

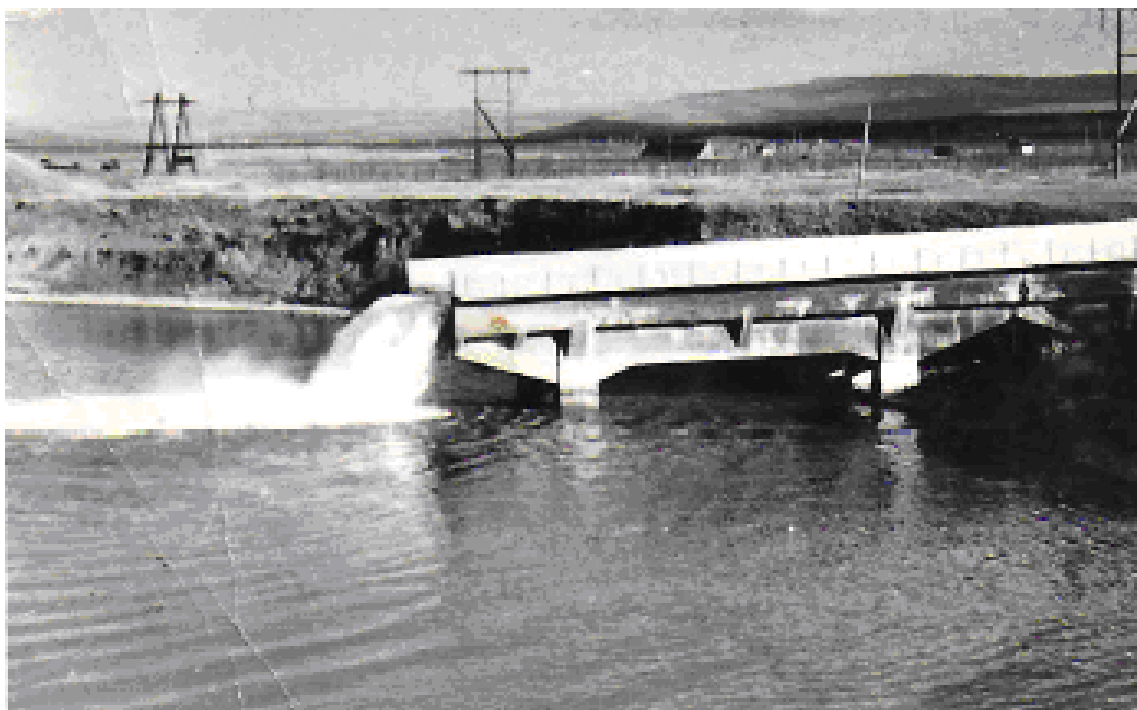


**МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

**РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ – МСХА имени К. А. ТИМИРЯЗЕВА**

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
РАЗДЕЛ: «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ



Москва 2017

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ –
МСХА имени К. А. ТИМИРЯЗЕВА

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
РАЗДЕЛ: «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

*Рекомендовано Учебно-методической комиссией факультета гидротехнического,
агропромышленного и гражданского строительства (ГАГС)
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений, обучающихся по
направлениям подготовки:
08.03.01 «Строительство»,
20.03.02 «Природообустройство и водопользование»,
20.03.01 «Техносферная безопасность»*

Москва 2017

УДК 624.01
ББК 30.4
К86

Рецензенты:

Заведующий лабораторией разработки и внедрения стандартов
информационного моделирования зданий НИИП НИУ
Московский государственный строительный университет
А. М. Галушко

Профессор кафедры гидротехнических сооружений ФГБОУ ВО
Российский государственный аграрный университет –
МСХА имени К. А. Тимирязева
А. Г. Журавлева

Ксенофонтова Т. К.

Инженерные конструкции. «Железобетонные конструкции»:
учебное пособие. – Москва: «Спутник +», 2017. – 123 с.
ISBN 978–5–89231–240–0

В учебном пособии представлены методические указания по изучению раздела «Железобетонные конструкции» дисциплины «Инженерные конструкции» с указанием ссылок на учебную и нормативную литературу. Подробно рассмотрен материал, касающийся выполнения курсовых проектов и расчетно-графических работ, имеются примеры расчета.

Материалы учебного пособия могут быть использованы студентами очной и заочной форм обучения по направлениям подготовки: 08.03.01 «Строительство», 20.03.02 «Природообустройство и водопользование», 20.03.01 «Техносферная безопасность».

Табл. 23, Рис. 53, Библиогр.: назв. 9

© Ксенофонтова Т. К., с изменениями, 2017
© ФГБОУ ВПО «Московский государственный
университет природообустройства», 2010

ЗАДАЧИ КУРСА «ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ» ПРИ ПОДГОТОВКЕ СПЕЦИАЛИСТОВ В ОБЛАСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО И ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Широкие масштабы строительства требуют подготовки квалифицированных кадров с высшим образованием. Это относится к гидротехническому и гидромелиоративному строительству, где наряду с возведением новых объектов часто возникает необходимость оценки безопасности и пригодности для эксплуатации ранее построенных сооружений. Ввиду этого задачей дисциплины «Инженерные конструкции» является научить студентов основам проектирования железобетонных конструкций, а также оценке их эксплуатационных возможностей с точки зрения прочности, жесткости и трещиностойкости.

В результате изучения дисциплины «Инженерные конструкции» студент должен знать:

- нормирование бетона и арматуры по ГОСТ;
- конструкции балочных покрытий;
- конструкции колонн;
- конструкции фундаментов, сопряжение их с колоннами;

Студент должен уметь:

- рассчитывать железобетонные балки и их конструировать;
- рассчитывать железобетонные колонны и их конструировать;
- рассчитывать и конструировать фундаменты под колонны.

Студент должен иметь представление:

- о применении железобетонных конструкций в производственной и общественной сфере;
- о достоинствах и недостатках железобетонных конструкций;
- о прочности и деформациях бетона и арматуры под нагрузкой;

- об особенностях проектирования и работы монолитных и сборных железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры;
- об особенностях работы предварительно напряженных железобетонных конструкций;
- о конструкциях стыков железобетонных элементов.

При написании учебного пособия учитывались:

- действующий государственный образовательный стандарт для подготовки бакалавров по направлениям 08.03.01 – «Строительство», 20.03.02 – «Природообустройство и водопользование», 20.03.01 – «Техносферная безопасность» профиль «Инженерная защита окружающей среды»; требования по проектированию, изложенные в СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введен 01.01.2013. – М., 2013. – 155 с.

В ходе изучения дисциплины студент должен выполнить курсовой проект или расчетно-графическую работу. Контролем знаний являются защита курсового проекта (расчетно-графической работы) и экзамен (зачет).

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ИЗУЧЕНИЮ КУРСА «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

При изучении курса «Железобетонные конструкции» студенту следует пользоваться литературой:

Основная литература

1. Дукарский Ю.М., Расс Ф.В., Семенов В.Б. «Инженерные конструкции», М., «КолосС», 2008.
2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введен 01.01.2013. – М., 2013. – 155 с.

Дополнительная литература

3. Берген Р.И. «Проектирование лотковых и трубчатых конструкций мелиоративных сооружений», М., «Колос», 1995.
4. Ксенофонтова Т.К., Чумичева М.М. «Облегченные железобетонные подпорные стены». М., МГУП, 2000.
5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Введен 04.06.2017. – М., 2017. – 79 с.

Ниже перечислены темы, с которыми студент должен познакомиться в ходе обучения.

1. Общие сведения о железобетонных конструкциях

Литература: **1.** Стр.147 – 152; **2.** Стр. 1 – 14.

Сущность железобетона. Область применения железобетона в гидротехническом и гидромелиоративном строительстве. Общие требования, предъявляемые к бетонным и железобетонным конструкциям. Условия совместной работы бетона и арматуры. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Сущность предварительного напряжения арматуры. Способы создания предварительного напряжения.

2. Материалы для железобетонных конструкций

Литература: **1.** Стр. 152 — 173; **2.** Стр. 14 – 36.

Бетон. Виды бетона. Тяжелый бетон. Прочность бетона при сжатии (кубиковая, призмная прочность бетона) и растяжении. Нормативные и расчетные сопротивления бетона. Деформации бетона при кратковременном и длительном действии нагрузки. Температурные деформации бетона и влажностные деформации- усадка и набухание. Классы и марки бетона. Особенности гидротехнического бетона.

Арматура. Виды арматуры по назначению и по выпуску промышленностью. Механические свойства арматуры в зависимости от условий ее производства. Нормативные и расчетные характеристики арматуры на растяжение и сжатие. Классы арматуры. Арматурные изделия: сетки, каркасы (сварные и вязаные), арматурные изделия предварительно напряженных конструкций. Арматурные изделия для гидротехнических сооружений.

3. Свойства железобетона

Литература: **1.** Стр. 173 – 178.

Сцепление арматуры с бетоном. Анкеровка арматуры в бетоне. Определение длины анкеровки ненапрягаемой арматуры.

4. Основные положения сопротивления железобетонных элементов под нагрузкой. Особенности расчета по предельным состояниям

Литература: **1.** Стр. 188 – 192; **2.** Стр. 6 – 14.

Стадии работы железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженной. Случаи разрушения железобетонных элементов по нормальному сечению. Определение расчетного случая разрушения, понятие о граничной относительной высоте сжатой зоны сечения.

Особенности расчета железобетонных конструкций по методу предельных состояний: состав расчетов по первой и второй группе, коэффициенты надежности по нагрузке, по бетону и арматуре, по назначению, коэффициенты условия работы конструкции.

5. Изгибаемые элементы.

Конструирование и расчет прочности

Литература: **1.** Стр. 193 – 226; **2.** Стр.40 – 44; 55 – 58.

Виды изгибаемых железобетонных элементов: балки, балочные плиты и плиты, опертые по контуру. Конструктивные особенности балок: формы поперечных сечений, назначение размеров, армирование продольной, поперечной и конструктивной арматурой. Защитные слои бетона и расстояния в свету между арматурными стержнями. Узлы сопряжения сборных и монолитных балок с другими элементами конструкции.

Предпосылки расчета прочности по нормальному сечению. Расчет прочности по нормальному сечению элементов прямоугольной формы. Расчет прочности сечений тавровой формы при расположении полки в сжатой и растянутой зоне, определение расчетной ширины сжатой полки. Расчетные зависимости для случаев, когда сжатая зона находится в пределах полки, и когда она ушла ниже, в ребро.

Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонному сечению. Три случая разрушения и условия прочности для каждого случая. Проверка размеров поперечного сечения балок из условия прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами. Расчет прочности на поперечную силу и определение шага поперечной арматуры по длине балки. Расчет прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента и конструктивные решения, повышающие прочность наклонных сечений на момент.

6. Сжатые элементы.

Конструирование и расчет прочности

Литература: **1.** Стр. 227 – 241; **2.** Стр. 44 – 47.

Сжатые элементы железобетонных конструкций, работающие со случайным и расчетным эксцентриситетом. Конструктивные особенности: форма поперечных сечений, армирование продольной и поперечной арматурой, виды армирования и минимальное армирование продольной арматурой, расположение поперечной арматуры по длине стоек.

Расчет прочности сжатых элементов. Учет влияния гибкости и случайных эксцентриситетов. Случаи работы под нагрузкой. Условия прочности для каждого случая, подбор армирования и проверка прочности.

7. Центрально и внецентренно растянутые элементы

Литература: **1.** Стр. 241 – 246; **2.** Стр. 47 – 49.

Конструктивные особенности растянутых элементов. Расчет прочности центрально растянутых элементов. Прочность внецентренно растянутых элементов для случаев приложения продольной силы с большим и малым эксцентриситетом. Условия прочности, подбор армирования для каждого случая работы.

8. Расчет железобетонных элементов по второй группе предельных состояний.

Литература: **1.** Стр. 246 – 262; **2.** Стр. 78 – 93.

Основные положения расчета изгибаемых элементов по второй группе предельных состояний. Расчет по раскрытию трещин, определение момента трещиностойкости конструкции. Понятие о расчете железобетонных конструкций по деформациям

9. Фундаменты

Литература: **1.** Стр. 298-312.

Виды фундаментов: столбчатые (отдельные) фундаменты, ленточные, фундаментные плиты. Столбчатые фундаменты. Их конструкции и соединение со сборными и монолитными стойками. Расчет центрально и внецентренно нагруженных фундаментов: определение и проверка размеров, подбор армирования.

10. Здания и сооружения из железобетона для гидротехнического и гидромелиоративного строительства

Литература: **1.** Стр.263 – 298; стр. 313 – 347; **3.** Стр.3 – 201; **4.** 3 – 150; **5.** Стр. 14 – 23.

Одноэтажные каркасные здания. Конструктивные схемы зданий, модульные размеры в плане и высоты. Поперечные и продольные рамы. Обеспечение пространственной жесткости зданий, связи. Конструктивные элементы каркаса.

Акведуки и консольные водосбросы. Их конструкции, типы лотков, опирания лотков на промежуточные рамы.

Подпорные стены. Классификация подпорных стен. Основные положения расчета и армирования облегченных стен.

Лотковые каналы. Конструкции лотков и промежуточных опор.

Трубы. Области применения и типы труб. Безнапорные и напорные трубы. Поперечные сечения, виды опирания на основание. Основы расчета. Армирование.

ПОСОБИЕ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА НА ТЕМУ: «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ КОНСОЛЬНЫЙ ВОДОСБРОС»

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Водосбросные сооружения входят в состав гидроузлов с глухой плотиной и служат для сброса излишков воды в период паводка. Водосбросные сооружения могут быть открытыми, например, с быстротоком, или закрытыми – трубчатыми или туннельными. Быстроток является частью открытого водосброса и обеспечивает пропуск воды в нижний бьеф или отводящий канал. В курсовом проекте рассматривается случай, когда конечной участок быстротока выполнен в виде консоли, которую в дальнейшем будем называть «консольный водосброс».



Рисунок 1.1. Общий вид конечного участка быстротока,
выполненного в виде консольного водосброса

Основным элементом консольного водосброса (рис.1.2) является лоток (1), по которому течет вода. При достаточно большой ширине лотка, например, более 2,5 м, под ним могут быть предусмотрены консольные второстепенные балки (2). Лоток с балками образуют пролетное строение. Пролетное строение опирается с одной стороны на береговую опору (3) переходного участка, сопрягающего консольный водосброс с быстротоком или водосбросным каналом, с другой стороны пролетное строение опирается на раму. Рама

водосброса состоит из ригеля (4) и стоек (5), заделанных в фундамент (6). Консольные водосбросы могут быть выполнены из монолитного или сборного железобетона. Водосбросы из монолитного железобетона возводятся непосредственно на строительной площадке. Водосбросы из сборного железобетона состоят из отдельных элементов, которые изготавливают на заводах железобетонных изделий, а затем транспортируют к месту строительства. Элементы сборных сооружений соединяют между собой с помощью стальных закладных деталей. В курсовом проекте рассматривается вариант сборно-монолитного консольного водосброса, у которого лоток выполнен из монолитного железобетона, а рама и консольные балки – из сборных элементов.

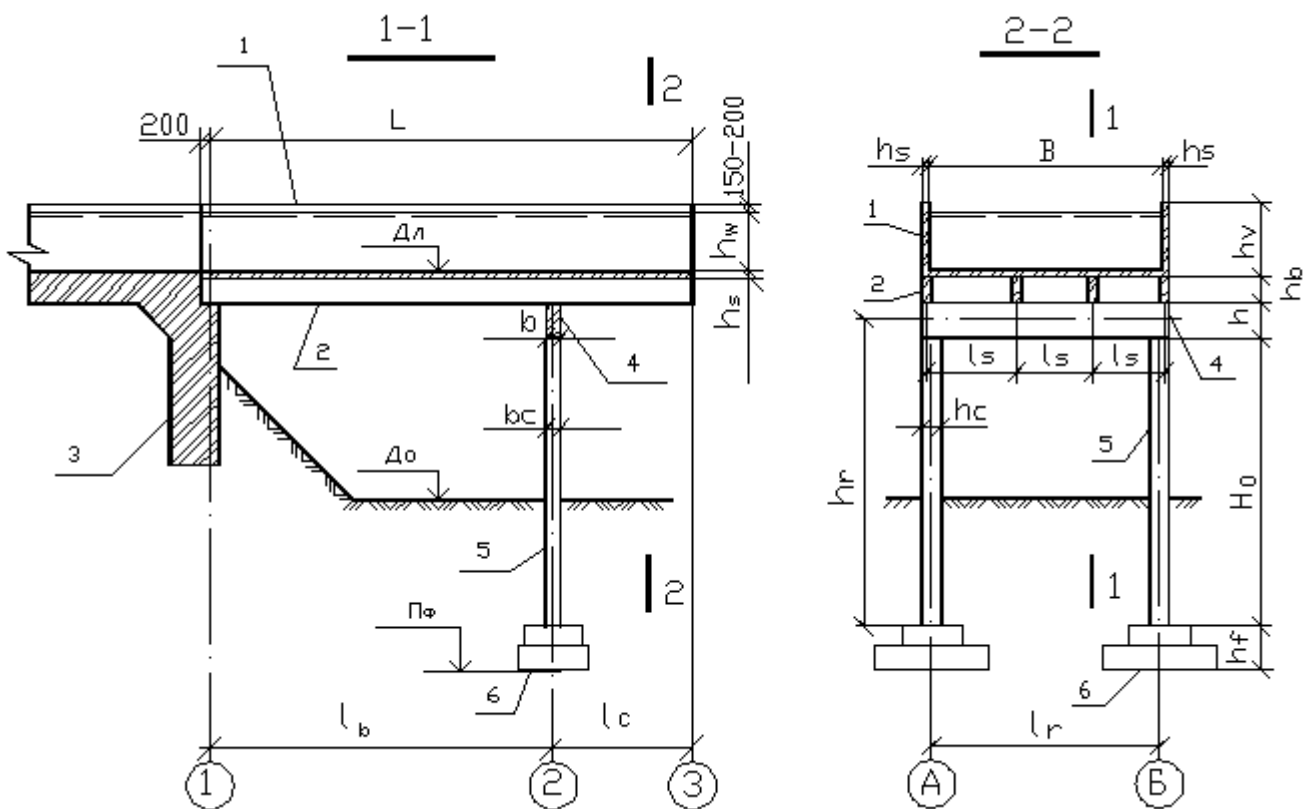


Рисунок 1.2. Схема сборно-монолитного консольного водосброса

2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

В этом разделе рассмотрены вопросы:

- *Исходные данные для выполнения курсового проекта.*
- *Исходные данные для примера расчета.*

2.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Исходные данные для проектирования принимаются по табл.2.1- табл.2.3. В этих таблицах номер варианта принимается по последней цифре номера зачетной книжки. В табл.2.1 приняты следующие обозначения: L – длина водосброса, измеряемая от оси береговой опоры; B – ширина лотка между внутренними гранями стенок; h_w – глубина водного потока в лотке; $\downarrow Дл$ – отметка дна лотка; $\downarrow До$ – отметка дна оврага у стойки; $\downarrow Пф$ – отметка подошвы фундамента; w_0 – скоростной напор ветра; R_0 – условное расчетное сопротивление грунта основания под подошвой фундамента.

Таблица 2.1. Исходные данные для курсового проекта

№	L , м	B , м	h_w , м	$\downarrow Дл$, м	$\downarrow До$, м	$\downarrow Пф$, м	w_0 , кН/м ²	R_0 , МПа
0	6,0	4,5	1,00	4,00	0,00	-3,70	0,90	0,30
1	6,4	4,3	0,95	4,20	0,00	-3,50	0,95	0,28
2	6,8	4,1	1,05	4,50	0,00	-3,30	1,00	0,27
3	7,2	3,9	0,90	4,70	0,00	-3,20	1,05	0,26
4	7,6	3,7	1,10	4,90	0,00	-3,00	1,10	0,25
5	8,0	3,5	0,85	5,00	0,00	-2,80	1,15	0,24
6	8,4	3,3	1,15	5,20	0,00	-2,60	1,20	0,23
7	8,8	3,1	0,80	5,50	0,00	-2,40	1,25	0,22
8	9,2	2,9	0,70	5,70	0,00	-2,20	1,30	0,21
9	9,6	2,7	1,20	6,00	0,00	-2,00	1,35	0,20

Таблица 2.2. Классы бетона и арматуры для курсового проекта

№	Класс бетона			Класс арматуры		
	Ригель	Стойка	Фундамент	Продольная	Поперечная	Конструктивная
0	B25	B30	B20	A500	B500C	A240
1	B20	B25	B30	A400	A500	A300
2	B30	B20	B25	A500	A400	A240
3	B25	B30	B20	A400	B500C	A300
4	B20	B25	B30	A500	A400	A240
5	B30	B20	B25	A400	A500	A300
6	B25	B30	B20	A500	B500C	A240
7	B20	B25	B30	A400	A500	A300
8	B30	B20	B25	A500	A400	A240
9	B25	B30	B25	A400	A500	A300

Вес проектируемых сборных элементов G_i должен не превышать грузоподъемности кранового оборудования и транспортных средств, используемых для их перемещения. Максимальный вес сборного элемента принимается по табл.2.3. Вес элемента G_i можно определить по формуле $G_i = V_i * \gamma_b * \gamma_d$, где V_i – объем железобетонного элемента; $\gamma_b = \rho_b * g = 25 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес железобетонных конструкций; $\gamma_d = 1,6$ – коэффициент динамичности.

Таблица 2.3. Максимальный вес сборного элемента

№	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
G_{\max} , кН	70	75	80	85	90	95	90	85	80	75

2.2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРИМЕРА РАСЧЕТА

$L = 10,4$ м; $B = 5,0$ м; $h_w = 1,25$ м; $\downarrow_{Дл} = 4,8$ м; $\downarrow_{До} = 0,00$ м; $\downarrow_{Пф} = -3,60$ м; $w_0 = 1,2$ кН/м²; $R_0 = 0,22$ МПа. Класс бетона: ригеля – В25; стойки – В25; фундамента – В25. Класс арматуры: продольная рабочая – А500; поперечная – В500С; конструктивная или монтажная – А240. Максимальный вес сборного элемента $G_{max} = 80$ кН.

3. СОСТАВЛЕНИЕ СХЕМЫ ВОДОСБРОСА

- *Предварительное назначение размеров элементов водосброса.*
- *Компоновка водосброса.*
- *Пример расчета.*

3.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ НАЗНАЧЕНИЕ РАЗМЕРОВ ЭЛЕМЕНТОВ ВОДОСБРОСА

Для составления схемы водосброса (рис. 1.2) вначале необходимо назначить предварительные размеры его элементов, которые затем уточняются в ходе проектирования.

