

РОСЖЕЛДОР
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Ростовский государственный университет путей сообщения»
(ФГБОУ ВО РГУПС)

Н.В. Хамидуллина, А.А. Ревякин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО МОСТА

Учебно-методическое пособие
к курсовому проекту по дисциплине
«Проектирование мостов»

Ростов-на-Дону
2017

УДК 624.21(07) + 06

Рецензент – кандидат технических наук, доцент А.Ю. Богатина

Хамидуллина, Н.В.

Проектирование металлического моста: учебно-методическое пособие курсовому проекту по дисциплине «Проектирование мостов» / Н.В. Хамидуллина, А.А. Ревякин; ФГБОУ ВО РГУПС. – Ростов н/Д, 2017. – 60 с.

Дана методика эскизного проектирования элементов моста, а также расчета балок проезжей части и основных элементов главной фермы.

Пособие предназначено для студентов специальности «Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей», выполняющих практические занятия.

Одобрено к изданию кафедрой «Изыскания, проектирование и строительство железных дорог».

© Хамидуллина Н.В., Ревякин А.А., 2017

© ФГБОУ ВО РГУПС, 2017

Оглавление

1.	ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТА	
1.1	МЕСТНЫЕ УСЛОВИЯ.....	4
1.1.1	Характеристика водотока.....	4
1.1.2	Геологические условия.....	4
1.1.3	Железнодорожный участок.....	4
1.2.	ВАРИАНТЫ МОСТА.....	5
1.2.1	Вариант №1.....	5
1.2.2	Вариант №2.....	12
1.2.3	Технико-экономическое сравнение вариантов моста.....	23
2.	РАСЧЕТ БАЛОК ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ	24
2.1	Определение усилий в сечениях балок.....	24
2.2	Подбор сечений балок.....	26
2.3	Расчеты по прочности и выносливости.....	28
2.4	Расчет соединения пояса балки со стенкой.....	31
2.5	Расчет соединений балок.....	32
3.	КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ	
3.1	Связи между продольными балками.....	35
3.2	Ребра жесткости.....	35
3.3	Болтовые соединения.....	35
3.4	Мостовое полотно на безбалластных железобетонных плитах	36
4.	РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ ФЕРМЫ	
4.1	Нормативные нагрузки.....	47
4.2	Расчетные усилия в элементах фермы.....	47
4.3	Подбор сечений элементов фермы.....	48
4.4	Расчетные проверки элементов фермы.....	50
4.5	Узлы главной фермы.....	51
	Библиографический список.....	59

1. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТА

1.1. МЕСТНЫЕ УСЛОВИЯ

1.1.1 Характеристика водотока

Номер профиля перехода – 4

Расчетная минимальная температура – минус 40⁰С

Характеристика течения воды и русла – река имеет спокойное течение и устойчивое русло

Отметки уровней высокой и меженной воды – УВВ 60,0
УМВ 52,0

Ширина и наибольшая глубина реки при УМВ соответственно 245 м и 5 м

Ширина и наибольшая глубина реки при УВВ соответственно 602 м и 13 м

Ширина левой и правой пойм при УВВ – $V_{л}=212$ м
 $V_{п}=145$ м

Величина заданного отверстия моста – $L_0=440$ м

Коэффициент размыва русла реки – $k_p=1,3$

Толщина льда – 0,8 м

Глубина промерзания грунтов – 2,0 м

Отметки наивысшего уровня ледохода – УВЛ 60,0

Судоходная река

Отметка расчетного судоходного уровня – РСУ 59,0 м

Класс реки по судоходству – 3*

1.1.2 Геологические условия.

Верхний слой грунта – суглинок тугопластичный, с показателем консистенции 0,3.

Грунт нижнего слоя – глина твердая, с показателем консистенции 0,2.

Расчетная глубина промерзания – 2 м

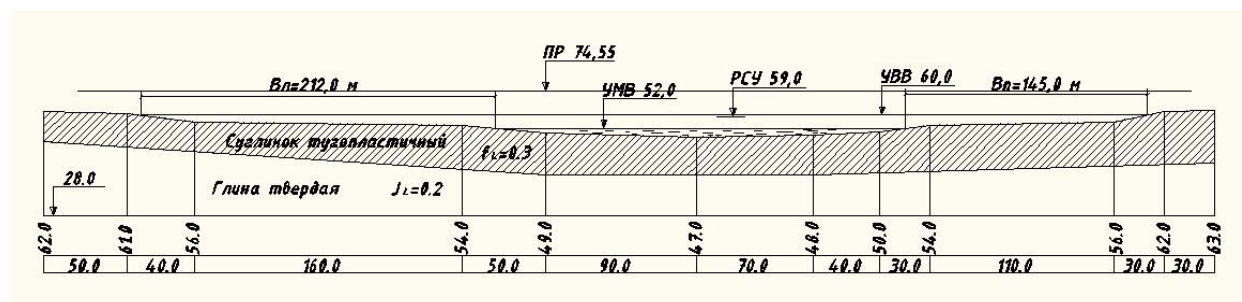
1.1.3 Железнодорожный участок.

Железная дорога I категории пересекает реку под прямым углом

Мост расположен на прямом и горизонтальном участке железной дороги

Однопутная железная дорога

Отметка подошвы рельса – $ПР=PCY+h_r+h_c+\Delta=59+13,5+1,85+0,2=74,55$



1.2 ВАРИАНТЫ МОСТА

1.2.1 Вариант №1.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧИСЛА И ВЕЛИЧИНЫ ПРОЛЕТОВ МОСТА.

Мост разделяется на русловую и пойменные части. Для русловой части применяются металлические пролетные строения с ездой понизу полной длиной для пролета взводного направления 128,54 м и для пролета низового направления 128,54 м. На пойменных частях моста принимаются пролетные строения с ездой поверху на балласте пролетом 27,6 м.

Общее количество пойменных пролетных строений можно определить по формуле:

$$n_{п} = \frac{L_0 + 3H - l_{н} - l_{б} + 3b_{оп}}{l_{п} - b_{оп}},$$

где L_0 – заданное отверстие моста, из условия равное 440 м;

$H = \text{ПР-средняяОГ} = 74,55 - 56 = 18,55$ – средняя высота моста на поймах

$l_{н}, l_{б}, l_{п}$ – полные длины соответственно русловых и пойменных пролетных строений

$b_{оп} = 5\text{ м}, b_{оп} = 3\text{ м}$ – ширины соответственно русловой и пойменной опор.

$$n_{п} = \frac{440 + 3 \cdot 18,55 - 128,54 - 128,54 + 3 \cdot 5}{27,6 - 3} = 10,31 \approx 11 \text{ шт. расчетным пролетом } 27,0 \text{ м}$$

Таким образом, пропорционально ширинам пойм размещают пойменные пролетные строения

$$\frac{n_{л}}{n_{п}} = \frac{B_{л}}{B_{п}} = \frac{212,0}{145,0} = 1,46; \quad n_{л} = 1,46n_{п}, \quad (1 + 1,46)n_{п} = n \Rightarrow n_{п} = \frac{n}{2,46},$$

$$n_{п} = \frac{11}{2,46} \approx 5$$

$$n_{л} = 11 - 5 = 6$$

Определяем расстояние между шкафными стенками устоев:

$$L = 0,10 + \sum_{i=1}^n (L_{ni} + 0,10), \text{ м};$$

где L_{ni} – полная длина i -го пролетного строения;

0,10м – зазор между торцами стальных пролетных строений.

$$L = 0,1 + 128,54 + 128,54 + 27,6 \cdot 11 + 0,1 \cdot 13 = 562,08 \text{ м};$$

Определяем положение середины моста на профиле перехода из условия пропорциональности частей отверстия моста, расположенных в пределах левой и правой пойм, соответствующих ширинам пойм.

Расстояние от середины реки по УМВ до середины моста:

$$a = \frac{(L_0 + \sum b - B_M) \times (B_{Пл} - B_{Л})}{2(B_{Пл} + B_{Л})}, \text{ м};$$

где $L_0 = 440,0$ м – отверстие моста;

$S_b = 42$ м – сумма ширин всех промежуточных опор;

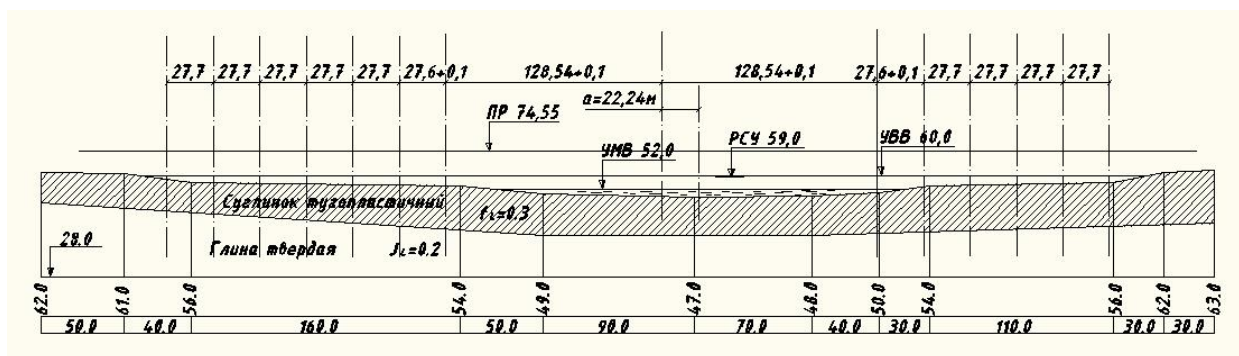
$B_M = 245,0$ м – полная ширина водотока по УМВ, м;

$B_{Пл} = 145$ м; $B_{Л} = 212$ м – ширины соответственно правой и левой пойм по

УВВ, определяются по профилю мостового перехода

$$a = \frac{(440 + 42 - 245) \times (145 - 212)}{2(145 + 212)} = -22,24 \text{ м};$$

Полученное значение a откладываем от середины реки влево.



СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ОПОРЫ.

Для русловой опоры:

Наименьший размер подферменной плиты (оголовка) вдоль моста определяется:

$$C_{пф} = l_{п-1} + \Delta + 0,5(a_{под} + a_{неп}) + 2(c_1 + c_2),$$

где $l_{п-1}$ – полная длина пролетного строения, 128,54 м;

l – расчетный пролет, 127,4 м;

$\Delta=0,1$ м – зазор между торцами металлических пролетных строений;

$a_{\text{поч}}$ и $a_{\text{ноч}}$ – размер нижней подушки для подвижной и неподвижной опорных частей вдоль

моста, равные 1,10 м и 1,10 м соответственно;

$c_1=0,2$ м – расстояние от нижней подушки опорной части до грани площадки;

c_2 – расстояние от площадки до грани подферменной плиты, равное при пролетах

свыше 30 м – 0,25 м.

$$c_{\text{пф}} = 128,54 - 127,40 + 0,1 + 0,5(1,10 + 1,10) + 2(0,2 + 0,25) = 3,24 \text{ м}$$

Наименьший размер подферменной плиты (оголовка) поперек оси моста

$$B_{\text{пф}} = B + b_{\text{оч}} + 2(c_1 + c_3),$$

где $B=7,5$ м – расстояние между осями главных балок;

$b_{\text{оч}}=1,1$ м – размер поперек моста нижней подушки опорной части;

$c_1=0,2$ м – расстояние от нижней подушки опорной части до грани площадки;

c_3 – расстояние от площадки до грани подферменной плиты, принимаемое равным 0,5 м.

$$B_{\text{пф}} = 7,5 + 1,10 + 2(0,20 + 0,50) = 10 \text{ м.}$$

Толщину подферменной плиты принимаем 1,0 м.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧИСЛА И ДЛИНЫ СВАЙ В ФУНДАМЕНТЕ ОПОРЫ.

Используем сваи-оболочки круглого сечения, диаметром 2 м.

Для определения веса опоры ее разделяем на части простой геометрической формы: подферменную плиту – 1, тело опоры выше УВВ – 2, ледорезную часть опоры – 3, ростверк-4.

