

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

Кафедра «Мосты, транспортные тоннели и геодезия»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛКИ ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА С ПРЕДНАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ**

по выполнению курсовой работы по курсу
«Инженерные сооружения в транспортном строительстве»
для студентов по направлению подготовки 270800.62
«Строительство», профиль «Автомобильные дороги».

Часть 1. Конструирование и статический расчет элементов Т-образных
балок мостовых сооружений

Казань 2015

УДК 624.21.09

ББК 38я73

М14

**М14 ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛКИ ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА С ПРЕДНАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ**

Методические указания по выполнению курсовой работы по курсу «Инженерные сооружения в транспортном строительстве» для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство», профиль «Автомобильные дороги». Часть 1. Конструирование и статический расчет элементов Т-образных балок / Сост. Г.П. Иванов. О.К. Петропавловских.– Казань: Изд-во Казанск. Гос. архитек.-строит. ун-та, 2015.- 32 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета.

В настоящих указаниях: «Проектирование балки пролетного строения железобетонного моста с преднапряженной арматурой». Часть 1. «Конструирование и статический расчет элементов Т-образных балок мостовых сооружений» рассматриваются вопросы конструирования и методики статического расчета плиты и стенки Т-образных балок мостов из предварительно-напряженного железобетона. Даны рекомендации по назначению геометрических размеров поперечных сечений балок и их размещению поперек моста. Приведены способы сбора нагрузок и статические расчеты элементов Т-образных балок, объединенных по плите проезжей части. Методические указания предназначены для использования в учебном процессе для студентов, обучающихся по профилю «Автомобильные дороги».

Табл. 6, рис. 11, библиогр. 4.

Рецензент: Начальник отдела АСО ООО «Акведук» **В.В. Станкевич**

УДК 624.21.09

ББК 38я

© Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2015 г.

© Иванов Г.П., Петропавловских О.К. 2015

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Введение	4
1. Конструирование предварительно напряженных железобетонных балок пролетных строений	4
2. Материалы для изготовления железобетонных балок пролетных строений	6
3. Конструирование мостового полотна	7
4. Статический расчет плиты проезжей части (пример)	8
4.1. Исходные данные на проектирование	8
4.2. Определение изгибающих моментов	9
4.3. Подбор сечений рабочей арматуры плиты	14
4.4. Проверка прочности плиты по наклонному сечению	16
4.5. Расчёт плиты по ширине раскрытия трещин	18
5. Статический расчет железобетонной балки	20
5.1. Расчет постоянных нагрузок на 1 пог. м длины балки	20
5.2. Поперечное распределение временных нагрузок	23
5.3. Расчёт изгибающих моментов и поперечных сил	25
Литература	31

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания предназначены для студентов профиля подготовки «Автомобильные дороги» при выполнении курсовой работы по железобетонным мостам с предварительно напряженными пролетными строениями. В методических указаниях «Проектирование балки пролетного строения железобетонного моста с преднапряженной арматурой». Часть 1. «Конструирование и статический расчет элементов Т-образных балок мостовых сооружений» приведены материалы необходимые для проектирования и расчета железобетонных бездиафрагменных балок пролетных строений в соответствии с требованиями СНиП 2.05.03-84* в рамках курсовой работы.

В процессе выполнения курсовой работы студенты знакомятся с конструкцией и основами расчета пролетных строений, выбирают проектируемую конструкцию, определяют усилия (Часть 1) и производят расчеты балки по 2-м группам предельных состояний (Часть 2).

Приведены методика расчёта прочности плиты проезжей части и статический расчет главной балки из предварительно напряженного железобетона. Даны рекомендации по расчёту и конструированию плиты проезжей части главной балки Т-образного поперечного сечения.

Для удобства работы студентов приведены необходимые справочные материалы о характеристиках бетона и арматуры, нагрузках и воздействиях, конструкции отдельных деталей предварительно напряженных балок, также формы таблиц для изготовления и расчета расхода арматуры, форма таблицы технико-экономических показателей (ТЭП) на конструкцию (см. часть 2 методических указаний).

1. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

Предварительно напряженные железобетонные балки пролетных строений применяются для перекрытия пролетов длиной $15 \div 42$ м. Пролетные строения komponуют из Т-образных балок с нижним уширением для размещения напряжённой арматуры. Количество балок поперек моста зависит от ширины моста.

Балки изготавливают на заводах сборного железобетона (ЖБК) и полигонах и транспортируют на место строительства моста по железной и автомобильной дорогам.

Пролетное строение состоит из двух крайних и промежуточных балок. Крайние балки отличаются от промежуточных наличием односторонних выпусков арматуры из плиты проезжей части. Типовая ширина плиты проезжей части крайних балок 174 и 194 см,

промежуточных балок 140 и 180 см. Расстояние между осями балок поперек моста $170 \div 250$ см. Изменение расстояния между балками выполняется за счет различной ширины швов омоноличивания – 30-70 см.

Предварительно напряженные балки изготавливают двух видов: цельные по длине (цельноперевозимые) и составные из отдельных блоков. Составные балки применяются, когда затруднена транспортировка длинномерных балок и при строительстве мостов в отдаленных труднодоступных районах.

Типовые цельноперевозимые балки стендового изготовления изготавливают длиной 12.0, 15.0, 18.0, 21.0, 24.0 и 33.0 м. Составные балки с натяжением на бетон собирают из концевых блоков длиной 3.0 и 4.5 м и промежуточных модульных блоков длиной 6.0 м. Длины балок – 15.0, 18.0, 24.0, 33.0 и 42.0 м. Швы между блоками толщиной 2-3 мм клеевые: клей на основе эпоксидной смолы .

Предварительно напряженная арматура составных балок – пучки из высокопрочной проволоки классов В-II и Вр-II и семипроволочные канаты класса К-7 диаметрами: 6, 9, 12 и 15 мм. Количество проволок в пучке составляет от 18 до 48, семипроволочных канатов в пучке 7-12. Концы пучков закреплены на торцах балок конусными анкерами. Пучки натягиваются домкратами двойного действия. После натяжения в каналы под давлением нагнетают высокопрочный цементный раствор.

Напрягаемая арматура балок стендового изготовления – горизонтальные прямолинейные пучки из $24 \div 48$ шт. высокопрочной проволоки диаметром 5 мм классов В-II, Вр-II с двумя каркасно-стержневыми анкерами. Для балок длиной 12.0; 15.0; 18.0 и 21.0 м возможно армирование одиночными канатами класса К-7 диаметром 15 мм. Часть пучков (канатов) "отрывается" от бетона в пролете на опорах участках согласно эпюре изгибающих моментов. Концы "обрываемых" пучков от анкера до торца балки изолируют промасленной бумагой по битумной мастике или мешковиной, пропитанной битумом. В результате этого снижается усилие обжатия в опорных зонах балки и уменьшается растягивающее напряжение в верхнем поясе с целью предотвращения образования там поперечных трещин.

Кроме напрягаемой арматуры в балках устанавливается рабочая и конструктивная ненапрягаемая арматура в виде сварных или вязанных сеток и каркасов. Плита проезжей части армируется нижними (С-1) и верхними (С-2) сетками. Сетки состоят из рабочей поперечной арматуры класса А-300 или А-400 с шагом не более 200 мм и диаметром не менее 10 мм и распределительной арматуры диаметром 8-10 мм с шагом не более 250 мм класса А-240, А-300. Длины сеток 3-4 м. Соседние сетки стыкуются между собой путем перепуска стержней распределительной арматуры.

Вертикальные стенки балок армируются сетками (С-3), которые состоят из вертикальных стержней класса А-300, А-400 ϕ 10-12 мм и продольной противоусадочной арматуры ϕ 8-12мм. Шаг продольной арматуры по высоте стенки не более 200 мм.

Нижнее уширение балки армируется изогнутой сеткой (С-5 и С-6). Сетки изготавливают из стержней диаметром 8мм класса А-240. Вуты армируют стержнями периодического профиля диаметром 8-10 мм, класса А-300. Вертикальные стержни сетки вута (С-4) должны входить в ребро и в плиту балки не менее чем на 20 диаметров арматуры. Шаг этих стержней принимается равным шагу хомутов стенки балки (≤ 200 мм).

Таблица 1

Типовые геометрические параметры железобетонных балок

Длина пролета, м	Геометрические размеры, мм								Класс бетона по прочн. на сжатие
	h	e	b	b ₁	b ₂	a	c	Ширина плиты крайней балки	
12.0	930	700/ 900	1400/ 1800	1500	600	100	10	1740/ 1940	В 35
15.0	930	-	-	1500	600	100	10	-	В 35
18.0	1230	-	-	1500	590	150	15	-	В 35
21.0	1230	-	-	1500- 2000*	590	150	15	-	В 35
24.0	1230	-	-	1500- 3000*	590	150	15	-	В 35
33.0	1730	-	-	1500- 3000*	580	200	20	-	В 40
42.0	1730	-	-	1500- 3000*	580	200	20	-	В 40

* При изготовлении опалубки балок длиной 24.0 и 33.0 м переходную часть стенки (b₁) принимается длиной 3000 мм, для балок длиной 21.0 м – 2000 мм.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Для изготовления балок пролетных строений (ПС) применяется тяжелый бетон по ГОСТ 26633-91 плотностью 2200-2500 кг/м³. Для конструкций мостов применяются бетоны классов по прочности на сжатие: В20; В22.5; В25; В27.5; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60.

Для предварительно напряженных конструкций применяется бетон по прочности не ниже класса В25, для предварительно напряженных балок мостов – класс бетона не менее В35-В40. Прочность бетона на стадии передачи усилий предварительного напряжения должна быть не менее 80% от проектного класса.

Марка бетона по морозостойкости в умеренных и суровых климатических условиях F200, в особо суровых условиях – F300. Марка бетона по водонепроницаемости не менее W6. Расчетные сопротивления бетона при расчетах по предельным состояниям первой и второй группам приведены в СНиП 2.05.03-84*.

Балки ПС армируют напрягаемой и ненапрягаемой арматурой. Напрягаемая арматура – пучки из высокопрочной проволоки классов В-II, Вр-II, арматурные канаты класса К-7 и высокопрочная стержневая арматура классов А-500, А-600, А-700. Ненапрягаемая арматура периодического профиля классов А-300 и А-400 – рабочая арматура в плите проезжей части, хомуты и противоусадочная арматура в стенке балок. Гладкая арматура класса А-240 применяется в качестве распределительной арматуры в плите проезжей части, конструктивной и монтажной. Нормативные и расчетные сопротивления растяжению арматурной стали, приведены в СНиП 2.05.03-84*.

