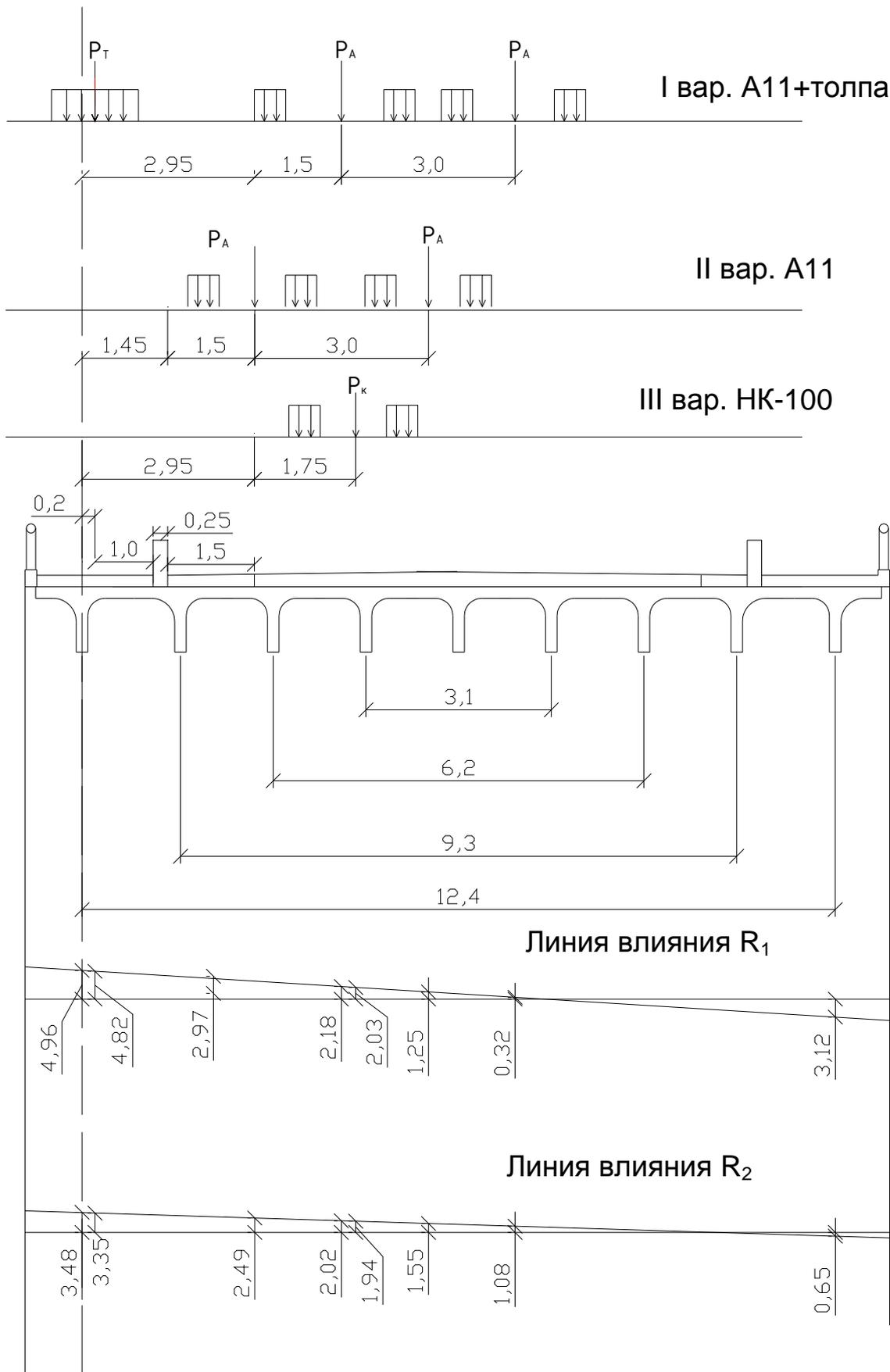


Рис.8. Схема временных нагрузок для определения КПУ

Коэффициенты поперечной установки

Балки	1 вариант			2 вариант		3-й вариант
	η_A	η_{AT}	η_T	η_A	η_{AT}	η_K
1-я	0,204	0,286	0,450	0,364	0,409	0,220
2-я	0,254	0,286	0,348	0,319	0,368	0,194

3.2. Определение усилий

Определение изгибающих моментов от постоянных и временных нагрузок проводим по линии влияния. Тележку автомобильной нагрузки располагаем в самом невыгодном месте в середине пролета (рис. 9).

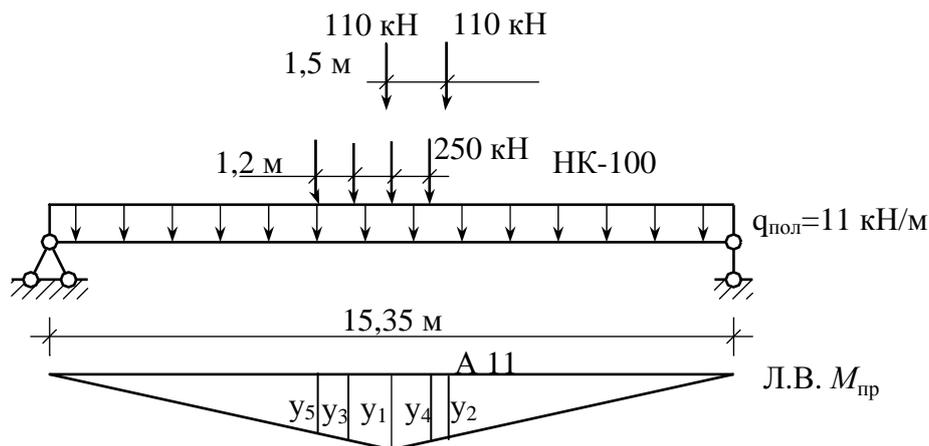


Рис 9. Схема для определения M_{\max} в середине пролета балки

Площадь линии влияния $M_{\text{пр}}$
 $\omega_M = 0,125 l_p^2 = 0,125 \cdot 15,35^2 = 29,45 \text{ м}^2$

Ординаты линии влияния под колесами грузовой тележки нагрузки А-11.

$$y_1 = \frac{l_p}{4} = \frac{15,35}{4} = 3,83 \text{ м}$$

$$y_2 = y_1 \cdot \frac{0,5l_p - 1,5}{0,5l_p} = 3,83 \cdot \frac{7,675 - 1,5}{7,675} = 3,08 \text{ м}$$

$$y_3 = y_4 = y_1 \cdot \frac{0,5l_p - 1,2}{0,5l_p} = 3,83 \cdot \frac{7,675 - 1,2}{7,675} = 3,23 \text{ м}$$

$$y_5 = y_1 \cdot \frac{0,5l_p - 1,2 - 1,2}{0,5l_p} = 3,83 \cdot \frac{7,675 - 1,2 - 1,2}{7,675} = 2,63 \text{ м}$$

Ординаты под колесами машины НК-100.