Нормативная нагрузка от веса частей опоры

$$N_{\text{оп}} = \sum \gamma_i V_i,$$

где γ_i – нормативный объемный вес железобетона 24,5 кН/м³, бетона 23,5 кН/м³;

V_i – объем i -й части опоры, м³.

$$N_{оп} = (3,24 \cdot 10 \cdot 1) \cdot 24,5 + (3,3 \cdot 3,3 \cdot 10,6) \cdot 2 \cdot 23,5 + ((9,0 \cdot 3,6 + 2(0,5 \cdot 3,6 \cdot 1,04)) \cdot 8,75) \cdot 24,5 + (10 \cdot 8 \cdot 2) \cdot 24,5 = 793,8 + 5425,40 + 7748,37 + 3920 = 17887,57 \text{ кН}$$

Нормативная нагрузка на опору:

От веса конструкций двух пролетных строений

$$N_{пр} = 9,81(P_{псi} + P_{очi}) / 2,$$

где $P_{пс}$ – масса метала для стальных пролетных строений;

$P_{оч}$ – масса комплекта опорных частей;

$$N_{пр.п} = 9,81(680,9 + 9,7 + 680,9 + 9,7) / 2 = 6774,79 \text{ кН}$$

От веса мостового полотна на балласте двух пролетных строений

$$N_{бп} = (\gamma_b A_b l_{п}) / 2$$

где $\gamma_b = 19,4$ кН/м³ – объемный вес балласта с частями верхнего строения пути,

$A_b = 2 \text{ м}^2$ – площадь сечения балластной призмы

$l_{п}$ – полная длина пролетного строения.

$$N_{бп} = (19,4 \cdot 2 \cdot 128,54) / 2 = 2493,68 \text{ кН}$$

От веса тротуаров с консолями и перилами двух пролетных строений

$$N_{т.п} = p_t l_{п},$$

где $p_t = 4,9$ кН/м – вес 1 погонного метра двух тротуаров с консолями и перилами;

$l_{п}$ – полная длина пролетного строения.

$$N_{т.п} = (4,9 \cdot 128,54 + 4,9 \cdot 128,54) / 2 = 629,85 \text{ кН}$$

Нормативное давление на опору от подвижного состава, расположенного на двух пролетах

$$N_{в.} = vA,$$

где $v=137,3$ кН/м – интенсивность эквивалентной временной подвижной нагрузки, расположенной на двух пролетах, определяемая по приложению 4 метод. указаний «Мосты. Проектирование мостов и труб. Задание на курсовой проект железобетонного моста» Часть 1. Варианты моста, при длине загрузки $\lambda=l_1+l_2+c=128,54+128,54+1,24=258,32$ м и коэффициенте $\alpha=0.5$;

l – расчетный пролет;

c – расстояние между осями опорных частей на опоре, равное 1,24 м.

A – площадь линии влияния опорной реакции, равная 128,64 м²;

$$A = \frac{1}{l} (l + 0.5c)^2$$

$$A = \frac{1}{(127,4+127,4)/2} ((127,4+127,4)/2 + 0,5 \cdot 1,24)^2 = 128,64 \text{ м}^2$$

$$N_B = 137,3 \cdot 128,64 = 17662,27 \text{ кН}$$

Расчетная вертикальная нагрузка на фундамент

$$N = \sum \gamma_f N_{i,п} + \gamma_f N_B,$$

Где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке

$N_{i,п}$ и N_B – нормативные усилия соответственно от постоянной и временной нагрузок.

$$N = (1,1 \cdot 17887,57 + 1,1 \cdot 6774,79 + 1,3 \cdot 2493,68 + 1,1 \cdot 629,85) + 1,162 \cdot 17662,27 = 51587 \text{ кН}$$

Требуемое количество свай в опоре

$$n_c = k_r k_n \frac{N}{F_d}$$

где k_r – коэффициент учета влияния горизонтальных нагрузок, принимаемый 1,2;

k_n – коэффициент надежности, принимаемый равным при числе свай от 6 до 10 – 1,65;

F_d – расчетная несущая способность одной сваи по грунту.

Несущая способность сваи:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} RA + u_i \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

где $\gamma_c = 1$ - коэффициент условий работы сваи в грунте,

γ_{cR}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта, соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, в зависимости от вида погружения сваи, 0,8 и 0,9.

$R = 3,7 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление грунта под нижнем концом сваи,

$A = 3,14 \text{ м}^2$ площадь поперечного сечения сваи, м^2 ,

$u_i = 6,28 \text{ м}$ -наружный периметр перечного сечения

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи,

h_i -толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м.

Расчетные сопротивления грунта:

i	h_i	H_i ср	F_i	$h_i F_i$
1	2	1	23	46
2	2	3	35	70
3	2	5	40	80
4	2	7	43	86
5	2	9	45	90
6	2	11	47	94
$\sum h_i F_i =$				466

Принимаем коэффициенты $\gamma_{cR} = 0,8, \gamma_{cf} = 0,9$

$$F_d = 1 \cdot (0,8 \cdot 3700 \cdot 3,14 + 0,9 \cdot 6,28 \cdot 466) = 11928 \text{ кН}$$

Несущая способность оболочки диаметром 2 м – 12000 кН, следовательно прочность сваи обеспечена.

$$n_c = 1,2 \cdot 1,65 \frac{51587}{11928} = 8,56, \text{ принимаем } 9 \text{ свай}$$

Принимаем 9 свай-оболочек длиной 12 м на плане ростверка, размером 8,2 м х 10,2 м.

СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ОПОРЫ.

Для пойменной опоры:

Наименьший размер подферменной плиты (оголовка) вдоль моста определяется:

$$C_{\text{пф}} = l_{\text{п}} - l + \Delta + 0.5(a_{\text{поч}} + a_{\text{ноч}}) + 2(c_1 + c_2),$$

где $l_{\text{п}} = 27,6\text{ м}$ – полная длина пролетного строения;

$l = 27,0\text{ м}$ – расчетный пролет;

$\Delta = 0,1\text{ м}$ – зазор между торцами пролетных строений;

$a_{\text{поч}} = 0,67\text{ м}$ и $a_{\text{ноч}} = 0,72\text{ м}$ – размер нижней подушки для подвижной и неподвижной опорных

частей вдоль моста;

$c_1 = 0,2\text{ м}$ – расстояние от нижней подушки опорной части до

границы

площадки;

$c_2 = 0,15\text{ м}$ – расстояние от площадки до грани подферменной

плиты при

пролетах до 30 м.

$$c_{\text{пф}} = 27,6 - 27,0 + 0,1 + 0,5(0,67 + 0,72) + 2(0,2 + 0,15) = 2,095 \approx 2,10\text{ м}$$

Наименьший размер подферменной плиты (оголовка) поперек оси моста

$$B_{\text{пф}} = B + b_{\text{оч}} + 2(c_1 + c_3),$$

где $B = 2,0\text{ м}$ – расстояние между осями главных балок;

$b_{\text{оч}} = 0,81\text{ м}$ – размер поперек моста нижней подушки опорной части;

$c_1 = 0,2\text{ м}$ – расстояние от нижней подушки опорной части до грани площадки;

c_3 – расстояние от площадки до грани подферменной плиты, принимаемое равным 0,5 м.

$$B_{\text{пф}} = 2,0 + 0,81 + 2(0,20 + 0,5) = 4,21\text{ м}$$

Толщину подферменной плиты принимаем 1,0 м.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧИСЛА И ДЛИНЫ СВАЙ В ФУНДАМЕНТЕ ОПОРЫ.

Используем сваи-оболочки круглого сечения, диаметром 1,2 м.

Для определения веса опоры ее разделяем на части простой геометрической формы: подферменную плиту – 1, тело опоры выше УВВ – 2, ледорезную часть опоры – 3, ростверк-4.

Нормативная нагрузка от веса частей опоры

$$N_{\text{оп}} = \sum \gamma_i V_i,$$

где γ_i – нормативный объемный вес железобетона 24,5 кН/м³,

бетона 23,5 кН/м³;

V_i – объем i –й части опоры, м³.

$$N_{\text{оп}} = (2,1 \cdot 4,21 \cdot 1) \cdot 24,5 + (1,6 \cdot 2,8 \cdot 9,59) \cdot 2 \cdot 23,5 + ((2,21 \cdot 3,1 + 2(0,5 \cdot 3,1 \cdot 0,89)) \cdot 8,75) \cdot 24,5 + (8,05 \cdot 3,65 \cdot 1,5) \cdot 24,5 = 216,60 + 2019,27 + 2106,66 + 1079,81 = 5422,34 \text{ кН}$$

Нормативная нагрузка на опору:

От веса конструкций двух пролетных строений

$$N_{\text{пр}} = 9,81(P_{\text{пс}} + P_{\text{оч}}) / 2,$$

где $P_{\text{пс}}$ – масса металла для стальных пролетных строений;

$P_{\text{оч}}$ – масса комплекта опорных частей;

$$N_{\text{пр.п}} = (24,5 \cdot 31,5 + 24,5 \cdot 31,5) / 2 + 9,81(36,35 + 3,18 + 36,35 + 3,18) / 2 = 1159,54 \text{ кН}$$

От веса мостового полотна на балласте двух пролетных строений

$$N_{\text{бп}} = (\gamma_{\text{б}} A_{\text{б}} l_{\text{п}}) / 2$$

где $\gamma_{\text{б}} = 19,4 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес балласта с частями верхнего строения пути,

$A_{\text{б}} = 2 \text{ м}^2$ – площадь сечения балластной призмы

$l_{\text{п}}$ – полная длина пролетного строения.

$$N_{\text{бп}} = (19,4 \cdot 2 \cdot 27,6) / 2 = 535,44 \text{ кН}$$

От веса тротуаров с консолями и перилами

$$N_{\text{т.п}} = (4,9 \cdot 27,6 + 4,9 \cdot 27,6) / 2 = 135,24 \text{ кН}$$

Нормативное давление на опору от подвижного состава, расположенного на двух пролетах

$$N_B = vA,$$

где $v=137,7$ кН/м – интенсивность эквивалентной временной подвижной нагрузки, расположенной на двух пролетах, определяемая по приложению 4 метод. указаний «Мосты. Проектирование мостов и труб. Задание на курсовой проект железобетонного моста» Часть 1. Варианты моста, при длине загрузки $\lambda=l_1+l_2+c=27,6+27,6+0,7=55,9$ м и коэффициенте $\alpha=0.5$;

l – расчетный пролет;

c – расстояние между осями опорных частей на опоре, равное 0,7 м.

A – площадь линии влияния опорной реакции, равная 28,3 м²;

$$A = \frac{1}{l} (l + 0.5c)^2$$

$$A = \frac{1}{(27,6+27,6)/2} ((27,6+27,6)/2 + 0,5 \cdot 0,7)^2 = 28,30 \text{ м}^2$$

$$N_B = 137,7 \cdot 28,30 = 3896,91 \text{ кН}$$

Расчетная вертикальная нагрузка на фундамент

$$N = \sum \gamma_f N_{i,п} + \gamma_f N_B,$$

Где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке

$N_{i,п}$ и N_B – нормативные усилия соответственно от постоянной и временной нагрузок.

$$N = (1,1 \cdot 5422,34 + 1,1 \cdot 1159,54 + 1,3 \cdot 535,44 + 1,1 \cdot 135,24) + 1,15 \cdot 3896,91 = 12566,35 \text{ кН}$$

Требуемое количество свай в опоре

$$n_c = k_r k_n \frac{N}{F_d}$$

где k_r – коэффициент учета влияния горизонтальных нагрузок, принимаемый 1,2;

k_n – коэффициент надежности, принимаемый равным при числе свай от 6 до 10 – 1,65;

F_d – расчетная несущая способность одной сваи по грунту.

Несущая способность сваи:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} RA + u_i \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

где $\gamma_c = 1$ - коэффициент условий работы сваи в грунте,

γ_{cR}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта, соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, в зависимости от вида погружения сваи, 0,8 и 0,9.

$R = 3,05 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление грунта под нижнем концом сваи,

$A = 1,13 \text{ м}^2$ площадь поперечного сечения сваи, м^2 ,

$u_i = 3,77 \text{ м}$ -наружный периметр перечного сечения

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи,

h_i -толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м.