1. Назначение размеров следует начать с выбора положения рамы водосброса, которая является опорой для пролетного строения. Учитывая, что в продольном направлении нагрузку воспринимают второстепенные балки, стремятся поставить раму так, чтобы при расчете балок на возникающие внутренние усилия их армирование было бы наиболее рациональным. Это возможно в случае, когда изгибающий момент в пролете балок равен опорному моменту в месте соединения балок с ригелем рамы. Из этого условия получено, что длина консольной части второстепенных балок l_c и их пролета l_b соответственно равны:

$$l_c = 0,29L; \quad l_b = L - l_c.$$

Размер l_c принимают кратным 50 мм. Расстояние от оси береговой опоры до торцов второстепенных балок (см. рис.1.2) в курсовом проекте рекомендуется принять $\Delta = 200$ мм.

2. Пролетное строение. Толщину плит днища и стенок лотка h_s в курсовом проекте рекомендуется принять одинаковой равной минимальной. Минимальная толщина плиты в гидротехнических сооружениях равна 100 мм. Стенка лотка принимается выше заданного уровня воды на величину $h_t = 0,1 \dots 0,2$ м. То есть, высота лотка равна $h_v = h_s + h_w + h_t$.

Плита днища в поперечном направлении является многопролетной неразрезной балочной конструкцией (рис.1.2, сечение 2-2). Длина пролетов этой конструкции l_s равна расстояниям между осями консольных балок. Величину l_s в дальнейшем будем называть длиной пролетов водосброса. Оптимальной является такая длина пролетов, при которой в днище возникают изгибающие моменты, расчет на которые дает наименьший расход материалов. На основе опыта проектирования были получены данные для рекомендуемой длины пролетов в зависимости от величины нормативной нагрузки на 1 м^2 плиты днища g_1^n (см. табл.3.1).

Таблица 3.1. Пролеты лотка водосброса

Нагрузка g_1^n , кН/м ²	5	7,5	10	15	20
Пролет l_s , м	3,1-2,9	2,4-2,2	2,1-1,9	1,8-1,6	1,5-1,3

В состав нагрузки g_1^n входят:

- вес воды в лотке

$$g_{w1}^n = h_w \gamma_w, \text{ где } \gamma_w = \rho_w g = 10 \text{ кН/м}^3;$$

- вес выравнивающей цементно-песчаной стяжки на поверхности днища толщиной $h_z = 20 \dots 30$ мм.

$$g_{z1}^n = h_z \gamma_z, \text{ где } \gamma_z = \rho_z g = 22 \text{ кН/м}^3;$$

- вес плиты днища лотка

$$g_{s1}^n = h_s \gamma_b, \text{ где } \gamma_b = \rho_b g = 25 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{Тогда } g_1^n = g_{w1}^n + g_{z1}^n + g_{s1}^n.$$

- По табл.3.1 принимается длина пролета водосброса l_s и определяется количество пролетов $n = B/l_s$. Величину n округляют до целого значения.
- Размеры поперечного сечения консольных балок принимаются из условия обеспечения их необходимой жесткости, то есть из условия допустимого прогиба. Высота и ширина сечения балок равны

$$h_b = \left(\frac{1}{12} \cdots \frac{1}{15} \right) l_b, \quad b_b = \left(\frac{1}{2} \cdots \frac{1}{4} \right) h_b.$$

- При выборе размеров поперечного сечения балок следует учитывать требования Единой модульной системы (ЕМС). Высота балок принимается кратной 50 мм при $h_b \leq 600$ мм, кратной 100 мм при $h_b > 600$ мм. Ширина балок может быть принята равной 100; 120; 150; 180; 200; 220; 250 мм и далее через 50 мм.

После предварительного назначения размеров пролетного строения и определения количества пролетов водосброса уточняют их длину l_s из условия того, чтобы наружные грани балок совпадали с наружными плоскостями стенок лотка и наружными гранями стоек (см. рис.1.2), то есть выполнялось условие

$$B + 2h_s = nl_s + 2 \frac{b_b}{2}. \quad (3.1)$$

Если условие (3.1) не выполняется, правую часть этого выражения увязывают по отношению к левой части. Для этого невязку разбрасывают по пролетам. При этом длины пролетов водосброса могут оказаться разными.

3. Рама водосброса. Размеры поперечного сечения ригеля рамы назначаются из условия обеспечения необходимой жесткости

$$h = \left(\frac{1}{7} \cdots \frac{1}{14} \right) l_r; \quad b = \left(\frac{1}{2} \cdots \frac{1}{4} \right) h,$$

где l_r – пролет рамы водосброса, измеряемый между осями стоек. На данном этапе расчета приближенно можно принять $l_r = B$. Размеры поперечного сечения ригеля должны удовлетворять требованиям Единой модульной системы, которые приведены выше.

Размеры поперечного сечения стоек назначаются с учетом приведенных ниже требований:

а) условие обеспечения допустимой гибкости стоек: $h_c \geq \frac{l_{0x}}{40}$; $b_c \geq \frac{l_{0y}}{40}$,

где l_{0x} , l_{0y} – расчетная длина стойки соответственно в плоскости и из плоскости рамы водосброса: $l_{0x} = 1,5H_0$; $l_{0y} = 1,2H_0$. Здесь H_0 – высота стойки в свету: $H_0 = \downarrow\text{Дл} - \downarrow\text{Пф} - h_s - h_b - h - h_f$.

Предварительно принимают $h_f = 0,75 \dots 0,9$ м;

б) условие опирания ригеля на стойки $b_c \geq b$;

в) технологические требования: размеры поперечного сечения сборных стоек должны быть не менее 200 мм;

г) требования Единой модульной системы: размеры стоек должны быть кратными 100 мм. Допускается, чтобы они были кратными 50 мм.

д) из условия работы стойки в плоскости рамы $h_c \geq b_c$.

4. Проверяется вес консольной балки, ригеля и стойки по максимальному весу сборного железобетонного элемента, принимаемому по табл.2.3.

3.2. КОМПОНОВКА ВОДОСБРОСА

Компоновку водосброса выполняют в масштабе 1:100. Для этого вычерчивают его продольный разрез 1-1 и поперечный разрез 2-2 (рис.1.2). Компоновку следует начинать с нанесения координационных осей: для продольного разреза наносят числовые оси 1, 2 и 3, для поперечного разреза – буквенные оси А и Б. По высоте сооружения наносят уровни, соответствующие

заданным отметкам. Далее к осям и уровням отметок привязывают элементы водосброса.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

1. Определение положения рамы по длине водосброса. Длина консольной части

$$l_c = 0,29 L = 0,29 * 10,4 = 3,016 \text{ м. Принимаем } l_c = 3,0 \text{ м.}$$

Пролет консольной балки – $l_b = L - l_c = 10,4 - 3,0 = 7,4 \text{ м.}$

2. Пролетное строение.

2.1. Толщина плит стенок и днища лотка. Принимаем

$$h_s = h_{s,\min} = 100 \text{ мм.}$$

Высота стенки лотка – $h_v = h_s + h_w + h_t = 0,1 + 1,25 + 0,15 = 1,5 \text{ м.}$

2.2. Определение длины пролета l_s и количество пролетов водосброса n .

Для этого сделаем сбор нагрузок на 1 м^2 плиты днища:

- вес воды в лотке $g_{w1}^n = h_w \gamma_w = 1,25 * 10 = 12,5 \text{ кН/м}^2$;

- вес цементно-песчаной стяжки

$$g_{z1}^n = h_z \gamma_z = 0,03 * 22 = 0,66 \text{ кН/м}^2$$

- вес плиты днища $g_{s1}^n = h_s \gamma_b = 0,1 * 25 = 2,5 \text{ кН/м}^2$;

$$g_1^n = g_{w1}^n + g_{z1}^n + g_{s1}^n = 12,5 + 0,66 + 2,5 = 15,66 \text{ кН/м}^2.$$

По табл.3.1 принимаем длину пролета $l_s = 1,6 \text{ м.}$

Количество пролетов водосброса

$$n = \frac{B}{l_s} = \frac{5,0}{1,6} = 3,125 \text{ пролета. Принимаем } n = 3 \text{ пролета.}$$

2.3. Размеры поперечного сечения второстепенных консольных балок.

$$h_b = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{15} \right) l_b = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{15} \right) * 7400 = 616,7 \dots 493,3 \text{ мм.}$$

Принимаем $h_b = 500 \text{ мм.}$

$$b_b = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{4} \right) h_b = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{4} \right) * 500 = 250 \dots 125 \text{ мм. Принимаем } b_b = 200 \text{ мм.}$$

2.4. Уточнение длины пролетов l_s по условию (3.1).

$$B + 2h_s = 5,0 + 2 * 0,1 = 5,2 \text{ м}; \quad nl_s + 2\frac{b_b}{2} = 3*1,6 + 0,2 = 5,0 \text{ м.}$$

Невязку разбрасываем по пролетам. Принимаем крайние пролеты

$l_{s1} = l_{s3} = 1,7$ м, средний пролет $l_{s2} = 1,6$ м. Тогда

$$\sum_1^n l_{si} + b_b = 2*1,7 + 1,6 + 0,2 = 5,2 \text{ м.}$$

3. Рама водосброса.

3.1. Размеры поперечного сечения ригеля:

$$h = \left(\frac{1}{7} \dots \frac{1}{14}\right) l_r = \left(\frac{1}{7} \dots \frac{1}{14}\right) * 5000 = 714 \dots 357 \text{ мм.}$$

Ввиду того, что длина пролета рамы водосброса l_r пока неизвестна, приближенно $l_r = B = 5,0$ м. Принимаем $h = 700$ мм.

$$b = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{4}\right) h = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{4}\right) * 700 = 350 \dots 175 \text{ мм.}$$

Принимаем $b = 300$ мм.

3.2. Размеры поперечного сечения стоек.

- Из условия допустимой гибкости. Определим высоту стойки в свету H_0 .

Принимаем предварительный размер высоты фундамента $h_f = 0,9$ м.

$$\begin{aligned} H_0 &= \downarrow \text{Дл} - \downarrow \text{Пф} - h_s - h_b - h - h_f = \\ &= 4,8 + 3,6 - 0,1 - 0,5 - 0,7 - 0,9 = 6,2 \text{ м.} \end{aligned}$$

Расчетная длина стойки в плоскости рамы l_{0x} и из плоскости рамы l_{0y} равны

$$l_{0x} = 1,5 H_0 = 1,5 * 6,2 = 9,3 \text{ м}; \quad l_{0y} = 1,2 H_0 = 1,2 * 6,2 = 7,44 \text{ м.}$$

Требуемые размеры поперечного сечения стойки равны

$$h_c \geq \frac{l_{0x}}{40} = \frac{9300}{40} = 232,5 \text{ мм}; \quad b_c \geq \frac{l_{0y}}{40} = \frac{7440}{40} = 186,0 \text{ мм.}$$

- Из условия опирания ригеля на стойку $b_c \geq b = 300$ мм.
- Технологическое требование $-h_c(b_c) \geq 200$ мм.

- Требования Единой модульной системы $h_c(b_c)$: 100 мм, допускается $h_c(b_c)$: 50 мм.
- Из условия работы стойки в плоскости рамы $h_c \geq b_c$.

С учетом приведенных требований принимаем $h_c = 400$ мм, $b_c = 300$ мм.

4. Проверка веса сборных элементов по максимальному весу $G_{\max} = 80$ кН.

Определим объемы консольной балки V_b , ригеля V и стойки V_c :

$$V_b = h_b b_b (L + \Delta) = 0,5 * 0,2 (10,4 + 0,2) = 1,06 \text{ м}^3;$$

$$V = hb(B + 2h_s) = 0,7 * 0,3 * (5,0 + 2 * 0,1) = 1,092 \text{ м}^3;$$

$$V_c = h_c b_c H_0 = 0,4 * 0,3 * 6,2 = 0,744 \text{ м}^3.$$

Наибольший объем имеет ригель, поэтому он является самым тяжелым элементом. В виду этого проверяем вес только ригеля:

$$G = V \gamma_b \gamma_d = 1,092 * 25 * 1,6 = 43,68 \text{ кН} < G_{\max}.$$

4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РАМЫ ВОДОСБРОСА

В разделе рассмотрены вопросы:

- *Нагрузки и статическая схема рамы водосброса.*
- *Определение внутренних усилий в раме, пример расчета.*
- *Статический расчет рамы на ПК по программе LIRA SOFT «Пакеты прикладных программ».*

4.1. НАГРУЗКИ И СТАТИЧЕСКАЯ СХЕМА РАМЫ

Расчет производится на основное сочетание нагрузок, в состав которого включаются постоянная нагрузка от собственного веса конструкций и временные нагрузки: длительная – от давления воды в лотке и кратковременная, связанная с давлением ветра, которое воспринимают наружные боковые поверхности лотка и консольных балок.

Статическая схема рамы водосброса представлена на рис.4.1.

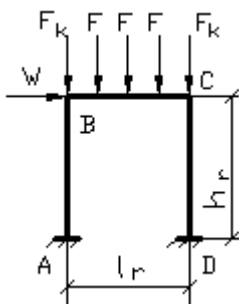


Рисунок 4.1. Статическая схема рамы водосброса

Пролет рамы l_r равен расстоянию между осями стоек, а расчетная высота рамы h_r измеряется от продольной оси ригеля до верха фундаментов:

$$l_r = B + 2h_s - 2\frac{h_c}{2}; \quad h_r = H_0 + \frac{h}{2}.$$

Постоянные и длительные нагрузки передаются на раму через консольные балки. Силы давления под балками, расположенными в средней части пролета равны F , а силы давления под балками по краям рамы равны F_k . Допущением расчета является условие, что равнодействующая ветровой нагрузки W приложена на уровне верхнего узла рамы.

1. Сила, действующая под средними балками,

$$F = F_b + G, \quad (4.1)$$

где F_b – сила давления на раму средней балки;

G – вес ригеля, заключенный между серединами соседних пролетов.

$$G = h * b * l_s * \gamma_b * \gamma_f,$$

где $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес железобетона;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса железобетонных конструкций.

Для определения силы F_b величина распределенной нагрузки g , действующей на среднюю балку, находится по таблице 4.1.

Сила давления на раму средней балки F_b численно равна силе реакции со стороны ригеля, откуда имеем

$$F_b = g \frac{L^2}{2l_b}$$

(4.2)

2. Сила, действующая под крайними балками,

$$F_k = F_{bk} + G_k, \quad (4.3)$$

где F_{bk} – сила давления на раму крайней балки; G_k - вес ригеля в пределах половины крайнего пролета

$$G_k = hb \left(\frac{l_s + b_b}{2} \right) \gamma_b * \gamma_f.$$

Таблица 4.1. **Нагрузка на среднюю консольную балку**

Название нагрузки	Нормативная кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная кН/м
Вес воды в лотке	$g_w^n = g_{w1}^n * l_s$	1,0	$g_w = g_w^n * \gamma_f$
Вес цементно-песчаной стяжки	$g_z^n = g_{z1}^n * l_s$	1,3	$g_z = g_z^n * \gamma_f$
Вес плиты лотка	$g_s^n = g_{s1}^n * l_s$	1,1	$g_s = g_s^n * \gamma_f$
Собственный вес балки	$g_b^n = h_b b_b \gamma_b$	1,1	$g_b = g_b^n * \gamma_f$
Итого:	$g^n = \sum g_i^n$		$g = \sum g_i$

Для определения силы F_{bk} величина распределенной нагрузки g_k , действующей на крайнюю балку, определяется по таблице 4.2.

Таблица 4.2. Нагрузка на крайнюю консольную балку

Название нагрузки	Нормативная кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная кН/м
Вес воды в лотке	$g_{wk}^n = 0,5g_w^n$	1,1	$g_{wk} = 0,5g_w$
Вес цементно-песчаной стяжки	$g_{zk}^n = 0,5g_z^n$		$g_{zk} = 0,5g_z$
Вес плиты лотка	g_{sk}^n		$g_{sk} = g_{sk}^n * \gamma_f$
Собственный вес балки	$g_{bk}^n = g_b^n$		$g_{bk} = g_b$
Итого:	$g_k^n = \sum g_{ki}^n$		$g_k = \sum g_{ki}$

В табл.4.2 нагрузка от веса плиты лотка определяется с учетом вертикальной стенки:

$$g_{sk}^n = \left(\frac{l_s + b_b}{2} + h_w + h_t \right) h_s \gamma_b \cdot$$

Здесь $h_t = 0,15 \dots 0,2$ м – запас высоты стенки лотка над уровнем воды.

Сила давления на раму крайней балки F_{bk} численно равна силе реакции со стороны ригеля, откуда имеем

$$F_{bk} = g_k \frac{L^2}{2l_b} \cdot \quad (4.4)$$

3. Сила давления ветра на раму водосброса W . Нормативная величина статической составляющей ветровой нагрузки равна

$$w_m^n = w_0 k c, \text{ где } w_0 - \text{скоростной напор ветра (см. табл.2.1);}$$

k – коэффициент, учитывающий изменение скорости ветра по высоте сооружения. При высоте водосброса не более 10 м коэффициент $k \leq 1,0$. В запас расчета можно принять $k=1,0$;

c – коэффициент аэродинамичности конструкции, $c=1,4$.

Интенсивность ветровой нагрузки на 1 п.м. длины лотка

$$w = w_m^n (h_b + h_v) \gamma_f,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке для ветровой нагрузки.

Сила давления ветра на раму водосброса W равна

$$W = w \frac{L^2}{2l_b}. \quad (4.5)$$

ПРИМЕР РАСЧЕТА

1. Определим расчетные значения пролета рамы водосброса и ее высоты:

$$l_r = B + 2h_s - h_c = 5,0 + 2 * 0,1 - 0,4 = 4,8 \text{ м}; \quad h_r = H_0 + \frac{h}{2} = 6,2 + \frac{0,7}{2} = 6,55 \text{ м}.$$

2. Силу давления на ригель под средними балками F находим по выражению (4.1). Для определения силы F_b , входящей в (4.1), выполним сбор нагрузок на среднюю балку, как указано в табл. 4.1. Длину пролета l_s принимаем равной среднему значению длин соседних пролетов

$$l_s = 0,5 (l_{s1} + l_{s2}) = 0,5 (1,7 + 1,6) = 1,65 \text{ м}.$$

Результаты расчета по определению нагрузки g приведены в таблице 4.3.

По выражению (4.2)

$$F_b^n = g^n \frac{L^2}{2l_b} = 28,35 \frac{10,4^2}{2 * 7,4} = 207,18 \text{ кН}; \quad F_b = g \frac{L^2}{2l_b} = 29,34 \frac{10,4^2}{2 * 7,4} = 214,42 \text{ кН}.$$

Вес ригеля, заключенный между серединами соседних пролетов

$$G^n = h * b * l_s * \gamma_b = 0,7 * 0,3 * 1,65 * 25 = 8,66 \text{ кН}; \quad G = G^n * \gamma_f = 8,66 * 1,1 = 9,53 \text{ кН}.$$

С учетом найденных величин по (4.1) сила F равна

$$F^n = F_b^n + G^n = 207,18 + 8,66 = 215,84 \text{ кН}; \quad F = F_b + G = 214,42 + 9,53 = 223,95 \text{ кН}.$$

3. Силу давления на раму под крайними балками F_k определяем по выражению (4.3). Нагрузку на крайнюю балку g_k вычисляем по таблице 4.2. Результаты приведены в табл. 4.4.

В табл.4.4 вес плиты лотка, приходящийся на крайнюю балку g_{sk}^n , равен

$$g_{sk}^n = \left(\frac{l_s + b_b}{2} + h_w + h_t \right) h_s \gamma_b = \left(\frac{1,65 + 0,2}{2} + 1,25 + 0,15 \right) * 0,1 * 25 = 5,81 \text{ кН/м}.$$

Таблица 4.3. **Нагрузка на среднюю балку примера расчета**

Название нагрузки	Нормативная кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная кН/м
Вес воды в лотке: $g_w^n = 12,5 * 1,65$	20,63	1,0	20,63
Вес цементно-песчаной стяжки: $g_z^n = 0,66 * 1,65$	1,09	1,3	1,42
Вес плиты лотка: $g_s^n = 2,5 * 1,65$	4,13	1,1	4,54
Собственный вес балки $g_b^n = 0,5 * 0,2 * 25$	2,5	1,1	2,75
Итого:	$g^n = 28,35$		$g = 29,34$

Таблица 4.4. **Нагрузка на крайнюю балку примера расчета**

Название нагрузки	Нормативная кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная кН/м
Вес воды в лотке: $g_{wk}^n = 0,5 * 20,63$	10,32		10,32
Вес цементно-песчаной стяжки $g_{zk}^n = 0,5 * 1,09$	0,55		0,71
Вес плиты лотка: g_{sk}^n - см. выше	5,81		6,39
	2,5	1,1	2,75

Собственный вес балки			
Итого:	$g_k^n = 19,18$		$g_k = 20,17$

По выражению (4.4)

$$F_{bk}^n = g_k^n \frac{L^2}{2l_b} = 19,18 \frac{10,4^2}{2 * 7,4} = 140,17 \text{ кН}; \quad F_{bk} = g_k \frac{L^2}{2l_b} = 20,17 \frac{10,4^2}{2 * 7,4} = 147,40 \text{ кН}.$$

Вес ригеля на половине крайнего пролета

$$G_k^n = hb \left(\frac{l_s + b_b}{2} \right) \gamma_b = 0,7 * 0,3 * \left(\frac{1,65 + 0,2}{2} \right) * 25 = 4,86 \text{ кН}; \quad G_k = G_k^n * \gamma_f = 4,86 * 1,1 = 5,34 \text{ кН}.$$

По выражению (4.3) сила F_k равна

$$F_k^n = F_{bk}^n + G_k^n = 140,17 + 4,86 = 145,03 \text{ кН}; \quad F_k = F_{bk} + G_k = 147,40 + 5,34 = 152,74 \text{ кН}.$$

4. Для вычисления силы давления ветра на раму водосброса найдем нормативную величину статической составляющей ветровой нагрузки

$$w_m^n = w_0 kc = 1,2 * 1 * 1,4 = 1,68 \text{ кН/м}^2.$$

Интенсивность ветровой нагрузки на 1 п.м. длины лотка

$$w^n = w_m^n (h_b + h_v) = 1,68(0,5 + 1,5) = 3,36 \text{ кН/м};$$

$$w = w_m^n (h_b + h_v) \gamma_f = 3,36 * 1,4 = 4,70 \text{ кН/м}.$$

Сила давления ветра на раму водосброса W равна

$$W^n = w^n \frac{L^2}{2l_b} = 3,36 \frac{10,4^2}{2 * 7,4} = 24,56 \text{ кН}; \quad W = w \frac{L^2}{2l_b} = 4,70 \frac{10,4^2}{2 * 7,4} = 34,35 \text{ кН}.$$

4.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В РАМЕ ВОДОСБРОСА

Внутренние усилия в раме зависят от соотношения жесткостей ригеля и стоек. В виду этого в расчет вводится коэффициент жесткости

$$k = \frac{I * h_r}{I_c * l_r},$$

где $I = \frac{bh^3}{12}$ - момент инерции поперечного сечения ригеля;

$I_c = \frac{b_c h_c^3}{12}$ - момент инерции поперечного сечения стойки.