3. КОНСТРУИРОВАНИЕ МОСТОВОГО ПОЛОТНА

Мостовое полотно железобетонных мостов – совокупность конструктивных элементов для обеспечения безопасного и комфортабельного движения транспорта и пешеходов.

Мостовое полотно – это: ездое полотно, ограждения безопасности ездого полотна, тротуары и перила, деформационные швы, водоотводные трубы, мачты освещения и т.п.

Покрытие проезжей части: двухслойный асфальтобетон толщиной не менее 70мм или армированный цементобетон толщиной не менее 80мм; защитный слой из армированного бетона с маркой по водонепроницаемости не менее W6 и толщиной 50 мм. Высота ограждений безопасности барьерного типа не менее 0.75÷1.1 м .

Вода с ездого полотна и тротуаров отводится через водоотводные трубы диаметром 150 мм и далее по лоткам на очистные сооружения у береговых опор. Водоприёмники необходимо размещать вдоль ограждений безопасности в пределах полосы безопасности или за ограждениями в пределах тротуаров. Вода, стекающая с ездого полотна не должна попадать на нижележащие конструкции моста. Поперечный уклон ездого полотна не менее 2%, вдоль моста - не менее 0.5%. Перильные ограждения металлические высотой от покрытия тротуаров 1,1м.

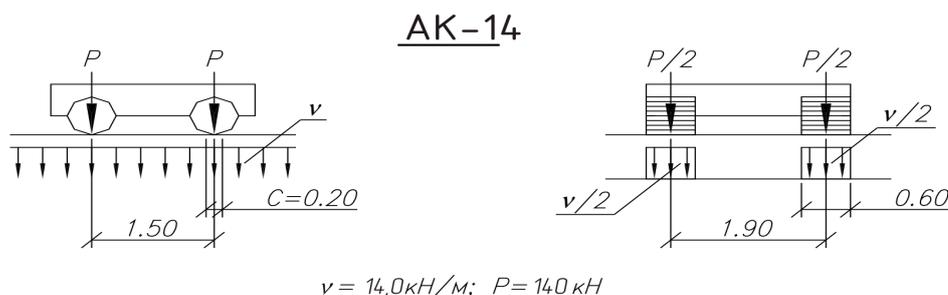
Рекомендуется применять сквозные перильные ограждения секционного типа длиной не более 3,0 м (шаг стоек). Модульные элементы перильных ограждений выполняются из прокатной и стержневой арматуры. В качестве стоек, поручней, нижних и верхних прогонов рекомендуется применять швеллеры, уголки и трубы. Максимальное расстояние в свету между элементами перильного ограждения составляет 120 мм.

4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЁТ ПЛИТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ (ПРИМЕР)

4.1. Исходные данные на проектирование:

1. Длина главной балки – 24 м;
2. Бетон тяжелый класса В35; F300; W6
3. Рабочая арматура:
 - обычная - класса А-300;
 - напрягаемая - высокопрочная проволока класса – В-II;
4. Ездовое полотно:
 - Плотный мелкозернистый асфальтобетон: $\delta=70$ мм; $\rho=22.60$ кН/м³
 - Защитный слой бетона: $\delta=50$ мм; $\rho=23.50$ кН/м³
 - Гидроизоляция – из двух слоев техноэластмоста: $\delta=5*2=10$ мм; $\rho=14.70$ кН/м³
 - Выравнивающий слой бетона: $\delta=40$ мм; $\rho=23.50$ кН/м³
 - Железобетонная плита проезжей части: $\delta=180$ мм; $\rho=24.50$ кН/м³

а)



б)

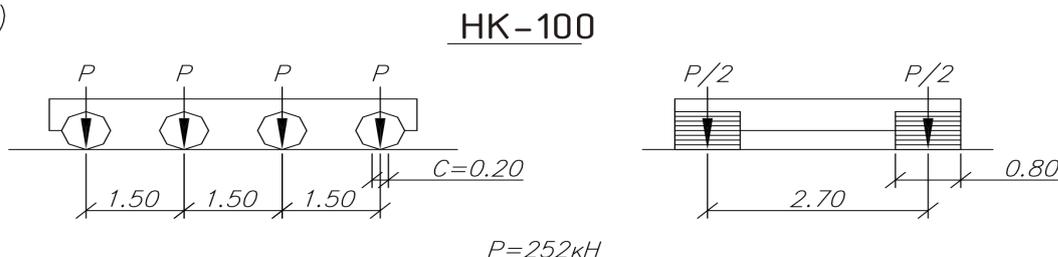


Рис.1. Схема нагрузок от подвижного состава

Таблица 2

Коэффициенты надежности по нагрузкам

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности γ_r
Собственный вес конструкции	1,10 (0,9)
Вес выравнивающего, изоляционного и защитного слоя	1,30 (0,9)
Вес покрытия ездового полотна и тротуаров автодорожных мостов	1,50 (0,9)
Тоже городских мостов	2,0 (0,9)
Воздействие усадки и ползучести	1,10 (0,9)
Тележка при расчете элементов проезжей части	1,50
При расчете всех других элементов	1,50 при $\lambda = 0$ 1,20 при $\lambda \geq 30$ м
Равномерно распределенная нагрузка V	1,20
Колесная нагрузка НК-100	1,0

4.2. Определение изгибающих моментов

Таблица 3

Сбор нагрузок на 1 м^2 проезжей части

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная Н/м^2	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная Н/м^2
1	Мелко-зернистый плотный асфальтобетон $0.07 \cdot 22600 = 1582$	1582	1.50	2373
2	Защитный слой бетона $0.05 \cdot 23500 = 1175$	1175	1.30	1528
3	Гидроизоляция $0.01 \cdot 14700 = 147$	147	1.30	191
4	Выравнивающий слой бетона $0.04 \cdot 23500 = 940$	940	1.30	1222
5	Ж/б плита проезжей части $0.18 \cdot 24500 = 4410$	4410	1.10	4851

$$g^{\text{н}} = 8254 \text{ Н/м}^2$$

$$g^{\text{р}} = 10165 \text{ Н/м}^2$$

Таблица 4

Эквивалентные нагрузки от единичной тяжелой колесной нагрузки НК-100

Длина загрузки λ , м	Эквивалентная нагрузка, кН/м при разных положениях вершин треугольных линий влияний	
	в середине и четверти	на конце
4	220,6	269,6
5	204,0	251,0
6	196,1	228,9
7	184,1	208,3
8	171,6	190,0
9	159,9	174,4
10	149,0	160,9
11	139,4	149,1
12	130,8	138,9
13	123,1	130,0
14	116,1	122,1
15	109,8	115,1
16	104,2	108,9
18	94,39	98,00
20	86,30	89,25
22	79,44	82,00
24	73,55	75,63
26	68,53	70,25
28	63,99	65,63
30	60,19	61,38
32	56,64	57,88
36	50,88	57,75
40	46,09	46,88
50	37,39	37,75
60	31,39	31,75
70	27,09	27,38
80	23,78	24,00

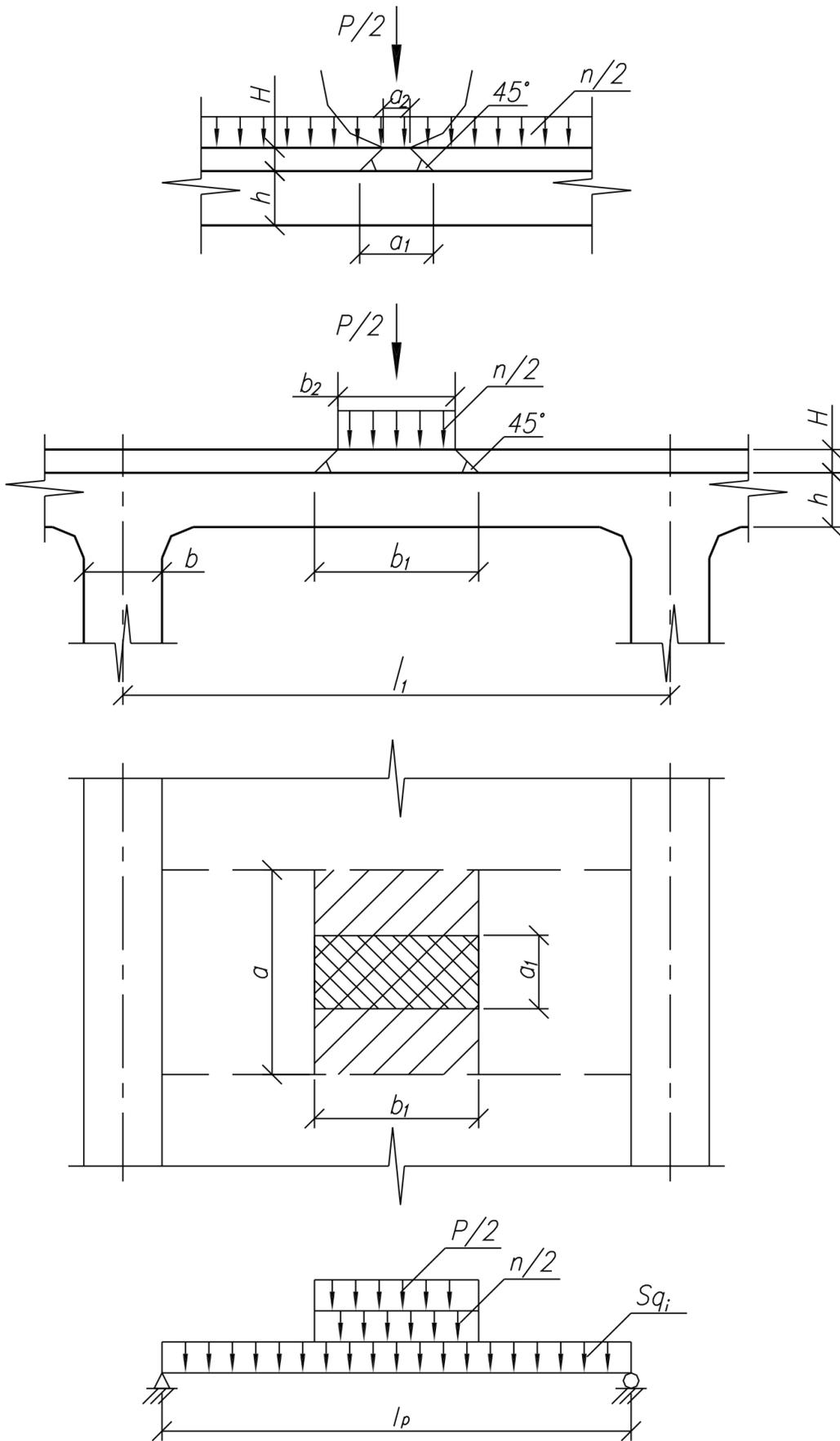


Рис.2. Расчётная схема №1 плиты при $l_p \leq 2.0$ м

$$\begin{aligned}
 a_1 &= a_2 + 2H \\
 b_1 &= b_2 + 2H \\
 b_3 &= b_2 + 2H + c; \\
 S &= 0.6 - \\
 &\text{коэффициент} \\
 &\text{полосности.} \\
 5K &= 0.7 \text{ кН} \\
 q &= 0.7 \text{ кН/м} \\
 c &= 1.1 \text{ м} \\
 b_1 &= 0.94 \text{ м} \\
 b_2 &= 0.6 \text{ м} \\
 b_3 &= 2.04 \text{ м} \\
 H &= 0.17 \text{ м} \\
 h &= 0.18 \text{ м} \\
 l_1 &= 2.4 \text{ м} \\
 a_1 &= 0.54 \text{ м} \\
 a_2 &= 0.2 \text{ м}
 \end{aligned}$$