Расчетные сопротивления грунта:

i	h_i	H_i ср	F_i	$h_i F_i$
1	2	1	23	46
2	2	3	35	70
3	2	5	40	80
$\sum h_i F_i =$				196

Принимаем коэффициенты $\gamma_{cR} = 0,8, \gamma_{cf} = 0,9$

$$F_d = 1 \cdot (0,8 \cdot 3050 \cdot 1,13 + 0,9 \cdot 3,77 \cdot 196) = 3422 \text{ кН}$$

Несущая способность оболочки диаметром 1,2 м – 5000 кН, следовательно прочность сваи обеспечена.

$$n_c = 1,2 \cdot 1,65 \frac{12566,35}{3422} = 7,27, \text{ принимаем } 8 \text{ свай}$$

Принимаем 8 свай-оболочек длиной 6 м на плане ростверка, размером 8,05 м х 3,65 м.

1.2.2 Вариант №2.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧИСЛА И ВЕЛИЧИНЫ ПРОЛЕТОВ МОСТА.

Мост разделяется на русловую и пойменные части. Для русловой части применяются металлические пролетные строения с ездой понизу полной длиной для пролета взводного направления 128,54 м и для пролета низового направления 128,54 м. На пойменных частях моста принимаются пролетные строения с ездой поверху на балласте пролетом 55,8 м.

Общее количество пойменных пролетных строений можно определить по формуле:

$$n_{п} = \frac{L_0 + 3H - l_{н} - l_{б} + 3b_{оп}}{l_{п} - b_{оп}},$$

где L_0 – заданное отверстие моста, из условия равно 440 м;

$H=18,55$ – средняя высота моста на поймах

$l_{н}$, $l_{б}$, $l_{п}$ – полные длины соответственно русловых и пойменных пролетных строений

$b_{оп}=5$ м, $b_{оп}=3$ м – ширины соответственно русловой и пойменной опор.

$$n_{п} = \frac{440 + 3 \cdot 18,55 - 128,54 - 128,54 + 3 \cdot 5}{55,8 - 3} = 4,80 \approx 5 \text{ шт. расчетным пролетом } 55,0 \text{ м}$$

Таким образом, пропорционально ширинам пойм размещают пойменные пролетные строения

$$\frac{n_{п}}{n_{пр}} = \frac{B_{п}}{B_{пр}} = \frac{212,0}{145,0} = 1,46; \quad n_{л} = 1,46n_{пр}, \quad (1 + 1,46)n_{пр} = n \Rightarrow n_{пр} = \frac{n}{2,46},$$

$$n_{пр} = \frac{5}{2,46} \approx 2$$

$$n_{л} = 5 - 2 = 3$$

Определяем расстояние между шкафными стенками устоев:

$$L = 0,10 + \sum_{i=1}^n (L_{ni} + 0,10), \text{ м};$$

где L_{ni} – полная длина i -го пролетного строения;

$0,10$ м – зазор между торцами стальных пролетных строений.

$$L = 0,1 + 128,54 + 128,54 + 55,8 \cdot 5 + 0,1 \cdot 7 = 536,88 \text{ м};$$

Определяем положение середины моста на профиле перехода из условия пропорциональности частей отверстия моста, расположенных в пределах левой и правой пойм, соответствующих ширинам пойм.

Расстояние от середины реки по УМВ до середины моста:

$$a = \frac{(L_0 + \sum b - B_M) \times (B_{П} - B_{Л})}{2(B_{П} + B_{Л})}, \text{ м};$$

где $L_0 = 440,0$ м – отверстие моста;

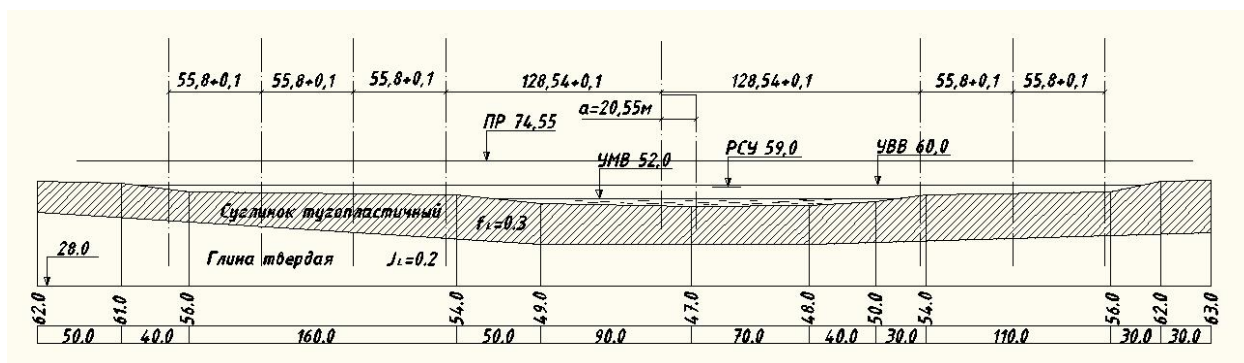
$S_b = 24$ м – сумма ширин всех промежуточных опор;

$B_M = 245,0$ м – полная ширина водотока по УМВ, м;

$B_{П} = 145$ м; $B_{Л} = 212$ м – ширины соответственно правой и левой пойм по УВВ, определяются по профилю мостового перехода

$$a = \frac{(440 + 24 - 245) \times (145 - 212)}{2(145 + 212)} = -20,55 \text{ м};$$

Полученное значение a откладываем от середины реки влево.



СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ОПОРЫ.

Для русловой опоры:

Наименьший размер подферменной плиты (оголовка) вдоль моста определяется:

$$C_{\text{пф}} = l_{\text{п}} - l + \Delta + 0,5(a_{\text{под}} + a_{\text{неп}}) + 2(c_1 + c_2),$$

где $l_{\text{п}}$ – полная длина пролетного строения, 128,54 м;

l – расчетный пролет, 127,4 м;

$\Delta=0,1$ м – зазор между торцами металлических пролетных строений;

$a_{\text{поч}}$ и $a_{\text{ноч}}$ – размер нижней подушки для подвижной и неподвижной опорных частей вдоль

моста, равные 1,10 м и 1,10 м соответственно;

$c_1=0,2$ м – расстояние от нижней подушки опорной части до грани площадки;

c_2 – расстояние от площадки до грани подферменной плиты, равное при пролетах

свыше 30 м – 0,25 м.

$$c_{\text{пф}} = 128,54 - 127,40 + 0,1 + 0,5(1,10 + 1,10) + 2(0,2 + 0,25) = 3,24 \text{ м}$$

Наименьший размер подферменной плиты (оголовка) поперек оси моста

$$B_{\text{пф}} = B + b_{\text{оч}} + 2(c_1 + c_3),$$

где $B=7,5$ м – расстояние между осями главных балок;

$b_{\text{оч}}=1,1$ м – размер поперек моста нижней подушки опорной части;

$c_1=0,2$ м – расстояние от нижней подушки опорной части до грани площадки;

c_3 – расстояние от площадки до грани подферменной плиты, принимаемое равным 0,5 м.

$$B_{\text{пф}} = 7,5 + 1,10 + 2(0,20 + 0,50) = 10 \text{ м.}$$

Толщину подферменной плиты принимаем 1,0 м.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧИСЛА И ДЛИНЫ СВАЙ В ФУНДАМЕНТЕ ОПОРЫ.

Используем сваи-оболочки круглого сечения, диаметром 2 м.

Для определения веса опоры ее разделяем на части простой геометрической формы: подферменную плиту – 1, тело опоры выше УВВ – 2, ледорезную часть опоры – 3, ростверк-4.

Нормативная нагрузка от веса частей опоры

$$N_{\text{оп}} = \sum \gamma_i V_i,$$

где γ_i – нормативный объемный вес железобетона 24,5 кН/м³, бетона 23,5 кН/м³;

V_i – объем i -й части опоры, м³.

$$N_{оп} = (3,24 \cdot 10 \cdot 1) \cdot 24,5 + (3,3 \cdot 3,3 \cdot 10,6) \cdot 2 \cdot 23,5 + ((9,0 \cdot 3,6 + 2(0,5 \cdot 3,6 \cdot 1,04)) \cdot 8,75) \cdot 24,5 + (10 \cdot 8 \cdot 2) \cdot 24,5 = 793,8 + 5425,40 + 7748,37 + 3920 = 17887,57 \text{ кН}$$

Нормативная нагрузка на опору:

От веса конструкций двух пролетных строений

$$N_{пр} = 9,81(P_{псi} + P_{очi})/2,$$

где $P_{пс}$ – масса метала для стальных пролетных строений;

$P_{оч}$ – масса комплекта опорных частей;

$$N_{пр.п} = 9,81(680,9 + 9,7 + 680,9 + 9,7)/2 = 6774,79 \text{ кН}$$

От веса мостового полотна на балласте двух пролетных строений

$$N_{бп} = (\gamma_б A_б l_п) / 2$$

где $\gamma_б = 19,4$ кН/м³ – объемный вес балласта с частями верхнего строения пути,

$A_б = 2 \text{ м}^2$ – площадь сечения балластной призмы

$l_п$ – полная длина пролетного строения.

$$N_{бп} = (19,4 \cdot 2 \cdot 128,54) / 2 = 2493,68 \text{ кН}$$

От веса тротуаров с консолями и перилами двух пролетных строений

$$N_{т.п} = p_t l_п,$$

где $p_t = 4,9$ кН/м – вес 1 погонного метра двух тротуаров с консолями и перилами;

$l_п$ – полная длина пролетного строения.

$$N_{т.п} = (4,9 \cdot 128,54 + 4,9 \cdot 128,54) / 2 = 629,85 \text{ кН}$$

Нормативное давление на опору от подвижного состава, расположенного на двух пролетах

$$N_в = vA,$$

где $v = 137,3$ кН/м – интенсивность эквивалентной временной подвижной нагрузки, расположенной на двух пролетах, определяемая по

приложению 4 метод. указаний «Мосты. Проектирование мостов и труб. Задание на курсовой проект железобетонного моста» Часть 1. Варианты моста, при длине загрузки $\lambda=l_1+l_2+c=128,54+128,54+1,24=258,32$ м и коэффициенте $\alpha=0.5$;

l – расчетный пролет;

c – расстояние между осями опорных частей на опоре, равное 1,24 м.

A – площадь линии влияния опорной реакции, равная 128,64 м²;

$$A = \frac{1}{l} (l + 0.5c)^2$$

$$A = \frac{1}{(127,4+127,4)/2} ((127,4+127,4)/2 + 0,5 \cdot 1,24)^2 = 128,64 \text{ м}^2$$

$$N_B = 137,3 \cdot 128,64 = 17662,27 \text{ кН}$$

Расчетная вертикальная нагрузка на фундамент

$$N = \sum \gamma_f N_{i,n} + \gamma_f N_B,$$

Где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке

$N_{i,n}$ и N_B – нормативные усилия соответственно от постоянной и временной нагрузок.

$$N = (1,1 \cdot 17887,57 + 1,1 \cdot 6774,79 + 1,3 \cdot 2493,68 + 1,1 \cdot 629,85) + 1,162 \cdot 17662,27 = 51587 \text{ кН}$$

Требуемое количество свай в опоре

$$n_c = k_r k_n \frac{N}{F_d}$$

где k_r – коэффициент учета влияния горизонтальных нагрузок, принимаемый 1,2;

k_n – коэффициент надежности, принимаемый равным при числе свай от 6 до 10 – 1,65;

F_d – расчетная несущая способность одной сваи по грунту.

Несущая способность сваи:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} RA + u_i \sum \gamma_{ef} f_i h_i),$$

где $\gamma_c = 1$ - коэффициент условий работы сваи в грунте,

γ_{cr}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта, соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, в зависимости от вида погружения сваи, 0,8 и 0,9.

$R = 3,7 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление грунта под нижнем концом сваи,

$A = 3,14 \text{ м}^2$ площадь поперечного сечения сваи, м^2 ,

$u_i = 6,28 \text{ м}$ -наружный периметр перечного сечения

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи,

h_i -толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м.