Используя принцип независимости действия сил, внутренние усилия в раме вычисляются путем разложения расчетной схемы на простые схемы, как показано на рис. 4.2.

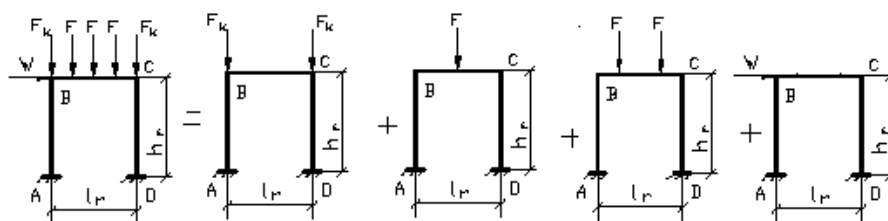


Рисунок 4.2. Разложение нагрузки на раму на простые схемы

Внутренние усилия для каждой схемы вычисляются согласно табл. 4.5.

Таблица 4.5. Определение внутренних усилий в раме

Схема рамы	Эпюра моментов, реакции	Формулы для определения усилий
1	2	3
		$N_A = N_D = F_k; \quad M = 0$

		$M_A = M_D = \frac{F * l_r}{8(2+k)}; M_B = M_C = -2M_A; ;$ $M_l = \frac{F * l_r}{4} + M_B;$ $N_A = N_D = 0,5F;$ $Q_A = -Q_D = -\frac{3F * l_r}{8h_r(2+k)}.$
		$M_A = M_D = \frac{2Fa_k(l_r - 2a_k)}{l_r(2+k)}$ $a_k = l_{s1} + \frac{b_b}{2} - \frac{h_c}{2};$ $M_B = M_C = -2M_A;$ $M_l = Fa_k + M_B;$ $N_A = N_D = F;$ $Q_A = -Q_D = \frac{6Fa_k(l_r - 2a_k)}{l_r h_r(2+k)}.$
1	2	3
		$M_A = -M_D = -\frac{Wh_r(1+3k)}{2(1+6k)}$ $M_B = -M_C = \frac{3Wh_r k}{2(1+6k)};$ $N_A = -N_D = -\frac{3Wh_r k}{l_r(1+6k)};$ $Q_A = Q_D = -0,5W$

Далее необходимо: 1). Построить суммарную эпюру M_l , определить реакции в пятах рамы N_l и Q_l от постоянных и длительных нагрузок F и F_k (рис. 4.3,а); 2). Построить суммарную эпюру моментов M и определить реакции N и Q при действии полной нагрузки, когда на раму помимо нагрузок F и F_k действует

ветровая нагрузка W (рис.4.3,б). При определении M_i, N_i и Q_i усилия в простых схемах от нагрузок F и F_k складывают. При определении M, N и Q к полученным усилиям при постоянных и длительных нагрузках надо прибавить усилия от ветровой нагрузки W .

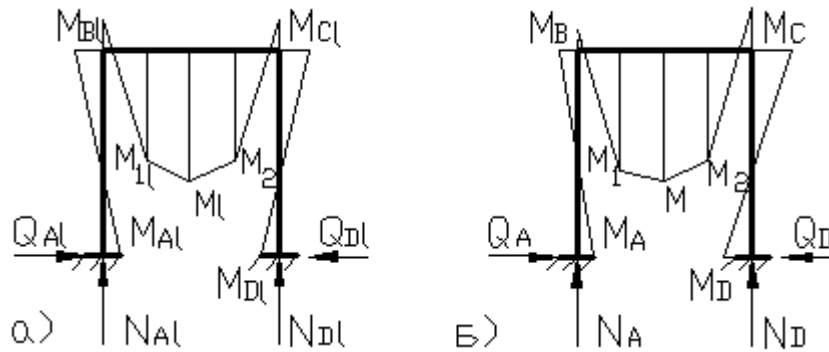


Рисунок 4.3. Внутренние усилия в раме водосброса

В ригеле рамы необходимо построить эпюру поперечных сил для случая действия на раму полной нагрузки. Для этого на каждом участке ригеля между силами F вычисляется величина поперечной силы Q по зависимости:

$$Q_i = \frac{M_{пр.i} - M_{лев.i}}{a_i} \quad (4.6)$$

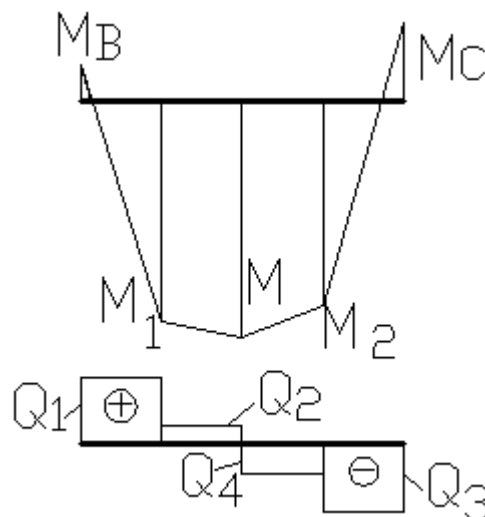


Рисунок 4.4. Построение эпюры поперечных сил в ригеле рамы

ПРИМЕР РАСЧЕТА

1. Вычислим коэффициент жесткости рамы k :

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,3 * 0,7^3}{12} = 0,008575 \text{ М}^4; \quad I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} = \frac{0,3 * 0,4^3}{12} = 0,0016 \text{ М}^4;$$

$$k = \frac{I * h_r}{I_c * l_r} = \frac{0,008575 * 6,55}{0,0016 * 4,8} = 7,313.$$

2. Разложим нагрузку на раму на простые схемы

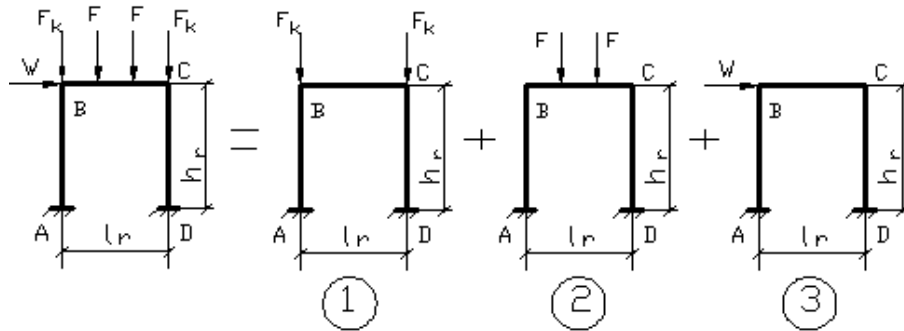
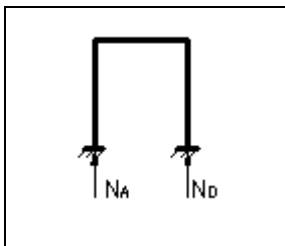


Рисунок 4.5. Разложение нагрузки на раму на простые схемы

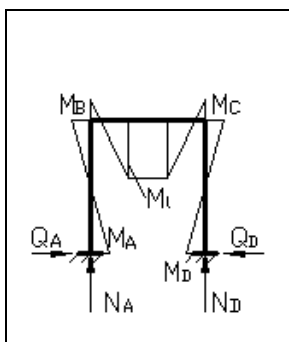
3. Для каждой схемы вычислим внутренние усилия

Схема нагрузки 1



$$N_A = N_D = F_k = 152,74 \text{ кН.}$$

Схема нагрузки 2



$$a_k = l_{s1} + \frac{b_b}{2} - \frac{h_c}{2} = 1,7 + \frac{0,2}{2} - \frac{0,4}{2} = 1,6 \text{ м.}$$

$$M_A = M_D = \frac{2Fa_k(l_r - 2a_k)}{l_r(2+k)} =$$

$$= \frac{2 * 223,95 * 1,6 * (4,8 - 2 * 1,6)}{4,8 * (2 + 7,313)} =$$

$$= 25,650 \text{ кНм}$$

$$M_B = M_C = -2M_A = -2 * 25,650 = -51,30 \text{ кНм};$$

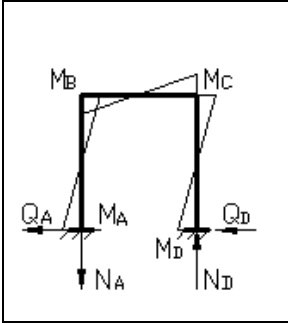
$$M_l = Fa_k + M_B = 223,95 * 1,6 - 51,30 = 307,02 \text{ кНм.}$$

$$N_A = N_D = F = 223,95 \text{ кН}$$

$$Q_A = -Q_D = \frac{6Fa_k(l_r - 2a_k)}{l_r h_r (2 + k)} = \frac{6 * 223,95 * 1,6 * (4,8 - 2 * 1,6)}{4,8 * 6,55 * (2 + 7,313)} =$$

$$= 11,75 \text{ кН}.$$

Схема нагрузки 3



$$M_A = -M_D = -\frac{Wh_r(1 + 3k)}{2(1 + 6k)} =$$

$$= -\frac{34,35 * 6,55 * (1 + 3 * 7,313)}{2 * (1 + 6 * 7,313)} =$$

$$= -57,50 \text{ кНм}$$

$$M_B = -M_C = \frac{3kWh_r}{2(1 + 6k)} =$$

$$= \frac{3 * 7,313 * 34,35 * 6,55}{2(1 + 6 * 7,313)} = 55,0 \text{ кНм}$$

$$M_1 = -M_2 = M_B \left(1 - \frac{2a_k}{l_r}\right) = 55,0 \left(1 - \frac{2 * 1,6}{4,8}\right) = 18,33 \text{ кНм}$$

$$N_A = -N_D = -\frac{3kWh_r}{l_r(1 + 6k)} = -\frac{3 * 7,313 * 34,35 * 6,55}{4,8(1 + 6 * 7,313)} = -22,91 \text{ кН}$$

$$Q_A = Q_D = -0,5W = -0,5 * 34,35 = -17,18 \text{ кН}$$

4. Определим усилия в раме от постоянных и длительных нагрузок.

Изгибающие моменты M_i и поперечные силы Q_i в пятах рамы численно равны значениям усилий для схемы нагрузки 2, продольные силы в стойках

$$N_{A1} = N_{D1} = 152,74 + 223,95 = 376,69 \text{ кН}$$

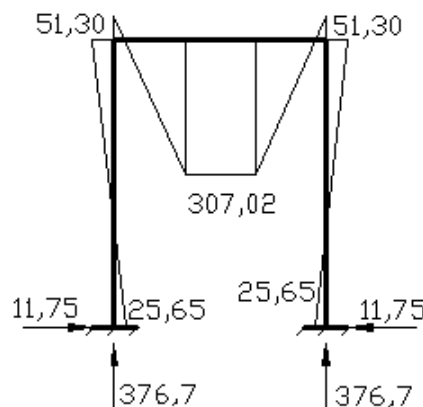


Рисунок 4.6. Внутренние усилия в раме водосброса от постоянных и длительных нагрузок

5. Внутренние усилия в раме при действии полной нагрузки:

$$\begin{aligned}
 M_A &= 25,65 - 57,50 = -31,85 \text{ кНм}; \\
 M_D &= 25,65 + 57,50 = 83,15 \text{ кНм}; \\
 M_B &= -51,30 + 55,0 = 3,70 \text{ кНм}; \\
 M_C &= -51,30 - 55,0 = -106,30 \text{ кНм}; \\
 M_1 &= 307,02 + 18,33 = 325,35 \text{ кНм}; \\
 M_2 &= 307,02 - 18,33 = 288,69 \text{ кНм}; \\
 N_A &= 376,69 - 22,91 = 353,78 \text{ кН}; \\
 N_D &= 376,69 + 22,91 = 399,60 \text{ кН}; \\
 Q_A &= 11,75 - 17,18 = -5,43 \text{ кН}; \\
 Q_D &= -11,75 - 17,18 = -28,93 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

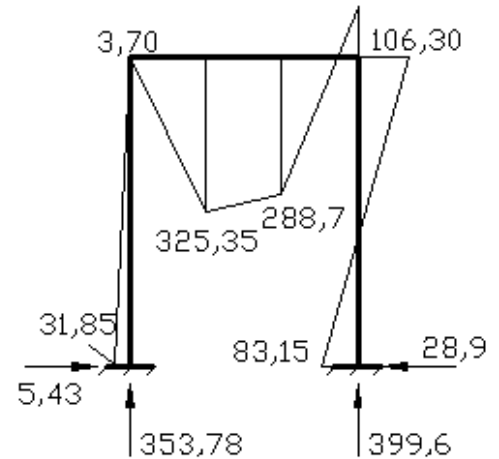


Рисунок 4.7. Внутренние усилия в раме водосброса от полной нагрузки

6. Определим поперечные силы Q в ригеле рамы по зависимости (4.6):

$$Q_1 = \frac{M_1 - M_B}{a_1} = \frac{325,35 - 3,70}{1,6} = 201,03 \text{ кН}, \text{ где } a_1 = a_k = 1,6 \text{ м}.$$

$$Q_2 = \frac{M_2 - M_1}{a_2} = \frac{288,69 - 325,35}{1,6} = -22,91 \text{ кН},$$

$$a_2 = l_r - 2a_k = 4,8 - 2 * 1,6 = 1,6 \text{ м}.$$

$$Q_3 = \frac{M_C - M_2}{a_1} = \frac{-106,30 - 288,69}{1,6} = -246,87 \text{ кН}.$$

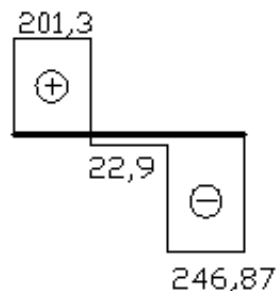


Рисунок 4.8. Эпюра поперечных сил в ригеле рамы



4.3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РАМЫ НА КОМПЬЮТЕРЕ

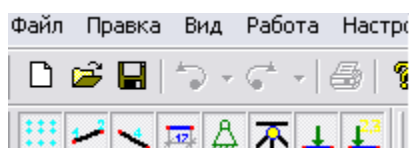
Для выполнения расчета рамы водосброса на компьютере необходимо подготовить исходные данные:



1. l_r, h_r - пролет и высота рамы в «м»;
2. E_b - начальный модуль упругости бетона, принимаемый по приложению 2. При расчете на компьютере требуется E_b вводить в «Тс/м²»;
3. b и h - размеры поперечного сечения ригеля в «см»;
4. b_c и h_c - размеры поперечного сечения стойки в «см»;
Если водосброс имеет 2 пролета, п.5 и п.6 исходных данных пропустить.
5. $a_1 = a_k = l_{s1} + \frac{b_b}{2} - \frac{h_c}{2}$ - расстояние от оси левой стойки до первой силы в пролете рамы в «м»; l_{s1} - длина первого пролета водосброса;
6. $a = a_k + a_2$ - расстояние от оси левой стойки до силы в пролете рамы, симметричной первой силе в «м». Здесь $a_2 = l_r - 2a_k$;
7. Если у водосброса два или четыре пролета, то имеется сила, приложенная по оси рамы. Расстояние до этой силы равно $a = \frac{l_r}{2}$ в «м».
8. F_k, F - расчетные значения сил, приложенных к раме водосброса по осям стоек и в пролете «Тс»; W - ветровая нагрузка в «Тс».
9. F_k^n, F^n, W^n – нормативные значения тех же нагрузок в «Тс».


Расчет на ПК по программе LIRA SOFT «ЭС ПРИ» выполняется в следующем порядке:

- Открыть папку «Электронный СПРавочник Инженера». Выбрать ярлык с пиктограммой рамы и надписью «Статика, динамика, устойчивость».
- В окне открыть раздел «Плоские произвольные рамы».
- Проверить язык ввода исходных данных – «EN».


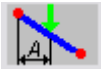

- В основном меню окна «Плоская рама» через опцию «Работа» выбрать раздел «Задание сетки», на рабочем столе пиктограмма .
- В окне «Формирование сетки» выполнить следующие действия: в строке «Шаг по оси 1» набрать длину пролета рамы l_r , нажать кнопку «Добавить»; в строке «Шаг по оси 2» набрать высоту рамы h_r , нажать кнопку «Добавить». Нажать кнопку «Подтвердить». На экране, на белом листе появятся узлы, характеризующие положение рамы водосброса.
- Через опцию «Работа» выбрать раздел «Стержни» или это сделать через пиктограмму . Далее, появившимся карандашом, начиная от нижнего левого узла, от узла к узлу провести контур рамы. Каждый раз при достижении следующего узла для фиксации соответствующего стержня рамы надо щелкнуть левой кнопкой мыши. После фиксации последнего стержня необходимо щелкнуть правой кнопкой для того, чтобы сделать карандаш неактивным.
- В нижней левой части меню нажать кнопки для вывода номеров узлов, номеров стержней, размеров рамы и величин нагрузок



- Через опцию «Работа» выбрать «Добавить связи» → «Жесткое защемление» (или пиктограмма ). Курсором мыши в пятах рамы установить жесткие заделки, щелкнув левой кнопкой на соответствующих узлах.
- Далее необходимо назначить геометрические характеристики элементов рамы. Для этого надо выполнить действия «Работа» → «Сечение» → «Выбрать сечение» (пиктограмма ). В появившемся окне «Сечение» нажать кнопку «Добавить». В окне «Выбор сечения» нажать кнопку



мышь на пиктограмме «Брус». В окне «Брус» ввести данные последовательно по каждому элементу рамы: начальный модуль упругости бетона E_b , в зависимости от заданного класса бетона, ширину сечения ригеля b или стойки b_c , высоту сечения ригеля h или стойки h_c . Плотность железобетона при определении нормативного собственного веса равна $\rho_0 = 2,5 \text{ Тс/м}^3$. При определении расчетной нагрузки от собственного веса $\rho_0 = \rho_0^n \gamma_f = 2,5 * 1,1 = 2,75 \text{ Тс/м}^3$. Нажать кнопку «Подтвердить». В окне «Сечение» выделить соответствующую строку, нажать кнопки «Сделать текущим» → «Подтвердить». Через  или «Работа» → «Сечение» → «Назначить сечение» курсором присвоить геометрические характеристики соответствующему элементу рамы. При этом рассматриваемый стержень загорается. Чтобы присвоить геометрические характеристики другим элементам рамы, через «Работа» → «Сечение» → «Выбрать сечение» → окно «Сечение» повторить указанные выше действия.

- Загрузка 1. Расчет рамы на постоянные и длительные_нагрузки выполняется при действии на нее нагрузок F и F_k .








Чтобы приложить к ригелю рамы нагрузку F , выполняем следующие действия: через  или «Работа» → «Загрузка» → «Задать на стержень» и открываем окно «Нагрузка в стержнях». В этом окне выбираем пиктограмму, изображающую сосредоточенную силу, приложенную перпендикулярно к стержню . В зажегшихся окошках указываем величину силы F и расстояние a_1 от левой стойки до первой сосредоточенной силы F в пролете. Через  или «Работа» → «Загрузка» → «Назначить нагрузку» указателем мыши прикладываем нагрузку в ригеле рамы.



Аналогично поступаем с другой силой F , расположенной на расстоянии a_1 от правой стойки, однако расстояние до силы, которое





необходимо указать в окошке $a = a_k + a_2$ - см. исходные данные. Если имеется сила, приложенная по оси рамы, то расстояние до силы $a = l_r/2$.

Нагрузки F_k приложены в узлах рамы. Для их реализации выполняем действия:  или «Работа» → «Загрузка» → «Задать на узел». В появившемся окне «Нагрузка в узлах» выбираем пиктограмму для случая, когда сила вертикальна и направлена к узлу . В зажегшемся окошке задаем силу F_k . Далее следует нажать кнопку «Подтвердить» и указателем мыши приложить силы F_k к верхним узлам рамы.


Сохранить изображение рамы, нажав кнопку меню .

- Рекомендуется проверить правильность присвоения геометрических характеристик стержням рамы и задания нагрузок на нее. Для этого надо использовать пиктограммы   или в основном меню выбрать опцию «Помощь», в раскрывшемся подменю выбрать опцию «О стержне» и «Информация об узле». Указателем мыши зажигаем последовательно стержни, проверяем узлы. В раскрывающихся окнах проверяем информацию.
- Загрузка 2. С помощью кнопки меню  сменить номер текущего нагружения на 2. При расчете рамы водосброса на полную нагрузку силы F и F_k задаем, как описано выше. Добавляем в верхний левый узел нагрузку от ветра W . Через  или «Работа» → «Загрузка» → «Задать на узел» открываем окно «Нагрузка в узлах» и выбираем пиктограмму с горизонтальной стрелкой, направленной к узлу . В зажегшемся окошке указываем значение силы W со знаком минус. Нажать кнопку «Подтвердить». Затем через  или «Работа» → «Загрузка» → «Назначить нагрузку» указателем мыши прикладываем нагрузку W к верхнему левому узлу рамы.
- Сохранить изображение рамы, нажав кнопку меню .

- Аналогично составляем расчетные схемы рамы для Загрузки 3 при действии на ригель нормативных сил F^n и F_k^n , а также для Загрузки 4 при действии на раму нормативной полной нагрузки F^n , F_k^n и W^n .
- Расчет рамы производим, выбрав  или в основном меню «Работа», в подменю «Расчет» → «Рассчитать задачу».
- С помощью кнопки меню  сменить номер текущего загрузки на 1.

Результаты расчета можно посмотреть, используя     или «Работа» → «Расчет». В раскрывшемся подменю можно посмотреть деформированную схему рамы, эпюры внутренних усилий N, M, Q . Численные результаты расчета можно посмотреть через «Работа» → «Расчет» → «Таблицы» → «Усилия на концах стержней». В окне «Усилия» приведены значения N, M, Q по концам стержней рамы.

Эпюру моментов в раме M сохранить, нажав кнопку меню .

Численные значения усилий по длине ригеля можно увидеть, если щелкнуть мышью на опции  или «Помощь» → «О стержне» окна «Плоская рама». Указателем мыши надо зажать ригель и в раскрывшемся окне «Информация о стержне» нажать кнопку «Показать эпюры». В окне «Эпюры» будут представлены численные значения продольных сил N , поперечных сил Q , изгибающих моментов M и прогибов P_z по длине ригеля. Кнопки N и P_z можно отжать, оставив в окне только эпюры Q и M (рис.4.10).