Нормативная нагрузка на тротуары зависит от длины загрузения, равной длине пролета, но должна быть не менее 2 кН/м^2

$$P_T = 4 - 0,02 \cdot \lambda = 4 - 0,02 \cdot 15,35 = 3,693 \text{ кН/м}^2 > 2 \text{ кН/м}^2$$

Принимаем $P_T = 3,693 \text{ кН/м}^2$

Коэффициенты надежности по нагрузке:

для тележки А-11 $\gamma_{f_{AT}} = 1,5 - \frac{0,3 \cdot l_p}{30}$, но не менее 1,2

$$\gamma_{f_{AT}} = 1,5 - \frac{0,3 \cdot 15,35}{30} = 1,35 > 1,2$$

для полосовой А-11 $\gamma_{f_A} = 1,2$

для толпы на тротуарах при учете ее совместно с А-11, $\gamma_{f_T} = 1,2$

для нагрузки НК-100, $\gamma_{f_K} = 1,0$

Динамические коэффициенты:

$$\text{для А-11 } (1 + \mu)_A = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} = 1 + \frac{45 - 15,35}{135} = 1,22$$

для НК-100 при $\lambda = l_p = 15,35 > 5$ $(1 + \mu)_K = 1,1$.

Изгибающий момент от внешней нагрузки равен $M = M_{\text{пост}} + M_{\text{вр}}$

Изгибающий момент от постоянной нагрузки.

$$M_{\text{пост}} = \frac{q \cdot l_p^2}{8} = q_p \cdot \omega_m = \frac{19,98 \cdot 15,35^2}{8} = 588,47 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент от временной нагрузки.

Первый вариант загрузки А-11 + толпа:

в балке 1:

$$M_1^1 = (1 + \mu)_A \cdot (\omega_m \cdot q_A \cdot \eta_A \cdot \gamma_{f_A} + \gamma_{f_{AT}} \cdot P_{AT} \cdot (y_1 + y_2) \cdot \eta_{AT}) + \\ \gamma_{f_T} \cdot P_T \cdot T \cdot \eta_T \cdot \omega_m = 1,22 \cdot (29,45 \cdot 11 \cdot 0,204 \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 110 \cdot (3,83 + 3,08) \cdot 0,286) + \\ + 1,2 \cdot 3,693 \cdot 1,5 \cdot 0,450 = 542,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

в балке 2:

$$M_1^2 = (1 + \mu)_A \cdot (\omega_m \cdot q_A \cdot \eta_A \cdot \gamma_{f_A} + \gamma_{f_{AT}} \cdot P_{AT} \cdot (y_1 + y_2) \cdot \eta_{AT}) + \\ \gamma_{f_T} \cdot P_T \cdot T \cdot \eta_T \cdot \omega_m = 1,22 \cdot (29,45 \cdot 11 \cdot 0,254 \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 110 \cdot (3,83 + 3,08) \cdot 0,286) + \\ + 1,2 \cdot 3,693 \cdot 1,5 \cdot 0,348 \cdot 29,45 = 546,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Второй вариант загрузки А-11

в балке 1:

$$M_2^1 = (1 + \mu)_A \cdot (\omega_m \cdot q_A \cdot \eta_A \cdot \gamma_{f_A} + \gamma_{f_{AT}} \cdot P_{AT} \cdot (y_1 + y_2) \cdot \eta_{AT}) = \\ 1,22 \cdot (29,45 \cdot 11 \cdot 0,364 \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 110 \cdot (3,83 + 3,08) \cdot 0,409) = 684,65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

в балке 2:

$$M_2^2 = 1,22 \cdot (29,45 \cdot 11 \cdot 0,319 \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 110 \cdot (3,83 + 3,08) \cdot 0,368) = 611,98 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Третий вариант загрузки НК-100

в балке 1:

$$M_3^1 = \gamma_{f_K} \cdot (1 + \mu)_K \cdot \eta_K \cdot P_K \cdot (y_1 + y_3 + y_4 + y_5) = \\ 1 \cdot 1,1 \cdot 0,220 \cdot 250 \cdot (3,83 + 2 \cdot 3,23 + 2,63) = 625,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

в балке 2:

$$M_3^2 = 1 \cdot 1,1 \cdot 0,194 \cdot 250 \cdot (3,83 + 2 \cdot 3,23 + 2,63) = 551,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетные значения изгибающих моментов

№ балки	Постоянная нагрузка	1 вариант А-11+ толпа	2 вариант А-11	3 вариант НК-100	Расчетное усилие
1	588,47	542,88	684,65	625,33	1273,12
2	588,47	546,63	611,98	551,43	1200,45

Максимальный изгибающий момент действует в первой балке от загрузки ее постоянной и временной (2 вариант) нагрузкой. $M=1273,12 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Изгибающий момент от нормативной нагрузки (2 вариант загрузки).

$$M_n = \frac{q_n \cdot l_p^2}{8} + \omega_M \cdot q_A \cdot \eta_A + P_{AT} \cdot (y_1 + y_2) \cdot \eta_{AT}$$

$$M_n = \frac{16,93 \cdot 15,35^2}{8} + 29,45 \cdot 11 \cdot 0,364 + 110 \cdot (3,83 + 3,08) \cdot 0,409 = 927,38 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Определение поперечных сил от постоянных и временных нагрузок.

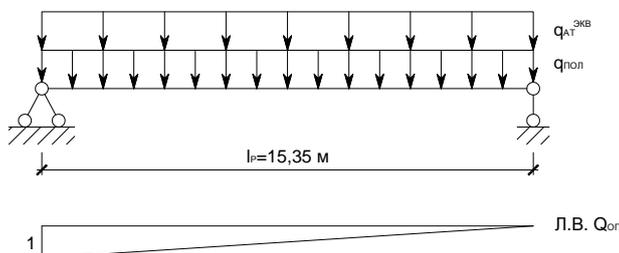


Рис. 10. Схема для определения Q_{\max} на опоре балки

Определяем площадь линии влияния поперечной силы на опоре:

$$\omega_Q = \frac{l_p}{2} = \frac{15,35}{2} = 7,675 \text{ м}$$

$q_{AT}^{эKB} = 26,81 \text{ кН/м}$ эквивалентная нагрузка от тележки автомобильной нагрузки А-11 при положение вершины треугольника в конце (табл. 9 прил.1).

Поперечная сила от внешней нагрузки равна: $Q_{оп} = Q_{пост} + Q_{вр}$

Поперечная сила от постоянной нагрузки.

$$Q_{пост} = q \cdot \omega_Q = 19,98 \cdot 7,675 = 153,35 \text{ кН.}$$

Поперечная сила от временной нагрузки.