Расчетные сопротивления грунта:

i	h_i	H_i ср	F_i	$h_i F_i$
1	2	1	23	46
2	2	3	35	70
3	2	5	40	80
4	2	7	43	86
5	2	9	45	90
6	2	11	47	94
$\sum h_i F_i =$				466

Принимаем коэффициенты $\gamma_{cr} = 0,8, \gamma_{cf} = 0,9$

$$F_d = 1 \cdot (0,8 \cdot 3700 \cdot 3,14 + 0,9 \cdot 6,28 \cdot 466) = 11928 \text{ кН}$$

Несущая способность оболочки диаметром 2 м – 12000 кН, следовательно прочность сваи обеспечена.

$$n_c = 1,2 \cdot 1,65 \frac{51587}{11928} = 8,56, \text{ принимаем } 9 \text{ свай}$$

Принимаем 9 свай-оболочек длиной 12 м на плане ростверка, размером 8,2 м x 10,2 м.

СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ОПОРЫ.

Для пойменной опоры:

Наименьший размер подферменной плиты (оголовка) вдоль моста определяется:

$$C_{\text{пф}} = l_{\text{п}} - l + \Delta + 0.5(a_{\text{поч}} + a_{\text{ноч}}) + 2(c_1 + c_2),$$

где $l_{\text{п}} = 55,8$ м – полная длина пролетного строения;

$l = 55,0$ м – расчетный пролет;

$\Delta = 0,1$ м – зазор между торцами железобетонных пролетных строений;

$a_{\text{поч}} = 0,8$ м и $a_{\text{ноч}} = 0,8$ м – размер нижней подушки для подвижной и неподвижной опорных

частей вдоль моста;

$c_1 = 0,2$ м – расстояние от нижней подушки опорной части до грани

площадки;

$c_2 = 0,25$ м – расстояние от площадки до грани подферменной плиты при

пролетах свыше 30 м.

$$c_{\text{пф}} = 55,8 - 55,0 + 0,1 + 0,5(0,8 + 0,8) + 2(0,2 + 0,25) = 2,6 \text{ м}$$

Наименьший размер подферменной плиты (оголовка) поперек оси моста

$$B_{\text{пф}} = B + b_{\text{оч}} + 2(c_1 + c_3),$$

где $B = 2,3$ м – расстояние между осями главных балок;

$b_{\text{оч}} = 1,0$ м – размер поперек моста нижней подушки опорной части;

$c_1 = 0,2$ м – расстояние от нижней подушки опорной части до грани площадки;

$c_3 = 0,5$ м – расстояние от площадки до грани подферменной плиты при секторных

опорных частях.

$$B_{\text{пф}} = 2,3 + 1,0 + 2(0,2 + 0,5) = 4,7 \text{ м}$$

Толщину подферменной плиты принимаем 1.0 м.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧИСЛА И ДЛИНЫ СВАЙ В ФУНДАМЕНТЕ ОПОРЫ.

Используем сваи-оболочки круглого сечения, диаметром 1,2 м.

Для определения веса опоры ее разделяем на части простой геометрической формы: подферменную плиту – 1, тело опоры выше УВВ – 2, ледорезную часть опоры – 3, ростверк-4.

Нормативная нагрузка от веса частей опоры

$$N_{\text{оп}} = \sum \gamma_i V_i,$$

где γ_i – нормативный объемный вес железобетона 24,5 кН/м³,

бетона 23,5 кН/м³;

V_i – объем i –й части опоры, м³.

$$N_{\text{оп}} = (2,6 \cdot 4,7 \cdot 1) \cdot 24,5 + (1,8 \cdot 3,1 \cdot 7,62) \cdot 2 \cdot 23,5 + ((3,4 \cdot 4,7 + 2(0,5 \cdot 3,4 \cdot 0,98)) \cdot 8,75) \cdot 24,5 + (5,85 \cdot 5,85 \cdot 1,5) \cdot 24,5 = 299,39 + 1998,42 + 4140,01 + 1257,68 = 7695,5 \text{ кН}$$

Нормативная нагрузка на опору:

От веса конструкций двух пролетных строений

$$N_{\text{пр}} = 9,81(P_{\text{пс}} + P_{\text{оч}}) / 2,$$

где $P_{\text{пс}}$ – масса металла для стальных пролетных строений;

$P_{\text{оч}}$ – масса комплекта опорных частей;

$$N_{\text{пр.п}} = (24,5 \cdot 82,9 + 24,5 \cdot 82,9) / 2 + 9,81(131,0 + 6,04 + 131,0 + 6,04) / 2 = 3375,41 \text{ кН}$$

От веса мостового полотна на балласте двух пролетных строений

$$N_{\text{бп}} = (\gamma_{\text{б}} A_{\text{б}} l_{\text{п}}) / 2$$

где $\gamma_{\text{б}} = 19,4$ кН/м³ – объемный вес балласта с частями верхнего строения пути,

$A_{\text{б}} = 2 \text{ м}^2$ – площадь сечения балластной призмы

$l_{\text{п}}$ – полная длина пролетного строения.

$$N_{\text{бп}} = (19,4 \cdot 2 \cdot 55,8) / 2 = 1082,52 \text{ кН}$$

От веса тротуаров с консолями и перилами

$$N_{\text{т.п}} = (4,9 \cdot 55,8 + 4,9 \cdot 55,8) / 2 = 273,42 \text{ кН}$$

Нормативное давление на опору от подвижного состава, расположенного на двух пролетах

$$N_{\text{в}} = vA,$$

где $v=137,3$ кН/м – интенсивность эквивалентной временной подвижной нагрузки, расположенной на двух пролетах, определяемая по приложению 4 метод. указаний «Мосты. Проектирование мостов и труб. Задание на курсовой проект железобетонного моста» Часть 1. Варианты моста, при длине заграждения $\lambda=l_1+l_2+c=55,8+55,8+0,8=112,4$ м и коэффициенте $\alpha=0,5$;

l – расчетный пролет;

c – расстояние между осями опорных частей на опоре, равное 0,8 м.

A – площадь линии влияния опорной реакции, равная 56,2 м²;

$$A = \frac{1}{l} (l + 0.5c)^2$$

$$A = \frac{1}{(55,8+55,8)/2} ((55,8+55,8)/2 + 0,5 \cdot 0,8)^2 = 56,60 \text{ м}^2$$

$$N_B = 137,3 \cdot 56,60 = 7771,18 \text{ кН}$$

Расчетная вертикальная нагрузка на фундамент

$$N = \sum \gamma_f N_{i,п} + \gamma_f N_B,$$

Где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке

$N_{i,п}$ и N_B – нормативные усилия соответственно от постоянной и временной нагрузок.

$$N = (1,1 \cdot 7695,5 + 1,1 \cdot 3375,41 + 1,3 \cdot 1082,52 + 1,1 \cdot 273,42) + 1,15 \cdot 7771,18 = 22822,9 \text{ кН}$$

Требуемое количество свай в опоре

$$n_c = k_r k_n \frac{N}{F_d}$$

где k_r – коэффициент учета влияния горизонтальных нагрузок, принимаемый 1,2;

k_n – коэффициент надежности, принимаемый равным при числе свай от 6 до 10 – 1,65;

F_d – расчетная несущая способность одной сваи по грунту.

Несущая способность сваи:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} RA + u_i \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте,

γ_{cr}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта, соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, в зависимости от вида погружения сваи, 0,8 и 0,9.

$R = 3,7 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление грунта под нижнем концом сваи,

$A = 1,13 \text{ м}^2$ площадь поперечного сечения сваи, м^2 ,

$u_i = 3,77 \text{ м}$ -наружный периметр перечного сечения

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи,

h_i -толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м.

Расчетные сопротивления грунта:

i	h_i	H_i ср	F_i	$h_i F_i$
1	2	1	23	46
2	2	3	35	70
3	2	5	40	80
4	2	7	43	86
5	2	9	45	90
6	2	11	47	94
$\sum h_i F_i =$				466

Принимаем коэффициенты $\gamma_{cr} = 0,8, \gamma_{cf} = 0,9$

$$F_d = 1 \cdot (0,8 \cdot 3700 \cdot 1,13 + 0,9 \cdot 3,77 \cdot 466) = 4925,94 \text{ кН}$$

Несущая способность оболочки диаметром 1,2 м – 5000 кН, следовательно прочность сваи обеспечена.

$$n_c = 1,2 \cdot 1,65 \frac{22822,9}{4925,94} = 9,17, \text{ принимаем } 9 \text{ свай-оболочек}$$

Принимаем 9 свай-оболочек длиной 12 м на плане ростверка, размером 5,85 м x 5,85 м.

Определение объемов работ и стоимости моста

Ведомость объемов работ и стоимости моста по варианту №1

Таблица 1.

Наименование работ и формула подсчета объемов работ.	Объем работ		Стоимость, руб.	
	Единица измерения	Количество	Единичная	Общая
I. Устои 2 шт.				
1. Изготовление и забивка железобетонных свай	м ³ свай	246,04	220	54128
2. Изготовление и монтаж железобетонных оголовков устоев	м ³	31.36	230	7212
3. Монолитная железобетонная кладка плиты ростверка	бетона	86.46	150	12969
4. Бетон омоноличивания	то же – « –	14.06	80	1124
Стоимость устоев:				75434
II. Пойменные опоры 9 шт.				
1. Устройство металлического шпунтового ограждения	м ² площадь	632	50	31600
2. Разработка грунта в котловане с водоотливом	шпунта	793	4	3173
3 Изготовление и погружение железобетонных оболочек с удалением грунта и заполнением бетоном	м ³ грунта	488,58	220	107487
диаметром 1,2 метра	м ³ свай	397	150	59499
4. Устройство монолитного железобетонного ростверка	м ³	1712,2	150	256830
5. Монолитная железобетонная кладка	бетона			
	то же			

Стоимость пойменных опор:	458589			

III. Руслловые опоры 3 шт.				
1. Устройство металлического шпунтового ограждения	м ² площа ди шпунт	984	50	49200
2 Изготовление и погружение железобетонных оболочек с удалением грунта и заполнением бетоном диаметром 2 метра	м ³ сваи	1017,88	220	223933
3. Устройство монолитного железобетонного ростверка	м ³ бетона	492	150	73800
4. Монолитная железобетонная кладка	м ³ бетона	1710,31	150	256547
Стоимость руслловых опор:	603480			
IV. Пойменные пролетные строения 11 шт.				
1. Установка на опоры балок краном	т стали	399,85	800	319880
2. Объем железобетона	м ³ бетона	3465	150	51975
3. Устройство мостового полотна на балласте	пог. м	304,7	180	54846
Стоимость пойменных пролетных строений:	426701			
V. Руслловые пролетные строения 2шт.				
1. Сборка решетчатых пролетных строений длиной 128,54 на сборочной площадке	т стали	1361,8	800	108944
2. Устройство мостового полотна на балласте	пог. м	257,08	180	0 46274
Стоимость руслловых пролетных строений	1135714			
Стоимость моста:	2699918			

Ведомость объемов работ и стоимости моста по варианту №2

Таблица 2.