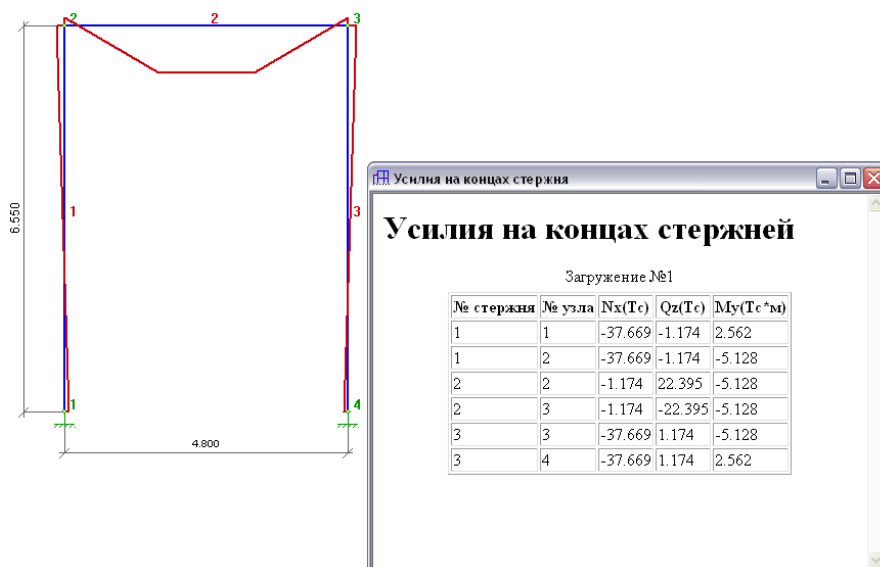


Рисунок 4.9. Эпюры моментов в раме водосброса и окно с усилиями при действии постоянных и длительных нагрузок

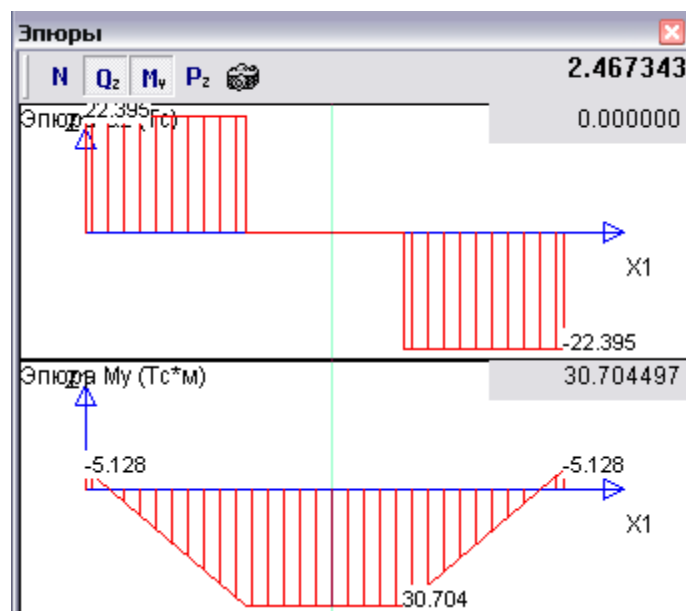




Рисунок 4.10. Внутренние усилия в ригеле рамы при постоянных и длительных нагрузках

- Если значение пролетного момента в ригеле не отражено в окне, то надо щелкнуть по полю левой кнопкой мыши. Появится зеленая линия, которую надо переместить в среднюю часть ригеля. Текущее значение момента **30.704497** «Tc*m» и поперечной силы **0.000000** «Tc» при расстоянии от левой опоры ригеля **2.467343** «м» появятся в кармашках окна.

- Нажать кнопку «Сохранить»  в окне «Эпюры».
- С помощью кнопки меню №  сменить номер текущего нагружения на 2. Аналогично посмотреть и сохранить результаты расчета для нагружения 2. На рис. 4.11 показана эпюра моментов в раме водосброса, а на рис. 4.12 внутренние усилия в ригеле при действии полной нагрузки. Численные значения усилий в ригеле получаем так же, как и в предыдущем случае. Для определения величины момента под второй силой F необходимо на белом поле окна «Эпюры» щелкнуть мышью. После появления зеленой вертикальной линии надо мышью подвести ее к месту перелома эпюры моментов, там, где имеется скачок в эпюре поперечных сил. Рядом с эпюрами усилий на темных кармашках указаны их значения в рассматриваемом сечении ригеля.

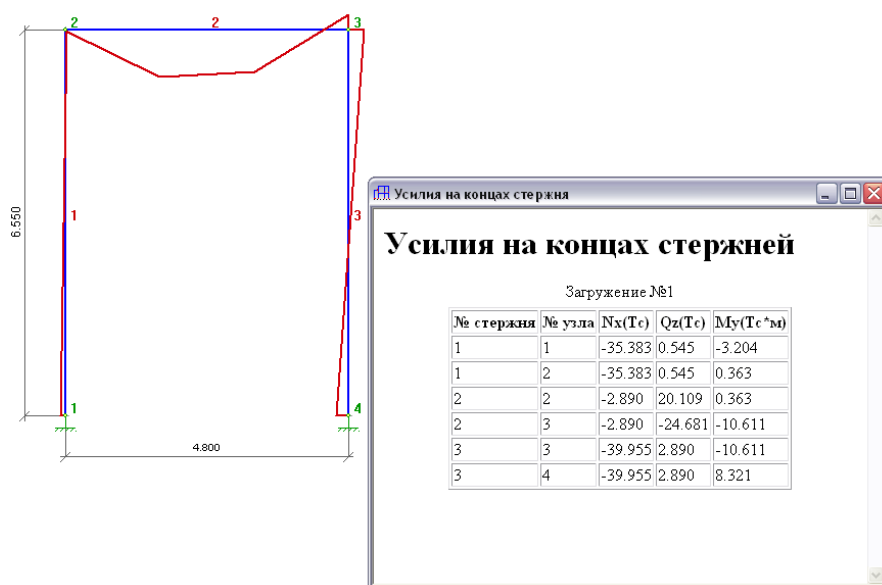


Рисунок 4.11. Эпюра моментов в раме водосброса и окно с усилиями на концах стержней при действии полной нагрузки

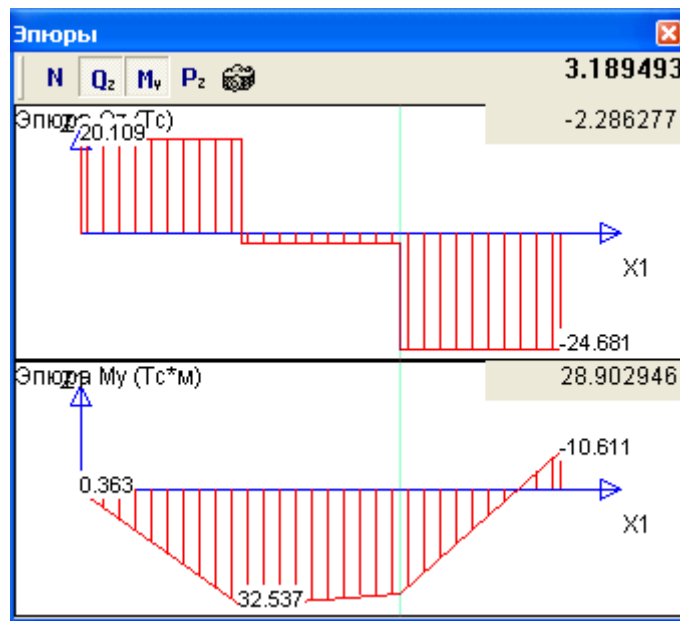
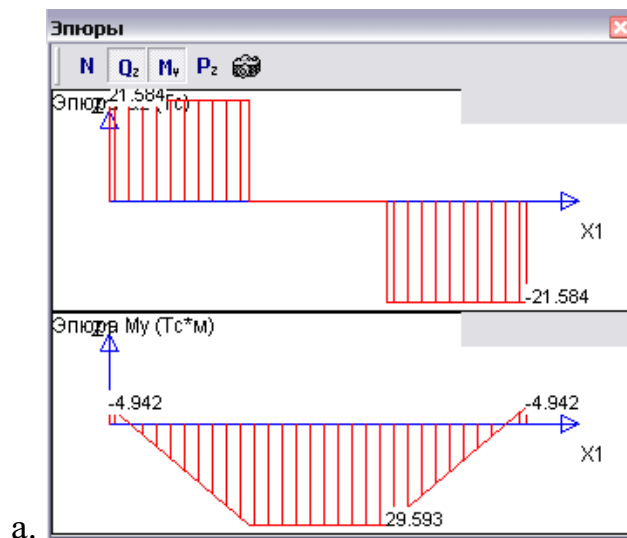


Рисунок 4.12. Внутренние усилия в ригеле рамы при действии полной нагрузки

- Аналогично получаются усилия при действии на раму водосброса нормативных нагрузок F^n, F_k^n, W^n . Ниже приведены эпюры внутренних усилий в ригеле рамы от нормативных нагрузок: а. - при постоянных и длительных нагрузках; б.- при полной нагрузке на раму.



а.

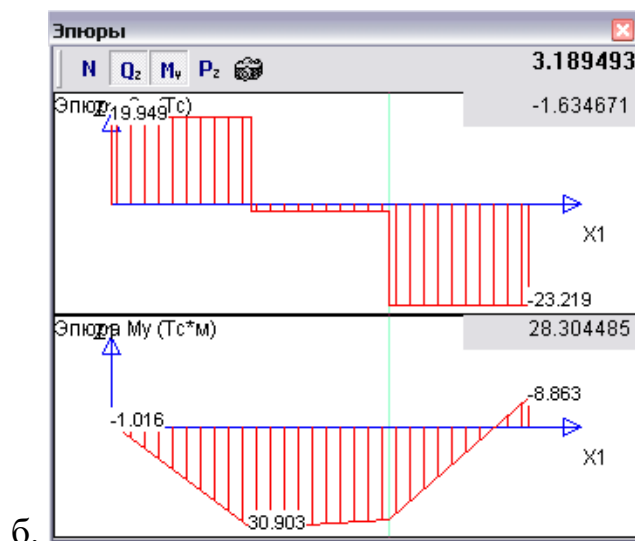


Рисунок 4.13. Внутренние усилия в ригеле от нормативной нагрузки

На рис. 4.14 приведены значения внутренних усилий в раме водосброса от нормативных нагрузок с учетом ветровой

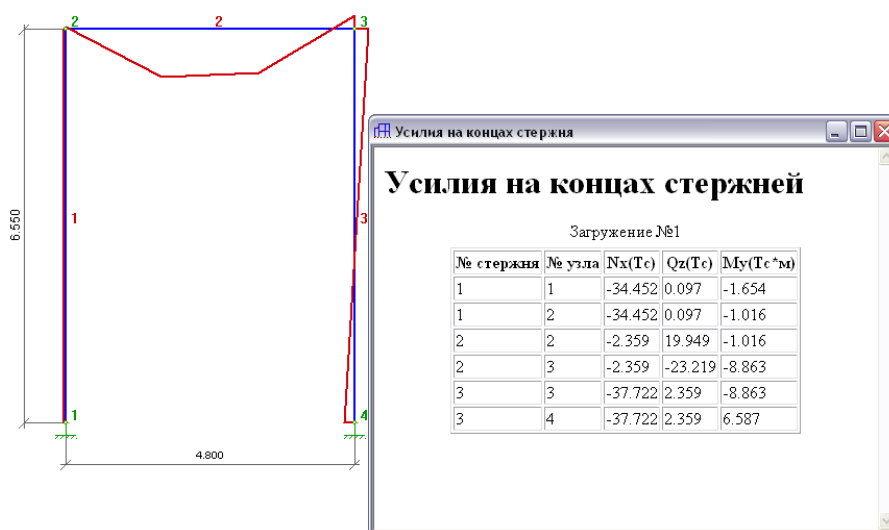



Рисунок 4.14. Внутренние усилия в раме водосброса при действии полной нормативной нагрузки

- Посмотреть и распечатать результаты расчета можно, нажав в меню кнопку «Отчет» .

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ РАМЫ ВОДОСБРОСА

- *Расчет ригеля рамы водосброса. Подбор продольной и поперечной арматуры. Проверка прочности ригеля в наклонном сечении на опоре на действие момента. Проверка по ширине раскрытия трещин.*
- *Расчет стойки рамы.*
- *Расчет внецентренно нагруженного фундамента.*

Железобетонные конструкции должны удовлетворять условиям прочности, жесткости и трещиностойкости. Чтобы выполнялись эти требования, подбирают необходимые размеры сечений элементов конструкций и их армирование. При расчетах учитывают, что на работу оказывает влияние ряд факторов, таких как длительность действия нагрузок, условия эксплуатации, изготовления и другие. Для этого в расчетные формулы вводят необходимые коэффициенты. Например, при расчетах прочности железобетонных конструкций расчетное сопротивление бетона на сжатие R_b умножают на коэффициенты условия работы γ_b , принимаемые по [8].

5.1. РАСЧЕТ РИГЕЛЯ РАМЫ ВОДОСБРОСА

5.1.1. ПОДБОР ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Анализ эпюры моментов в ригеле рамы (см. рис.4.7 или 4.12) показывает, что у ригеля имеются участки, где максимальный момент в пролете M_{\max} растягивает нижние волокна ригеля, и есть участки, где моменты на опорах растягивают его верхнюю часть. Поэтому подбор продольной арматуры в ригеле производят на максимальный момент в пролете $M_{\max} = M_1$ и на максимальный опорный момент $M_0 = M_c$. Ригель рассчитывается как изгибаемая балка прямоугольного сечения. Расчет производят в соответствии с условиями прочности для нормального сечения:

$$M \leq M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x); \quad (5.1)$$

$$M \leq M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x); \quad (5.1a)$$

$$R_b b x = R_s A_s; \quad (5.2)$$

$$\xi \leq \xi_R - 1 \text{ случай разрушения,} \quad (5.3)$$

где $\xi = \frac{x}{h_0}$ - относительная высота сжатой зоны сечения; $\xi_R = \frac{x_{\max}}{h_0}$ - граничная

относительная высота сжатой зоны.

Расчет производят в следующей последовательности:

1. Определяют рабочую высоту сечения

$$h_0 = h - a, \quad (5.4)$$

где a - расстояние от центра тяжести продольной арматуры до растянутой грани сечения ригеля. Предварительно принимают, $a = 4 \dots 6$ см.

2. Решая уравнение (5.1), определяют высоту сжатой зоны сечения

$$x = h_0 - \sqrt{\left(h_0^2 - \frac{M}{0,5R_b b} \right)}, \quad (5.5)$$

3. Проверяют случай разрушения по нормальному сечению, т.е. условие (5.3).

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R находят по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}, \quad (5.6)$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$ - относительная деформация растянутой арматуры при

напряжениях, равных R_s .

$E_s = 2 * 10^5$ МПа – модуль упругости арматуры;

$\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$ – относительная деформация сжатого бетона класса не выше В60

при напряжениях, равных R_b .

Если $\xi \leq \xi_R$, напряжения в растянутой арматуре в момент разрушения достигают предела текучести, что соответствует расчетному сопротивлению на

растяжение R_s . Поэтому в этом случае можно использовать уравнение (5.2) для определения необходимой площади арматуры A_s . Если $\xi > \xi_R$, следует увеличить размеры поперечного сечения ригеля.

4. Площадь арматуры A_s определяют по формуле

$$A_s = \frac{R_b b x}{R_s} \quad (5.7)$$

5. Полученную площадь арматуры проверяют по минимальному проценту армирования

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} 100\% \geq \mu_{\min} = 0,1\%$$

Оптимальный процент армирования для балок данного типа равен 1...2%.

6. По сортаменту, приведенному в приложении 4, подбирают арматуру диаметром $12 \leq d_s \leq 32$ мм. Подобранные стержни могут быть как одинакового диаметра, так и разных диаметров. При этом количество принятых диаметров должно быть не более двух и отличаться они должны не менее чем на 2 мм. Более крупные стержни располагают в углах ближе к растянутой грани сечения.

7. Размещение арматуры в сечении производят с учетом обеспечения защитных слоев бетона a_1 и расстояний в свету между стержнями a_2 , необходимых для качественного бетонирования балок (рис. 5.1). Защитные слои бетона a_1 до рабочей арматуры в сборных конструкциях, эксплуатируемых на открытом воздухе, должны быть не менее $a_1 \geq 25$ мм и не менее диаметра арматуры d_s . Расстояния в свету между стержнями для арматуры в пролете a_2 должны быть не менее 25 мм и не менее диаметра арматуры. Рабочие стержни располагают симметрично относительно вертикальной оси сечения.

Продольные стержни привариваются к поперечным стержням и образуют вместе с ними и конструктивной продольной арматурой сварные каркасы. В каркасах продольные рабочие стержни в пролете располагают не более чем в

два ряда по высоте, причем в нижнем ряду могут быть приварены один или два стержня, а в верхнем ряду – только один стержень. Каркасы сборного ригеля изготавливают контактной точечной сваркой на сварочных машинах на заводе. Поэтому расстояние между рядами продольной арматуры по высоте V должно быть стандартным и назначается в соответствии с приложением 5. Количество плоских каркасов в поперечном сечении ригеля зависит от его ширины. Так, при ширине ригеля $b \leq 150$ мм устанавливается один каркас, при $150 \leq b \leq 220$ мм – два каркаса, а при $b \geq 250$ мм рекомендуется принимать не менее трех каркасов.

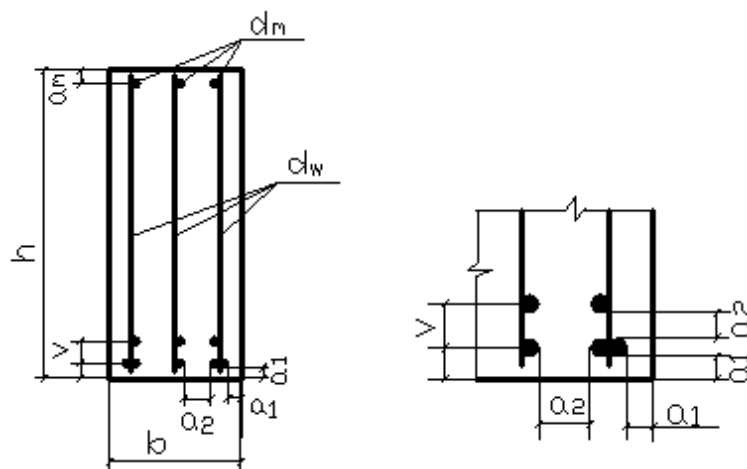


Рисунок 5.1. Размещение рабочей продольной арматуры ригеля

На опорных участках ригеля продольные рабочие стержни d_s располагают в верхней растянутой части сечений. Для опоры желательно подбирать 2...4 стержня одного диаметра, которые располагают в один ряд и приваривают к конструктивным стержням d_k , в свою очередь приваренным к верхней продольной монтажной арматуре d_m (рис. 5.2). Расстояние в свету между рабочими стержнями a_3 принимается не менее 30 мм и не менее диаметра стержней.

8. После размещения арматуры в сечении выполняют проверку его прочности. Цель расчета – определение несущей способности сечения M_{ult} , которая должна быть не менее изгибающего момента M . Для этого вначале определяют положение центра тяжести арматуры a :

- при размещении арматуры в один ряд $a = a_1 + \frac{d_s}{2}$;

- при размещении арматуры в два ряда $a = \frac{\sum a_i A_{si}}{\sum A_{si}}$,

где a_i, A_{si} - расстояние до центра тяжести и площадь стержней i -того ряда.

Затем по формуле (5.4) уточняют величину рабочей высоты сечения h_0 . По уравнению (5.2) определяют значение высоты сжатой зоны и проверяют условие (5.3):

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}; \quad \frac{x}{h_0} = \xi \leq \xi_R \quad (5.8)$$

По выражению (5.1) или (5.1а) вычисляют несущую способность сечения M_{ult} . Проверяют условие $M_{ult} \geq M$. Желательно, чтобы запас прочности был не более 5%, то есть $\frac{M_{ult} - M}{M} 100\% \leq 5\%$.

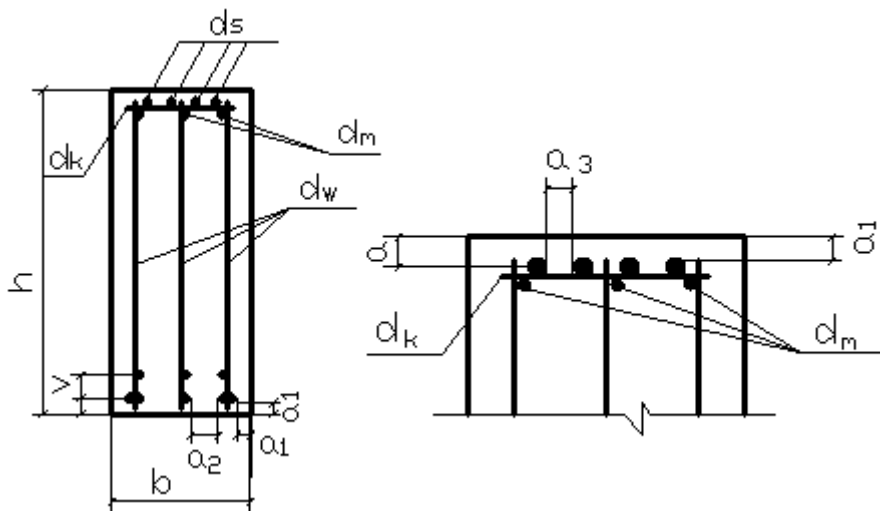


Рисунок 5.2. Размещение верхней опорной рабочей арматуры ригеля

10. Выполняют конструирование поперечного сечения ригеля. При конструировании сечения назначают диаметры поперечной арматуры и конструктивных (монтажных) стержней. Диаметр поперечной арматуры (хомутов) d_w назначают в соответствии с требованиями ее сварки с продольной арматурой (см. п.5.1.2). Диаметр продольных конструктивных (монтажных) стержней - $d_m = d_w + (2...4)$ мм.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

По приложению 1 определим для бетона класса В25 величину расчетного сопротивления бетона на сжатие (призменную прочность) $R_b = 14,5$ МПа=1,45кН/см², по приложению 2 расчетное сопротивление арматуры на растяжение для класса А500 $R_s = 435$ МПа=43,5 кН/см². В расчет вводим коэффициент, учитывающий влияние на прочность бетона длительности действия нагрузок $\gamma_{bl} = 0,9$.

Размеры поперечного сечения ригеля - $h * b = 700 * 300$ мм.

ПОДБОР АРМАТУРЫ В ПРОЛЁТЕ

Подбор арматуры в пролёте производим на максимальный момент $M_{\max} = 32,537 \text{ тс} * \text{м} = 325,37 \text{ кН} * \text{м}$.