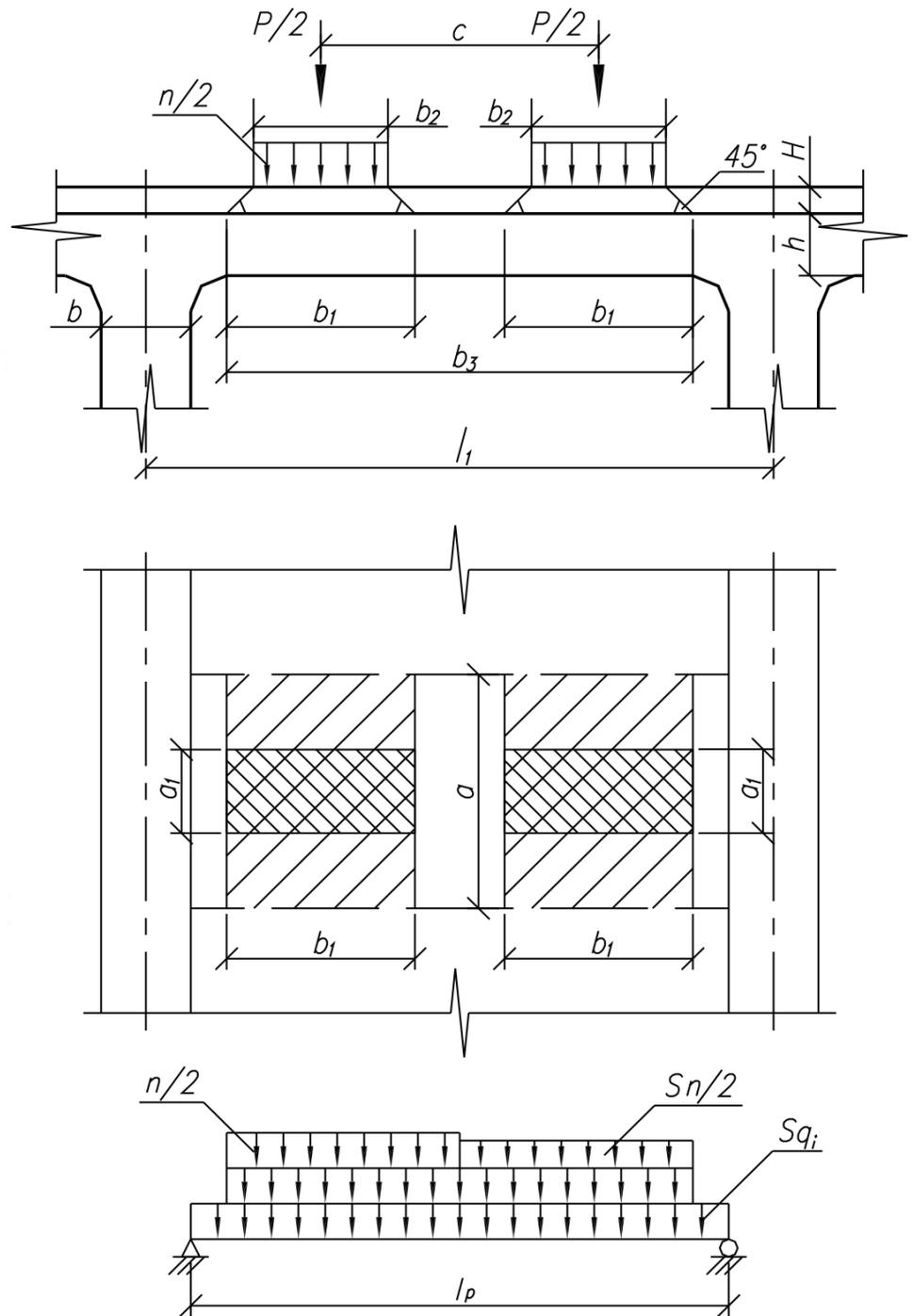


Рис. 3. Расчётная схема №2 плиты при $l_p > 2.0$ м

При длине пролёта плиты менее 2 м, загрузка плиты производится согласно расчетной схеме №1 на рис. 2. Балочный изгибающий момент в середине пролёта плиты:

$$M_p^b = \gamma_{fv} (1 + \mu) \frac{v}{8} \left(l_\delta + \frac{b_1}{2} \right) + \gamma_{fp} (1 + \mu) \frac{P}{8a} \left(l_\delta - \frac{b_1}{2} \right) \quad (1)$$

При длине пролёта плиты более 2 м, согласно расчётной схеме №2 на рис 3, балочный изгибающий момент в середине пролёта плиты:

$$M_p^b = \gamma_{fv}(1 + \mu) \frac{\nu(1 + s)}{8} (l_p + \frac{b_3}{2}) + \gamma_{fp}(1 + \mu) \frac{P}{4a} (l_p - \frac{b_3}{2}) \quad (2)$$

Определяем изгибающие моменты от постоянных расчетных нагрузок на 1 п.м. ширины плиты. Момент в середине пролета:

$$M_g^b = \frac{g^p L_p^2}{8}; \quad (3)$$

$L_p = L_1 - b$ – длина расчетного пролета: $L_p = 2.4 - 0.16 = 2.24(\text{м})$.

$$M_g^b = \frac{10.165 \times 2.24^2}{8} = 6.38 \text{ (кНм)}$$

Так как $L_p = 2.24 \text{ м} > 2 \text{ м}$, то для расчетов будем использовать 2-х колёсную расчётную схему загрузки №2 (рис 3).

Определяем изгибающие моменты от временных нагрузок А-14 и НК100;

Осевая нагрузка распределяется на площадку с размерами:

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.20 + 2 \times 0.17 = 0.54 \text{ (м)}; \quad b_1 = b_2 + 2H = 0.60 + 2 \times 0.17 = 0.94 \text{ (м)}$$

$$b_3 = b_2 + 2H + C = 0.60 + 2 \times 0.17 + 1.10 = 2.04 \text{ (м)}$$

$H = 0,17 \text{ м}$ принята по результатам конструирования ездового полотна.

Рабочая ширина плиты воспринимающая нагрузку 5К равна:

$$a = a_1 + L_p/3 \geq 2/3 L_p; \quad a = 0.54 + 2.24/3 = 1.29 < 1.49 \text{ м}; \text{ принимаем: } a = 1,49 \text{ м.}$$

Динамический коэффициент $(1 + \mu)$ для расчета элементов проезжей части согласно [2]:

$$(1 + \mu) = 1,4$$

Балочный изгибающий момент в середине пролета плиты:

$$M_p^b = \gamma_{fv}(1 + \mu) \frac{\nu(1 + s)}{8} (l_p + \frac{b_3}{2}) + \gamma_{fp}(1 + \mu) \frac{P}{4a} (l_p - \frac{b_3}{2}) =$$

$$= 1.20 * 1,4 * \frac{14(1 + 0.6)}{8} (2.24 - \frac{2.04}{2}) + 1.50 * 1,4 * \frac{140}{4 * 1.49} (2.24 - \frac{2.04}{2}) = 65,91 \hat{e} \acute{I} * \grave{i}$$

$\gamma_{fv} = 1.20; \gamma_{fp} = 1.50$ -коэффициенты надежности согласно табл.2.

Максимальный изгибающий балочный момент:

$$M_{\max}^b = M_g^b + M_p^b \quad (4)$$

$$M_{\max}^b = 6.38 + 65,91 = 72,29 \hat{e} \acute{I} * \grave{i}$$

Расчетные изгибающие моменты с учетом поправочных коэффициентов:

* в середине пролета :

$$M_{l/2+} = 0.5 M_{\max}^b = 0.5 \times 68.53 = 36,15 \hat{e} \acute{I} * \grave{i}$$

* опорное сечение:

$$M_{on-} = -0.8 M_{\max}^b = -0.8 \times 68.53 = -57,83 \hat{e} \acute{I} * \grave{i}$$

4.3. Подбор сечений рабочей арматуры плиты

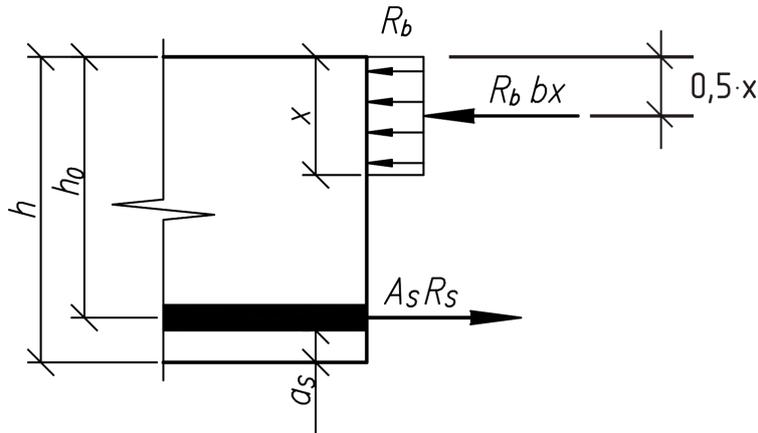


Рис.4. Расчетная схема в середине пролета плиты

Задаёмся диаметром рабочей арматуры – $\varnothing 16$ мм;

Класс арматуры сетки С-1: А-300 с $R_s=265$ МПа;

Класс бетона В35: $R_b=17.5$ МПа.