Наименование работ и формула подсчета объемов работ.	Объем работ		Стоимость, руб.	
	Единица измерения	Количество	Единичная	Общая
I. Устои 2 шт.				
1. Изготовление и забивка железобетонных свай	м ³ свай	480,08	220	105618
2. Изготовление и монтаж железобетонных оголовков устоев	м ³	54,36	230	12503
3. Монолитная железобетонная кладка плиты ростверка	бетона	132,46	150	19869
4. Бетон омоноличивания	то же – « –	24,06	80	1927
Стоимость устоев:				139917
II. Пойменные опоры 3 шт.				
1. Устройство металлического шпунтового ограждения	м ² площа д	210,6	50	10530
2. Разработка грунта в котловане с водоотливом	шпунта	308	4	1232
3 Изготовление и погружение железобетонных оболочек с удалением грунта и заполнением бетоном	м ³ грунта	366,43	220	80616
диаметром 1,2 метра	м ³ свай	154	150	23100
4. Устройство монолитного железобетонного ростверка	м ³	788,33	150	118249
5. Монолитная железобетонная кладка	бетона			

	то же			
Стоимость пойменных опор:	233727			
III. Русловые опоры 3 шт.				
1. Устройство металлического шпунтового ограждения	м ² площа ди шпунт	984	50	49200
2 Изготовление и погружение железобетонных оболочек с удалением грунта и заполнением бетоном	м ³ сваи	1017,88	220	223933
диаметром 2 метра	м ³	492	150	73800
3. Устройство монолитного железобетонного ростверка	бетона	1710,31	150	256547
4. Монолитная железобетонная кладка	м ³ бетона			
Стоимость русловых опор:	603480			
IV. Пойменные пролетные строения 5 шт.				
1. Установка на опоры балок краном	т стали	655	800	524000
2. Объем железобетона	м ³ бетона	4145	150	62175
3. Устройство мостового полотна на балласте	пог. м	279	180	50220
Стоимость пойменных пролетных строений:	636395			
V. Русловые пролетные строения 2шт.				
1. Сборка решетчатых пролетных строений длиной 128,54 на сборочной площадке	т стали	1361,8	800	108944
	пог. м	257,08	180	0
2. Устройство мостового полотна на балласте				46274

Стоимость русловых пролетных строений	1135714
Стоимость моста:	2749233

1.2.3 Техничко-экономические показатели вариантов фундаментов.

Техничко-экономические показатели.

Таблица 3.

Наименование показателей	Единица измерения	Количество по вариантам	
		I	II
Стоимость моста:			
Полная	руб.	2699918	2749233
I пог. м моста	руб.	4803,44	5120,76
Объем бетона и железобетона:			
сборного	м ³	1752,5	1864,39
монолитного	м ³	7908,39	7500,52
всего	м ³	9660,89	9364,91
на I пог. м моста	м ³	17,19	17,44
Масса металлоконструкций пролетных строений и опорных частей:			
полная	т	1761,65	1761,65
на I пог. м моста	т	3,13	3,28

При технико-экономическом сравнении вариантов были получены данные по стоимости моста в целом, из таблиц №1-3 видно, что наиболее выгоднее вариант при русловых пролетных строениях длиной 128,54 м, пойменные пролетные строения длиной 27,6 м – 11 шт.

В дальнейших расчетах рассматривается 1 вариант строения моста.

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОСТА.

Число панелей фермы – 12

Высота главной фермы – $0,95 \cdot H_T^* = 0,95 \cdot 21 = 19,95$ м

Марка стали высокопрочных болтов – 30Х3МФ

Марка стали пролетного строения – 15ХСНД

Продольные связи, подлежащие расчету – верхние

Способ обработки контактных поверхностей во фрикционных соединениях – газопламенный

Узлы главной фермы, подлежащие расчету и конструированию – В1; Н4; В4;

Класс бетона ледорезной части опоры – В25.

2. РАСЧЕТ ПЛИТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ.

2.1 Определение усилий в сечениях балок.

В курсовом проекте рассчитываем пролетного строения ездой понизу расчетным пролетом 127,4 м.

Нормативная нагрузка.

Постоянная нагрузка на продольную балку пути складывается из веса мостового полотна и веса самых продольных балок со связями:

$$p = 9,81(p_m + p_b),$$

где $p_m = 2,3$ т/м – масса мостового полотна;

$p_b = 0,53$ т/м – масса продольных балок со связями.

$$p = 9,81(2,3 + 0,53) = 27,76 \text{ кН/м}$$

Эквивалентная нагрузка v на метр пути от подвижного состава СК:

для изгибающего момента при $\lambda = d = 10,62$ м и $\alpha = 0,5$

$$v = 211,4 \text{ кН/м}$$

для поперечной силы при $\lambda = d = 10,62$ м и $\alpha = 0$

$$v = 241,52 \text{ кН/м}$$

Нормативная нагрузка от собственного веса поперечной балки

$$p_{пб} = 9,81 p_{п},$$

где $p_{\pi}=0,39$ т/м – масса поперечной балки.

$$p_{\pi 0}=9,81 \cdot 0,39=3,826 \text{ кН/м}$$

Давление от продольных балок приложено к поперечной балке в местах их прикрепления. Эквивалентная нагрузка v от подвижного состава СК при определении давления от продольных балок на поперечную при $\lambda=2d=21,24$ м и $\alpha=0,5$

$$v=178,05 \text{ кН/м}$$

Давление от постоянных нагрузок

$$D_{\pi}=0,5pA+p_{\pi 0}B/2$$

$$D_{\pi}=0,5 \cdot 27,76 \cdot 10,62+3,826 \cdot 7,5/2=161,75 \text{ кН}$$

Давление от временной подвижной нагрузки

$$D_{B}=0,5vA$$

где $A=d$ – площадь линии влияния давления продольных балок на поперечную

$$D_{B}=0,5 \cdot 178,05 \cdot 10,62=945,45 \text{ кН}$$

Расчетные усилия.

В сечении посередине пролета одной продольной балки:

Изгибающий момент для расчета по прочности:

$$M=0,5(\gamma_f p + \gamma_f (1 + \mu)v_{0,5}) \frac{d^2}{8}$$

$$M=0,5(1,1 \cdot 27,26 + 1,27 \cdot 1,35 \cdot 211,4) \frac{10,62^2}{8} = 2766,26 \text{ кНм}$$

Максимальный изгибающий момент для расчета на выносливость

$$\max M' = 0,5 \left(p + \varepsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) v_{0,5} \right) \frac{d^2}{8}$$

$$\max M' = 0,5(27,26 + 0,85 \cdot 1,234 \cdot 211,4) \cdot \frac{10,62^2}{8} = 1775,19 \text{ кНм}$$

Минимальный изгибающий момент для расчета на выносливость

$$\min M' = \frac{0,5pd^2}{8}$$

$$\min M' = \frac{0,5 \cdot 27,26 \cdot 10,62^2}{8} = 192,16 \text{ кНм}$$

В сечении у опоры:

поперечная сила $Q = 0,5(\gamma_f p + \gamma_f(1+\mu)v_0) \frac{d}{2}$

$$Q = 0,5(1,1 \cdot 27,26 + 1,234 \cdot 1,35 \cdot 241,52) \frac{10,62}{2} = 1147,85 \text{ кН}$$

В поперечной балке в месте прикрепления продольных балок для расчета по прочности:

изгибающий момент

$$M = (\gamma_f D_n + \gamma_f(1+\mu)D_b) a$$

$$\dot{I} = (1,1 \cdot 100,4 + 1,234 \cdot 1,346 \cdot 970) \cdot 1,8 = 3098,84 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

поперечная сила

$$Q = \gamma_f D_n + \gamma_f(1+\mu)D_b$$

$$Q = 1,1 \cdot 100,371 + 1,234 \cdot 1,238 \cdot 969,98 = 1721,54 \text{ кН}$$

В формулах:

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимается по таблице 5.1. по

приложению 5 метод. указаний «Мосты. Проектирование мостов и труб.

Задание на курсовой проект железобетонного моста» Часть 1.

$(1+\mu)$ и $(1+\frac{2}{3}\mu)$ – динамические коэффициенты для расчета соответственно

по прочности

и выносливости, принимаемые по п.5.3. "в" и примечанию "в"

приложению 5 метод. указаний «Мосты. Проектирование мостов и

труб. Задание на курсовой проект железобетонного моста» Часть 1.

ε – коэффициент, учитывающий отсутствие тяжелых транспортеров, принимаемый по п.5.2. и примечанию "в" приложению 5 метод. указаний

«Мосты.

Проектирование мостов и труб. Задание на курсовой проект железобетонного моста» Часть 1.

$$a = \frac{A-b}{2};$$

$$a = \frac{7,5-2,2}{2} = 2,65 \text{ м}$$

$v=2,2\text{м}$ – расстояние между осями продольных балок.

2.2. Подбор сечений балок.

Продольную и поперечную балки принимают двутаврового сечения, состоящего из одинаковых верхнего и нижнего горизонтальных листов (поясов) и вертикального листа (стенки) толщиной не менее 10мм, соединенных угловыми сварными швами.

Размеры сечения продольной балки:

высота стенки h_w – в пределах $\left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{8}\right)d$,

где d – длина панели;

$$h_w = 1,8 \text{ м}$$

толщина стенки t_w – в пределах $\left(\frac{1}{100} \div \frac{1}{150}\right)h_w$;

$$t_w = 12 \text{ мм}$$

ширина пояса минимальная $\min b_f = 240 \text{ мм}$

максимальная $\max b_f = 20 t_f$ или 600мм;

Толщина поясов $t_f = 30 \text{ мм}$

площадь сечения одного пояса

$$b_f t_f = \frac{1.3M}{h_w R_y} - \frac{t_w h_w}{6},$$

$$b_f t_f = \frac{1,3 \cdot 2766,26}{1,8 \cdot 295000} - \frac{0,012 \cdot 1,8}{6} = 0,00317 \text{ м}^2$$

где M – расчетный изгибающий момент;

R_y – расчетное сопротивление стали изгибу.

Геометрические характеристики сечения балки:

момент инерции сечения балки

$$I = \frac{t_\omega h_\omega^3}{12} + \frac{b_f t_f}{2} (h_\omega - t_f)^2$$

$$I = \frac{0,012 \cdot 1,8^3}{12} + \frac{0,6 \cdot 0,03}{2} (1,8 + 0,03)^2 = 0,0360 \text{ м}^4$$

момент сопротивления нетто

$$W_n = 0,85 \frac{2I}{h_\omega + 2t_f}$$

$$W_n = 0,85 \frac{2 \cdot 0,036}{1,8 + 2 \cdot 0,03} = 0,0329 \text{ м}^3$$

статический момент полусечения относительно нейтральной оси

$$S = \frac{t_\omega h_\omega^2}{8} + b_f t_f \frac{h_\omega + t_f}{2}$$

$$S = \frac{0,012 \cdot 1,8^2}{8} + 0,6 \cdot 0,03 \frac{1,8 + 0,03}{2} = 0,0213 \text{ м}^3$$

статический момент площади пояса относительно нейтральной оси

$$S_f = b_f t_f \frac{h_\omega + t_f}{2}$$

$$S_f = 0,6 \cdot 0,03 \frac{0,03 + 1,8}{2} = 0,0165 \text{ м}^3$$

2.3. Расчеты по прочности и выносливости.

В сечении продольной баки – посередине пролета, а поперечной – в месте прикрепления продольной балки расчет по прочности выполняются по формуле:

$$\frac{M}{\chi W_n} \leq R_y m,$$

где $m=0,9$ – коэффициент условий работы для элементов пролетных строений железнодорожных мостов;

χ – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечении:

для продольных балок $\chi=\chi_1$

для поперечных балок:

при $\tau_m < 0.25R_s$ $\chi=\chi_1$;

при $0.25R_s < \tau_m < R_s$

$$\chi=\chi_1 \frac{\sqrt{1-\alpha^2} + 2ab}{1+2a}$$

$$\chi=1,04 \frac{\sqrt{1-0,5255^2} + 2 \cdot 1,667 \cdot 0,85}{1+2 \cdot 1,667} = 0,884$$

где $\chi_1=1,04$, принимаемый по таблице 1 метод. указаний «Проектирование мостов и труб.