1. Задаемся расстоянием от растянутой грани сечения до продольной арматуры $a = 5$ см и определяем рабочую высоту сечения h_0 :

$$h_0 = h - a = 70 - 5 = 65 \text{ см}.$$

2. Определяем высоту сжатой зоны сечения

$$x = h_0 - \sqrt{\left(h_0^2 - \frac{M}{0,5 \gamma_{bl} R_b b} \right)} = 65 - \sqrt{\left(65^2 - \frac{32537}{0,5 * 0,9 * 1,45 * 30} \right)} = 14,38 \text{ см}$$

3. Проверяем случай разрушения по нормальному сечению. Определим значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R

$$\varepsilon_{el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{435}{2 * 10^5} = 0,002175$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,002175}{0,0035}} = 0,493$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{14,38}{65} = 0,221; \quad \xi \leq \xi_R,$$

следовательно, имеем первый случай разрушения по нормальному сечению.

4. Определяем требуемую по прочности площадь арматуры

$$A_s = \frac{\gamma_{bl} R_b b x}{R_s} = \frac{0,9 * 1,45 * 30 * 14,38}{43,5} = 12,94 \text{ см}^2$$

5. Проверяем площадь арматуры по минимальному проценту армирования

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} 100\% = \frac{12,94}{30 * 65} 100\% = 0,664\%;$$

$$\mu\% > \mu\%_{\min} = 0,1\%.$$

6. По приложению 4 принимаем $7\varnothing 16$ A500 с площадью $A_s = 14,07 \text{ см}^2$.

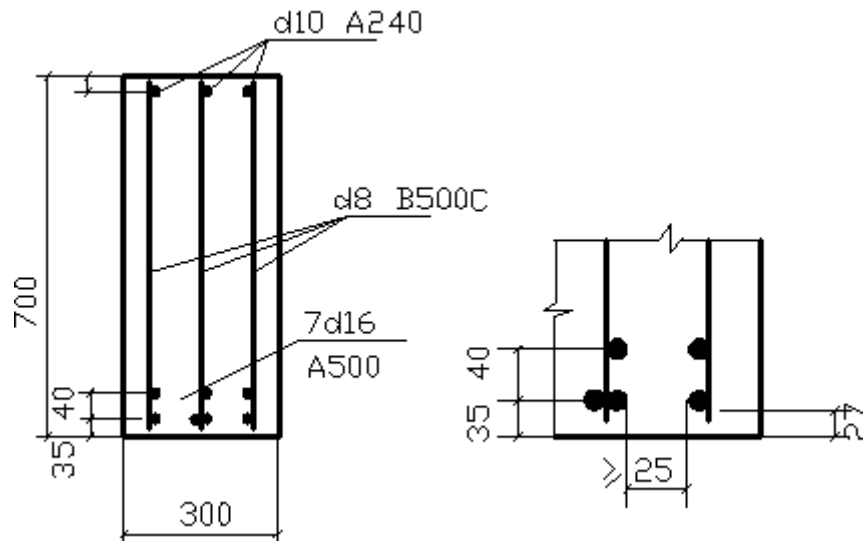


Рисунок 5.3. Размещение подобранной арматуры в ригеле

7. Размещение арматуры показано на рис.5.3. Защитный слой бетона - $a_1 \geq 25$ мм, $a_1 \geq d_s = 16$ мм. Принимаем $a_1 = 27$ мм. По приложению 3 принимаем расстояние между рядами арматуры $V = 40$ мм.

8. Уточняем расстояние до центра тяжести арматуры относительно растянутой грани сечения a по формуле:

$$a = \frac{\sum A_{si} a_i}{\sum A_{si}} = \frac{6,03 * 7,5 + 8,04 * 3,5}{14,07} = 5,21 \text{ см.}$$

9. Проверяем прочность сечения по условию (5.1)

Найдем $h_0 = h - a = 70 - 5,21 = 64,79 \text{ см};$

$$x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{bl} R_b b} = \frac{43,5 * 14,07}{0,9 * 1,45 * 30} = 15,63 \text{ см}; \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{15,63}{64,79} = 0,241; \quad \xi \leq \xi_R = 0,493.$$

$$M_{ult} = \gamma_{bl} R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 0,9 * 1,45 * 30 * 15,63 * \left(64,79 - \frac{15,63}{2} \right) = 34871,26 \text{ кН} * \text{см} = 348,713 \text{ кН} * \text{м};$$

$M_{ult} = 348,71 \text{ кНм} > M = 325,37 \text{ кНм}$. Прочность сечения обеспечена.

Запас по прочности

$$\frac{M_{ult} - M}{M} 100\% = \frac{348,713 - 325,37}{325,37} 100\% = 7,17\%.$$

10. Конструирование сечения показано на рис.5.4. Диаметр поперечной арматуры $d_w \geq \frac{1}{2} d_s = \frac{1}{2} 16 = 8 \text{ мм}$. Принимаем $d_w = 8 \text{ мм}$ В500С. Диаметр монтажной арматуры $d_m = d_w + 2 \dots 4 \text{ мм} = 10 \text{ мм}$. Принимаем $d_m = 10 \text{ мм}$ А240.

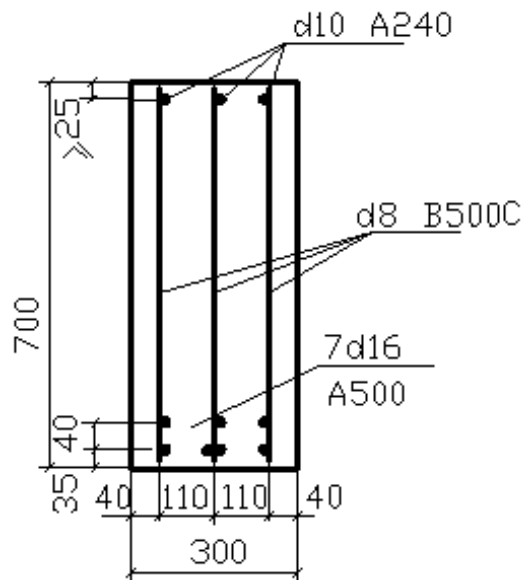


Рисунок 5.4. Конструкция сечения ригеля в пролете

ПОДБОР АРМАТУРЫ НА ОПОРЕ

Подбор арматуры на опоре производим на опорный момент $M_0 = 10,611 \text{ тс} * \text{м} = 106,11 \text{ кН} * \text{м}$. Предварительно принимаем $h_0 = h - a = 65 \text{ см}$.

1. Высота сжатой зоны

$$x = h_0 - \sqrt{\left(h_0^2 - \frac{M}{0,5 \gamma_{bl} R_b b} \right)} = 65 - \sqrt{\left(65^2 - \frac{10611}{0,5 * 0,9 * 1,45 * 30} \right)} = 4,313 \text{ см}$$

2. Проверяем условие (5.3)

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{4,313}{65} = 0,066; \quad \xi \leq \xi_R,$$

следовательно, первый случай разрушения.

3. Требуемая площадь арматуры

$$A_s = \frac{\gamma_{b1} R_b b x}{R_s} = \frac{0,9 * 1,45 * 30 * 4,313}{43,5} = 3,88 \text{ см}^2$$

5.
$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} 100\% = \frac{3,88}{30 * 65} 100\% = 0,199\%;$$

$$\mu\% > \mu\%_{\min} = 0,1\%.$$

6. По приложению 4 принимаем 2Ø16 A500 с площадью $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Размещение арматуры показано на рис.5.5.

7. Расстояние до центра тяжести арматуры относительно верхней

растянутой грани сечения $a \geq a_1 + \frac{d_s}{2} = 25 + \frac{16}{2} = 33 \text{ мм}$.

Принимаем $a = 35 \text{ мм}$. $h_0 = 70 - 3,5 = 66,5 \text{ см} > h_0^{\text{норм}} = 65 \text{ см}$.

Следовательно, проверка прочности не требуется.

8. Проверим, какой случай разрушения имеется после подбора арматуры

$$x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b1} R_b b} = \frac{43,5 * 4,02}{0,9 * 1,45 * 30} = 4,467 \text{ см}; \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{4,467}{66,5} = 0,067; \quad \xi \leq \xi_R.$$

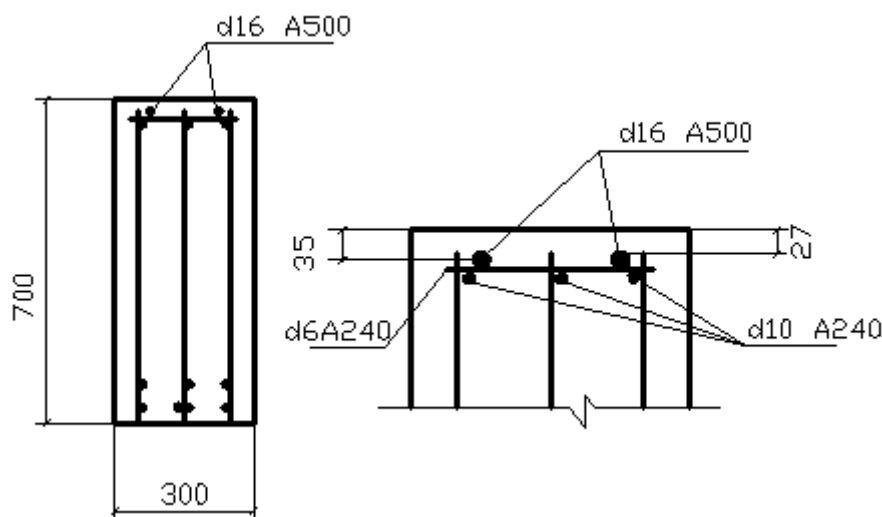


Рисунок 5.5. Размещение рабочей арматуры на опорах ригеля

5.1.2. ПОДБОР ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Цель расчета при подборе поперечной арматуры (хомутов) – назначить ее диаметр и шаг, при которых обеспечивается прочность ригеля на поперечную силу:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (5.9)$$

где Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Величина поперечной силы меняется по длине ригеля (см. рис. 4.4, 4.8 и 4.12). На опорных участках ее значение больше, чем в пролете. Поэтому на опорах поперечную арматуру устанавливают чаще, чем на пролетном участке. Расчет поперечной арматуры выполняется в следующем порядке:

- Назначается диаметр хомутов d_w . При расположении продольных рабочих стержней с одной стороны по отношению к хомутам (рис. 5.6, а) диаметр $d_w \geq \frac{1}{4}d_s$. В случае, когда продольные стержни располагаются на одном уровне с двух сторон хомута (рис. 5.6, б) – $d_w \geq \frac{1}{2}d_s$. Здесь d_s – максимальный диаметр продольной рабочей арматуры.
- Расчетная площадь поперечной арматуры $A_{sw} = n_w * A_{sw1}$, где A_{sw1} - площадь сечения одного хомута; n_w - количество каркасов в поперечном сечении ригеля.

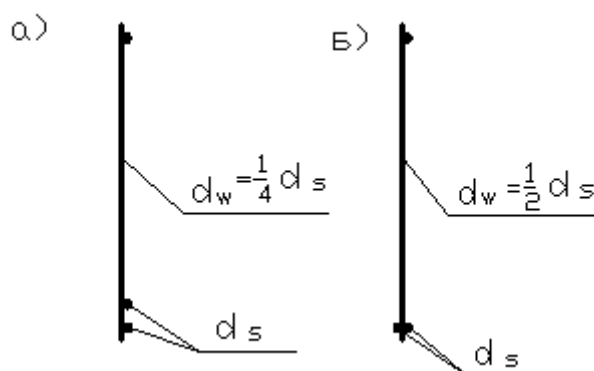


Рисунок 5.6. Назначение диаметра хомутов в сварных каркасах

ОПОРНЫЙ УЧАСТОК

- Проверяются размеры поперечного сечения ригеля из условия прочности по наклонной бетонной полосе между наклонными трещинами. Прочность обеспечена, если выполняется условие

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (5.10)$$

где φ_{b1} - коэффициент, принимаемый 0,3.

$h_0 = h - a$ – рабочая высота сечения (см. сечение в пролете ригеля после подбора арматуры).

- По конструктивным требованиям назначается шаг хомутов:

$$s_w \leq 0,5h_0; \quad s_w \leq 300 \text{ мм}. \quad (5.11)$$

Рекомендуется также учитывать требования:

$$\text{при } h \leq 450 \text{ мм, } s_w \leq \frac{h}{2}; \quad s_w \leq 150 \text{ мм}; \quad (5.11, a)$$

$$\text{при } h > 450 \text{ мм, } s_w \leq \frac{h}{3}; \quad s_w \leq 500 \text{ мм}.$$

- Чтобы не допустить хрупкого разрушения ригеля в случае, когда наклонная трещина пройдет между хомутами (рис. 5.7),

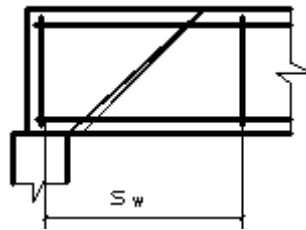


Рисунок 5.7. Разрушение ригеля при $s_w > s_{w, \max}$

требуем, чтобы хомуты попадали в расчетное наклонное сечение, то есть шаг хомутов удовлетворял условию $s_w \leq s_{w, \max}$ или условию

$$\frac{s_w}{h_0} \leq \frac{s_{w, \max}}{h_0} = \frac{R_b b h_0}{Q} \quad (5.12)$$

- Для сварных каркасов шаг хомутов необходимо проверить по условию возможности их изготовления механизированным способом – $s_w \geq s_{w, \min}$.

Здесь $s_{w,\min}$ принимается по приложению 3 в зависимости от максимального диаметра продольной арматуры.

- После определения шага s_w производится проверка выбранного армирования по условию прочности (5.9).

1. Проверяется прочность наклонного сечения по минимальной прочности бетона в этом сечении. Если

$$Q \leq Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0, \quad (5.13)$$

прочность наклонного сечения обеспечивается только за счет прочности бетона. Расчет на опорном участке закончен. Если это условие не выполняется, шаг поперечной арматуры проверяется расчетом. Расчет выполняется в последовательности, приведенной ниже.

2. Определяется условное распределенное усилие в хомутах

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w}. \quad (5.14)$$

Величина q_{sw} должна удовлетворять условию минимального армирования поперечной арматурой $q_{sw} \geq q_{sw,\min} = 0,25R_{bt}b$.

Если это условие не выполняется, то могут быть 2 варианта расчета:

1 вариант. Можно уменьшить шаг хомутов s_w и сделать его таким, чтобы выполнилось условие $q_{sw} \geq q_{sw,\min}$, или увеличить диаметр поперечной арматуры d_w и, соответственно, площадь поперечной арматуры A_{sw} .

2 вариант. Влияние поперечной арматуры допускается учитывать даже, если не выполняется условие минимального армирования. При этом

$$C = 2h_0 \sqrt{\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{sw}}}, \text{ где } \frac{1,6\varphi_{b2}h_0q_{sw}}{R_{bt}b} \leq C \leq \frac{8\varphi_{b2}h_0q_{sw}}{R_{bt}b}; C \leq a_k; Q_b = \frac{4\varphi_{b2}h_0^2q_{sw}}{C}.$$

Если расчет выполнялся по второму варианту, то далее надо перейти к п. 5.

3. Определяется расчетная длина проекции наклонного сечения

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2}{\varphi_{sw}q_{sw}}}. \quad (5.15)$$

4. Определяется поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}, \quad (5.16)$$

В выражении (5.16) величину C следует принимать в пределах:

$$0,4\varphi_{b2}h_0 \leq C \leq 2\varphi_{b2}h_0; \quad C \leq a_k. \quad (5.17)$$

Здесь a_k - расстояние от опоры до первой сосредоточенной силы (см. статический расчет рамы).

Если величина C не удовлетворяет условиям (5.17), ее принимают равной границе, по которой она вышла из интервала.

5. Находится поперечная сила, воспринимаемая хомутами

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} C. \quad (5.18)$$

В выражении (5.18) $C \leq 2h_0$, $C \leq a_k$. Если проекция наклонного сечения C не удовлетворяет этим условиям, то ее принимают равной соответствующей границе.

6. Проверяется условие (5.9). Если оно не выполняется, то необходимо увеличить армирование поперечной арматурой за счет уменьшения шага хомутов s_w или увеличить их диаметр d_w .

- Определяется длина опорного участка: $l_{on} \geq a_k$. Рекомендуется, чтобы выполнялось также условие $l_{on} \geq \frac{1}{4}l_r$, где l_r - пролет ригеля рамы.

ПРОЛЕТНЫЙ УЧАСТОК

Пролетный участок имеется в том случае, если у водосброса не менее трех пролетов. Расчет на пролетном участке производится на поперечную силу Q_l , равную поперечной силе в середине ригеля. Расчет ведется в следующей последовательности:

1. Назначается шаг хомутов в пролете s_{w1} по конструктивным требованиям: $s_{w1} \leq 0,75h_0$; $s_{w1} \leq 500$ мм. Если $Q_l \leq Q_{b,\min}$, расчет закончен. Если нет, то выполняется п. 2.

2. Определяется поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении Q_{b1} . Предварительно по условию (5.12) проверяется принятый шаг хомутов по максимальному шагу. По (5.14) определяется условное распределенное усилие в хомутах q_{sw1} . В расчете возможны случаи:

а) если $q_{sw1} \geq q_{sw,min}$, по формуле (5.15) определяется проекция наклонного сечения C . При $0,4\varphi_{b2}h_0 \leq C \leq 2\varphi_{b2}h_0$ по формуле (5.16) находится Q_{b1} ;

б) при $q_{sw1} < q_{sw,min}$ расчет ведется, как описано выше для этого случая на опорном участке.

3. При $Q_{b1} \geq Q_l$ прочность на пролетном участке обеспечена, и расчет считается законченным.

Если $Q_{b1} < Q_l$, то расчет производится так же, как на опорном участке по формулам (5.14) – (5.18). При проверке величины C не учитывается условие $C \leq a_k$. Далее проверяется условие прочности (5.9).

По результатам расчета строится схема расстановки хомутов в ригеле. Ригель представляется в виде отрезка, засечками показаны границы опорных участков (рис.5.8).

ПРИМЕР РАСЧЕТА

При подборе продольной арматуры было получено сечение ригеля, армированное тремя сварными каркасами, у которых поперечная арматура $\varnothing 8$ В500С. Рабочая высота сечения в пролете $h_0 = 64,79$ см, а на опоре $h_0 = 66,5$ см. Чем меньше рабочая высота сечения, тем хуже условия работы ригеля. Поэтому принимаем для расчета $h_0 = 64,79$ см. Класс бетона – В25. Поперечные силы по длине ригеля: на опорных участках – $Q_{max} = 246,81$ кН, в пролете – $Q_l = 22,86$ кН. Расстояние от оси опоры (стойки) до первой сосредоточенной силы $a_k = 1,6$ м. По прил. 1 для бетона В25 $R_b = 14,5$ МПа = $1,45$ кН/см², $R_{bt} = 1,05$ МПа = $0,105$ кН/см². При расчетных сопротивлениях R_b и R_{bt} вводим коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки $\gamma_{b1} = 0,9$. По прил. 2 для поперечной арматуры класса В500С принимаем $R_{sw} = 300$ МПа = 30 кН/см².

Площадь хомутов в поперечном сечении ригеля при $d_w = 8$ мм и количестве $n_w = 3$ определяем по сортаменту прил. 4 $A_{s,w} = 1,51 \text{ см}^2$.

ОПОРНЫЙ УЧАСТОК

- Расчетная поперечная сила на опорном участке $Q = Q_{\max} = 246,81 \text{ кН}$.
- Проверяем размеры поперечного сечения ригеля по прочности наклонной бетонной полосы между наклонными трещинами – условие (5.10). Наклонная бетонная полоса выдерживает усилие

$$Q_{b,ult} = \varphi_{b1} \gamma_{b1} R_b b h_0 = 0,3 * 0,9 * 1,45 * 30 * 64,79 = 760,96 \text{ кН} > Q.$$

Прочность обеспечена, размеры поперечного сечения ригеля достаточны.

- По конструктивным требованиям назначаем шаг хомутов:

$$s_w \leq 0,5h_0 = 0,5 * 64,79 = 32,4 \text{ см}; \quad s_w \leq 300 \text{ мм}.$$

Учитываем также условие (5.11, а):

$$h > 450 \text{ мм}, \quad s_w \leq \frac{h}{3} = \frac{700}{3} = 233 \text{ мм}; \quad s_w \leq 500 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг хомутов на опорном участке $s_w = 20$ см.

- Проверяем выбранный шаг хомутов.

1. По максимальному шагу

$$\frac{s_{w,\max}}{h_0} = \frac{\gamma_{b1} R_{bt} b h_0}{Q} = \frac{0,9 * 0,105 * 30 * 64,79}{246,81} = 0,744;$$

$$\frac{s_w}{h_0} = \frac{20}{64,79} = 0,308; \quad \frac{s_w}{h_0} \leq \frac{s_{w,\max}}{h_0}.$$

Хомуты попадают в наклонные трещины, хрупкого разрушения ригеля по наклонному сечению не будет.

2. Проверяем шаг хомутов по минимальному шагу для сварных каркасов. По прил.5 при $d_s = 16$ мм, $s_{w,\min} = 75$ мм, $s_w \geq s_{w,\min}$, условие удовлетворяется.

- Проверяем прочность наклонного сечения, исходя из минимальной прочности бетона

$Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_0 = 0,5 * 0,9 * 0,105 * 30 * 64,79 = 91,84кН < Q$. Следовательно, прочности бетона наклонного сечения недостаточно, необходимо учесть в расчете влияние хомутов.

- Определяем условное распределенное усилие в хомутах

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{30 * 1,51}{20} = 2,265кН / см.$$

- Проверяем условие минимального армирования поперечной арматурой

$$q_{sw} \geq q_{sw,\min} = 0,25\gamma_{b1}R_{bt}b = 0,25 * 0,9 * 0,105 * 30 = 0,71кН / см.$$

Условие выполняется.

3. Найдем длину проекции наклонного расчетного сечения

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}\gamma_{b1}R_{bt}bh_0^2}{\varphi_{sw}q_{sw}}} = \sqrt{\frac{1,5 * 0,9 * 0,105 * 30 * 64,79^2}{0,75 * 2,265}} = 102,5см.$$

$$C = 102,5см < a_k = 160см.$$

4. По (5.16) определим поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении Q_b . Предварительно проверим C по условию (5.17):

$$0,4\varphi_{b2}h_0 = 0,4 * 1,5 * 64,79 = 38,87см; \quad 2\varphi_{b2}h_0 = 2 * 1,5 * 64,79 = 194,37см.$$

$$0,4\varphi_{b2}h_0 < C = 102,5см < 2\varphi_{b2}h_0;$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}\gamma_{b1}R_{bt}bh_0^2}{C} = \frac{1,5 * 0,9 * 0,105 * 30 * 64,79^2}{102,5} = 174,15кН.$$

5. По (5.18) найдем поперечную силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw} .

$$C = 102,5см < 2h_0 = 2 * 64,79 = 129,58см;$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw}q_{sw}C = 0,75 * 2,265 * 102,5 = 174,12кН.$$

Несущая способность наклонного сечения по поперечной силе

$$Q_b + Q_{sw} = 348,27кН > Q = 246,81кН.$$

Прочность обеспечена.