Рабочая высота сечения: $h_o = h - a$; $a = a_s + 0.5d_s$;

$a_s=0.03$ м – толщина защитного слоя бетона

$$h_o = 0.18 - 0.03 - 0.016 / 2 = 0.142 \text{ м}$$

Необходимая площадь сечения рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \times b}{R_s} \left(h_o - \sqrt{h_o^2 - \frac{2M_{1/2}}{R_b \times b}} \right) \quad (5)$$

$b = 1.0$ м, так как расчеты выполняем на 1 пог. м ширины плиты.

$$A_s^{\min} = \frac{17.5 \times 10^3 \times 1.0}{265 \times 10^3} \left(0.142 - \sqrt{0.142^2 - \frac{2 \times 36.15}{17.5 \times 10^3 \times 1.0}} \right) = 10.17 \text{ см}^2$$

Согласно сортаменту арматуры принимаем сетку С-1 с шагом рабочей арматуры $1000/5=200$ мм: 200/200/16/12 с $A_s^* = 10.05 \text{ см}^2$.

Проверка прочности плиты на фактическое армирование:

Высота сжатой зоны: $X = h_o \cdot \xi$:

$$X = \frac{A_s^* R_s}{R_b b} = \frac{10.05 \times 10^{-4} \times 265 \times 10^3}{17.5 \times 10^3 \times 1.0} = 1.52 \eta$$

Условие прочности:

$$M_{1/2} \leq R_s \cdot A_s \cdot (h_o - X/2) = 265 \cdot (100) \cdot 10.05 \cdot (14.2 - 0.76) = 35.79 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

что больше $M=34,27 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Перенапряжение составляет:

$$\% = \frac{36,15 - 35,79}{35,79} * 100 \% = 1,01 \% , \text{ что меньше } 5\%.$$

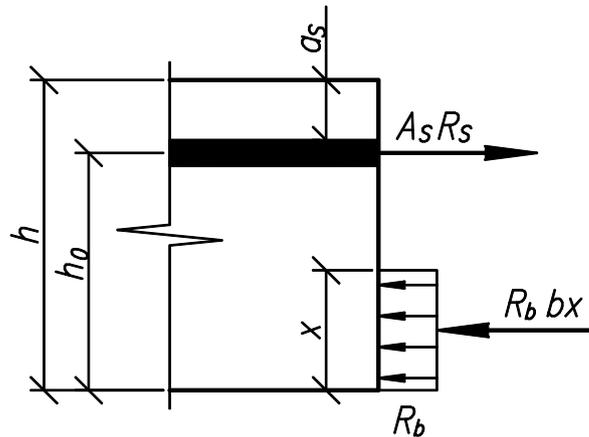


Рис. 5. Расчетная схема в опорном сечении плиты

Задаемся диаметром рабочей арматуры $\varnothing 22$ мм, класс А300;

$$h_0 = 0.18 - 0.05 - \frac{0.022}{2} = 0.119 \text{ м} \quad a_s = 0.05 \text{ м}.$$

Необходимая площадь рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{R_b b}{R_s} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_{on}}{R_b b}} \right) = \frac{17.5 \times 1}{265} \left(1.19 \times 10^{-1} - \sqrt{(1.19 \times 10^{-1})^2 - \frac{2 \times 57.83}{17.5 \times 10^3}} \right) = 21,2 \text{ см}^2$$

Согласно сортаменту арматуры принимаем: 6 $\varnothing 22$ с $A_s^* = 22,81 \text{ см}^2$, что больше минимального значения по расчёту $21,2 \text{ см}^2$.

Высота сжатой зоны сечения:

$$X = \frac{A_s R_s}{R_b b} = \frac{265 \times 22,81}{17.5 \times 100} = 3,45 \text{ н} \dot{\text{и}} ; \quad x_R = 7.14 \text{ см}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{265}{500} \left(1 - \frac{0.71}{1.1} \right)} = 0.6$$

$$\omega = 0.85 - 0.008 R_b = 0.85 - 0.008 \times 17.5 = 0.71$$

$$\sigma_1 = 265 \text{ МПа} ; \sigma_2 = 500 \text{ МПа}$$

$$x_R = h_0 \times \xi_R = 11,9 \times 0,6 = 7.14 \text{ см}$$

Условие прочности:

$$M_{on} \leq R_s \cdot A_s \cdot \left(h_0 - \frac{X}{2} \right) = 265 \cdot (100) \cdot 22,81 \cdot (11.9 - 1,73) = 61,47 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad * \dot{\text{и}}$$

$M_{он}=61,47 > 57,83$ – условие прочности выполняется. Запас прочности составляет:

$$\% = \frac{61,47 - 57,83}{57,83} * 100\% = 6,29\% , \text{ что меньше } 10\% .$$

4.4. Проверка прочности плиты по наклонному сечению

Поперечные силы в плите определяют как в разрезной балке. Линию влияния Q строят для двух сечений: в начале и в конце вута (сечение I-I и сечение II-II). Для получения Q_{max} при загрузении линии влияния Q грузовую площадку располагают так, чтобы ее левая грань совпадала с рассматриваемым сечением (см. рис.6).

$$Q = \sum g_i \times \gamma_{fi} \times \left(\frac{l_p}{2} - X \right) + (1 + \mu) \times (P_x^1 \cdot y_x^1 + P_q^{11} \cdot y_x^{11}) \quad (6)$$

$$Q = 10.165 * (2.24/2 - 0,142) + 1.4 * (78.87 * 0.79 + 75.51 * 0.3) = 128,89 \text{ кН}$$

$$P_x^1 = \frac{\gamma_{fv} \times v}{2} + \frac{\gamma_{fp} \times P}{2 \times a_x^1} = \frac{1.2 \times 14}{2} + \frac{1.5 \times 140}{2 \times 1.49} = 78.87 \text{ кН}$$

$$P_x^{11} = \frac{\gamma_{fv} \times v \times S}{2} + \frac{\gamma_{fp} \times P}{2 \times a_x^1} = \frac{1.2 \times 14 \times 0.6}{2} + \frac{1.5 \times 140}{2 \times 1.49} = 75.51 \text{ кН}$$

$$y_x^1 = 0.79 \text{ м} \quad y_x^{11} = 0.30 \text{ м}$$

При назначении толщины плиты следует выполнить условие:

$Q \leq Q_b$, т.е. условие прочности плиты следует выполнять без установки поперечной арматуры:

$$Q_b = \frac{2 \times R_{bt} \times h_0^2 \times b}{c} \leq m \times R_{bt} \times b \times h_0 \quad (7)$$

$R_{bt} = 1.25 \text{ МПа}$, c - не более $2 h_0$.

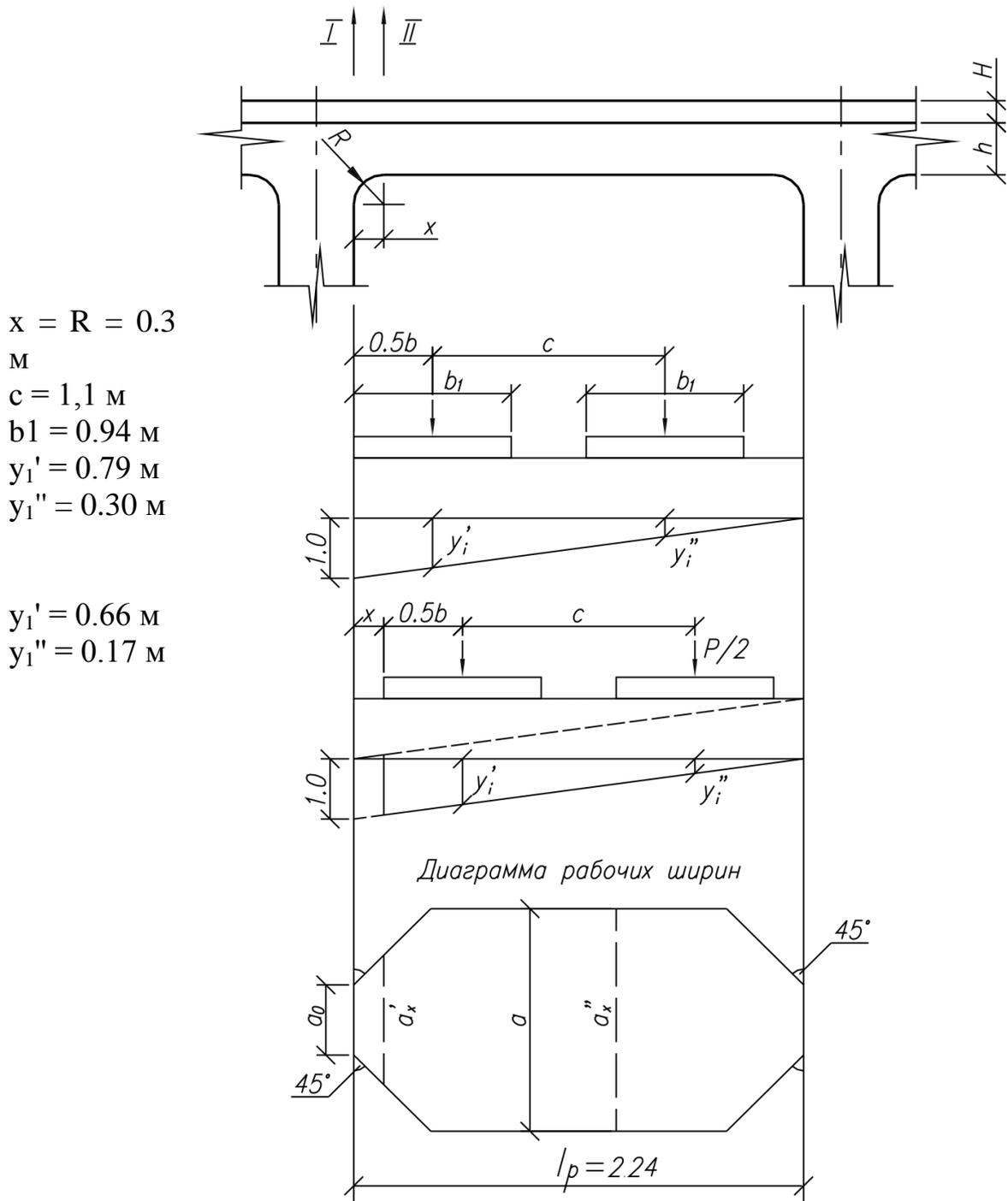


Рис. 6. Расчётная схема плиты при расчёте прочности наклонного сечения (Q)