Задание на курсовой проект №3 (СТАЛЬНОЙ МОСТ)» Часть 1.

$$a = \frac{A_f, \min}{A_\omega} = \frac{2 \cdot 0,03 \cdot 0,6}{1,8 \cdot 0,012} = 1,667; \quad \alpha = \frac{Q}{Q_U} = \frac{1721,54}{3275,74} = 0,5255; \quad b = \sqrt{1-0,625\alpha^2} = 0,85$$

$$\frac{A_f, \min + A_\omega}{A} = \frac{0,018 + 0,0216}{0,0576} = 0,6875$$

$$R_s = 0,58 \frac{340}{1,165} = 169,3 \text{ МПа} \text{ – расчетное сопротивление стали сдвигу}$$

$\tau_m = \frac{Q}{h_\omega t_\omega}$ – среднее касательное напряжение в стенке поперечной балки;

$$\tau_m = \frac{1721,54}{1,8 \cdot 0,012} = 79701 \text{ кН/м}^2$$

$Q_u = \frac{R_s m \chi_2 I_{tw}}{S}$ – предельная поперечная сила;

$$Q_u = \frac{169300 \cdot 0,9 \cdot 1,06 \cdot 0,036 \cdot 0,012}{0,0213} = 3275,74 \text{ кН}$$

$$\chi_2 = 1,25 - 0,25 \frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,77 = 1,06 \text{ – коэффициент.}$$

Для двутаврового сечения отношение значений минимального и максимального касательных напряжений в стенке

$$\frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}} = \frac{S_f}{S}$$

$$\frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}} = \frac{0,0165}{0,0213} = 0,775$$

Для продольных балок

$$\frac{M}{\chi W_n} = \frac{3098,84}{1,04 \cdot 0,0329} = 90567 \text{ кН/м}^2$$

$$R_{y,m} = 295000 \cdot 0,9 = 265500 \quad 90567 < 265500 \text{ – условие выполняется.}$$

Для поперечных балок

$$\frac{M}{\chi W_n} = \frac{3098,84}{0,884 \cdot 0,0329} = 106549 \text{ кН/м}^2$$

$$R_{y,m} = 295000 \cdot 0,9 = 265500 \quad 106549 < 265500 \text{ – условие выполняется.}$$

Значения касательных напряжений в стенках балок при $M=0$ должны удовлетворять условию

$$\tau = \frac{QS}{\chi_2 I_{tw}} \leq R_s m$$

Для продольных балок

$$\tau = \frac{QS}{\chi_2 I_{tw}} = \frac{1147,85 \cdot 0,0213}{1,06 \cdot 0,036 \cdot 0,012} = 53392 \text{ кН/м}^2$$

$$R_s m = 169300 \cdot 0,9 = 152370 \quad 53392 < 152370 \text{ – условие выполняется.}$$

Для поперечных балок

$$\tau = \frac{QS}{\chi_2 I_{tw}} = \frac{1721,54 \cdot 0,0213}{1,06 \cdot 0,036 \cdot 0,012} = 80077 \text{ кН/м}^2$$

$$R_s m = 169300 \cdot 0,9 = 152370 \quad 80077 < 152370 \text{ – условие выполняется.}$$

Для стенки поперечной балки в месте прикрепления продольной балки должны выполняться условия

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma' R_{y,m}; \quad \tau_m \leq R_s m$$

где $\sigma_x = \frac{Mh_w}{2I}$ – нормальные напряжения в стенке в месте ее прикрепления к поясу;

$\tau_{xy} = \tau_m$ – среднее касательное напряжение в стенке;

$\gamma' = 1,15$ – коэффициент.

$$\sigma_x = \frac{3098,84 \cdot 1,8}{2 \cdot 0,036} = 77471 \text{ кН/м}^2$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{77471^2 + 3 \cdot 79701^2} = 158299 \text{ кН/м}^2$$

$$\gamma' R_{y,m} = 1,15 \cdot 295000 \cdot 0,9 = 305325 \text{ кН/м}^2$$

$158299 \text{ кН/м}^2 < 305325 \text{ кН/м}^2$ – условие выполняется.

$$R_s m = 169300 \cdot 0,9 = 152370$$

$79701 < 152370$ – условие выполняется.

Расчет на выносливость основного металла в сечении посередине пролета продольной балки:

- проверка на выносливость от нормальных напряжений:

$$\sigma_{\max,ef} \leq \gamma_w R_{y,m}$$

где: $\sigma_{\max,ef}$ - наибольшее нормальное напряжение;

γ_w - коэффициент

$$\gamma_w = \frac{1}{\zeta g ((\alpha\beta \pm \delta) - (\alpha\beta \mp \delta) \rho)} \leq 1$$

$$\gamma_w = \frac{1}{1 \cdot 1,45 \cdot ((0,72 \cdot 1,5 + 0,24) - (0,72 \cdot 1,5 - 0,24) \cdot 0,108)} = 0,541;$$

где: $\zeta = 1$ – коэффициент;

$g = v - \xi \lambda = 1,87 - 0,0395 \cdot 10,62 = 1,45$;

$m = 0,9$ – коэффициент условий работы;

$\alpha = 0,72$ – коэффициент, учитывающий марку стали;

$\delta = 0,24$ – коэффициент, учитывающий не стационарность режима нагруженности;

$\beta = 1,5$ – коэффициент концентрации напряжений;

ρ - коэффициент асимметрии цикла переменных напряжений:

$$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = 0,108$$

где: $\sigma_{\min}, \sigma_{\max}$ – наименьшее и наибольшее по абсолютной величине напряжений со своими знаками при коэффициенте $\chi_3 = 1$;

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{\chi_3 W_n} = \frac{1775,19}{1 \cdot 0,0329} = 53957 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = \frac{M_{\min}}{\chi_3 W_n} = \frac{192,16}{1 \cdot 0,0329} = 5841 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

- наибольшее нормальное напряжение для изгибаемых элементов:

$$\sigma_{\max,ef} = \frac{M_{\max}}{\chi_3 W_n} = \frac{1775,19}{1,05 \cdot 0,0329} = 51388 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

где W_n – момент сопротивления сечения нетто;

χ_3 – коэффициент, 1,05;

проверка:

$$51388 \text{ кН} / \text{м}^2 < 0,541 \cdot 295000 \cdot 0,9 = 146025 / \text{м}^2 - \text{условие выполняется.}$$

2.4. Расчет соединения пояса балки со стенкой.

Сдвигающими усилиями в сварных швах, соединяющих пояс продольной балки со стенкой являются:

горизонтальное усилие от поперечной силы балки

$$t = \frac{QS_f}{I}$$

$$t = \frac{1147,85 \cdot 0,0165}{0,036} = 526,1 \text{ кН} / \text{м}^2$$

вертикальное усилие от местного давления подвижного состава, передающееся через деревянные поперечины

$$q = 0,5 \gamma_f (1 + \mu) v,$$

где $v = 24,5K$ кН/м пути – эквивалентная нагрузка от местного давления подвижного состава (где $K = 14$ класс нагрузки)

$$q = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 1,6 \cdot 24,5 \cdot 14 = 356,72 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Проверка прочности условному срезу сварного шва производится:

– по металлу шва (сечение 0-1)

$$\tau = \frac{1}{nt_f} \sqrt{t^2 + q^2} \leq R_{of, m}$$

$$\tau = \frac{1}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,004} \sqrt{526,1^2 + 356,72^2} = 72231 \text{ кН/м}^2$$

$$R_{of} \cdot m = 180400 \cdot 0,9 = 162360 \text{ кН/м}^2$$

$72231 \text{ кН/м}^2 < 162360 \text{ кН/м}^2$ – условие выполняется.

– по металлу границы сплавления (сечение 0-2)

$$\tau = \frac{1}{n t_z l_w} \sqrt{t^2 + q^2} \leq R_{oz} \cdot m$$

$$\tau = \frac{1}{2 \cdot 1,15 \cdot 0,004} \sqrt{526,1^2 + 356,72^2} = 69091 \text{ кН/м}^2$$

$$R_{oz} \cdot m = 220500 \cdot 0,9 = 198450 \text{ кН/м}^2$$

$69091 \text{ кН/м}^2 < 198450 \text{ кН/м}^2$ – условие выполняется.

В формулах:

$n=2$ – число угловых швов, присоединяющих пояс к стенке;

$l_w=1\text{м}$ – расчетная длина шва;

$t_f=\beta_f k_f=1,1 \cdot 0,004=0,0044$ – расчетная высота по металлу шва;

$t_z=\beta_z k_f=1,15 \cdot 0,004=0,0046$ – расчетная высота по металлу границы сплавления;

$k_f=4\text{мм}$ – катет углового шва;

$\beta_f=1,1$ и $\beta_z=1,15$ – коэффициенты расчетных сечений угловых швов для автоматической

сварки при положении шва "в лодочку";

$m=0,9$ – коэффициент условий работы для соединений в пролетных строениях

железнодорожных мостов.

Расчетные сопротивления сварных соединений с угловыми швами условному срезу определяют:

$$\text{по металлу шва } R_{of} = 0,55 \frac{R_{oun}}{\gamma_{om}} = 0,55 \frac{410000}{1,25} = 180400 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{по металлу границы сплавления } R_{oz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 490000 = 220500 \text{ кН/м}^2,$$

где $R_{oun} = 410\text{МПа}$ – нормативное сопротивление металла швов сварных соединений с угловыми швами при автоматической сварке под флюсом;

$\gamma_{wm}=1,25$ – коэффициент надежности по металлу шва;
 $R_{un}=490$ МПа – нормативное сопротивление по временному сопротивлению свариваемого металла.

2.5. Расчет соединений балок.

Сечение горизонтальных накладок определяется из условия их прочности

$$N_H = \frac{0.6M}{h + t}, \text{ кН,}$$

$$N_H = \frac{0,6 \cdot 3098,84}{1,84 + 0,02} = 1000 \text{ кН}$$

где $h=1,84$ м – полная высота продольной балки;

$t=0,02$ м – толщина накладки.

Необходимая площадь нетто сечения накладки

$$A_n = t_n (b_n - 2d_0) \text{ м}^2$$

Ширину накладки b_n – принимают на 1см больше ширины пояса продольной балки.

$$A_n = 0,02(0,61 - 2 \cdot 0,025) = 0,0112 \text{ м}^2$$

Толщина накладки

$$t_n \geq \frac{N_n}{R_y m (b_n - 2d_0)}$$

где $d_0=25$ мм – номинальный диаметр отверстия для болтов.

$$t_n \geq \frac{1000}{295000 \cdot 0,9(0,61 - 2 \cdot 0,025)} = 0,0067 \text{ м}$$

$$0,02 \geq 0,0067$$

Продольные усилия, приходящиеся на болтовые соединения:

- вертикальных уголков продольных балок со стенками продольной и поперечной балок:

$$T = Q_{пр} = 1147,85 \text{ кН;}$$

- горизонтальной накладки с поясом продольной балки:

$$N = N_H = 1000 \text{ кН}$$

- вертикальных уголков поперечных балок со стенкой поперечной балки и с узлом главной фермы:

$$N=Q_{\text{поп}}=1721,54 \text{ кН}$$

где $Q_{\text{пр}}$, $Q_{\text{поп}}$ – поперечная сила в опорном сечении соответственно продольной и поперечной балок.

Число высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, определяют

$$n \geq \frac{N}{mQ_{\text{bh}}n_s}$$

$$m=0,9$$

n_s – число поверхностей трения в соединяемых элементах;

Q_{bh} – расчетное усилие на один болтоконтакт,

$$Q_{\text{bh}} = \frac{P\mu}{\gamma_{\text{bh}}}, \text{ кН}$$

$$Q_{\text{bh}} = \frac{312,32 \cdot 0,42}{1,576} = 83,23 \text{ кН}$$

P – усилие натяжения высокопрочного болта;

$\mu=0,42$ – коэффициент трения при газопламенном способе обработке контактных поверхностей;

$\gamma_{\text{bh}}=1,576$ – коэффициент надежности.

Усилие натяжения высокопрочного болта

$$P=R_{\text{bh}} A_{\text{bh}} m_{\text{bh}}, \text{ кН,}$$

$$P= 1085000 \cdot 0,000303 \cdot 0,95=312,32 \text{ кН,}$$

где $m_{\text{bh}}=0,95$ – коэффициент условий работы высокопрочных болтов;

$A_{\text{bh}}=0,000303 \text{ м}^2$ – площадь сечения болта нетто при номинальном $\varnothing 22 \text{ мм}$

и отверстия

$$d_0=25 \text{ мм;}$$

$R_{\text{bh}}=0,7 R_{\text{бун}}=0,7 \cdot 1550=1085 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление

высокопрочных болтов;

$R_{\text{бун}}=1550 \text{ МПа}$ – наименьшее временное сопротивление высокопрочных болтов разрыву для марки болтов 30Х3МФ.

$$n \geq \frac{1000}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 13,35$$

Принимаем 14 шт. – для накладок.