6. Определим длину опорного участка:

$$l_{on} \geq a_k = 1,6м; \quad l_{on} \geq \frac{1}{4}l_r = \frac{1}{4}4,8 = 1,2м. \quad \text{Принимаем } l_{on} = 1,6м.$$

ПРОЛЕТНЫЙ УЧАСТОК

$$Q_l = 22,86 \text{ кН}.$$

7. Назначаем шаг хомутов в пролете по конструктивным требованиям:

$$s_{w1} \leq 0,75h_0 = 0,75 * 64,79 = 48,59 \text{ см}; \quad s_{w1} \leq 500 \text{ мм}.$$

Принимаем $s_{w1} = 45 \text{ см}$.

Проверим шаг хомутов по максимальному шагу

$$\frac{s_{w,\max}}{h_0} = \frac{\gamma_{b1} R_{bt} b h_0}{Q} = \frac{0,9 * 0,105 * 30 * 64,79}{22,86} = 8,035;$$

$$\frac{s_w}{h_0} = \frac{45}{64,79} = 0,695; \quad \frac{s_w}{h_0} \leq \frac{s_{w,\max}}{h_0}.$$

8. Проверим прочность наклонного сечения на пролетном участке по минимальной прочности бетона:

$$Q_l = 22,86 \text{ кН} < Q_{b,\min} = 91,84 \text{ кН}.$$

Прочность обеспечена, расчет закончен. Если это условие не выполняется, то расчет ведется в приведенной ниже последовательности.

Определим поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении Q_{b1} . Найдем величину условного распределенного усилия в хомутах

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{30 * 1,51}{45} = 1,006 \text{ кН / см}; \quad q_{sw1} > q_{sw,\min} = 0,71 \text{ кН / см}.$$

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2}{\varphi_{sw} q_{sw1}}} = \sqrt{\frac{1,5 * 0,9 * 0,105 * 30 * 64,79^2}{0,75 * 1,006}} = 153,816 \text{ см}.$$

$$0,4\varphi_{b2}h_0 = 38,87 \text{ см} < C = 153,816 \text{ см} < 2\varphi_{b2}h_0 = 194,37 \text{ см};$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2}{C} = \frac{1,5 * 0,9 * 0,105 * 30 * 64,79^2}{153,816} = 116,05 \text{ кН} > Q_l.$$

Прочность на пролетном участке обеспечена.

Схема расстановки хомутов в ригеле показана на рис.5.8.

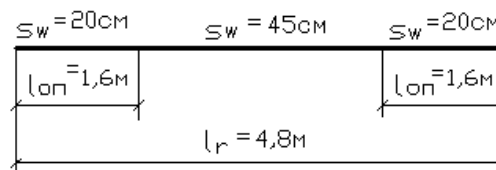


Рисунок 5.8. Схема расстановки хомутов в ригеле

5.1.3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ РИГЕЛЯ НА ДЕЙСТВИЕ МОМЕНТА В НАКЛОННОМ СЕЧЕНИИ НА ОПОРЕ

На концевых участках ригеля около стоек может произойти разрушение по наклонному сечению от действия изгибающего момента, вызывающего растяжение его нижней грани (рис. 5.10 и 5.11). Расчет прочности для этого случая выполняется на усилия относительно того конца ригеля, где в наклонном сечении имеется наибольший изгибающий момент, что соответствует положительному опорному моменту или отрицательному наименьшему опорному моменту M_B или M_C (см. эпюру моментов в ригеле рамы). Расчет производится по условию:

$$M \leq M_s + M_{sw}, \quad (5.19)$$

где M - момент в наклонном сечении от внешней нагрузки относительно точки O , являющейся центром сжатой зоны наклонного сечения;

M_s - момент, воспринимаемый продольной арматурой в наклонном сечении относительно той же точки;

M_{sw} - момент, воспринимаемый поперечной арматурой в этом сечении относительно точки O .

Перед выполнением расчета прочности по условию (5.19) вначале необходимо выбрать конструкцию стыка ригеля со стойкой, которая зависит от напряженного состояния сечения, проходящего через точки перелома Г-образного узла сопряжения элементов (рис.5.9). Напряженное состояние определяется действием опорных изгибающих моментов в ригеле и стойке узла рамы $M_{0,\max}$, а также действием продольной сжимающей силы в стойке N . Эти усилия вызывают растяжение наружных граней узла и концентрацию сжимающих усилий во внутренней точке Г-образного стыка.

Если величина сжимающих напряжений σ_b велика, то в этом месте может произойти раздробление бетона. Чтобы не допустить этого, при

$e_0 = \frac{M_{0,\max}}{N} \geq 0,5h_c$ для снятия пика напряжений опасное сечение развивают,

предусматривая в верхней части стойки консоль длиной $l_k = 150...300$ мм (рис.5.10). Если напряжения в этом сечении небольшие, $e_0 = \frac{M_{0,\max}}{N} < 0,5h_c$, консоль у стойки не делают (рис.5.11).

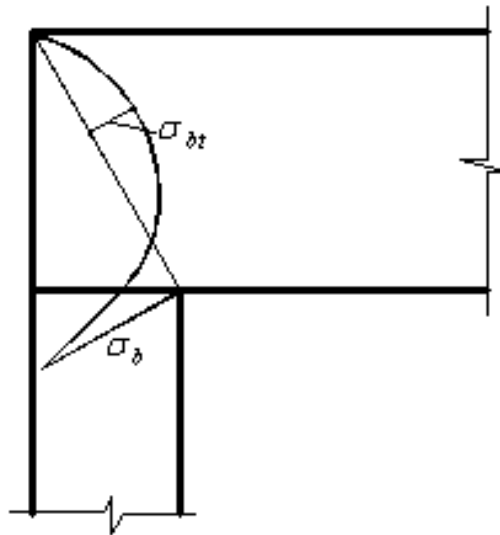


Рисунок 5.9. Напряженное состояние в узле сопряжения ригеля со стойкой

При конструировании стыка ригеля со стойкой необходимо проверить длину запуска нижней продольной арматуры за внутреннюю грань опоры l_s , который должен быть не менее размера l_a , принимаемого по условиям:

$$1. \quad \text{При} \quad Q \leq Q_{b,\min} \quad l_a = 5d_s ;$$

(5.20)

$$2. \quad \text{При} \quad Q > Q_{b,\min} \quad l_a \geq 0,3l_{0,an} ; \quad l_a \geq 15d_s ; \quad l_a \geq 200 \text{ мм.}$$

(5.20a)

В условиях (5.20) и (5.20a)

Q - поперечная сила в наклонном сечении, соответствующая концу сечения, противоположному опоре;

$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0$ - минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном наклонного сечения;

$l_{0,an}$ - базовая длина анкеровки продольной арматуры, определяемая по формуле

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}, \quad (5.21)$$

где A_s - площадь поперечного сечения анкеруемого стержня;

$u_s = \pi * d_s$ - периметр поперечного сечения анкеруемого стержня;

R_{bond} - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, $R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$.

Фактическая длина запуска продольных стержней за внутреннюю грань опоры l_s в соответствии с рис. 5.12 составляет:

для стойки без консоли $l_s = h_c - \Delta - t - 10 \text{ мм}$;

для стойки с консолью $l_s = h_c + l_k - \Delta - t - 10 \text{ мм}$.

Здесь $\Delta = 15 \dots 20 \text{ мм}$; $t = 10 \text{ мм}$ – толщина пластины закладной детали.

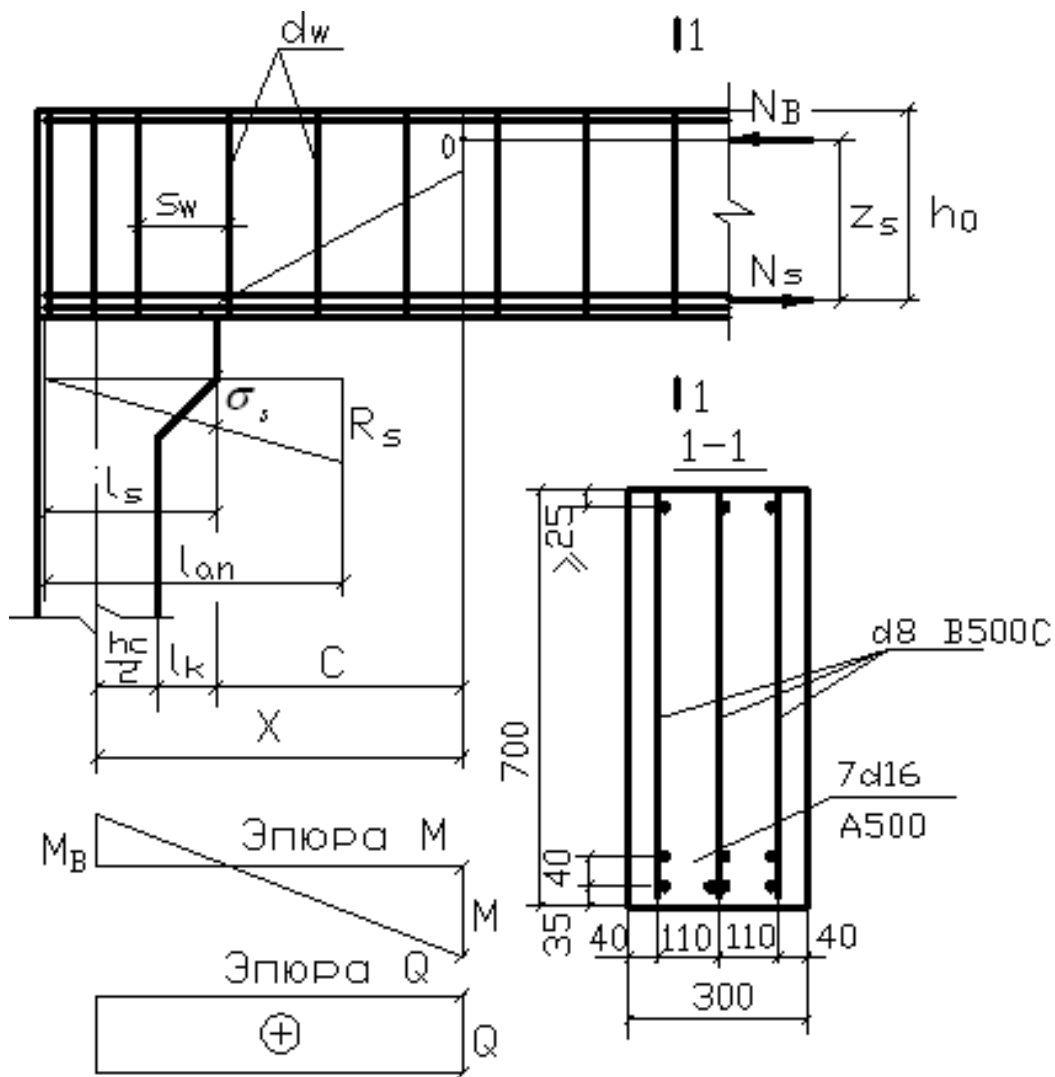


Рисунок 5.10. Схема к расчету прочности ригеля в наклонном сечении на опоре на действие изгибающего момента (опора – стойка с консолью)

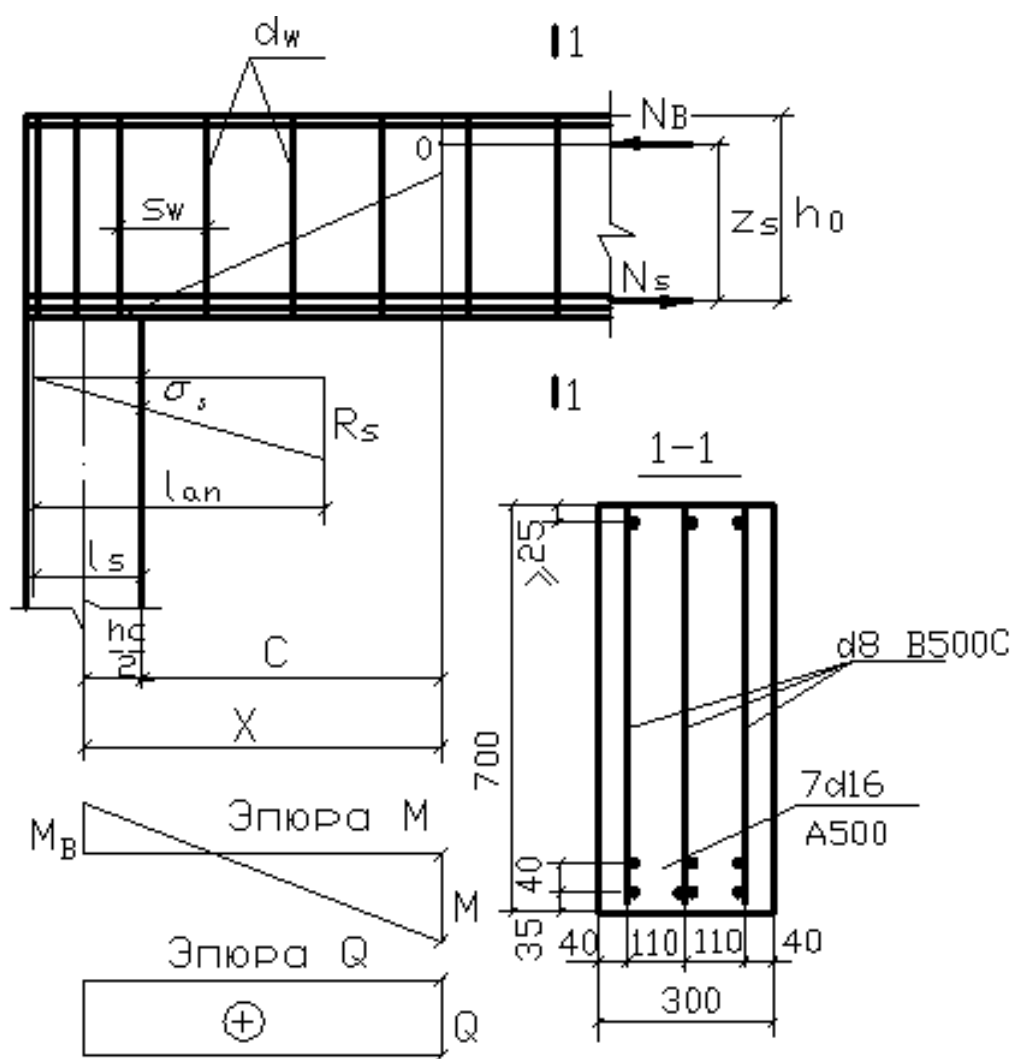


Рисунок 5.11. Схема к расчету прочности ригеля в наклонном сечении на опоре на действие изгибающего момента (опора – стойка без консоли)

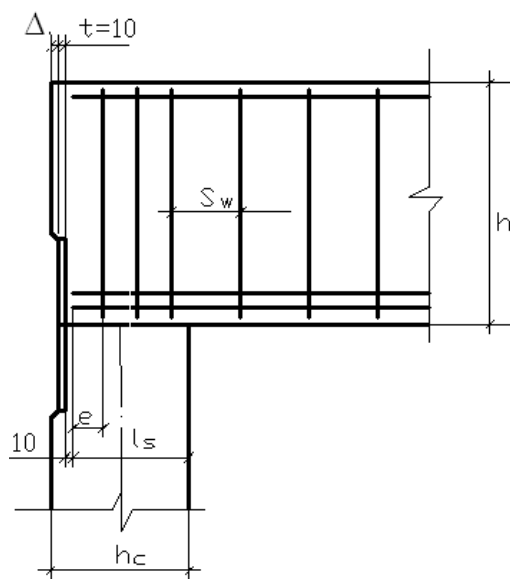


Рисунок 5.12. Схема к определению фактической длины запуска продольной арматуры за внутреннюю грань опоры l_s

В условии прочности (5.19) изгибающий момент, воспринимаемый продольной арматурой M_s , определяется по формуле

$$M_s = N_s z_s, \quad (5.22)$$

где N_s - усилие в продольной растянутой арматуре

$$N_s = \sigma_s A_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}}; \quad N_s \leq R_s A_s. \quad (5.23)$$

Здесь l_{an} - длина анкеровки арматуры на опоре, в пределах которой напряжение в растянутой продольной арматуре изменяется от нуля до величины полного расчетного сопротивления R_s .

$$l_{an} = \alpha * l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (5.24)$$

где $A_{s,cal}, A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры, соответственно требуемая по расчету и фактически установленная;

α - коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры, и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки.

При поперечном обжатии ригеля в результате действия силы реакции со стороны стойки и наличии приваренной поперечной арматуры в пределах опоры коэффициент α может быть принят по условиям

$$\text{при } 0,25 \leq \frac{\sigma_b}{R_b} \leq 0,75, \quad \alpha = 0,75; \quad \text{при } \frac{\sigma_b}{R_b} < 0,25 \quad \text{или} \quad \frac{\sigma_b}{R_b} > 0,75, \quad \alpha = 1,0,$$

а продольная сила N_s возрастает на величину N_w , равную

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt}. \quad (5.25)$$

Здесь n_w - количество приваренных к продольной арматуре поперечных стержней в пределах опоры; d_w - диаметр поперечных стержней; φ_w - коэффициент, принимаемый по таблице 5.1.

Таблица 5.1. Значения коэффициента φ_w

d_w , мм	6	8	10	12	14
φ_w	200	150	120	100	80

За счет приваренных поперечных стержней уменьшается длина анкеровки продольной арматуры, но не более чем на 30%. В соответствии с этим минимальную длину анкеровки следует принимать не менее $0,7l_{an}$. Этому соответствует максимальное усилие в продольной арматуре

$$N_{s, \max} = R_s A_s \frac{l_s}{0,7l_{an}} . \quad (5.26)$$

В формуле (5.22) z_s - расстояние от продольной силы N_s до центра сжатой зоны наклонного сечения (точки 0) определяется по зависимости

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b} . \quad (5.27)$$

Допускается в расчетах принимать $z_s = 0,9h_0$.

В условии (5.19) изгибающий момент, воспринимаемый поперечной арматурой M_{sw} , определяется по формуле

$$M_{sw} = 0,5 * q_{sw} C^2 , \quad (5.28)$$

где $q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}$ - условное распределенное усилие в хомутах;

C - длина проекции наклонного сечения на продольную ось ригеля

$$C = \frac{Q}{q_{sw}}, \quad \text{где} \quad h_0 \leq C \leq 2h_0 . \quad (5.29)$$

В соответствии с рис. 5.10 и 5.11 определяется расстояние от оси опоры до конца наклонной трещины X :

для стойки с консолью $X = 0,5h_c + l_k + C$;

для стойки без консоли $X = 0,5h_c + C$.

В расчете может оказаться, что $X > a_k$, где $a_k = l_{s1} + \frac{b_b}{2} - \frac{h_c}{2}$ – расстояние от оси опоры до второстепенной балки, соответствующей концу крайнего пролета водосброса длиной l_{s1} . В этом случае следует принять $X = a_k$ и уточнить величину C :

для стойки с консолью $C = a_k - (0,5h_c + l_k)$;

для стойки без консоли $C = a_k - 0,5h_c$.

После изменения значения C по (5.28) следует вновь определить M_{sw} .

Величина изгибающего момента в наклонном сечении M определяется графически по эпюре моментов в ригеле рамы от полной нагрузки при координате равной X или по зависимости

$$M = M_1 - \Delta M, \quad \text{где} \quad \Delta M = \frac{(|M_B| + M_1)(a_k - X)}{a_k}. \quad (5.30)$$

ПРИМЕР РАСЧЕТА

Расчет прочности ригеля в наклонном сечении на действие изгибающего момента проводим на внутренние усилия со стороны конца ригеля, где имеется минимальный опорный момент. В примере – это момент в узле рамы В. $M_B = 3,63 \text{ кНм}$, $M_1 = 325,37 \text{ кНм}$, $Q = 201,1 \text{ кН}$. Максимальный опорный момент в ригеле возникает в узле рамы С: $M_c = M_{0,\max} = 106,11 \text{ кНм}$. Соответствующая ему продольная сила $N = 399,55 \text{ кН}$. Класс бетона ригеля – В25, его армирование приведено на рис. 5.3, расстановка хомутов показана на рис. 5.8. Рабочая высота сечения в пролете $h_0 = 64,79 \text{ см}$, рабочая продольная арматура – $7\text{Ø}16$ с площадью $A_{s,ef} = 14,07 \text{ см}^2$, требуемая по прочности площадь продольной арматуры $A_{s,cal} = 12,94 \text{ см}^2$ (см. п.5.1.1).

1. Определим конструкцию узла сопряжения ригеля со стойкой. Вычислим эксцентриситет продольной силы

$$e_0 = \frac{M_{0,\max}}{N} = \frac{10611}{399,55} = 26,56 \text{ см}; \quad e_0 = 26,56 \text{ см} > 0,5h_c = 0,5 * 40 = 20 \text{ см},$$

следовательно, в стыке ригеля со стойкой в верхней ее части необходима консоль (см. рис.5.10). Длину консоли принимаем $l_k = 200$ мм.

2. Проверим длину запуска продольных стержней за внутреннюю грань опоры l_s . Найдем минимальную прочность бетона в наклонном сечении

$$Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1}R_{bt}bh_0 = 0,5 * 0,9 * 0,105 * 30 * 64,79 = 91,84 \text{ кН.}$$

$$Q = 201,1 \text{ кН} > Q_{b,\min} = 91,84 \text{ кН,}$$

следовательно, минимальную длину запуска продольных стержней находим по условиям (5.20а). Для этого определим базовую длину анкеровки продольных стержней $l_{0,an}$ по формуле (5.21). Для рассматриваемого примера площадь поперечного сечения анкеруемого стержня и его периметр равны

$$A_s = A_{s,1} \varnothing_{16} = 2,01 \text{ см}^2; u_s = \pi d_s = \pi * 1,6 = 5,03 \text{ см.}$$

Расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном R_{bond} определяем при коэффициентах:

$\eta_1 = 2,5$, в виду того, что арматура А500 является горячекатаной или термомеханически упрочненной;

$\eta_2 = 1$, так как диаметр арматуры $d_s = 16 \text{ мм} < 32 \text{ мм}$.

$$R_{bond} = \eta_1\eta_2\gamma_{b1}R_{bt} = 2,5 * 1 * 0,9 * 0,105 = 0,23625 \text{ кН} / \text{см}^2 .$$

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{43,5 * 2,01}{0,23625 * 5,03} = 73,58 \text{ см.}$$

Минимальную длину запуска продольных стержней l_a определим из условий: $l_a \geq 0,3l_{0,an} = 0,3 * 735,8 = 220,7 \text{ мм}$; $l_a = 15d_s = 15 * 16 = 240 \text{ мм}$; $l_a \geq 200 \text{ мм}$.

Принимаем $l_a = 240 \text{ мм}$.