$Q_b = (2 \cdot 1.25 \cdot 10^3 \cdot 1.0 \cdot 0.124^2) / (2 \cdot 0.124) = 155,0$ кН, что больше $Q = 128,89$ кН. Условие прочности выполняется по бетону.

$$\tau_g = m \times R_{bt} \times b \times h_0 = 1.3 \cdot 1.25 \cdot 10^3 \cdot 1.0 \cdot 0.124 = 201.50 \text{ кН}$$

Сопротивление бетона плиты скалыванию при изгибе:

$$R_{b,sh} = 3.25 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$$

$$\tau = \frac{Q \times S}{J_b \times b} \quad (8)$$

$$S = b \times \frac{h}{2} \times \frac{h}{4} = 1 \times \frac{0.18}{2} \times \frac{0.18}{4} = 40.5 \times 10^{-4} \text{ м}^3$$

$$J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0.18^3}{12} = 4.86 \times 10^{-4} \text{ м}^4$$

$$\tau = \frac{124.53 \times 40.5 \times 10^{-4}}{4.86 \times 10^{-4} \times 1} = 1040 \text{ кН / м}^2$$

$$\tau = 1040 > 0.25 \times 3.25 \times 10^3 = 812.5 \text{ кН / м}^2$$

Условие прочности не выполняется, так как $\tau > 0.25 \cdot R_{b,sh}$. Назначаем толщину плиты 0,22м. Увеличиваем прочность бетона до В40 с $R_{b,sh} = 3.6 \text{ МПа}$ (360 Н / см^2), тогда $\tau = 87,9 \text{ Н / см}^2$, что меньше прочности 90 Н / см^2

4.5. Расчёт плиты по ширине раскрытия трещин

Плита проезжей части относится к категории 3в по трещиностойкости. Предельное раскрытие трещин $\Delta l_{cr} = 0.02 \text{ см}$. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \psi \leq \Delta l_{cr} \quad (9)$$

В середине пролета.

Вычисляем площадь взаимодействия бетона и арматуры (рис.7):

$$A_r = b \cdot h_s = b \cdot (a_3 + 0.5 \cdot d_s + 6 \cdot d_s) = 100 \cdot (3 + 1,6/2 + 6 \cdot 1,6) = 1340 \text{ см}^2$$

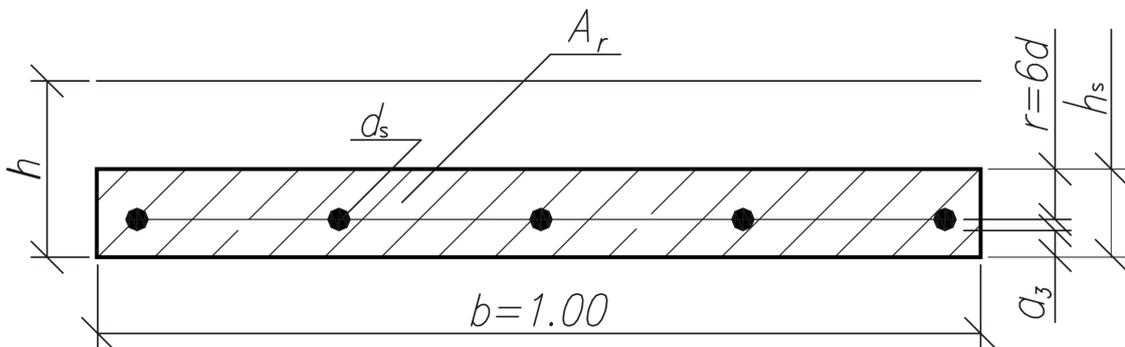


Рис. 7. Расчетная схема плиты

Изгибающий момент от нормативных нагрузок:

$$M_b'' = \frac{\sum g_i \times l_p^2}{8} + \frac{\nu(1+s)}{8} (l_p - \frac{b_1}{2}) + \frac{P}{4a} (l_p - \frac{b_1}{2}) = \frac{8.254 \times 2.24^2}{8} + \frac{14(1+0.6)}{8} \left(2.24 - \frac{2.04}{2} \right) + \frac{140}{4 \times 1.49} \left(2.24 - \frac{2.04}{2} \right) = 37.25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Плечо внутренней пары сил:

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 0.142 - \frac{0.0152}{2} = 0.134 \text{ м}$$

Напряжения в растянутой арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M_b'' \times 0.5}{A_s \times z} = \frac{37.25 \times 0.5}{10.05 \times 0.134} = 13.73 \times 10^4 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \times n \times d} = \frac{1340}{1.0 \times 5 \times 1.6} = 167.5 \text{ см} - \text{радиус армирования.}$$

$\beta=1,0$ - коэффициент, учитывающий степень сцепления арматуры с бетоном. Для стержневой арматуры периодического профиля $\beta=1,0$;

n - количество стержней по ширине плиты $b=100\text{см}$, $n=5$;

d_s - диаметр арматуры.

Расчетное значение расстояния между нормальными трещинами ψ :

$$\psi = 1,5 \times \sqrt{R_r} = 1,5 \times \sqrt{167,5} = 19,41 \text{ см}$$

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \psi = \frac{13,73 \times 10^4}{2,06 \times 10^5 \times 10^3} * 19,41 = 0,013 < 0,020 \text{ см}$$

Ширина раскрытия трещин находится в пределах допустимой.

В опорном сечении.

Вычисляем площадь взаимодействия бетона и арматуры:

$$A_r = 100 * (5 + 2.2/2 + 6 * 2.2) = 1930 \text{ см}^2 \leq b \cdot h = 100 \cdot 18 = 1800 \text{ см}^2$$

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 0.119 - \frac{0.0288}{2} = 0.105 \text{ м}$$

$$\sigma_s = \frac{M_b^i \times 0,8}{A_s \times z} = \frac{37.25 \times 0.8}{0.00228 \times 0.105} = 12,45 \times 10^4 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \times n \times d} = \frac{1800}{1.0 \times 5 \times 2.2} = 163,64 \text{ см} - \text{радиус армирования}$$

$$\psi = 1,5 \times \sqrt{R_r} = 19,19 \text{ см};$$

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \times \psi = \frac{12,45 \times 10^4}{2,06 \times 10^5 \times 10^3} \times 19,19 = 0,012 < 0,020 \text{ см}$$

Ширина раскрытия трещин находится в пределах допустимой.

5. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

Пролетное строение в поперечном сечении состоит из 5 бездиафрагменных предварительно напряженных балок заводского стенового изготовления.

Габарит моста Г 11,5+2x1.5 м, длина балок 24.0 м, расчетный пролет $l_p = 23.4$ м.

Высота балок 1.23 м.

Расстояние между осями балок 2.40 м.

Материалы: бетон класса В35, ненапрягаемая арматура сталь класса А300, напрягаемая - пучки из проволок диаметром 5 мм класса В-II.

5.1 Расчет постоянных нагрузок на 1п.м. длины балки

Нормативный вес асфальтобетона: $g_H^H = 1582 \times 2.4 = 3796.8$ Н/м

Расчетный вес асфальтобетона: $g_H = g_H^H \gamma_\alpha = 2373 \times 2.4 = 5695.2$ Н/м

Нормативный вес гидроизоляции: $g_H^H = 147 \times 2.4 = 352.8$ Н/м

Расчетный вес гидроизоляции: $g_H = g_H^H \gamma_\alpha = 191 \times 2.4 = 458.4$ Н/м

Нормативный вес выравнивающего слоя: $g_h^H = 940 \times 2.4 = 2256$ Н/м

Расчетный вес выравнивающего слоя:

$$g_n = g_n^H \times \gamma_\alpha = 1222 \times 2.4 = 2932.8 \text{ Н/м};$$

Нормативный вес защитного слоя бетона: $g_h^H = 1175 \times 2.4 = 2820$ Н/м

Расчетный вес защитного слоя бетона:

$$g_n = g_n^H \times \gamma_\alpha = 1528 \times 2.4 = 3667.2 \text{ Н/м};$$

Нормативный вес ж/б плиты ПЧ: $g_h^H = 4410 \times 2.4 = 10584$ Н/м

Расчетный вес железобетонной плиты проезжей части:

$$g_n = g_n^H \times \gamma_\alpha = 4851 \times 2.4 = 11642.4 \text{ Н/м};$$

Нормативный вес ограждения безопасности: $g_h^H = 1.33$ кН/м

Расчетный вес ограждения безопасности:

$$g_n = g_n^H \times \gamma_\alpha = 1.33 \times 1.1 = 1.46 \text{ кН/м}$$

Нормативный вес перильного ограждения и карниза: $g_h^H = 1.65$ кН/м

Расчетный вес ограждения: $g_n = g_n^H \times \gamma_\alpha = 1.65 \times 1.1 = 1.82$ кН/м

Вес балки: $g_b^H = A_b \times \gamma_b$; A_b - площадь поперечного сечения балки; $\gamma_b = 24.5 \text{ кН/м}^3$ - удельный вес железобетона. Фактическое сечение балки заменяем на приведенное сечение (см. рис. 8 и рис. 9). Приведенная ширина сжатого пояса (плиты):

$$b^1 = 1.27 + \frac{2.40}{2} = 2.47 \text{ м}$$

$$b_f^1 = b + 2 \times 0.84 \times R + 2 \times 6 \times h_n \leq b_1$$

$$b_f^1 = 0.16 + 2 * 0.84 * 0.3 + 2 * 6 * 0.18 = 2.82 \text{ м} > b_1$$

Принимаем $b_f^1 = 2.47 \text{ м}$. Приведенная высота сжатого пояса (плиты):

$$h_f^1 = \frac{(0.28R + h_n) \times b + \frac{0.28R \times 0.84R}{2} \times 2 + (b_f^1 - b)h_n}{b_f^1 - b} =$$

$$\frac{(0.28 \times 0.3 + 0.18) \times 0.16 + 0.28 \times 0.84 \times 0.3^2 + (2.47 - 0.16) \times 0.18}{2.47 - 0.16} = 0.21 \text{ м}$$