Первый вариант загрузки А-11 + толпа:

в балке 1:

$$Q_1^1 = (1 + \mu)_A \cdot \omega_Q \cdot (q_A \cdot \eta_A \cdot \gamma_{f_A} + \gamma_{f_{AT}} \cdot q_{AT}^{эKB} \cdot \eta_{AT}) + \gamma_{f_T} \cdot P_T \cdot T \cdot \eta_T \cdot \omega_Q = 1,22 \cdot 7,675 \cdot (11 \cdot 1,2 \cdot 0,204 + 1,35 \cdot 26,81 \cdot 0,286) + 1,2 \cdot 3,693 \cdot 1,5 \cdot 0,450 \cdot 7,675 = 145,10 \text{ кН}$$

в балке 2:

$$Q_2^1 = 1,22 \cdot 7,675 \cdot (11 \cdot 1,2 \cdot 0,254 + 1,35 \cdot 26,81 \cdot 0,286) + 1,2 \cdot 3,693 \cdot 1,5 \cdot 0,348 \cdot 7,675 = 146,07 \text{ кН}$$

Второй вариант загрузки А-11

в балке 1:

$$Q_2^1 = (1 + \mu)_A \cdot \omega_Q \cdot (q_A \cdot \eta_A \cdot \gamma_{f_A} + \gamma_{f_{AT}} \cdot q_{AT}^{ЭКВ} \cdot \eta_{AT}) = 1,22 \cdot 7,675 \cdot (11 \cdot 1,2 \cdot 0,364 + 1,35 \cdot 26,81 \cdot 0,409) = 1183,60 \text{ кН}$$

в балке 2:

$$Q_2^2 = 1,22 \cdot 7,675 \cdot (11 \cdot 1,2 \cdot 0,319 + 1,35 \cdot 26,81 \cdot 0,368) = 164,14 \text{ кН}$$

Третий вариант загрузки

в балке 1:

$$Q_3^1 = \gamma_{Fak} \cdot (1 + \mu)_k \cdot \eta_k \cdot P_{HK} \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \cdot \omega_Q = 1,1 \cdot 1 \cdot 0,220 \cdot 25 \cdot (1 + 0,92 + 0,85 + 0,78) \cdot 7,675 = 167,90 \text{ кН};$$

в балке 2:

$$Q_3^2 = 1,1 \cdot 1 \cdot 0,194 \cdot 25 \cdot (1 + 0,92 + 0,85 + 0,78) \cdot 7,675 = 148,06 \text{ кН}$$

Таблица 5

Расчетные значения поперечных сил

№ балки	Постоянная нагрузка	1 вариант А-11+толпа	2 вариант А-11	3 вариант НК-100	Расчетное усилие
1	153,35	145,10	183,60	167,90	336,95
2	153,35	146,07	164,14	148,06	317,49

Максимальная поперечная сила действует в первой балке от постоянной нагрузки и 2 варианта загрузки $Q_{max} = 336,95 \text{ кН}$

Поперечная сила у опоры от нормативной нагрузки.

$$Q_n = (q_n + q_A \cdot \eta_A + q_{AT}^{ЭКВ} \cdot \eta_{AT}) \cdot \omega_Q = (16,93 + 11 \cdot 0,364 + 26,81 \cdot 0,409) \cdot 7,675 = 244,80 \text{ кН}$$

Поперечная сила в середине пролета при загрузке нагрузкой А-11 (рис.11).

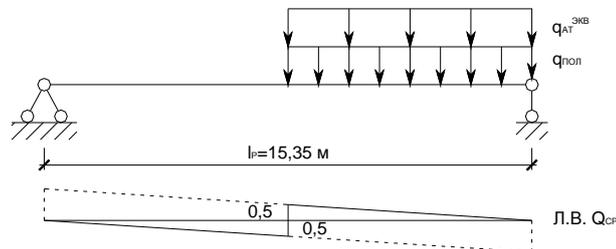


Рис.11. Схема определения $Q_{ср}$ в середине пролета

Площадь линии влияния $Q_{ср}$

$$\omega_1 = \omega_2 = 0,125 \cdot l_p = 0,125 \cdot 15,35 = 1,92 \text{ м}$$

$$Q_{ср} = (1 + \mu)_A \cdot (\gamma_{f_A} \cdot q_A \cdot \eta_A \cdot \omega_1 + \gamma_{f_A} \cdot q_{AT}^{ЭКВ} \cdot \eta_{AT} \cdot \omega_1) = 1,22 \cdot (1,2 \cdot 11 \cdot 0,364 \cdot 1,92 + 1,35 \cdot 26,81 \cdot 0,409 \cdot 1,92) = 45,94 \text{ кН}$$

3.3. Расчет прочности балки по сечениям, нормальным к продольной оси

Бетон: В-20; $R_b = 10,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,85 \text{ МПа}$;

Рабочая арматура класса А-III; $R_s = 350 \text{ МПа}$;

Поперечная арматура класса А-I: $R_{sw} = 210 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 0,8 \cdot 210 = 168 \text{ МПа}$.

Максимальный изгибающий момент: $1273,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Поперечное сечение балки представляет собой симметричный тавр с шириной полки $b'_f = 155$ см, шириной ребра $b = 20$ см, высотой $h = 100$ см, толщиной полки $h'_f = 19$ см. Свободный свес полки $70 \text{ см} < 6 \cdot h'_f$ (рис.6)

Предварительно задаемся величиной $a = 12$ см (расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести рабочей арматуры), рабочая высота сечения составит: $h_0 = h - a = 100 - 12 = 88$ см.

Определение положения нейтральной оси. Посчитаем изгибающий момент из условия, что полка тавра расположена в сжатой зоне.

$$M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f)$$

$$1273,12 \leq 10,5 \cdot 155 \cdot 19 \cdot (88 - 0,5 \cdot 19) = 21504,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Условие выполняется, нейтральная ось проходит в пределах полки.

Определяем необходимую площадь рабочей арматуры:

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot h_0^2 \cdot b'_f} = \frac{1273,12 \cdot 10^5}{10,5 \cdot 10^2 \cdot 160 \cdot 88^2} = 0,099, \text{ где } \eta = 0,947$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{1273,12 \cdot 10^5}{350 \cdot 10^2 \cdot 0,947 \cdot 88} = 57,6 \text{ см}^2$$

Армирование балки предварительно проектируем каркасной арматурой расположенной пакетным способом в 6 рядов:

$$4 \text{ ряда } \text{Ø}28 \text{ мм } A_s = 49,26 \text{ см}^2$$

$$2 \text{ ряда } \text{Ø}18 \text{ мм } A_s = 10,18 \text{ см}^2$$

$$\text{Общая площадь: } A_s = 59,44 \text{ см}^2 > 57,6 \text{ см}^2$$

Сварной каркас состоит из рабочей арматуры, стержни которой уложены друг на друга без промежутков и сварены между собой продольными швами толщиной 4 мм. Между третьим и четвертым рядами оставляем просвет шириной, равной диаметру арматуры – 28 мм для лучшего сцепления арматуры с бетоном.

Приведенное расчетное сопротивление многоярусной арматуры

$$R_s^1 = \frac{\sum A_{si} \cdot n_i}{\sum A_s} \cdot R_s = \frac{(6,158 \cdot 3 + 6,158 \cdot 0,9 + 2,545 \cdot 0,8 \cdot 2) \cdot 2}{59,44} \cdot 265 = 250,45 \text{ МПа}$$

где n_i – коэффициент учитывающий расположение арматурного стержня.

Определяем положение центра тяжести принятой арматуры от низа балки

$$y_{ц.т.} = \frac{6,158 \cdot (4,4 + 7,2 \cdot 10 + 15,6 \cdot 0,9) + 2,545 \cdot 0,8 \cdot (17,9 + 19,7)}{6,158 \cdot 3 + 6,158 \cdot 0,9 + 2,545 \cdot 0,8 \cdot 2} = 11,53 \text{ см}$$

Принимаем $y_{ц.т.} = 11,0$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = 100 - 11,0 = 89,0$ см

Определим площадь рабочей арматуры заново с учетом h_0 и R_s^1 .