Фактическая длина запуска продольных стержней равна

$$l_s = h_c + l_k - \Delta - t - 10 \text{ мм} = 400 + 200 - 20 - 10 - 10 = 560 \text{ мм.}$$

$$l_s = 560 \text{ мм} > l_a = 240 \text{ мм} ,$$

длина запуска нижних продольных стержней за внутреннюю грань опоры достаточна.

3. По условию (5.19) проверим прочность ригеля по наклонному сечению на действие момента.

Определим изгибающий момент, воспринимаемый продольной арматурой M_s .

Найдем длину анкеровки продольных стержней l_{an} по формуле (5.24). Для определения коэффициента α определим напряжение сжатия бетона под ригелем σ_b . Площадь опирания ригеля на стойку

$$A_{sup} = (h_c + l_k) b = (40 + 20) * 30 = 1800 \text{ см}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{Q}{A_{sup}} = \frac{201,1}{1800} = 0,1117 \text{ кН / см}^2.$$

При $\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{0,1117}{1,45} = 0,08 < 0,25$ коэффициент $\alpha = 1,0$.

$$l_{an} = \alpha * l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1 * 73,58 \frac{12,94}{14,07} = 67,67 \text{ см.}$$

Усилие в растянутой арматуре

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} = 43,5 * 14,07 \frac{56}{67,67} = 506,5 \text{ кН.}$$

$$N_s < R_s * A_s = 43,5 * 14,07 = 612,045 \text{ кН.}$$

В зоне опоры к продольным стержням приварены поперечные стержни, повышающие их анкеровку. Часто в пределах первого шага поперечной арматуры приваривают дополнительные хомуты (см. рис. 5.10...5.12). Определим количество поперечных стержней в пределах опоры. В соответствии с рис.5.12 расстояние от торца ригеля до первого хомута равно $m = \Delta + t + 10 + e$ мм. Здесь $e \geq 20$ мм и $e \geq d_s = 16$ мм. Принимаем $\Delta = 20$ мм и $m = 60$ мм. Количество шагов хомутов в пределах опоры

$$n = \frac{h_c + l_k - m}{s_w} = \frac{400 + 200 - 60}{200} = 2,7 \text{ шага.}$$

Следовательно, в пределах опоры попадает $n = 2$ шага хомутов. Количество поперечных стержней, попавших в зону опоры с учетом дополнительных хомутов – $n_w = 2[(n + 1) + 1] = 2 * 4 = 8$ штук.

Диаметр хомутов $d_w = 8$ мм. Коэффициент $\varphi_w = 150$ находим по табл. 5.1.

Дополнительное усилие анкеровки продольной арматуры

$$N_w = 0,7n_w\varphi_w d_w^2 \gamma_{b1} R_{br} = 0,7 * 8 * 150 * 0,8^2 * 0,9 * 0,105 = 50,8 \text{ кН}.$$

С учетом N_w усилие в растянутой продольной арматуре равно

$$N_s = 506,5 + 50,8 = 557,3 \text{ кН}.$$

Максимальная продольная сила

$$N_{s,\max} = R_s A_s \frac{l_s}{0,7l_{an}} = 43,5 * 14,07 \frac{56}{0,7 * 67,67} = 723,5 \text{ кН}.$$

$$N_s = 557,3 \text{ кН} < N_{s,\max}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2\gamma_{b1}R_b b} = 64,79 - \frac{557,3}{2 * 0,9 * 1,45 * 30} = 57,67 \text{ см}.$$

По (5.22) момент $M_s = N_s z_s = 557,3 * 0,5767 = 321,39 \text{ кНм}$.

Определим изгибающий момент, воспринимаемый поперечной арматурой M_w .

Условное распределенное усилие в хомутах на опорном участке

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = 2,265 \text{ кН / см} \text{ (см. пример п.5.1.2)}.$$

Проекция наклонного расчетного сечения

$$C = \frac{Q}{q_{sw}} = \frac{201,1}{2,265} = 88,78 \text{ см} < 2h_0 = 129,58 \text{ см}. \text{ Принимаем } C = 88,78 \text{ см}.$$

Проверим расстояние от оси опоры до конца наклонного сечения X (рис. 5.10)

$$X = 0,5h_c + l_k + C = 0,5 * 40 + 20 + 88,78 = 128,78 \text{ см};$$

$$a_k = l_{s1} + \frac{b_b}{2} - \frac{h_c}{2} = 1,7 + \frac{0,2}{2} - \frac{0,4}{2} = 1,6 \text{ м};$$

$$X = 1,288 \text{ м} < a_k = 1,6 \text{ м}.$$

$$M_{sw} = 0,5 * q_{sw} C^2 = 0,5 * 2,265 * 88,78^2 = 8926 \text{ кН} \cdot \text{см} = 89,26 \text{ кНм}.$$

Несущая способность наклонного сечения по моменту

$$M_s + M_w = 321,39 + 89,26 = 410,65 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент в наклонном сечении M определим по зависимости (5.30)

$$\Delta M = \frac{(M_B + M_1)(a_k - X)}{a_k} = \frac{(3,63 + 325,37)(1,6 - 1,288)}{1,6} = 64,155 \text{ кНм.}$$

$$M = M_1 - \Delta M = 325,37 - 64,155 = 261,215 \text{ кНм.}$$

$$M = 261,215 \text{ кНм} < M_s + M_w = 410,65 \text{ кНм.}$$

Прочность наклонного сечения на действие момента обеспечена.

5.1.4. ПРОВЕРКА РИГЕЛЯ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Расчет ширины раскрытия трещин производят в сечениях ригеля с наибольшими изгибающими моментами – в пролете на M_{\max} и на опорах – на M_0 . Расчет относится ко второй группе предельных состояний и заключается в проверке условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (5.31)$$

где a_{crc} - расчетная ширина раскрытия трещин;

$a_{crc,ult}$ - предельно допустимая ширина раскрытия трещин, которая из условия сохранности арматуры от коррозии принимается: при продолжительном раскрытии трещин $a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$, при непродолжительном раскрытии трещин - $a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм}$.

Расчет ширины раскрытия трещин выполняют в том случае, если в сечении трещина образуется, то есть выполняется условие

$$M > M_{crc}, \quad (5.32)$$

где $M = M^n$ – нормативный изгибающий момент в сечении;

M_{crc} – момент трещиностойкости сечения.

Расчет состоит из двух этапов: вначале по условию (5.32) проверяется необходимость расчета по раскрытию трещин, затем, если это условие выполняется, по (5.31) производится проверка ширины раскрытия трещин.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОМЕНТА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ СЕЧЕНИЯ

В ходе расчета рассматривается приведенное сечение ригеля, где площадь продольной рабочей арматуры условно заменяется площадью бетона (рис.5.13).

Это осуществляется с помощью коэффициента $\alpha = E_s / E_b$. Здесь $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ - модуль упругости арматуры, E_b - начальный модуль упругости бетона.

Момент трещиностойкости сечения определяется по зависимости

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W \gamma, \quad (5.33)$$

где $R_{bt,ser}$ - расчетное сопротивление бетона по второй группе предельных состояний;

W - момент сопротивления приведенного сечения относительно растянутой грани;

γ - коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона.

Для прямоугольного сечения $\gamma = 1,3$.

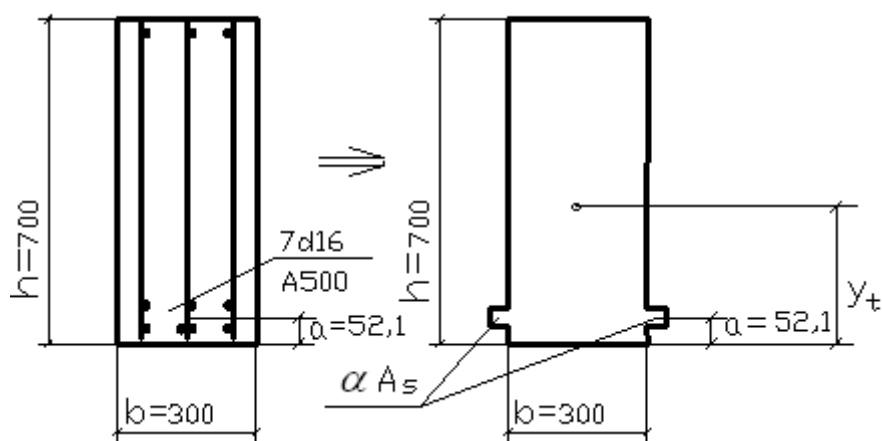


Рисунок 5.13. Приведенное сечение ригеля при определении момента трещиностойкости M_{crc}

При определении момента сопротивления W необходимо найти геометрические характеристики приведенного сечения, которые обозначают индексом "red":

$$A_{red} = A + \alpha A_s; \quad S_{red} = S + \alpha A_s a; \quad y_t = S_{red} / A_{red};$$

$$I_{red} = I + \alpha A_s (y_t - a)^2; \quad W = I_{red} / y_t.$$

Здесь A, S, I - геометрические характеристики бетонного сечения, т.е. без учета арматуры.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН

При расчете ширины раскрытия трещин рассматривается приведенное сечение ригеля, в котором учитывается только площадь сжатой зоны бетона и приведенная площадь продольной арматуры (рис.5.14). Коэффициент приведения $\alpha_{s1} = E_s / E_{b,red}$, где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона, $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red}$. Здесь $R_{b,ser}$ - расчетное сопротивление бетона по второй группе предельных состояний, $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$ - относительная деформация бетона.

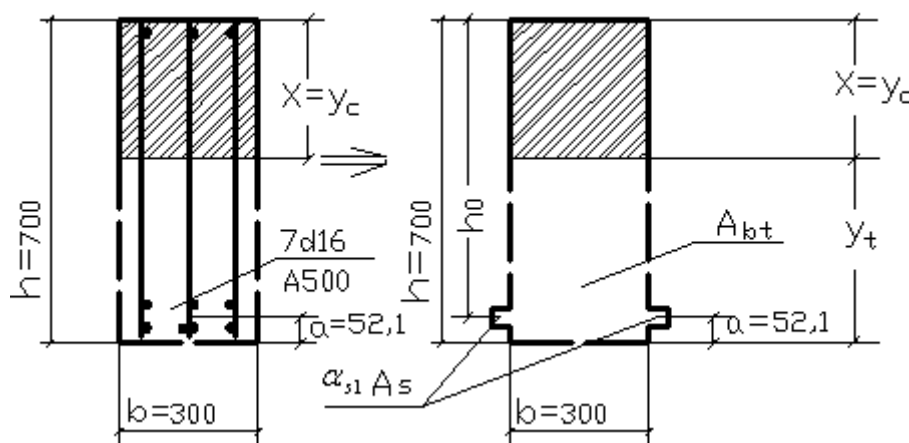


Рисунок 5.14. Приведенное сечение ригеля при расчете ширины раскрытия трещин

Пролетное и опорное сечения ригеля должны быть проверены на непродолжительное раскрытие трещин при изгибающих моментах от полной нагрузки M^n и на продолжительное раскрытие трещин при изгибающих моментах от постоянных и длительных нагрузок M_l^n . Однако в практике проектирования для конструкций без предварительного напряжения допускается выполнять расчет один раз. Если $M_l^n / M^n \geq 2/3$, проверяют продолжительное раскрытие трещин; если $M_l^n / M^n < 2/3$, проверяют непродолжительное раскрытие трещин.

Ширину раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s. \quad (5.34)$$

Здесь φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным: 1,0 – при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 – при продолжительном действии нагрузки.

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры. Для арматуры периодического профиля $\varphi_2 = 0,5$.

φ_3 - коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния. Для изгибаемых элементов $\varphi_3 = 1,0$.

ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами. Допускается принимать коэффициент $\psi_s = 1,0$. Однако, если при этом условие (5.31) не выполняется, ψ_s определяется по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M}, \quad (5.35)$$

где M - нормативный изгибающий момент M^n или M_i^n ;

σ_s - напряжение в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \alpha_{s1}, \quad (5.36)$$

где I_{red} , y_c - момент инерции и расстояние от сжатой грани до центра тяжести приведенного сечения.

l_s - расстояние между нормальными смежными трещинами.

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s, \quad (5.37)$$

где d_s, A_s - диаметр и площадь продольной растянутой арматуры;

A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона. Для прямоугольного сечения ригеля $A_{bt} = b y_t$. Здесь y_t - расстояние от растянутой грани до центра тяжести сечения, которое должно удовлетворять условиям $y_t \geq 2a$; $y_t \leq 0,5h$, где h - высота сечения ригеля.

Величину l_s принимают $l_s \geq 10d_s$; $l_s \geq 10 \text{ см}$; $l_s \leq 40d_s$; $l_s \leq 40 \text{ см}$.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

Проверку ширины раскрытия трещин производим для сечения ригеля в пролете. Нормативный максимальный момент от полной нагрузки $M^n = 309,03$ кНм. Нормативный изгибающий момент в этом же сечении от постоянных и длительных нагрузок $M_l^n = 295,93$ кНм. (рис.4.13). В курсовом проекте допускается нормативные моменты приближенно определить по зависимостям: $M^n = M / \gamma_{fm}$; $M_l^n = M_l / \gamma_{fm}$, где $\gamma_{fm} = 1,15 \dots 1,2$ - средний коэффициент надежности по нагрузке.

Ригель имеет размеры поперечного сечения $h \times b = 70 \times 30$ см. В пролете была подобрана продольная арматура $7\text{Ø}16$ А500 с площадью $A_s = 14,07 \text{ см}^2$. При размещении арматуры рабочая высота сечения составила $h_0 = 64,79$ см при расстоянии $a = 5,21$ см. Класс бетона ригеля В25, для которого по приложению 1 принимаем характеристики бетона $R_{b,ser} = 18,5$ МПа = $1,85 \text{ кН/см}^2$, $R_{bt,ser} = 1,55$ МПа = $0,155 \text{ кН/см}^2$, начальный модуль упругости бетона – $E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа = $30 \cdot 10^2 \text{ кН/см}^2$. Модуль упругости арматуры – $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа = $2 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$.

РАСЧЕТ РИГЕЛЯ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

Определим момент трещиностойкости сечения M_{crc} . Вычислим геометрические характеристики приведенного сечения при коэффициенте

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} = 6,67 .$$

$$A_{red} = A + \alpha A_s = bh + \alpha A_s = 30 \cdot 70 + 6,67 \cdot 14,07 = 2193,85 \text{ см}^2 ;$$

$$S_{red} = S + \alpha A_s a = bh \frac{h}{2} + \alpha A_s a = 30 \frac{70^2}{2} + 6,67 \cdot 14,07 \cdot 5,21 = 73988,94 \text{ см}^3 ;$$

$$y_t = S_{red} / A_{red} = 33,73 \text{ см} .$$

$$\begin{aligned} I_{red} &= I + \alpha A_s (y_t - a)^2 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha A_s (y_t - a)^2 = \\ &= \frac{30 \cdot 70^3}{12} + 30 \cdot 70 \left(33,73 - \frac{70}{2} \right)^2 + 6,67 \cdot 14,07 \cdot (33,73 - 5,21)^2 = 937221,26 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

$$W = \frac{I_{red}}{y_t} = 27785,98 \text{ см}^3$$

По формуле (5.33)

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W \gamma = 0,155 * 27785,98 * 1,3 = 55,989 \text{ кНм}.$$

Проверим возможность образования трещин:

$$M = M^n = 309,03 \text{ кНм} > M_{crc}.$$

Трещины образуются, необходим расчет по ширине их раскрытия.

РАСЧЕТ РИГЕЛЯ ПО ШИРИНЕ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН

Выясним случай расчета по ширине раскрытия трещин

$$\frac{M_i^n}{M^n} = \frac{295,93}{309,03} = 0,9576 > \frac{2}{3},$$

следовательно, необходима проверка продолжительного раскрытия трещин от действия момента $M = M_i^n = 295,93 \text{ кНм}$. Допустимая ширина раскрытия трещин – $a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$.

Определим геометрические характеристики сечения, состоящего из сжатой зоны и приведенной площади растянутой арматуры. Найдем коэффициент α_{s1} .

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{18,5}{0,0015} = 12333,33 \text{ МПа};$$

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{2 * 10^5}{12333,33} = 16,216.$$

Высоту сжатой зоны сечения $y_c = x$ определим в по формуле

$$x = h_0 \left(\sqrt{((\mu_s \alpha_{s1})^2 + 2\mu_s \alpha_{s1})} - \mu_s \alpha_{s1} \right)$$

Здесь μ_s - коэффициент армирования сечения.

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{14,07}{30 * 64,79} = 0,007239.$$

Вычислим подкоренное выражение

$$(\mu_s \alpha_{s1})^2 + 2\mu_s \alpha_{s1} = (0,007239 * 16,216)^2 + 2 * 0,007239 * 16,216 = 0,2485.$$

$$x = 64,79 \left(\sqrt{0,2485} - 0,007239 * 16,216 \right) = 24,7 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения равен

$$I_{red} = I_c + \alpha_{s1} A_s (h_0 - y_c)^2 = \frac{by_c^3}{12} + by_c \left(\frac{y_c}{2} \right)^2 + \alpha_{s1} A_s (h_0 - y_c)^2 =$$

$$= \frac{30 * 24,7^3}{12} + 30 * 24,7 \left(\frac{24,7}{2} \right)^2 + 16,216 * 14,07 (64,79 - 24,7)^2 =$$

$$= 517391,4 \text{ см}^4.$$

По (5.36) найдем напряжение в растянутой арматуре

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \alpha_{s1} = \frac{29593(64,79 - 24,7)}{517391,4} 16,216 = 37,183 \text{ кН / см}^2.$$

Вычислим коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами,

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M} = 1 - 0,8 \frac{55,989}{295,93} = 0,8486.$$

Определим расстояние между смежными трещинами l_s . Высота растянутой зоны y_t определяется как при расчете по образованию трещин. Выше было получено $y_t = 33,73 \text{ см}$. $y_t < h/2 = 35 \text{ см}$. Площадь растянутой зоны сечения $A_{br} = by_t = 30 * 33,73 = 1011,9 \text{ см}^2$.

$$l_s = 0,5 \frac{A_{br}}{A_t} d_s = 0,5 \frac{1011,9}{14,07} 16 = 575 \text{ мм} > 40 \text{ см}.$$

Принимаем $l_s = 400 \text{ мм}$.

Коэффициент $\varphi_1 = 1,4$ при продолжительном действии нагрузки. Коэффициент $\varphi_2 = 0,5$, так как арматура А500 периодического профиля. Ригель – изгибаемый элемент, поэтому $\varphi_3 = 1,0$.

Расчетная ширина раскрытия трещин равна

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 * 0,5 * 1 * 0,8486 \frac{37,183}{2 * 10^4} 400 = 0,442 \text{ мм}.$$

$$a_{crc} > a_{crc, \text{лит}} = 0,3 \text{ мм}.$$

Ригель не удовлетворяет требованиям по ширине раскрытия трещин, необходимо увеличить его армирование (в курсовом проекте армирование

допускается не менять, можно ограничиться выводом). Принимаем арматуру ригеля $6\varnothing 22$ A500 с площадью $A_s = 22,81 \text{ см}^2$. Конструкция сечения ригеля после изменения показана на рис. 5.15. Увеличение армирования ригеля может привести к возможности возникновения второго случая разрушения по нормальному сечению, при котором происходит хрупкое разрушение по сжатой зоне бетона. Поэтому необходима проверка по условию (5.3).

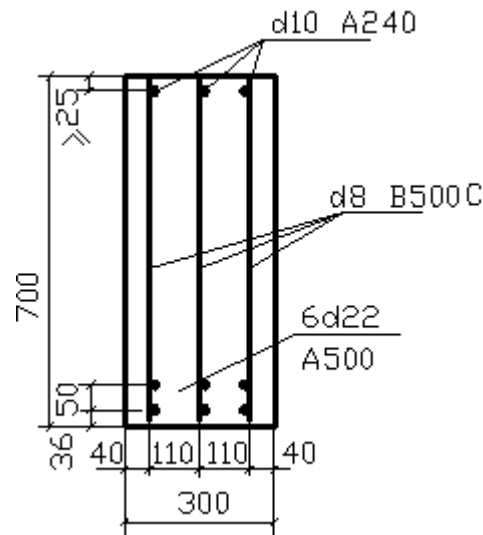


Рисунок 5.15. Армирование ригеля после изменения в результате расчета по раскрытию трещин

Определим высоту сжатой зоны сечения при новом армировании ригеля:

$$x = \frac{R_s A_s}{\gamma_{bl} R_b b} = \frac{43,5 * 22,81}{0,9 * 1,45 * 30} = 25,34 \text{ см};$$

Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани в соответствии с рис. 5.15 равно $a = 36 + \frac{50}{2} = 61 \text{ мм}$. Рабочая высота сечения – $h_0 = h - a = 70 - 6,1 = 63,9 \text{ см}$.

Проверяем условие (5.3) – $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{25,34}{63,9} = 0,396; \quad \xi \leq \xi_R = 0,493$.

Следовательно, при принятом армировании ригеля имеем первый случай разрушения.

По приведенному выше алгоритму расчета уточняем величину момента трещиностойкости $M_{crc} = 59,504 \text{ кН*м}$ и вновь определяем расчетную ширину раскрытия трещин $a_{crc} = 0,281 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$.

5.2. РАСЧЕТ СТОЙКИ РАМЫ ВОДОСБРОСА

Расчет выполняют в сечении стойки с наибольшим изгибающим моментом M при соответствующей продольной силе N . Расчет зависит от типа выбранного армирования. Армирование может быть симметричным относительно оси, параллельной коротким сторонам сечения (рис. 5.16) и несимметричным. Ввиду того, что по длине стоек эпюра моментов меняет знак (рис. 4.7, 4.11), а рама водосброса воспринимает знакопеременную ветровую нагрузку, принимается симметричное армирование сечения продольной арматурой.

Подбор арматуры производят на основе условий прочности при первом случае работы внецентренно сжатых железобетонных элементов:

$$Ne \leq M_{ult} = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (5.38)$$

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x = 0; \quad (5.39)$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R. \quad (5.40)$$

При расчете задаются $a = a' = 4...5,5 \text{ см}$. Здесь a - расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести арматуры A_s ; a' - расстояние от сжатой грани до центра тяжести арматуры A'_s . Вычисляется рабочая высота сечения $h_0 = h - a$ и определяется эксцентриситет продольной силы N относительно растянутой арматуры A_s :

$$e = e_0^\lambda + \frac{h}{2} - a, \quad (5.41)$$

где e_0^λ - эксцентриситет продольной силы относительно оси колонны, равный $e_0^\lambda = \eta e_0$. Здесь e_0 - начальный эксцентриситет приложения продольной силы N , вычисляемый с учетом расчетного эксцентриситета $e_{0N} = \frac{M}{N}$ и случайного e_a , который может возникнуть в результате неточности изготовления стойки или при монтаже конструкций водосброса. Случайный эксцентриситет определяется по условиям:

$$e_a \geq H_0/600; \quad e_a \geq h_c/30; \quad e_a \geq 1 \text{ см.}$$

H_0 – геометрическая длина стойки в свету (см. п.3.1).