Нижнее уширение балки:

$$h_1 = \frac{\frac{0.215 + 0.23}{2} \times 0.15 \times 2 + \frac{0.23 \times 0.2}{2} \times 2}{0.59 - 0.16} = 0.26 \text{ м}$$

Площадь поперечного сечения балки:

$$A_b = b_f^1 \times h_f^1 + b_1 \times h_1 + (h - h_f^1 - h_1) \times b =$$

$$= 2.47 \times 0.21 + 0.59 \times 0.26 + (1.23 - 0.21 - 0.26) \times 0.16 = 0.79 \text{ м}^2$$

Нормативный вес балки: $g_b^H = 0.79 \times 24.5 = 19.36 \text{ кН/м}$;

Расчётный вес балки: $g_b = g_b^H \times \gamma_\alpha = 19.36 \times 1.1 = 21.29 \text{ кН/м}$

Постоянная нагрузка на 1 пог. метр балки равна:

- нормативная - $\sum g_i = 3.79 + 3.53 + 2.26 + 1.33 + 1.65 + 19.36 = 31.92 \text{ кН / м}$

- расчётная - $\sum g_i \times \gamma_\alpha = 5.69 + 0.46 + 2.93 + 1.46 + 1.82 + 21.29 = 33.65 \text{ кН / м}$

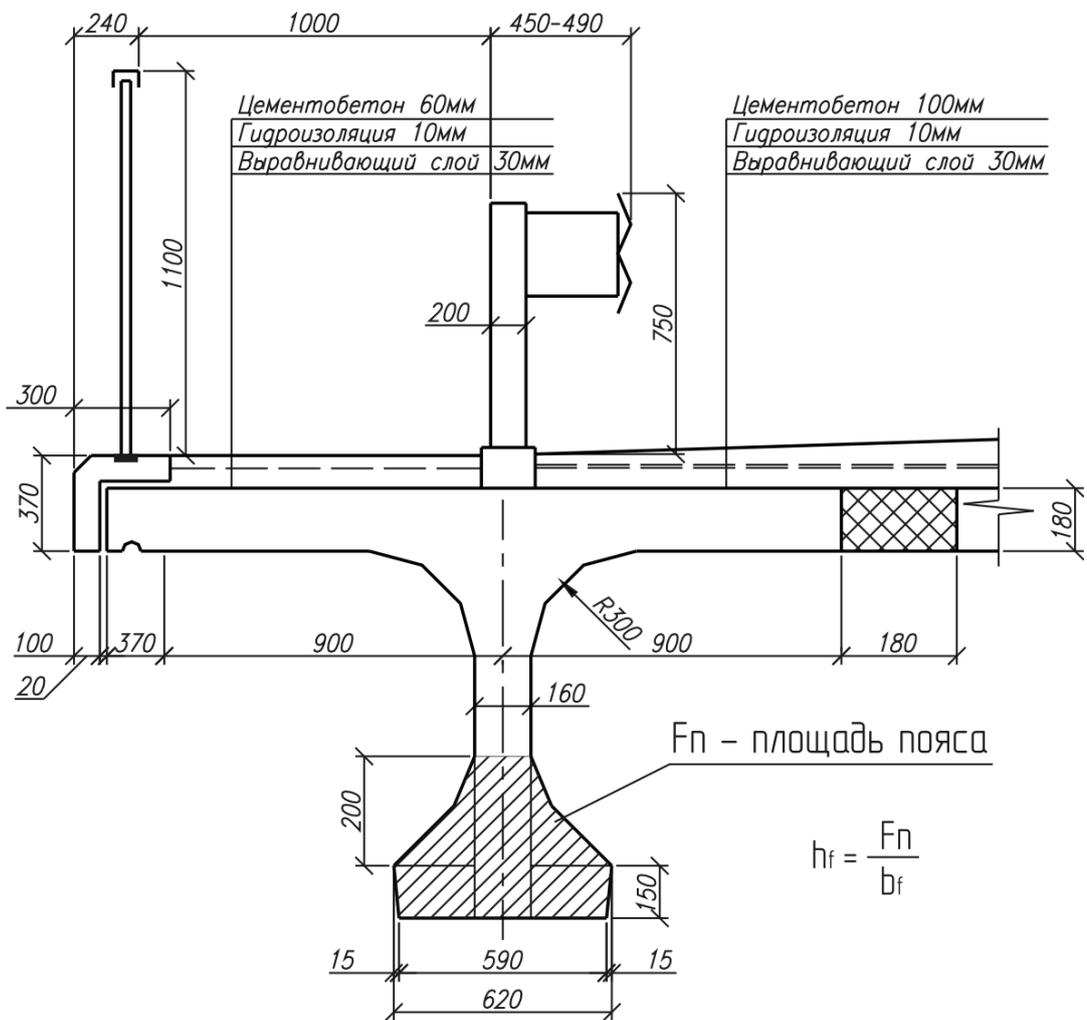


Рис. 8. Поперечное сечение крайней балки

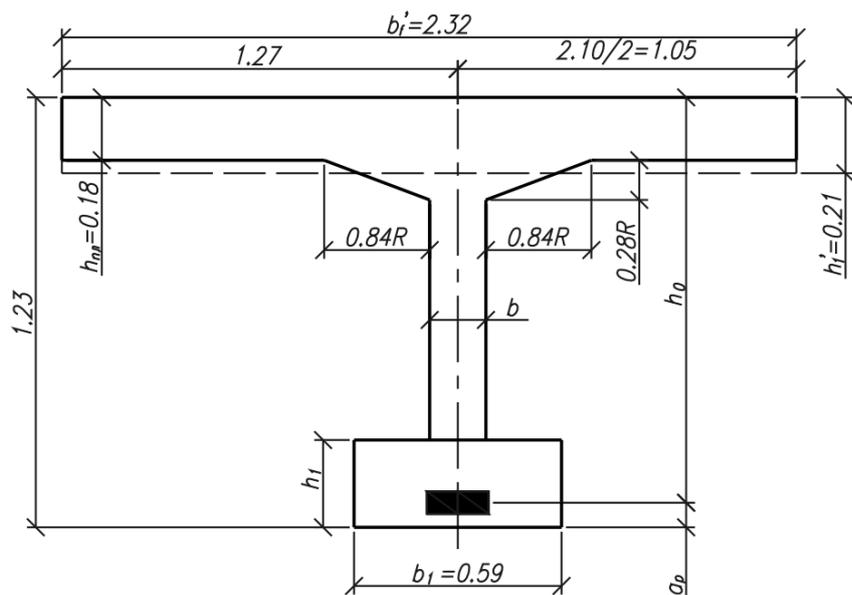


Рис. 9. Приведённое поперечное сечение крайней балки

5.2 Поперечное распределение временных нагрузок

Временная нагрузка может занимать различное положение по ширине моста. Для расчета балки пролетного строения необходимо временную нагрузку установить в положение, обеспечивающее наибольшее значение расчетных усилий. Поперечное распределение временной нагрузки характеризуется коэффициентом поперечной установки (K), который определяет долю временной нагрузки, приходящейся на рассматриваемую балку. Коэффициенты K в зависимости от длины и конструкции поперечного сечения пролетного строения определяются различными способами. В курсовой работе K определяется по методу внецентренного сжатия. Для одинаковых поперек моста балок строятся линии влияния давления на крайнюю балку (рис. 10):

$$\eta_{in} = \frac{1}{n} \pm \frac{a_{max}}{2 \sum a_i} \quad (10) \text{ где: } n - \text{число главных балок поперек моста;}$$

a_i , a_{max} – расстояние между симметрично расположенными и крайними балками;

По методу внецентренного сжатия самыми нагруженными являются крайние балки. Линии влияния давления загружаем временной нагрузкой невыгодным способом. Если принять за единицу давления оси (одной полосы), то коэффициент поперечной установки $k = \frac{1}{2} \sum y_i$, где: y_i – ордината линии влияния под грузами.

При расчетах на прочность и устойчивость рассматриваются две схемы установки временной автомобильной нагрузки АК поперек моста: первая – нагрузка АК устанавливается в невыгодное положение в пределах проезжей части (без учета полос безопасности). Число полос нагрузки равно числу полос движения; вторая – нагрузка АК – (2 полосы для габаритов Г-8, Г-10, и Г-11.5) устанавливается в невыгодное положение по всей ширине моста с учетом полос безопасности. Оси крайних полос нагрузки АК должны быть установлены не ближе 0.55м от кромки ПЧ при первой схеме загрузки и от кромки ограждения ездового полотна при II схеме. При определении усилий по II схеме загрузки не учитывается нагрузка от «толпы» на тротуарах. При расчете по II группе предельных состояний учитывается только I схема загрузки. Нагрузку НК-100 устанавливают на проезжей части моста вдоль направления движения и не учитывают совместно с нагрузкой на тротуарах и при расчетах на трещиностойкость. При определении усилий от 2 и более полос нагрузки АК нагрузки от первой наиболее неблагоприятной полосы загрузки вводится в расчет с коэффициентом $S_1=1.0$, остальные - с коэффициентом $S_1=0.6$. Для нагрузки от тележки на всех полосах нагрузок $S_1=1.0$.