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1273,12 \cdot 10^5}{10,5 \cdot 10^2 \cdot 160 \cdot 89^2} = 0,096, \text{ где } \eta = 0,949$$

$$A_s = \frac{M_0}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{1273,12 \cdot 10^5}{250,45 \cdot 10^2 \cdot 0,949 \cdot 89} = 60,19 \text{ см}^2$$

Принимаем армирование в 6 рядов: 4 ряда $\text{Ø}28$ мм $A_s = 49,26 \text{ см}^2$

$$2 \text{ ряда } \text{Ø}20 \text{ мм } A_s = 12,56 \text{ см}^2$$

$$\text{Общая площадь: } A_s = 61,82 \text{ см}^2 > 60,19 \text{ см}^2$$

Определим положение центра тяжести принятой арматуры

$$y_{ц.т.} = \frac{6,158 \cdot (4,4 + 7,2 \cdot 10 + 15,6 \cdot 0,9) + 3,142 \cdot 0,8 \cdot (18,0 + 19,0)}{6,158 \cdot 3 + 6,158 \cdot 0,9 + 3,142 \cdot 0,8 \cdot 2} = 11,80 \text{ см}$$

Принимаем $y_{ц.т.} = 12,0$ см, тогда рабочая высота сечения $h_0 = 100 - 12,0 = 88$ см. Определим еще раз площадь рабочей арматуры с учетом $h_0 = 88$ см.

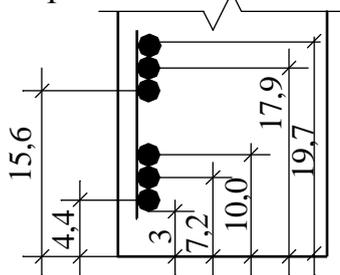
$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1273,12 \cdot 10^5}{10,5 \cdot 10^2 \cdot 160 \cdot 88^2} = 0,099, \text{ где } \eta = 0,947$$

$$A_s = \frac{M_0}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{1273,12 \cdot 10^5}{250,45 \cdot 10^2 \cdot 0,947 \cdot 88} = 61,11 \text{ см}^2$$

Оставляем ранее принятое армирование балки в 6 рядов:
4 ряда $\varnothing 28$ мм $A_s = 49,26 \text{ см}^2$; 2 ряда $\varnothing 20$ мм $A_s = 12,56 \text{ см}^2$

Определим процент армирования балки, который должен, находится в пределах 1,5%-4,5% $\frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{61,82}{20 \cdot 88,0} \cdot 100\% = 3,5\%$, Условие выполняется.

а) предварительный



б) окончательный.

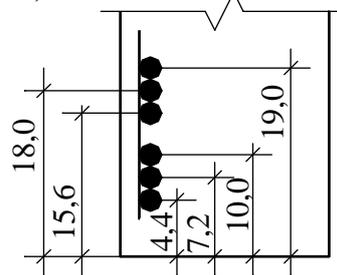


Рис.12. Варианты размещения рабочей арматуры

3.4. Расчет прочности балки по сечениям, наклонным к продольной оси

Расчетная поперечная сила $Q = 336,95 \text{ кН}$

Бетон В-20 $E_b = 27000 \text{ МПа}$ (табл.4 прил.1),

Арматура класса А-III $E_s = 19600 \text{ МПа}$ (табл.7 прил.1).

1. Проверяем условие прочности по сжато-растянутому бетону между наклонными трещинами. $Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{wl} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

где $\varphi_{wl} = 1 + 5 \cdot n_1 \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,26 \cdot 0,0017 = 1,061$

$n_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,96 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,26$ – отношение модулей упругостей арматуры и бетона

Поперечная арматура принята $\varnothing 8$ А-I с шагом $S_w = 30 \text{ см}$ и площадью поперечного сечения $A_{sw1} = 0,503 \text{ см}^2$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_w} = \frac{2 \cdot 0,503}{20 \cdot 30} = 0,0017$$

$$\varphi_{bl} = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 10,5 = 0,895$$

$$Q = 0,3 \cdot 1,061 \cdot 0,895 \cdot 10,5 \cdot 20 \cdot 88,0 = 528,44 \text{ кН} > 336,95 \text{ кН}$$

Условие выполнено. Следовательно, прочность по сжато-растянутому бетону между наклонными трещинами обеспечена.

Усилие, воспринимаемое бетоном и поперечной арматурой:

$$Q_{sw} = 2 \cdot \sqrt{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}} = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 88,0^2 \cdot 563,36} = 243,58 \text{ кН} < 336,95 \text{ кН},$$

где q_{sw} – погонное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{210 \cdot 0,8 \cdot 10^2 \cdot 1,006}{30} = 563,36 \text{ Н/см}$$

$\varphi_{b2}=2$ – для тяжелого бетона

Так как $Q_{sw} < Q$, то требуется постановка отогнутых стержней по расчету.

3.5. Расчет отогнутых стержней и построение эпюры материалов

Определим длину, в пределах которой необходима постановка отгибов.

$$S = \frac{l_p}{2} \cdot \frac{Q - Q_{sw}}{Q - Q_{cp}} = \frac{15,35}{2} \cdot \frac{336,95 - 243,58}{336,95 - 45,94} = 3,21 \text{ м}$$

Через грань опоры проводим наклонное сечение I-I, площадь сечения требуемых отогнутых по расчету стержней в котором:

$$A_{s1} = \frac{Q - Q_{sw}}{0,8 \cdot R_s \cdot \sin \alpha} = \frac{336,95 - 243,58}{0,8 \cdot 35,0 \cdot 0,71} = 6,20 \text{ см}^2$$

где $\alpha=45^\circ$ $R_s=350 \text{ МПа}=35,0 \text{ кН/см}^2$

Необходимо отогнуть 2Ø28 А-III с $A_s=12,3 \text{ см}^2$. Стержни позиции 1 (2Ø28 А-III) доводим до опоры, стержни позиции 2 отгибаем на 2/3 высоты сечения для укрепления опорной зоны балки.

В сечение I-I попадают стержни позиции 2 и 3 (рис.13). Площадь отогнутых стержней составит $A_s=24,63 \text{ см}^2$. Проводим наклонное сечение II-II и определяем необходимую площадь отогнутых стержней; поперечная сила в этом сечении равна 290 кН (определяем графически по эпюре поперечных сил).

$$A_{s2} = \frac{Q_2 - Q_{sw}}{0,8 \cdot R_s \cdot \sin \alpha} = \frac{290 - 243,58}{0,8 \cdot 26,5 \cdot 0,71} = 3,08 \text{ см}^2$$

Отгибаем стержни позиции 4 2Ø28 и 5 2Ø20 А-III с $A_s=18,58 \text{ см}^2$. Оставшийся стержень отгибаем конструктивно в соответствии с эпюрой материалов (рис.13).