вертикальных уголков продольных балок со стенками продольной и поперечной балок

$$T=Q_{\text{пр}}=1147,85 \text{ кН}$$

$$n \geq \frac{1147,85}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 2} = 7,66$$

Принимаем 8 шт. – для продольных балок. Минимальный размер фланговых соединительных уголков $\perp 100 \times 12$.

Вертикальных уголков поперечных балок со стенкой поперечной балки и с узлом главной фермы

$$N=Q_{\text{поп}}=1721,54 \text{ кН}$$

$Q_{\text{пр}}$ и $Q_{\text{поп}}$ – поперечная сила в опорном сечении соответственно продольной и поперечной балок.

$$n \geq \frac{1721,54}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 2} = 11,49$$

Принимаем 12 шт. – для поперечных балок.

3. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ.

3.1 Связи между продольными балками.

Продольные балки проезжей части объединяются друг с другом поперечными и продольными связями. Плоскость продольных связей располагается на 150-250мм ниже верхних поясов балок. Элементы связей представляют собой одиночные уголки сечением не менее $\perp 80 \times 8$ мм и гибкостью не более 130, исключая распорки поперечных связей, гибкость которых не должна превышать 100. Сечение связей можно подбирать по тах гибкости. Элементы связей соединяются друг с другом и с балками через фасонки или непосредственно при помощи высокопрочных болтов, причем в каждом соединении должно быть не менее двух болтов.

3.2 Ребра жесткости.

В продольных балках в местах расположения поперечных связей устраивают поперечные ребра жесткости, которые служат также для обеспечения устойчивости стенки.

Ребра жесткости могут быть парными, т.е. расположенными с обеих сторон стенки, или односторонними. Ребра жесткости изготавливаются из полос шириной:

$$b_h \geq h_f / 30 + 40 \text{ мм} = \frac{12}{30} + 40 = 40,4 \text{ мм} - \text{ для парных ребер};$$

$$b_h \geq h_f / 24 + 50 \text{ мм} = \frac{12}{24} + 50 = 50,5 \text{ мм} - \text{ для односторонних ребер}.$$

Здесь h_f – толщина стенки.

$$\text{Толщина ребра } t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 50,5 \sqrt{\frac{295}{210000}} = 3,8 \text{ мм}$$

Принимаем толщину ребра $t_s = 12 \text{ мм}$, ширину ребра $b_n = 120 \text{ мм}$

3.3 Болтовые соединения.

Минимальное расстояние между центрами болтов при $d=22\text{мм}$ –
 $2,5d=2,5\cdot 22=55\text{мм}$

Максимальное расстояние между центрами болтов в крайних рядах

в листах $7d$ или $16t$

$$7\cdot 22=154\text{мм}$$

в уголках – 160мм

Минимальное расстояние от центра болта до края элемента $1,5d=1,5\cdot 22=33\text{мм}$

Максимальное расстояние от центра болта до края элемента $8t$ или 120мм

t – толщина наиболее тонкой детали.

3.4 Мостовое полотно на безбалластных железобетонных плитах.

Для безбалластного мостового полотна применяются железобетонные плиты толщиной 160 мм , размерами: поперек моста — 3200 мм ; вдоль моста — от 1000 до 2000 мм . Плиты укладываются на деревянные подкладки толщиной не менее 30 мм из твердых пород древесины (дуба, березы, бука), находящиеся на поясах продольных балок. Плиты крепят к поясам высокопрочными шпильками диаметром 22 мм , по две шпильки на каждые $0,5\text{ м}$ длины плиты. Швы между плитами, а также зазоры между плитами и поясами заполняют клеепесчаным или цементопесчаным раствором (рис. 10, *a*). Путевые рельсы укладывают на резиновые прокладки и рельсовые подкладки, закрепляемые при помощи закладных болтов к плитам. Сами рельсы крепят клеммами и клеммными болтами. Контруголки крепят болтами непосредственно к плите.

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ ФЕРМЫ.

4.1 Нормативные нагрузки.

Нормативная вертикальная постоянная нагрузка:

для основных элементов главной фермы (пояса и раскосы)

$$p=0,5 \cdot 9,81(p_m+p_c+p_n), \text{кН/м}$$

$$p=0,5 \cdot 9,81(2,3+4,0+0,3)=32,37 \text{ кН/м}$$

для элементов, работающих только на местную нагрузку (подвески)

$$p=0,5 \cdot 9,81 p_m, \text{кН/м}$$

$$p=0,5 \cdot 9,81 \cdot 2,3=11,28 \text{ кН/м}$$

где 0,5 – коэффициент распределения нагрузки на две фермы;

$p_m=2,3$ т/м – масса мостового полотна;

$p_c=4,0$ т/м – масса стальных конструкций пролетного строения

$p_n=0,3$ т/м – масса смотровых приспособлений, электрических кабелей, трубопроводов и других устройств.

Нормативная вертикальная нагрузка от подвижного состава

$$q=0.5vK, \text{кН/м}$$

где 0.5 – коэффициент распределения нагрузки на две фермы;

v – эквивалентная нагрузка от железнодорожного подвижного состава при $K=1$

$K=14$ – класс заданной вертикальной нагрузки от подвижного состава.

4.2 Расчетные усилия в элементах фермы.

Усилия в элементах главной фермы от нормативных нагрузок:

от постоянной нагрузки – $N_1 = p \sum A$;

от временной подвижной нагрузки:

а) для однозначных линий влияния – $N_m = qA$;

б) для двузначных линии влияния – $N_{m1} = q_1A_1$ и $N_{m2} = q_2A_2$

Расчетные усилия в элементах главной фермы для расчета на прочность и устойчивость:

а) для однозначных линий влияния

$$N_{\max} = \gamma_f N_1 + \gamma_f (1 + \mu) N_m$$

б) для двузначных линии влияния

$$N_{\max} = \gamma_f N_1 + \gamma_f (1 + \mu) N_{m1}$$

$$N_{\min} = \gamma_f N_1 + \gamma_f (1 + \mu) N_{m2}$$

Усилия для расчета элементов главной фермы на выносливость:

а) для однозначных линий влияния

$$N'_{\max} = N_1 + \varepsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) N_m; \quad N'_{\min} = N_1$$

б) для двузначных линии влияния

$$N'_{\max} = N_1 + \varepsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) N_{m1}; \quad N'_{\min} = N_1 + \varepsilon \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) N_{m2}$$

Коэффициент асимметрии цикла изменения напряжений

$$\rho = \frac{N'_{\min}}{N'_{\max}}$$

В формулах:

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по постоянной нагрузке при вычислении

усилий N_{\max} ;

$\gamma_f = 0,9$ – коэффициент надежности по постоянной нагрузке при вычислении

усилий N_{\min} ;

$(1 + \mu)$ и $\left(1 + \frac{2}{3} \mu \right)$ – динамические коэффициенты для расчета соответственно

по прочности

и выносливости;

ε – коэффициент, учитывающий отсутствие тяжелых транспортеров.

4.3 Подбор сечений элементов фермы.

Требуемая площадь поперечного сечения:

для растянутых элементов $A_{тр} \geq \frac{N_{max}}{\beta_0 R_y m}$;

для сжатых элементов $A_{тр} \geq \frac{N_{max}}{\varphi R_y m}$,

$\beta_0=0.85$ – коэффициент ослабления сечения

φ – коэффициент продольного изгиба,

$m=0.9$ – коэффициент условий работы;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению и сжатию.

Геометрические характеристики сечений стержней

Площадь сечений брутто $A = \sum(t_i b_i + t_i h_i)$

Площадь ослаблений $\Delta A = \sum n_i t_i d_0$

Площадь сечения нетто $A_{ру} = A - \Delta A$.

Статический момент площади брутто относительно оси 0-0, проходящей посередине

сечения

$$S_0 = \sum(t_i b_i y_{0i} + t_i h_i y_{0i})$$

Расстояние от оси 0-0 до оси x-x, проходящей через центр тяжести сечения

$$y_0 = \frac{S_0}{A}$$

Моменты инерции брутто сечения относительно осей x-x и y-y, проходящих через центр тяжести сечения:

$$I_x = \frac{1}{12} \sum t_i h_i^3 + \sum (t_i b_i y_i^2 + t_i h_i y_i^2)$$

$$I_y = \frac{1}{12} \sum t_i b_i^3 + \sum (t_i b_i x_i^2 + t_i h_i x_i^2)$$

Радиусы инерции сечения

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

В формулах:

b_i и h_i – соответственно ширина горизонтальных и высота вертикальных i -х листов;

t_i – толщина i -х листов;

d_0 и n_i – соответственно диаметр и количество отверстий листа;

y_{0i} , y_i , x_i – расстояние от центра тяжести каждого i -го листа соответственно до осей 0-0. x - x , y - y

4.4 Расчетные проверки элементов фермы.

Проверка гибкости элементов.

Расчетную длину L_{ef} элементов главных ферм принимают:

поясов и раскосов в плоскости фермы равной их геометрической длине $L_{efx}=l$;

прочих элементов решетки в плоскости фермы $L_{efx}=0.8l$;

всех элементов из плоскости фермы – расстоянию между узлами,

закрепленными от смещения из плоскости фермы $L_{efy}=l_1$.

Гибкость сжатых и сжато – растянутых элементов и растянутых поясов

главных ферм не должна превышать $\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq 100$.

Гибкость элементов решетки, работающих только на растяжение или

служащих для уменьшения свободной длины, не должна превышать

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq 150.$$

Расчет по прочности.

$$\frac{N - 0.5Q_{bh}n_1}{A_n} \leq R_y m,$$

где Q_{bh} – расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтоконтактом;

n_1 – число высокопрочных болтов в крайнем ряду прикрепления элемента;

A_n – площадь сечения элемента нетто по крайнему ряду болтов;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению и сжатию по пределу текучести.

$m=0.9$ – коэффициент условий работы.

Расчет по устойчивости.

Расчет по устойчивости, подверженных центральному сжатию силой N

$$\frac{N}{A} \leq \varphi R_y m,$$

где A – площадь сечения элемента брутто;

φ – коэффициент продольного изгиба для расчета центрально-сжатых элементов по устойчивости.

Расчет на выносливость.

$$\sigma_{\max,ef} \leq \gamma_{\omega} R_y m,$$

где $\sigma_{\max,ef}$ – наибольшее нормальное напряжение;

γ_{ω} – коэффициент;

$m=0.9$ – коэффициент условий работы.

Величина наибольшего нормального напряжения равна:

для сжатых или растянутых стержней $\sigma_{\max,ef} = \frac{N'_{\max}}{A_n}$

для изгибаемых стержней $\sigma_{\max,ef} = \frac{M'_{\max}}{\chi_3 W_n}$

где N'_{\max} и M'_{\max} – наибольшие значения соответственно осевого усилия и изгибающего

момента для расчета на выносливость;

A_n и W_n – соответственно площадь и момент сопротивления сечения нетто;

$\chi_3=1.05$ – коэффициент.

$$\gamma_{\omega} = \frac{1}{\zeta \nu ((\alpha\beta + \delta) - (\alpha\beta - \delta)\rho)} \leq 1,$$

где $\zeta=1$ – коэффициент;

ν – коэффициент, зависящий от длины загрузки λ линии влияния;

α и δ – коэффициенты, учитывающие марку стали и нестационарность режима

нагруженности;

β – коэффициент концентрации напряжений;

ρ – коэффициент асимметрии цикла переменных напряжений

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$$

σ_{\min} и σ_{\max} – наименьшее и наибольшее по абсолютной величине значения напряжений со своим знаками.

4.5. Узлы главной фермы.