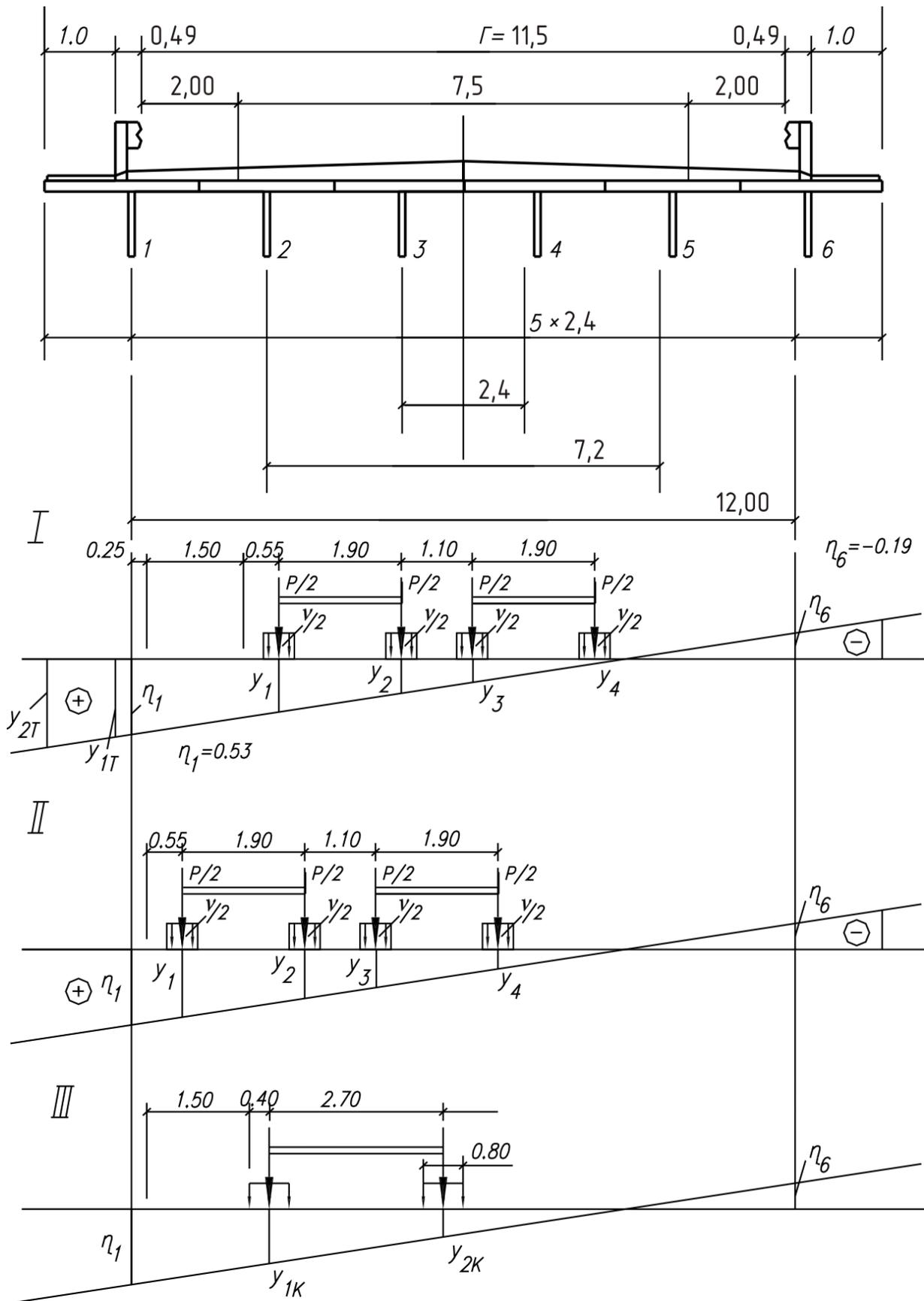


Рис. 10. Расчетные схемы загрузки

Определение коэффициентов поперечной установки.

$$\eta_{1,6} = \frac{1}{6} \pm \frac{12^2}{2 * (2.4^2 + 7.2^2 + 12^2)} = 0,17 \pm 0,36$$

$$\eta_1 = 0,52; \quad \eta_6 = -0,19$$

1. А14+голпа на тротуарах

$$k_v = \frac{1}{2}(y_1 + y_2) + \frac{1}{2}(y_3 + y_4) = \frac{1}{2}(0,33 + 0,22) + \frac{1}{2} * 0,6 * (0,15 + 0,03) = 0,329$$

$$k_p = \frac{1}{2}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = \frac{1}{2}(0,33 + 0,22 + 0,15 + 0,03) = 0,365$$

$$k_t = 0,5(y_{1m} + y_{2m}) = 0,5 * (0,48 + 0,59) = 0,535$$

2. А14+тах к ограждению безопасности

$$k_v = \frac{1}{2}(y_1 + y_2) + \frac{1}{2}(y_3 + y_4) = \frac{1}{2}(0,43 + 0,31) + \frac{1}{2} * 0,6(0,24 + 0,12) = 0,478$$

$$k_p = \frac{1}{2}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = \frac{1}{2}(0,43 + 0,31 + 0,24 + 0,12) = 0,55$$

3. Загружение нагрузкой НК-100:

$$K_k = \frac{1}{2} \times (y_{1k} + y_{2k}) = \frac{1}{2} (0,34 + 0,18) = 0,26$$

5.3 Расчёт изгибающих моментов и поперечных сил

Постоянные нагрузки определяются:

$$M_g^1 = \sum g_i \times \gamma_{fi} \times \omega;$$

$$Q_g^1 = \sum g_i \times \gamma_{fi} \times (\omega_1 - \omega_2) \quad (11)$$

$$M_g^{11} = \sum g_i \times \omega;$$

$$Q_g^{11} = \sum g_i \times (\omega_1 - \omega_2)$$

где γ_f – коэффициенты надежности по нагрузке;

ω – площадь линии влияния.

Усилия в характерных сечениях балки определяются для каждого сечения временных нагрузок для I и II групп предельных состояний.

Сочетание I:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \gamma_{fv} k_v v \omega + (1 + \mu) \gamma_{fp} k_p P(y_1 + y_2) + \gamma_{ft} k_t p_t \omega;$$

Сочетание II:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \gamma_{fv} k_v v \omega + (1 + \mu) k_{fp} k_p P(y_1 + y_2) \quad (12)$$

Сочетание III:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \gamma_{fk} k_k p_k \omega;$$

Коэффициенты надежности:

$$\gamma_{fv} = 1.20; \quad \gamma_{cp} = 1.50 \quad \text{при} \quad \lambda = 0; \quad \gamma_{fk} = 1.0$$

$$\gamma_{fm} = 1.20; \quad \gamma_{fp} = 1.20 \quad \text{при} \quad \lambda \geq 30 \text{ м}; \quad \text{для} \quad l = 23.40 \quad \gamma_{fp} = 1.27$$

Динамический коэффициент для нагрузки АК согласно п.6.22 поз.3б [2]:

$$1 + \mu = 1 + \frac{81 - \lambda}{135} = 1.43$$

λ – длина заграждения

$$\text{Нагрузка НК-100} \quad 1 + \mu = 1,30 \quad \text{при} \quad \lambda \leq 1.0$$

$$1 + \mu = 1,10 \quad \text{при} \quad \lambda \geq 5.0$$

$$v = 14 \text{ кН/м}; \quad P = 140 \text{ кН}$$

P_k – эквивалентная нагрузка, определяется по табл. 4;

ω – площадь линии влияния;

$$P_T = 3,92 - 0,0196\lambda \text{ кПа}; \quad \lambda \text{ – длина заграждения } 23,4 \text{ м}$$

$$P_T = 3,46 \text{ кПа}$$

$$l_p = 23.40 \text{ м}$$

Сечение 0 – опорное
 Сечение 1 – на расстоянии 1.5 м от опоры
 Сечение 2 – четверть пролета
 Сечения 3 – середина пролета
 М – моменты Q – силы

Сечение 3:

$$y_1 = \frac{l_p}{4} = 5.85$$

$$y_2 = \frac{l_p/2 - 1.5}{2}; \quad \omega = \frac{l_p^3}{8}$$

Сечение 2:

$$y_1 = \frac{3}{16} l_p$$

$$y_2 = \frac{(3 \cdot l_p / 4 - 1.5)}{4}; \quad \omega = \frac{l_p}{2} \cdot \frac{3}{16} l_p = \frac{3l_p^2}{32}$$

Сечение 1:

$$y_1 = \frac{(l_p - 1.5) \cdot 1.5}{l_p}$$

$$y_2 = \frac{(l_p - 3.0) \cdot 1.5}{l_p}; \quad \omega = \frac{(l_p - 1.5) \cdot 1.5}{2}$$

Сечение 3:

$$y_1 = 0.5$$

$$y_2 = \frac{l_p/2 - 1.5}{l_p}; \quad \omega_1 = \omega_2 = \frac{l_p}{8}$$

Сечение 2:

$$y_1 = 0.75$$

$$y_2 = \frac{(3 \cdot l_p / 4 - 1.5)}{l_p}; \quad \omega_1 = \frac{9}{32} l_p; \quad \omega_2 = -\frac{l_p}{32}$$

Сечение 1:

$$y_1 = \frac{(l_p - 1.5)}{l_p}$$

$$y_2 = \frac{(l_p - 3.0)}{l_p}; \quad \omega_1 = \frac{(l_p - 1.5)^2}{2 \cdot l_p}; \quad \omega_2 = 0.048$$

Сечение 0:

$$y_1 = 1.0$$

$$y_2 = 0.94; \quad \omega = \frac{l_p}{2} = 11.70;$$

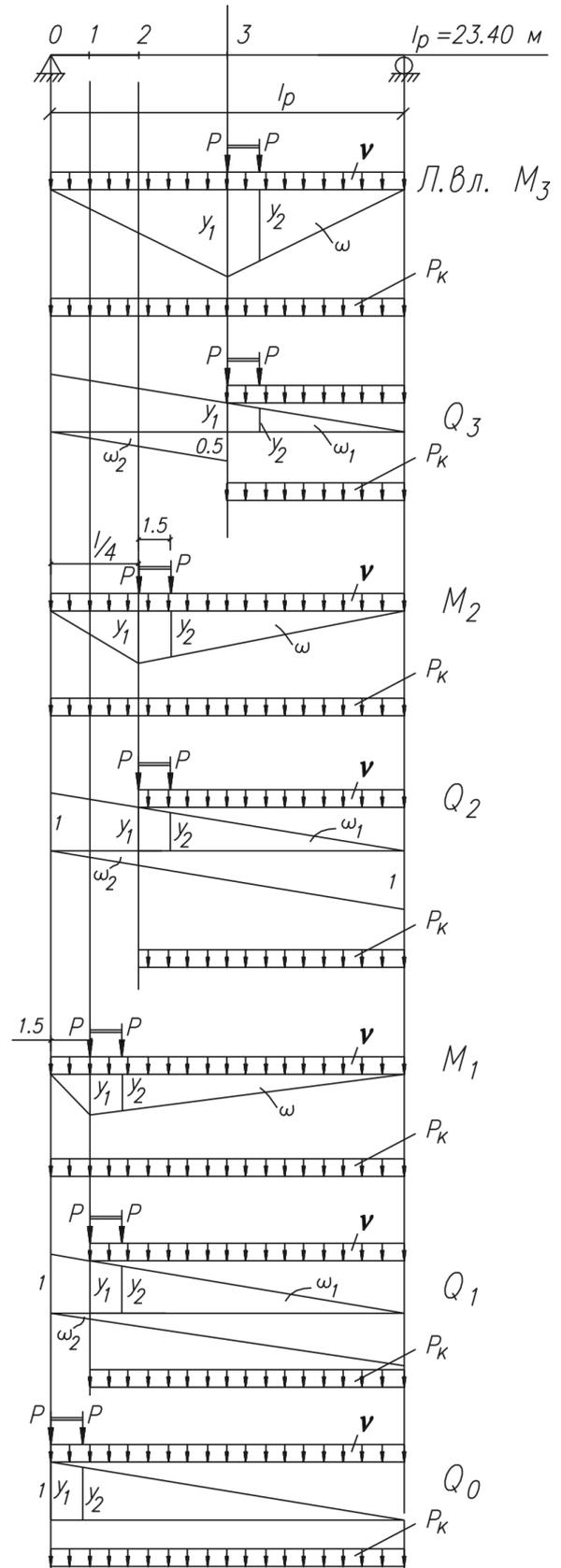


Рис. 11. Линии влияния М и Q в расч. сечениях

Таблица 5

Расчетные значения внутренних усилий и коэффициентов поперечной установки

№ сечения	Площадь линии влияния			Ординаты линий влияния по грузам Р			
	М	Q		М		Q	
		+	-	У ₁	У ₂	У ₁	У ₂
0	-	11,7	-	-	-	1,0	0,94
1	16,42	10,25	0,048	1,40	1,30	0,93	0,87
2	51,33	6,58	0,73	4,38	4,01	0,75	0,68
3	68,44	2,92	2,92	5,85	5,1	0,50	0,43