Для построения эпюры материалов арматуры вычисляем изгибающие моменты, воспринимаемые каждой парой стержней каркаса по формуле:

$M_i = 2 \cdot A_s \cdot R_s \cdot (h - 0,5 \cdot x - y_i)$, где $x = \xi \cdot h_0 = 0,1 \cdot 88 = 8,8 \text{ см}$ – высота сжатой зоны бетона, ξ – определяем по таблице 1 прил.1 по вычисленной величине A_0 , y_i – расстояние от ц.т. соответствующей пары стержней до нижней грани сечения (рис.12)

$$M_1 = 2 \cdot 6,158 \cdot 250,45 \cdot (100 - 0,5 \cdot 8,8 - 4,4) = 281,31 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_2 = 2 \cdot 6,158 \cdot 250,45 \cdot (100 - 0,5 \cdot 8,8 - 7,2) = 271,67 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_3 = 2 \cdot 6,158 \cdot 250,45 \cdot (100 - 0,5 \cdot 8,8 - 10,0) = 264,04 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_4 = 2 \cdot 6,158 \cdot 250,45 \cdot (100 - 0,5 \cdot 8,8 - 15,6) = 246,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_5 = 2 \cdot 3,142 \cdot 250,45 \cdot (100 - 0,5 \cdot 8,8 - 18,0) = 122,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_6 = 2 \cdot 3,142 \cdot 250,45 \cdot (100 - 0,5 \cdot 8,8 - 19,0) = 120,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Общий изгибающий момент воспринимаемый всеми стержнями рабочей арматуры, равен $\sum M = 1307,47 \text{ кН} \cdot \text{м} < 1273,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$

4. Расчет балки по второй группе предельных состояний

4.1. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

На стадии эксплуатации балка должна удовлетворять категории требований по трещиностойкости 3В с максимальной шириной раскрытия трещин $\Delta_{cr} = 0,03 \text{ см}$. Фактическая ширина раскрытия трещин определяется по формуле:

$a_{cr} = \frac{\sigma}{E_s} \psi \leq [\Delta_{cr}]$, где σ - растягивающие напряжения, в наиболее растянутых крайних стержнях; $E_s=2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости арматуры класса А-III; Коэффициент раскрытия трещин: $\psi = 1,5\sqrt{R_r} = 1,5 \cdot \sqrt{27,19} = 7,82$ см где R_r радиус армирования.

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \cdot \sum n_i \cdot d_i} = \frac{(19,0 + 6 \cdot 2,0) \cdot 20}{0,75 \cdot 2 \cdot (4 \cdot 2,8 + 2 \cdot 2,0)} = 27,19 \text{ см}$$

A_r площадь зоны взаимодействия, для нормального сечения принимаемая ограниченной наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия r (см. рис.14)

$$r = 6d = 6 \cdot 2,0 = 15 \text{ см}$$

$\beta=0,75$ -коэффициент, учитывающий сцепление арматуры с бетоном при пакетном способе армирования.

Растягивающее напряжение в крайних стержнях составит:

$$\sigma = \frac{M_n}{A_s \cdot Z} = \frac{927,38 \cdot 10^5}{61,82 \cdot 83,6} = 179,44 \text{ МПа}$$

Z плечо внутренней пары сил: $Z=h_0-0,5 \cdot x=h_0 \cdot (1-0,5 \cdot \xi)=88 \cdot (1-0,5 \cdot 0,1) = 83,6$ см

M_n изгибающий момент от нормативной нагрузки

Определим ширину раскрытия трещин: $a_{cr} = \frac{179,44}{2,06 \cdot 10^5} \cdot 7,82 = 0,0068 \text{ см} < 0,03 \text{ см}$

Условие выполнено.

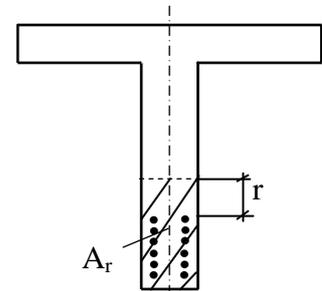


Рис.14

4.2. Определение прогиба балки

$$f \leq [f]$$

$[f] = \frac{1}{400} \cdot l_p = \frac{1}{400} \cdot 15,35 = 3,84$ см, где $[f]$ – предельная величина прогиба, принимается

для балочных разрезных мостов и путепроводов $1/400 l_p$

f фактический прогиб от нормативной подвижной нагрузки без учета коэффициента надежности по нагрузке и динамического коэффициента.

Прогиб в первой балке от второго варианта нагружения определится как сумма прогибов от полосовой нагрузки и нагрузок от тележек.

$$f_A = \frac{5 \cdot l_p^4 \cdot q_{пол} \cdot \eta_A}{384 \cdot E_b \cdot I_{red}}$$

$$f_{AT} = \frac{2 \cdot l_p^3 \cdot P_{AT} \cdot \eta_{AT}}{48 \cdot E_b \cdot I_{red}}$$

I_{red} момент инерции приведенного сечения с учетом продольной арматуры.

Определим приведенную площадь.

$$A_{red} = \sum A_b + (n_1 - 1)A_s + (n_1' - 1)A_s'$$

$$n_1 = \frac{E_s}{E_b}; n_1' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,96 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,26$$

где A_s, A_s' соответственно площадь продольной рабочей и монтажной арматуры

Продольная монтажная арматура принимается $\varnothing 20$ мм класса А-II.

$$A_{\text{ред}} = 20 \cdot 81 + 19 \cdot 155 + (7,26 - 1) \cdot 61,82 + (7,26 - 1) \cdot 6,28 = 4691,5 \text{ см}^2$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{\text{ред}} = \sum S_b + (n_1 - 1)S_s + (n_1^1 - 1)S_s^1$$

$$S_{\text{ред}} = 19 \cdot 155 \cdot \left(100 - \frac{19}{2}\right) + 20 \cdot 81 \cdot \frac{81}{2} + (7,26 - 1) \cdot 61,82 \cdot 12,0 + (7,26 - 1) \cdot 6,28 \cdot (100 - 5) = 314953,9 \text{ см}^3$$

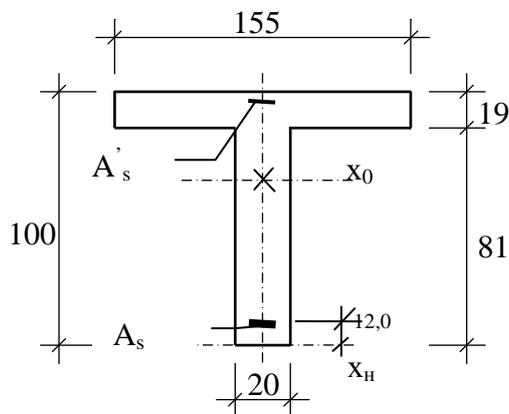


Рис. 15 Схема для определения $I_{\text{ред}}$

Расстояние от центра тяжести до нижней и верхней граней.

$$y_{\text{ЦГ}}^{\text{НГ}} = \frac{S_{\text{ред}}}{A_{\text{ред}}} = \frac{314953,9}{4691,5} = 67,13 \text{ см}$$

$$y_{\text{ЦГ}}^{\text{ВГ}} = 100 - 67,13 = 32,87 \text{ см}$$

Момент инерции приведенного сечения составит.

$$I_{\text{ред}} = \sum I_b + (n_1 - 1)I_s + (n_1^1 - 1)I_s^1$$

$$I_{\text{ред}} = \frac{19^3 \cdot 155}{12} + 155 \cdot 19 \cdot \left(32,87 - \frac{19}{2}\right)^2 + \frac{81^3 \cdot 20}{12} + 20 \cdot 81 \cdot \left(67,13 - \frac{81}{2}\right)^2 + (7,26 - 1) \cdot 61,82 \cdot \left(67,13 - 12,0\right)^2 + (7,26 - 1) \cdot 6,28 \cdot \left(32,87 - 5\right)^2 = 5148050 \text{ см}^4 = 0,052 \text{ м}^4$$

Определяем прогиб балки

$$f_A = \frac{5 \cdot 15,35^4 \cdot 11 \cdot 0,364}{384 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 0,052 \cdot 10^3} = 0,00206 \text{ м} = 0,206 \text{ см}$$

$$f_{AT} = \frac{5 \cdot 15,35^4 \cdot 26,81 \cdot 0,409}{384 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 0,052 \cdot 10^3} = 0,00565 \text{ м} = 0,565 \text{ см}$$

η_A, η_{AT} коэффициенты поперечной установки (табл.3)

Полный прогиб равен:

$$f_n = f_{AT} + f_A = 0,206 + 0,565 = 0,77 \text{ см} < 3,84 \text{ см}$$

Условие выполнено. Балка соответствует требованиям СнИП 2.05.03-84* по деформативности.

Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы / Госстрой СССР. М. : Стройиздат, 1985. 200 с.
2. СНиП 2.05.02-85. Автомобильные дороги. Нормы проектирования / Госстрой СССР. М. : Стройиздат, 1985. 51 с.
3. Б. С. Кисин, Н.Ю. Ермилова. Выполнение автодорожного путепровода : методические указания /; Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. Волгоград : ВолгГАСУ, 2004. 18 с.
4. Б. С. Кисин, О. В. Воронин, Л. С. Судомоин. Проектирование опор мостов : методические указания к курсовому и дипломному проектированию /; Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. Волгоград : ВолгГАСУ, 2006. 29 с.
5. Саламахин П.М. Инженерные сооружения в транспортном строительстве. Книга 1. Москва: изд. центр Академия. 2007. 352 с.

Вспомогательные данные для расчёта изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

Таблица 1

$\xi = x/h_0$	$\eta = z_B/h_0$	A_0	$\xi = x/h_0$	$\eta = z_B/h_0$	A_0
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,67	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289	-	-	-
0,36	0,82	0,295	-	-	-

Расчетные площади поперечных сечений горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля

Таблица 2

Диаметр, мм	Вес, пог.м, кг	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
3		0,71	0,14	0,21	0,29	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64
4		0,126	0,25	0,38	0,5	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13
5		0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77
6	0,222	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55
7	0,302	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46
8	0,395	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53
9	0,500	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72
10	0,616	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07
12	0,890	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
14	1,21	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85
16	1,58	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1
18	2,00	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9
20	2,47	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28
22	2,98	3,801	7,6	11,4	15,20	19,0	22,81	26,61	30,41	34,21
25	3,85	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13
28	4,83	6,158	12,3	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42
32	6,31	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38
36	7,99	10,18	20,36	30,54	40,54	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62
40	9,87	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04

Поправочные коэффициенты для расчета плит

Таблица 3

Статическая схема плиты	Расчетное сечение	Расчетный момент		
		$n_1 < 30$	$n_1 = 30 \dots 100$	$n_1 > 100$
Неразрезная многопролетная	У крайних балок	-0,8	-0,65 M_0	-0,5 M_0
	В середине пролета	+0,5 M_0	+0,6 M_0	+0,7 M_0
		-0,25 M_0	-0,25 M_0	-0,25 M_0
	У промежуточных балок	-0,8 M_0	-0,8 M_0	-0,8 M_0
+0,25 M_0		+0,25 M_0	+0,25 M_0	
Однопролетная	У балок	-0,8 M_0	-0,65 M_0	-0,5 M_0
	В середине пролета	+0,5 M_0	+0,6 M_0	+0,7 M_0

Модуль упругости бетона

Таблица 4

Класс бетона по прочности на сжатие	B20	B22,5	B25	B27,5	B30
$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	27,0	28,5	30,0	31,1	32,5
(кгс/см ²)	(275)	(290)	(306)	(321)	(332)

Расчетное сопротивление бетона

Таблица 5

Виды сопротивления	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²), бетона классов по прочности на сжатие				
		B20	B22,5	B25	B27,5	B30
При расчетах по предельным состояниям первой группы						
Сжатие осевое (призменная прочность)	R_b	10,5	11,75	13,0	14,3	15,5
		(105)	(120)	(135)	(145)	(160)
Растяжение осевое	R_{bt}	0,85	0,90	0,95	1,05	1,10
		(8,5)	(9,0)	(10,0)	(10,5)	(11,0)
При расчетах по предельным состояниям второй группы						
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{b, ser}$	15,0	16,8	18,5	20,5	22,0
		(155)	(170)	(190)	(210)	(225)
Растяжение осевое	$R_{bt, ser}$	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80
		(14,5)	(23,5)	(25,5)	(28,0)	(29,5)

Расчетное сопротивление арматуры

Таблица 6

Класс арматурной стали	Диаметр, мм	Нормативное сопротивление R_s , МПа (кгс/см ²)	Расчетное сопротивление растяжению R_s , МПа(кгс/см ²)
			для автодорожных мостов
Стержневая: а) гладкая A-I	6-40	235 (2400)	210 240 (2150)
б) периодического профиля A-II	10-40	295 (3000)	265 300 (2700)
в) периодического профиля A-III	10-40	390 (4000)	350 400 (3550)

Модуль упругости арматуры

Таблица 7

Класс арматуры стали	Модуль упругости, МПа (кгс/см ²), арматуры
	ненапрягаемой E_s
A-I, A-II, Aс-II	$2,06 \cdot 10^5$ ($2,1 \cdot 10^6$)
A-III	$1,96 \cdot 10^5$ ($2,0 \cdot 10^6$)

Коэффициент α для определения I_k

Таблица 8

h/b	4	5	6	8	10	∞
α	0,281	0,291	0,299	0,307	0,312	0,88

Примечание: h – большая сторона, b – меньшая сторона

Эквивалентные нагрузки от тележки автомобильной нагрузки (АК)

Таблица 9

Пролет или длина загружения, м	Эквивалентная нагрузка кН/м при положении вершины треугольной линии влияния			
	в середине	в конце	в середине	в конце
	А-11		А-8	
10	36,68	39,92	26,68	29,03
11	33,84	36,58	24,61	26,6
12	31,48	33,74	22,89	24,54
13	29,32	31,28	21,32	22,75
14	27,56	29,13	20,04	21,19
15	25,89	27,36	18,83	19,9
16	24,42	25,69	17,76	18,68
17	23,15	24,72	16,84	17,98
18	21,97	22,95	15,98	16,69
19	20,89	21,77	15,19	15,83
20	20,01	21,79	14,55	15,85
21	19,03	19,81	13,84	14,41
22	18,24	18,93	13,27	13,77
23	17,56	18,14	12,77	13,19
24	16,87	17,46	12,27	12,7