Расчет прикрепления элементов:

Узел В1:

- расчет прикрепления опорного раскоса Н0-В1:

Число n высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы N :

$$n \geq \frac{N}{m Q_{bh} n_s}$$

где $m=0.9$

n_s – число поверхностей трения в соединяемых элементах;

Q_{bh} – расчетное усилие на один болтоконтакт,

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}}, \text{ кН}$$

$$Q_{bh} = \frac{312,32 \cdot 0,42}{1,576} = 83,23 \text{ кН}$$

P – усилие натяжения высокопрочного болта;

$\mu=0,42$ – коэффициент трения при газопламенном способе обработке контактных поверхностей;

$\gamma_{bh}=1,576$ – коэффициент надежности.

Усилие натяжения высокопрочного болта

$$P = R_{bh} A_{bh} m_{bh}, \text{ кН,}$$

$$P = 1085000 \cdot 0,000303 \cdot 0,95 = 312,32 \text{ кН,}$$

где $m_{bh}=0,95$ – коэффициент условий работы высокопрочных болтов;

$A_{bh}=0,000303 \text{ м}^2$ – площадь сечения болта нетто при номинальном $\varnothing 22 \text{ мм}$ и отверстия

$$d_0 = 25 \text{ мм;}$$

$R_{bh}=0,7 R_{bun} = 1085 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление высокопрочных болтов;

$R_{bun} = 1550$ МПа – наименьшее временное сопротивление высокопрочных болтов разрыву для марки болтов 30Х3МФ.

$$n \geq \frac{8252,08}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 110шт$$

- расчет прикрепления стойки Н1-В1:

Число n высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения:

$$n \geq \frac{N}{m Q_{bh} n_s} = \frac{1700,11}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 23шт.;$$

принимаем 24 шт.

- расчет прикрепления раскоса В1-Н2:

$$n \geq \frac{5303,53}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 71,0шт$$

принимаем 72 шт.

- расчет прикрепления элемента верхнего пояса В1-В2:

$$n \geq \frac{7065,35}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 94шт$$

принимаем 94шт.

- расчет фасонного листа:

Минимальное расстояние между центрами болтов при $d=22$ мм составляет $2,5d = 2,5 \times 22 = 55$ мм, максимальное $7d = 22 \times 7 = 154$ мм.

Расстояние от центра болта до края элемента: минимальное вдоль усилия и по диагонали – $1,5d = 1,5 \times 22 = 33$ мм;

то же поперек усилия – $1,5d = 33$ мм;

максимальное – 120мм.

Толщину фасонки принимаем равной 16мм.

Листы узловых фасонки проверяем на прочность прикрепления (на выкалывание) элементов по контуру, соединяющему центры отверстий периферийных болтов:

$$N \leq 0.675 t R_y m \sum (0.212 \alpha_i + 1) l_i$$

где:

$N = 8252,08$ кН – продольное усилие в элементе (без учета передачи силами трения части усилия высокопрочным болтам);

$t = 0,012$ м – толщина узловой фасонки;

$R_y = 295$ МПа – расчетное сопротивление стали;

$m = 0,9$ – коэффициент условий работы;

α_i – угол между направлением i -го участка проверяемого контура и осью элемента ($0 \leq \alpha_i \leq \pi/2$) рад;

$\alpha_i = 0, 90, 28, 0, 28, 90$ градус.

$l_i = 1,4; 0,78; 0,55; 0,60; 0,37; 0,87$ м – длина i -го участка проверяемого контура узловой фасонки;

$N = 8252,08 \leq 0,675 \cdot 0,012 \cdot 295000 \cdot 0,9 \cdot 5,24 = 11268,987$ кН;

Условие выполняется.

Стержни поясов, прерывающиеся в центре узла, соединяем вертикальными и горизонтальными накладками при помощи высокопрочных болтов.

Площадь поперечного сечения нетто всех накладок $\sum A_{n,нк}$ включая фасонные листы в пределах высоты пояса, в сечении первого, считая от центра узла, ряда болтов:

$$\sum A_{n,нк} \geq \frac{A_n}{m};$$

где:

A – наибольшая в узле площадь нетто стыкуемых элементов пояса;

$m=0,9$ – коэффициент условий работы для растянутых элементов. Для сжатых элементов $m=1$.

Прочность сечения всех накладок проверяют по формуле:

$$\frac{N}{\sum A_{n,нк}} \leq R_y m$$

где:

N – максимальное усилие для расчета на прочность наиболее нагруженного элемента;

$m=0,9$ – коэффициент условий работы;

Число болтоконтактов, необходимых для прикрепления каждой накладки стыка:

$$n \geq \frac{\alpha \sigma A_{n,нк}}{m Q_{bh}};$$

где:

$\alpha = \frac{A_n}{\sum A_{n,нк}}$ – коэффициент стыка;

σ – напряжение в элементе пояса из расчета по прочности;

$A_{n,нк}$ – площадь сечения нетто прикрепляемой накладки;

$m=0,9$ – коэффициент условий работы;

Q_{bh} – расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтоконтактом.

Данный расчет сведен в таблицу

Узел Н4:

- расчет прикрепления пояса Н3-Н4:

$$n \geq \frac{9558,85}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 128шт$$

принимаем 128шт.

- расчет прикрепления раскоса В3-Н4:

$$n \geq \frac{5555,14}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 75шт$$

принимаем 75шт.

- расчет прикрепления подвески Н4-В4 принимаем 32шт.

- расчет прикрепления раскоса Н4-В5:

$$n \geq \frac{5551,38}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 74.1шт$$

принимаем 75шт.

-расчет прикрепления пояса Н4-Н5:

$$n \geq \frac{12402,49}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 165,57шт$$

принимаем 166 шт.

- расчет фасонного листа:

Толщину фасонки принимаем равной 12мм.

Листы узловых фасонки проверяем на прочность прикрепления (на выкалывание) элементов по контуру, соединяющему центры отверстий периферийных болтов:

$$N \leq 0.675tR_y m \sum (0.212\alpha_i + 1) l_i$$

где:

$N = 12402,4кН$ – продольное усилие в элементе (без учета передачи силами трения части усилия высокопрочным болтам);

$t = 0,012м$ – толщина узловой фасонки;

$R_y = 295МПа$ – расчетное сопротивление стали;

$m = 0,9$ – коэффициент условий работы;

α_i – угол между направлением i -го участка проверяемого контура и осью элемента ($0 \leq \alpha_i \leq \pi/2$) рад;

$\alpha_i = 0, 90, 28, 0, 284, 90$ градус.

$l_i = 1,32; 1,2; 0,28; 0,63; 0,48; 1,2м$ – длина i -го участка проверяемого контура узловой фасонки;

$$N = 12402,4 \leq 0,675 \cdot 0,012 \cdot 295000 \cdot 0,9 \cdot 6 = 12903,3кН;$$

Условие выполняется.

Стержни поясов, прерывающиеся в центре узла, соединяем вертикальными и горизонтальными накладками при помощи высокопрочных болтов. Площадь поперечного сечения нетто всех накладок $\sum A_{n,нк}$ включая фасонные листы в пределах высоты пояса, в сечении первого, считая от центра узла, ряда болтов:

$$\sum A_{n,нк} \geq \frac{A_n}{m};$$

где:

A - наибольшая в узле площадь нетто стыкуемых элементов пояса;
 $m=0,9$ – коэффициент условий работы для растянутых элементов. Для сжатых элементов $m=1$.

Прочность сечения всех накладок проверяют по формуле:

$$\frac{N}{\sum A_{n,нк}} \leq R_y m;$$

где:

N – максимальное усилие для расчета на прочность наиболее нагруженного элемента;

$m=0,9$ – коэффициент условий работы;

Число болтоконтактов, необходимых для прикрепления каждой накладки стыка:

$$n \geq \frac{\alpha \sigma A_{n,нк}}{m Q_{bh}};$$

где:

$$\alpha = \frac{A_n}{\sum A_{n,нк}} \text{ - коэффициент стыка;}$$

σ - напряжение в элементе пояса из расчета по прочности;

$A_{n,нк}$ – площадь сечения нетто прикрепляемой накладки;

$m=0,9$ – коэффициент условий работы;

Q_{bh} – расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтоконтактом.

Узел В4:

- расчет прикрепления пояса В4-В3:

$$n \geq \frac{11303,31}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 150,9 \text{ шт}$$

принимаем 152 шт.

- расчет прикрепления пояса В4-В5:

$$n \geq \frac{5656,03}{0,9 \cdot 83,23 \cdot 1} = 75,51 \text{ шт}$$

принимаем 76шт.

- расчет фасонного листа:

Толщину фасонки принимаем равной 12мм.

Листы узловых фасонки проверяем на прочность прикрепления (на выкалывание) элементов по контуру, соединяющему центры отверстий периферийных болтов:

$$N \leq 0.675tR_y m \sum (0.212\alpha_i + 1)l_i$$

где:

$N = 11303,31$ кН – продольное усилие в элементе (без учета передачи силами трения части усилия высокопрочным болтам);

$t = 0,012$ м – толщина узловой фасонки;

$R_y = 30000$ тс/м² – расчетное сопротивление стали;

$m = 0,9$ – коэффициент условий работы;

α_i – угол между направлением i -го участка проверяемого контура и осью элемента ($0 \leq \alpha_i \leq \pi/2$) рад;

$\alpha_i = 0, 90, 28, 0, 28, 90$ градус.

$l_i = 1,32; 1,2; 0,28; 0,63; 0,48; 1,2$ м – длина i -го участка проверяемого контура узловой фасонки;

$$N = 11303,31 \leq 0,675 \cdot 0,012 \cdot 295000 \cdot 0,9 \cdot 6 = 12903,3 \text{ кН};$$

Условие выполняется.

Стержни поясов, прерывающиеся в центре узла, соединяем вертикальными и горизонтальными накладками при помощи высокопрочных болтов.

Площадь поперечного сечения нетто всех накладок $\sum A_{n,нк}$ включая фасонные листы в пределах высоты пояса, в сечении первого, считая от центра узла, ряда болтов:

$$\sum A_{n,нк} \geq \frac{A_n}{m};$$

где:

A – наибольшая в узле площадь нетто стыкуемых элементов пояса;

$m = 0,9$ – коэффициент условий работы для растянутых элементов. Для сжатых элементов $m = 1$.

Прочность сечения всех накладок проверяют по формуле:

$$\frac{N}{\sum A_{n,нк}} \leq R_y m;$$

где:

N – максимальное усилие для расчета на прочность наиболее нагруженного элемента;

$m = 0,9$ – коэффициент условий работы;

Число болтоконтактов, необходимых для прикрепления каждой накладки стыка:

$$n \geq \frac{\alpha \sigma A_{n,НК}}{m Q_{bh}};$$

где:

$$\alpha = \frac{A_n}{\sum A_{n,НК}} - \text{коэффициент стыка};$$

σ - напряжение в элементе пояса из расчета по прочности;

$A_{n,НК}$ – площадь сечения нетто прикрепляемой накладки;

$m=0,9$ – коэффициент условий работы;

Q_{bh} – расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтоконтактом.

Данный расчет сведен в таблицу.

Библиографический список

1. Учебно-методическая документация и материалы, обеспечивающие реализацию образовательной технологии по дисциплине СЗ.С01.1 Спецкурс №1 / А.А. Ревякин. - Ростов н/Д: РГУПС, 2014.
2. Копыленко В.А. Малые водопропускные сооружения на дорогах России : учеб. пособие для специалистов/ В. А. Копыленко; Учеб.-метод. центр по образованию на ж.-д. трансп. - М., 2013. - 443 с.:а-ил.
3. Богданов Г.И. Проектирование мостов и труб. Разводные мосты : учеб. пособие для вузов/ Г. И. Богданов; Учеб.-метод. центр по образованию на ж.-д. трансп. - М., 2013. - 247 с.: а-граф.

Учебное издание

Хамидуллина Наталья Викторовна
Ревякин Алексей Анатольевич

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО МОСТА

Печатается в авторской редакции

Технический редактор М.А. Гончаров

Подписано в печать 29.12.17. Формат 60×84/16.

Бумага газетная. Ризография. Усл. печ. л. 3,49.

Тираж экз. Изд. № 901547. Заказ .

Редакционно-издательский центр ФГБОУ ВО РГУПС

Адрес университета: 344038, г. Ростов н/Д, пл. Ростовского Стрелкового
Полка Народного Ополчения, д. 2.