Продолжение таблицы 5

№ сечения	Коэффициенты поперечной нагрузки					
	А14+нагрузка на тротуар			А14		НК-100 Кк
	К _v	К _p	К _r	К _v	К _p	
0	0,329	0,365	0,53	0,48	0,55	0,26
1	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-

Сечение 0-0:

$$Q_{px}^1 = 33.65 * 11.70 = 393.7 \text{ кН};$$

$$Q_{px}^{11} = 31.92 * 11.70 = 373.5 \text{ кН}$$

$$Q_p^1 = 1.20 * 1.43 * 0.329 * 14 * 11.7 + 1.27 * 1.43 * 0.365 * 140 * 1.94 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 11.70 = 298,26 \text{ кН}$$

$$Q_p^{11} = 0.329 * 14 * 11.7 + 0.365 * 140 * 1.94 + 0.53 * 3.46 * 11.70 = 174 \text{ кН}$$

$$Q_p = 1.20 * 1.43 * 0.48 * 14 * 11.70 + 1.27 * 1.43 * 0.55 * 140 * 1.94 = 406,27 \text{ кН}$$

$$Q_p = 1.0 * 1.43 * 0.26 * 77.54 * 11.70 = 337,37 \text{ кН}$$

Сечение 1-1:

$$\begin{aligned}Q_{px}^1 &= 33.65 * (10.25 - 0.048) = 343,3 \text{ кН}; & M_p^1 &= 33.65 * 16.42 = 552,5 \text{ кН*м} \\Q_{px}^{11} &= 31.92 * (10.25 - 0.048) = 325,6 \text{ кН}; & M_p^{11} &= 31.92 * 16.42 = 524,1 \text{ кН*м} \\Q_p^1 &= 1.20 * 1.43 * 0.329 * 14 * 10.25 + 1.27 * 1.43 * 0.365 * 140 * 1.8 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 10.25 = 270,6 \text{ кН} \\M_p^1 &= 1.20 * 1.43 * 0.329 * 14 * 16.42 + 1.27 * 1.43 * 0.365 * 140 * 2.7 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 16.42 = 416,5 \text{ кН*м} \\Q_p^{11} &= 0.336 * 14 * 10.25 + 0.365 * 140 * 1.8 + 0.53 * 3.46 * 10.25 = 158,98 \text{ кН} \\M_p^{11} &= 0.336 * 14 * 16.42 + 0.365 * 140 * 2.7 + 0.53 * 3.46 * 16.42 = 245 \text{ кН*м} \\Q_p &= 1.20 * 1.43 * 0.48 * 14 * 10.25 + 1.27 * 1.43 * 0.55 * 140 * 1.8 = 370,02 \text{ кН} \\M_p &= 1.20 * 1.43 * 0.48 * 14 * 16.42 + 1.27 * 1.43 * 0.55 * 140 * 2.7 = 567,06 \text{ кН*м} \\Q_p &= 1.0 * 1.43 * 0.26 * 77.54 * 10.25 = 295,55 \text{ кН} \\M_p &= 1.0 * 1.43 * 0.26 * 77.54 * 16.42 = 473,47 \text{ кН*м}\end{aligned}$$

Сечение 2-2:

$$\begin{aligned}Q_{px}^1 &= 33.65 * (6.58 - 0.73) = 196,9 \text{ кН}; & M_p^1 &= 33.65 * 51.33 = 1727,3 \text{ кН*м} \\Q_{px}^{11} &= 31.92 * (6.58 - 0.73) = 186,7 \text{ кН}; & M_p^{11} &= 31.92 * 51.33 = 1638,45 \text{ кН*м} \\Q_p^1 &= 1.20 * 1.43 * 0.329 * 14 * 6.58 + 1.27 * 1.43 * 0.365 * 140 * 1.43 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 6.58 = 199,2 \text{ кН} \\M_p^1 &= 1.20 * 1.43 * 0.329 * 14 * 51,33 + 1.27 * 1.43 * 0.365 * 140 * 8,40 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 51,33 = 1298,2 \text{ кН*м} \\Q_{px}^{11} &= 0.329 * 14 * 6.58 + 0.365 * 140 * 1.43 + 0.53 * 3.46 * 6.58 = 115,3 \text{ кН} \\M_p^{11} &= 0.329 * 14 * 51.33 + 0.365 * 140 * 8.40 + 0.53 * 3.46 * 51.33 = 759 \text{ кН*м} \\Q_p &= 1.20 * 1.43 * 0.48 * 14 * 6.58 + 1.27 * 1.43 * 0.55 * 140 * 1.43 = 275,9 \text{ кН} \\M_p &= 1.20 * 1.43 * 0.48 * 14 * 51.33 + 1.27 * 1.43 * 0.55 * 140 * 8.40 = 1766,9 \text{ кН} \\Q_p &= 1.0 * 1.43 * 0.26 * 75.32 * 6.58 = 184,3 \text{ кН} \\M_p &= 1.0 * 1.43 * 0.26 * 75.32 * 51.33 = 1437,7 \text{ кН*м}\end{aligned}$$

Сечение 3-3:

$$\begin{aligned}Q_{px}^1 &= 0 & M_p^1 &= 33.65 * 68.44 = 2303 \text{ кН*м} \\Q_{px}^{11} &= 0 & M_p^{11} &= 31.92 * 68.44 = 2184,6 \text{ кН*м} \\Q_p^1 &= 1.20 * 1.43 * 0.329 * 14 * 2.92 + 1.27 * 1.43 * 0.365 * 140 * 0.93 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 2.92 = 115,8 \text{ кН} \\M_p^1 &= 1.20 * 1.43 * 0.329 * 14 * 68.44 + 1.27 * 1.43 * 0.365 * 140 * 10.95 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 68.44 = 1707,7 \text{ кН*м} \\Q_{px}^{11} &= 0.329 * 14 * 2.92 + 0.365 * 140 * 0.93 + 0.53 * 3.46 * 2.92 = 66,3 \text{ кН} \\M_p^{11} &= 0.329 * 14 * 68.44 + 0.365 * 140 * 10.95 + 0.53 * 3.46 * 68.44 = 1000 \text{ кН*м} \\Q_p &= 1.20 * 1.43 * 0.48 * 14 * 2.92 + 1.27 * 1.43 * 0.55 * 140 * 0.93 = 163,7 \text{ кН} \\M_p &= 1.20 * 1.43 * 0.48 * 14 * 68.44 + 1.27 * 1.43 * 0.55 * 140 * 10.95 = 2320,5 \text{ кН} \\Q_p &= 1.0 * 1.43 * 0.26 * 75.32 * 2.92 = 81,7 \text{ кН}; \\M_p &= 1.0 * 1.43 * 0.26 * 75.32 * 68.44 = 1917,3 \text{ кН*м}.\end{aligned}$$

Таблица 6

Расчетные усилия и моменты от постоянных моментов временных нагрузок

№ с е ч е н и й	Постоянные нагрузки				Временные нагрузки,								Максимальные расчетные усилия			
	I группа предельных состояний		II группа предельных состояний		A14 + нагрузка на тротуар				A11		НК-100					
	M _g кНм	Q _g кН	M _g ^H кНм	Q _g ^H кН	I группа пред. состояний		II группа пред. состояний		M _p кНм	Q _p кН	M _p кНм	Q _p кН	I группа пред. состояний		II группа пред. состояний	
					M _p	Q _p	M _p ^H	Q _p ^H					M	Q	M	Q
0	-	393,7	-	373,5	-	298,3	-	174	-	406,2	-	337,4	-	799,9	-	547,5
1	552,5	343,3	524,1	325,6	416,5	270,6	245	158,9	567,0	370,0	473,4	295,5	1120	713,3	769,1	484,5
2	1727	196,9	1638	186,7	1298	199,2	759	115,3	1767	276	1438	184,3	3494	472,9	2574	302
3	2303	-	2185	-	1708	115,8	1000	66,3	2321	163,7	1917	81,7	4624	163,7	3185	66,3

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. Госстрой России, -М. ,: ГУП ЦПП, 1998, 214 с.
2. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84.
3. Саламахин П.М. и др. Мосты и сооружения на дорогах. Ч.1-М., Транспорт, 1991, 344 с.
4. Власов Г.М., Устинов В.П. Расчет железобетонных мостов. М., Транспорт, 1992, 256 с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛКИ ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА С ПРЕДНАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ

Методические указания по выполнению курсовой работы по курсу «Инженерные сооружения в транспортном строительстве» для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство», профиль «Автомобильные дороги». Часть 1. Конструирование и статический расчет элементов Т-образных балок

Составители: Иванов Г.П., Петропавловских О.К.

Редактор Ханафиева Л.З.

Издательство:

Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать

Формат 60x84/16

Заказ №

Печать ризографическая

Усл.–печ.л. 2

Тираж 50 экз.

Бумага офсетная №1

Учетн.–изд.л. 2

Отпечатано в полиграфическом секторе

Издательства КГАСУ

420043, г. Казань, ул. Зеленая, д.1