Эквивалентные нагрузки от одиночной тяжелой нагрузки НК-80

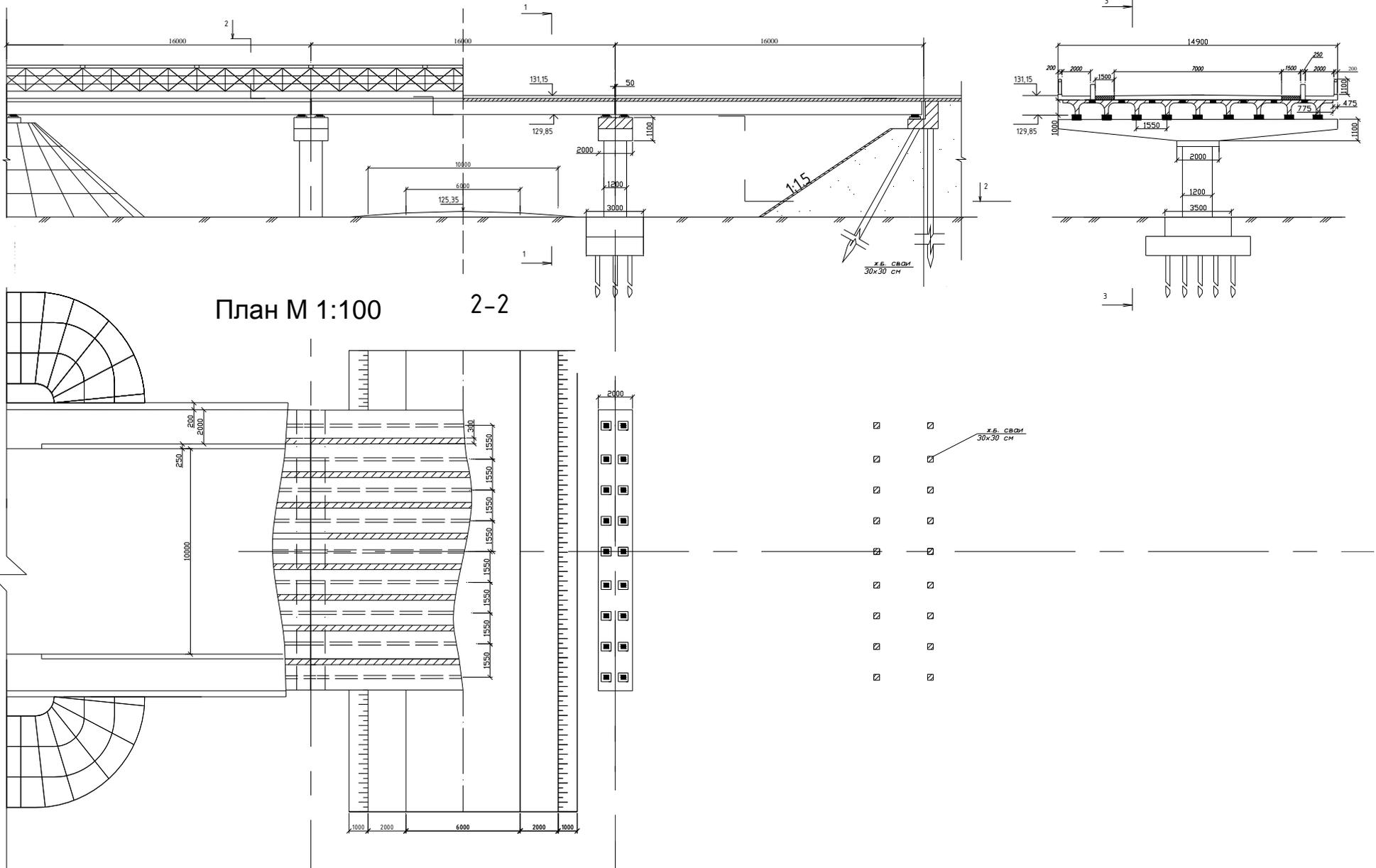
Таблица 10

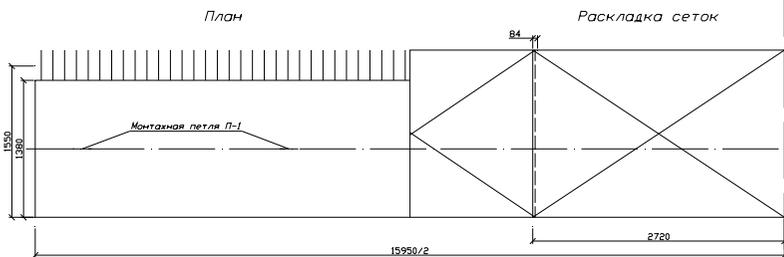
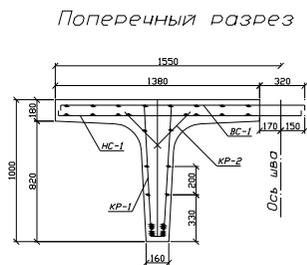
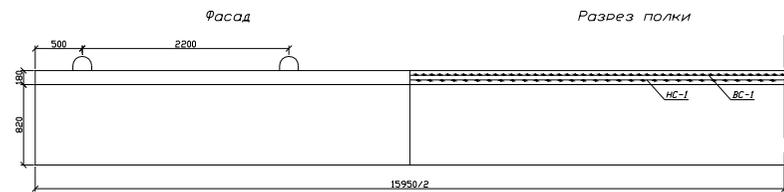
Длина загруже- ния λ, м	Эквивалентные нагрузки, кН/м (тс/м), при разных приложениях вершин треугольных линий влияния	
	в середине и четверти	на конце
5	163,2 (16,64)	200,8 (20,48)
6	156,9 (16,0)	183,1 (18,67)
7	147,3 (15,02)	166,6 (16,99)
8	137,3 (14,0)	152,0 (15,50)
9	127,9 (13,04)	139,5 (14,22)
10	119,2 (12,16)	128,7 (13,12)
11	111,5 (11,37)	119,3 (12,17)
12	104,6 (10,67)	111,1 (11,33)
13	98,46 (10,04)	104,0 (10,60)
14	92,87 (9,47)	97,7 (9,96)
15	87,87 (8,96)	92,1 (9,39)
16	83,36 (8,50)	87,1 (8,88)
18	75,51 (7,70)	78,4 (8,00)
20	69,04 (7,04)	71,4 (7,28)
22	63,55 (6,48)	65,5 (6,68)

Фасад М 1:100

Продольный разрез 3-3

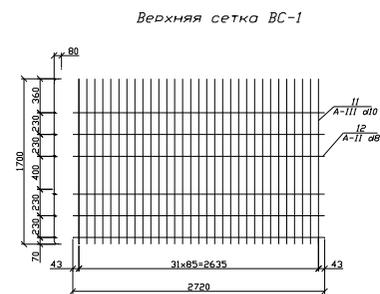
1-1



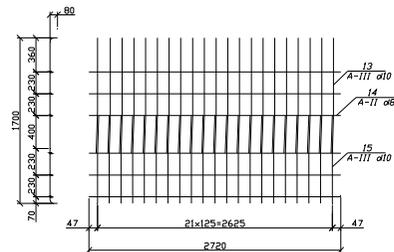


Спецификация арматуры на одну балку

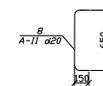
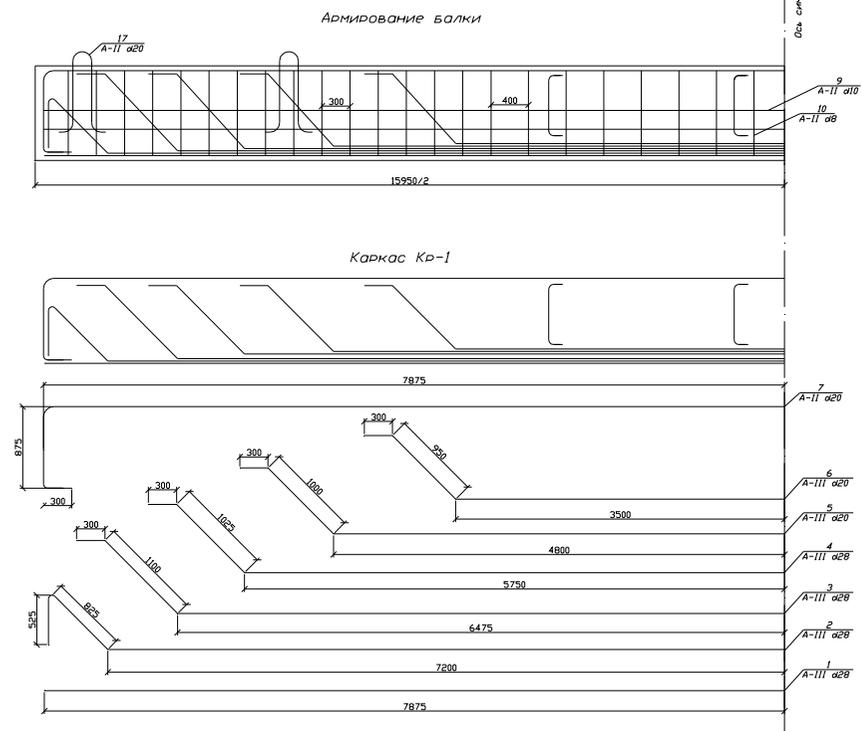
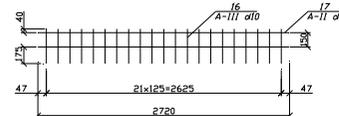
Класс элемента	Зона	Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Площ. длина, м
Каркас КР-1						
	1	—	—	Ø28 А-III L=15750	2	31,50
	2	↗	↘	Ø28 А-III L=17100	2	34,20
	3	↖	↗	Ø28 А-III L=15750	2	31,50
	4	—	—	Ø28 А-III L=14150	2	28,30
	5	—	—	Ø20 А-III L=12200	2	24,40
	6	—	—	Ø20 А-III L=9500	2	19,00
	7	—	—	Ø20 А-III L=18100	2	36,20
	8	□	—	Ø20 А-II L=1300	8	10,40
	9	—	—	Ø10 А-II L=15750	4	63,00
	10	—	—	Ø8 А-II L=900	96	86,40
Верхняя сетка ВС-1						
	11	—	—	Ø10 А-III L=1860	192	357,12
	12	—	—	Ø8 А-II L=2720	36	97,9
Нижняя сетка НС-1						
	13	—	—	Ø10 А-III L=1200	132	158,40
	14	—	—	Ø10 А-III L=900	132	118,80
	15	—	—	Ø8 А-II L=2720	36	97,9
Каркас КР-2						
	16	—	—	Ø10 А-III L=365	264	96,36
	17	—	—	Ø8 А-II L=2720	24	65,3
Петля монтажная						
	18	↪	—	Ø20 А-II L=1700	4	6,8



Нижняя сетка НС-1



Каркас КР-2



Выборка материалов

Класс элемента	Расход материала						Общая масса арматуры, кг	Общая длина сетки, м ²
	Класс арматуры							
	II		III					
Ø8	Итого	Ø10	Ø20	Ø28	Итого			
БМ-1	135,8	135,8	477,7	253,9	606,6	1338,2	1474,0	6,83

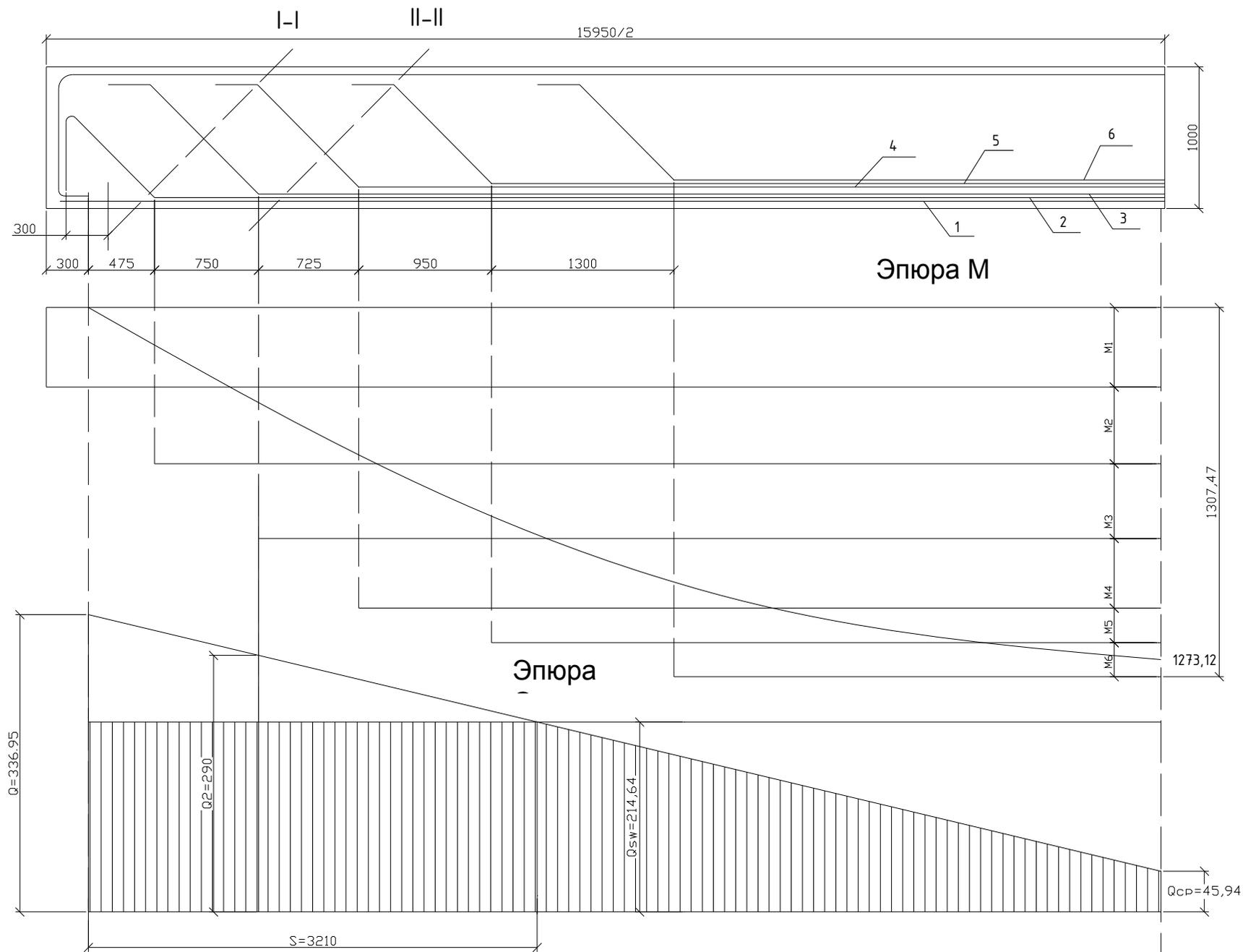


Рис.13. Расположение отгибов и построение эпюры материалов

Публикуется в авторской редакции

Минимальные систем. требования:
PC 486 DX-33; Microsoft Windows XP; Internet Explorer 6.0; Adobe Reader 6.0.

Подписано в свет 18.04.2014.
Гарнитура «Таймс». Уч.-изд. л. 1,0. Объем данных 413 Кбайт.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
400074, Волгоград, ул. Академическая, 1
<http://www.vgasu.ru>, info@vgasu.ru