В статически неопределимых конструкциях e_0 принимается равным наибольшему значению из e_{0N} и e_a .

η - коэффициент, учитывающий влияние гибкости стойки:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}. \quad (5.42)$$

В этом выражении N_{cr} - критическая сила, при которой происходит потеря общей устойчивости стойки. Она определяется по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2}, \quad (5.43)$$

где $l_0 = l_{0x}$ - расчетная длина стойки в плоскости рамы, учитывающая условия закрепления ее концов (см. п.3.1);

D – жесткость сжатого железобетонного элемента

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s. \quad (5.44)$$

Здесь I - момент инерции бетонного сечения без учета арматуры. Для прямоугольного сечения стойки $I = \frac{bh^3}{12}$.

E_b - начальный модуль упругости бетона;

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)}; \quad \delta_e = \frac{e_0}{h} \geq 0,15; \quad \varphi_l = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1},$$

$$\text{где } M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2}; \quad M_{11} = M_1 + N_1 \frac{h_0 - a'}{2};$$

В этих выражениях M и N – усилия в расчетном сечении стойки от полной нагрузки (см. рис. 4.7, 4.11); M_1 и N_1 – усилия от постоянных и длительных нагрузок (см. рис. 4.6, 4.9).

В формуле (5.44) $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – модуль упругости арматуры, коэффициент $k_s = 0,7$; $I_s = \mu b h \left(\frac{h_0 - a'}{2} \right)^2$ – момент инерции арматуры относительно геометрической оси сечения. При расчете коэффициентом армирования μ задаются в пределах $\mu = 0,006 \dots 0,02$.

После определения эксцентриситета продольной силы e по формуле (5.41) задаются первым случаем работы внецентренно сжатого сечения. При $R_s = R_{sc}$ для классов арматуры А400 и А500 с учетом, что $A_s = A'_s$ для симметричного армирования по (5.39) находят высоту сжатой зоны

$$x = \frac{N}{R_b b}. \quad (5.45)$$

Далее, по (5.40) проверяют случай работы внецентренно сжатого железобетонного сечения и при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ из уравнения (5.38) находят требуемую по прочности площадь арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')}. \quad (5.46)$$

Площадь арматуры A_s и A'_s принимают не менее $A_{s,\min} = 0,01 \mu_{\min} \% b h_0$. $\mu_{\min} \%$ – минимальный процент армирования сжатого элемента, принимаемый по условиям:

при $\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 17$ или $\frac{l_0}{h} \leq 5$ $\longrightarrow \mu_{\min} \% = 0,1 \%$;

(5.47)

при $\lambda = \frac{l_0}{i} \geq 87$ или $\frac{l_0}{h} \geq 25$ $\longrightarrow \mu_{\min} \% = 0,25 \%$.

Здесь $\lambda = \frac{l_0}{i}$ – гибкость сжатого элемента;

$\frac{l_0}{h}$ – условная гибкость сжатого элемента прямоугольного сечения.

При промежуточных значениях гибкости минимальный процент армирования принимается по интерполяции.

По требуемой площади арматуры по сортаменту (приложение 4) подбирают стержни диаметром $16 \leq d_s \leq 40$ мм и проверяют возможность их размещения в сечении стойки (см. рис. 5.16).

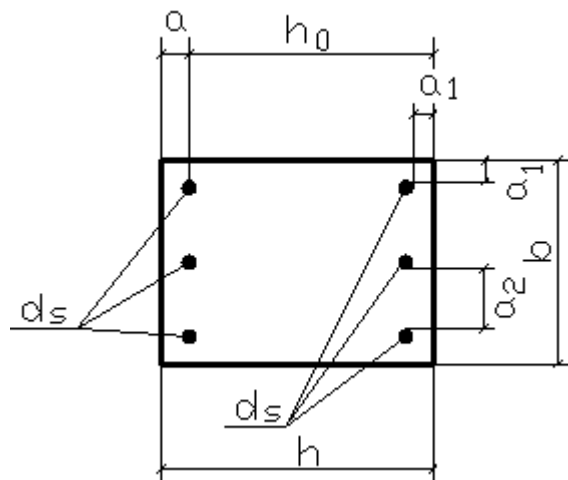


Рисунок 5.16. Размещение продольной арматуры в сечении стойки

При размещении арматуры необходимо обеспечить защитные слои бетона $a_1 \geq 25$ мм как для сборной конструкции, эксплуатируемой на открытом воздухе, и $a_1 \geq d_s$; расстояния в свету между стержнями - $a_2 \geq 30$ мм и $a_2 \geq d_s$. Минимальная ширина сечения стойки, необходимая для размещения арматуры, равна $b_{\min} = 2a_1 + nd_s + (n-1)a_2$, где n - количество подобранных стержней по одной стороне стойки. Требуется, чтобы $b \geq b_{\min}$. Далее, уточняется расстояние

от растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры $a = a_1 + 0,5d_s$ и рабочая высота сечения $h_0 = h - a$.

После подбора арматуры определяется процент армирования стойки, который, желательно, не должен превышать граничного значения

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} 100\% \leq 1,5\% . \text{ Во всех случаях } \mu\% \leq 2,5\% .$$

При конструировании сечения стойки диаметр поперечной арматуры, охватывающей рабочие стержни, принимается из условия свариваемости с продольной арматурой $d_w \geq \frac{1}{4}d_s$ (рис. 5.17). По длине стойки шаг хомутов выбирается таким, чтобы не произошло бокового выпучивания продольных стержней — $s_w \leq 15d_s$; $s_w \leq 500$ мм. При $\mu\% > 1,5\%$ шаг поперечной арматуры — $s_w \leq 10d_s$; $s_w \leq 300$ мм.

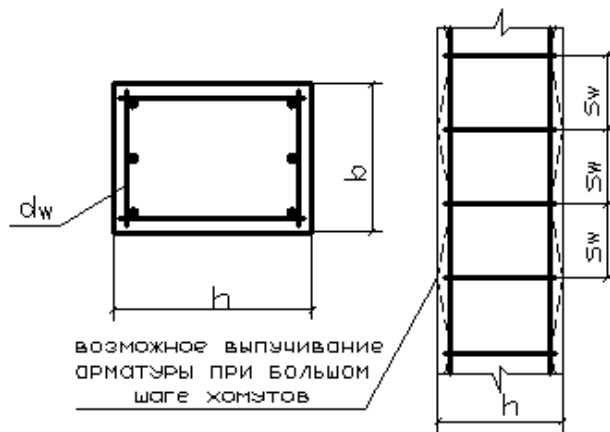


Рисунок 5.17. Армирование стойки

Если высота сечения стойки $h > 500$ мм, то в сечении ставят дополнительные стержни диаметром $d_{доп} \geq 12$ мм (рис.5.18).

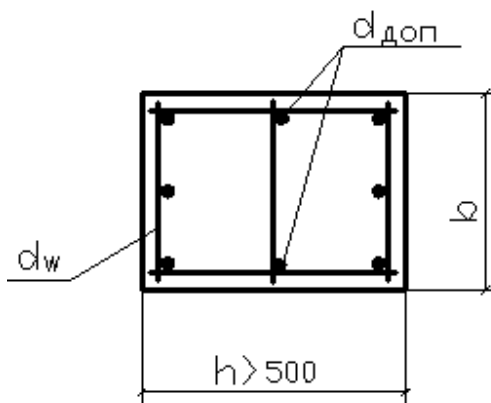


Рисунок 5.18. Армирование сечения стойки при $h > 500$ мм

ПРИМЕР РАСЧЕТА

При подборе арматуры в стойках рамы водосброса расчетным сечением является сечение в узле С, где внутренние усилия при действии полной нагрузки с учетом ветровой равны: изгибающий момент – $M = 106,11$ кН*м, продольная сила – $N = 399,55$ кН (см. рис. 4.7, 4.11); при действии постоянных и длительных нагрузок – $M_l = 51,28$ кН*м, $N_l = 376,69$ кН (рис. 4.6, 4.9). Класс бетона стойки – В25, класс продольной арматуры – А500, класс поперечной арматуры – В500С. Расчетное сопротивление бетона на сжатие – $R_b = 14,5$ МПа, коэффициент условия работы бетона при действии длительной нагрузки – $\gamma_{bt} = 0,9$. Начальный модуль упругости бетона – $E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа. Расчетные сопротивления арматуры: на растяжение – $R_s = 435$ МПа, на сжатие – $R_{sc} = 435$ МПа, так как в расчетном сечении стойки учитывалось влияние кратковременной нагрузки от ветра. Размеры поперечного сечения стойки $h_c = 400$ мм, $b_c = 300$ мм. Высота стойки в свету – $H_0 = 6,2$ м, расчетная длина стойки в плоскости рамы водосброса – $l_{0x} = 9,3$ м (см. пример раздела 3.1).

Расчет производим в следующем порядке:

1. Задаемся $a = a' = 5$ см, определяем $h_0 = h - a = 40 - 5 = 35$ см.
2. По (5.41) найдем эксцентриситет продольной силы e . Для этого определим эксцентриситет относительно оси стойки e_0^λ :

а). Начальный эксцентриситет e_0 определяется с учетом расчетного

эксцентриситета $e_{0N} = \frac{M}{N} = \frac{10611}{399,55} = 26,56$ см и случайного e_a

$$e_a \geq \frac{H_0}{600} = \frac{620}{600} = 1,03 \text{ см};$$

$$e_a \geq \frac{h_c}{30} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см}; \quad e_a \geq 1 \text{ см}.$$

Так как рама водосброса является статически неопределимой конструкцией, в качестве e_0 принимаем наибольшее значение - $e_0 = 26,56$ см.

б). Коэффициент, учитывающий влияние гибкости стойки η , определим по формуле (5.42). Вычислим входящую в выражение критическую силу N_{cr} . Для этого найдем жесткость сечения стойки D по (5.44), выполняя расчет в следующем порядке:

- момент инерции бетонного сечения стойки

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 * 40^3}{12} = 160000 \text{ см}^4;$$

- определим коэффициент k_b :

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{26,56}{40} = 0,664 > 0,15;$$

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 106,11 + 399,55 \frac{0,35 - 0,05}{2} = 166,0425 \text{ кН*м};$$

$$M_{11} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 51,28 + 376,69 \frac{0,35 - 0,05}{2} = 107,7835 \text{ кН*м};$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{11}}{M_1} = 1 + \frac{107,7835}{166,0425} = 1,649$$

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)} = \frac{0,15}{1,649(0,3 + 0,664)} = 0,09436;$$

- при определении момента инерции арматуры относительно геометрической оси сечения задаемся коэффициентом армирования сечения $\mu = 0,013$. Тогда

$$I_s = \mu bh \left(\frac{h_0 - a'}{2} \right)^2 = 0,013 * 30 * 40 \left(\frac{35 - 5}{2} \right)^2 = 3510 \text{ см}^4.$$

Жесткость сечения стойки равна

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s = 0,09436 * 30 * 10^2 * 160000 + 0,7 * 2 * 10^4 * 3510 = 94432800 \text{ кН * см}^2.$$

Критическая сила

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{\pi^2 * 94432800}{930^2} = 1077,598 \text{ кН.} > N = 399,55 \text{ кН.}$$

Следовательно, общая устойчивость стойки обеспечена.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{399,55}{1077,598}} = 1,589.$$

Эксцентриситет $e_0^\lambda = \eta e_0 = 1,589 * 26,56 = 42,21$ см.

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$e = e_0^\lambda + \frac{h}{2} - a = 42,21 + \frac{40}{2} - 5 = 57,21 \text{ см.}$$

3. По (5.45) найдем высоту сжатой зоны сечения x

$$x = \frac{N}{\gamma_{b1} R_b b} = \frac{399,55}{0,9 * 1,45 * 30} = 10,21 \text{ см.}$$

4. Проверим случай работы стойки

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{10,21}{35} = 0,292 < \xi_R = 0,493.$$

5. По (5.46) определим требуемую по прочности площадь арматуры

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - \gamma_{b1} R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')} = \\ &= \frac{399,55 * 57,21 - 0,9 * 1,45 * 30 * 10,21 \left(35 - \frac{10,21}{2} \right)}{43,5(35 - 5)} = 8,36 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

6. Проверим полученную площадь арматуры по минимальному проценту армирования при условной гибкости

$$\frac{l_0}{h} = \frac{930}{40} = 23,25. \text{ Интерполяцией по (5.47) имеем } \mu_{\min} \% = 0,237\%.$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} 100\% = \frac{8,36}{30 * 35} 100\% = 0,796\% > \mu_{\min} \%.$$

6. Проверяем площадь арматуры по принятому при определении критической силы коэффициенту армирования $\mu_{cr} = 0,013$.

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{8,36 * 2}{30 * 40} = 0,0139. \text{ Невязка расчета:}$$

$$\Delta = |\mu - \mu_{cr}| = |0,0139 - 0,013| = 0,0009 < 0,003.$$

Невязка допустимая.

7. По сортаменту (приложение 4) подбираем арматуру в рекомендуемом диапазоне диаметров $16 \leq d_s \leq 40$ мм. Принимаем $3\varnothing 20$ А500 с площадью $A_s = A'_s = 9,42$ см².

7. При размещении арматуры в сечении назначаем защитные слои бетона $a_1 \geq 25$ мм и $a_2 \geq d_s = 20$ мм. Расстояния в свету между стержнями $a_2 \geq 30$ мм и $a_2 \geq d_s = 20$ мм (рис.5.19). Минимальная ширина сечения, необходимая для размещения арматуры

$$b_{\min} = 2a_1 + 3d_s + 2a_2 = 2 * 25 + 3 * 20 + 2 * 30 = 170 \text{ мм} < b = 300 \text{ мм}$$

Следовательно, арматура размещается в сечении.

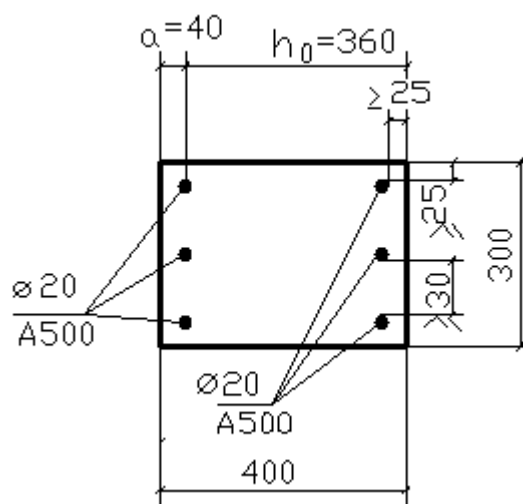


Рисунок 5.19. Размещение продольной арматуры в сечении стойки

8. Рабочая высота сечения после подбора арматуры равна

$$h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ см} > 35 \text{ см},$$

проверка прочности сечения не требуется.

9. Проверим процент армирования сечения по граничному значению

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} 100\% = \frac{9,42}{30 * 36} 100\% = 0,87\% < 1,5\%$$

10. Конструирование сечения стойки. Диаметр поперечной арматуры $d_w \geq \frac{1}{4}d_s = \frac{1}{4}20 = 5$ мм. Принимаем $d_w = 6$ мм. Шаг хомутов по длине стойки $s_w \leq 15d_s = 15 * 20 = 300$ мм; $s_w \leq 500$ мм. Принимаем $s_w = 300$ мм.

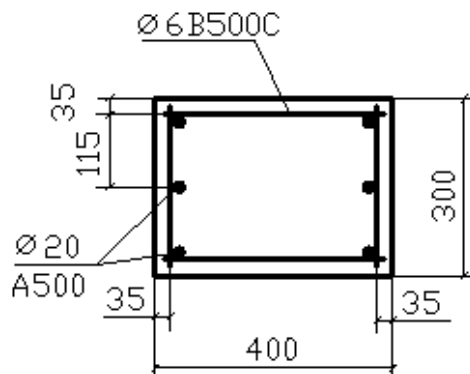


Рисунок 5.20. Конструкция сечения стойки

5.3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА

Стойки рамы водосброса опираются на фундаменты. По верхнему обрезу фундаментов действуют внутренние усилия: моменты, продольные и поперечные силы. Ввиду этого фундаменты работают как внецентренно нагруженные. Расчет их заключается в назначении размеров, проверке принятых размеров и подборе арматурной сетки, укладываемой по подошве. Продольную силу, действующую по обрезу фундамента, определяют с учетом веса стойки $N = N_c + G_c$, где N_c - продольная сила, полученная по результатам статического расчета рамы водосброса; G_c - вес стойки, равный

$G_c = h_c b_c H_0 \gamma_b \gamma_f$. Здесь $\gamma_b = 25$ кН/м³ – удельный вес железобетона; $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса железобетонных конструкций.

5.3.1. НАЗНАЧЕНИЕ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА

Основными размерами фундамента являются его высота h_f и размеры в плане a_f, b_f . С целью экономии бетона рекомендуется фундамент по высоте разбить на ступени.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ ФУНДАМЕНТА

Высота фундамента зависит от глубины стакана, в который жестко заделывается стойка (рис.5.21).

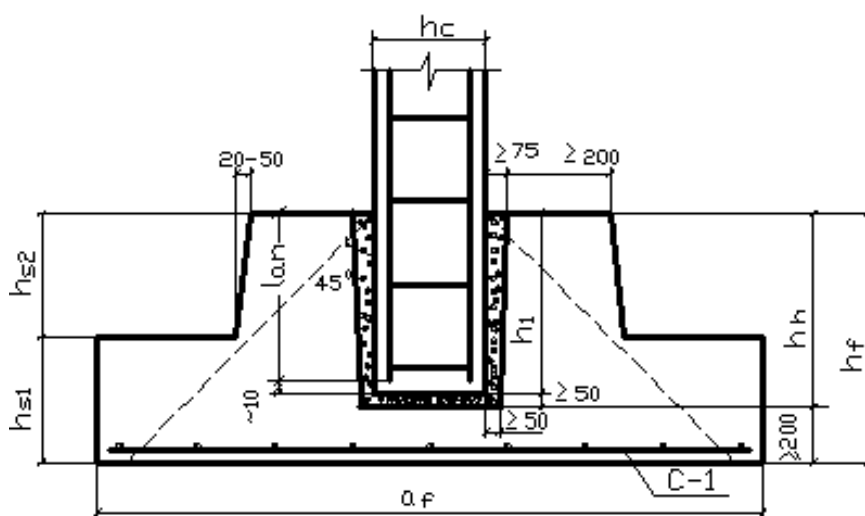


Рисунок 5.21. Конструкция фундамента

Для обеспечения этого она должна быть заведена в стакан на длину, удовлетворяющую условиям:

$$h_1 \geq l_{an} + 10 \text{ мм}; \quad h_1 \geq h_c. \quad (5.48)$$

Здесь l_{an} - длина анкерovки арматуры стойки, определяемая по формуле

$$l_{an} = \alpha * l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (5.49)$$

где $A_{s,cal}, A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры, соответственно требуемая по расчету и фактически установленная;

α - коэффициент, учитывающий влияние на длину анкерovки напряженного состояния бетона и арматуры, и конструктивного решения элемента в зоне анкерovки. Для сжатой арматуры стойки, анкеруемой в фундаменте, коэффициент $\alpha = 0,75$.

$l_{0,an}$ - базовая длина анкеровки продольной арматуры, определяемая по формуле (5.21) при R_{bond} – расчетном сопротивлении сцепления арматуры с бетоном фундамента.

Из рисунка 5.21 видно, что глубина стакана фундамента

$h_h \geq h_1 + 50$ мм, а высота фундамента $h_f \geq h_h + 200$ мм. Высоту сборных фундамента назначают кратной 150 мм.

При разбивке фундамента на ступени их высоту рекомендуется назначать $h_s = 300...500$ мм. Высота ступеней принимается кратная 150 мм.

НАЗНАЧЕНИЕ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА В ПЛАНЕ

Расчет по назначению размеров фундамента в плане выполняют на действие нормативных усилий M^n, N^n, Q^n , значения которых приведены на рис.4.14. В курсовом проекте допускается нормативные усилия определить приближенно:

$$M^n = \frac{M}{\gamma_{fm}}; \quad N^n = \frac{N}{\gamma_{fm}}; \quad Q^n = \frac{Q}{\gamma_{fm}}, \quad (5.50)$$

где $\gamma_{fm} = 1,15...1,2$ - средний коэффициент надежности по нагрузке.

Расчет выполняется в следующей последовательности: сначала оценивается площадь подошвы фундамента при рассмотрении его как центрально нагруженного. Площадь подошвы для этого случая равна

$$A_{f,c} = \frac{N^n}{R_0 - \gamma_m d}, \quad (5.51)$$

где R_0 – условное расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента (см. исходные данные);

$\gamma_m = 20$ кН/м³ – средний удельный вес призмы, состоящей из фундамента и грунта над ним;

d – глубина заложения фундамента: $d = \downarrow\text{До} - \downarrow\text{Пф}$.

После определения $A_{f,c}$ площадь подошвы развиваем в плоскости момента, принимая $A_f = (1,1...1,4)A_{f,c}$. Рекомендуемое соотношение размеров

фундамента $m = \frac{b_f}{a_f} = 0,6...0,8$. Тогда $b_f = ma_f$, $a_f = \sqrt{\frac{A_f}{m}}$. Размеры сборного фундамента в плане принимаются кратными 300 мм. При принятых размерах уточняется площадь подошвы $A_f = a_f b_f$

5.3.2. ПРОВЕРКА РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА

ПРОВЕРКА РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

Размеры фундамента в плане должны быть такими, чтобы напряжения в грунте основания под ним были допустимыми.

Для вычисления напряжений в грунте $p_{\frac{\max}{\min}}^n$ приводим действующие на фундамент усилия к подошве:

$$M_f^n = M^n + Q^n h_f; \quad N_f^n = N^n + A_f d \gamma_m. \quad (5.52)$$

С учетом этого

$$p_{\frac{\max}{\min}}^n = \frac{N_f^n}{A_f} \pm \frac{M_f^n}{W_f}, \quad (5.53)$$

где $W_f = \frac{b_f a_f^2}{6}$ - момент сопротивления сечения по подошве фундамента.

Требуется, чтобы найденные напряжения удовлетворяли условиям:

$$p_{\max}^n \leq 1,2R_0; \quad p_m^n = 0,5(p_{\max}^n + p_{\min}^n) \leq R_0; \quad \text{желательно } p_{\min}^n \geq 0.$$

Если какое-либо условие не выполняется, необходимо увеличить размеры фундамента в плане.

Экономичность конструкции фундамента характеризуется запасом по недонапряжению:

$$\text{Запас} = \frac{1,2R_0 - p_{\max}^n}{1,2R_0} 100\%.$$

Фундамент считается экономичным, если запас не превышает 10%...15%.

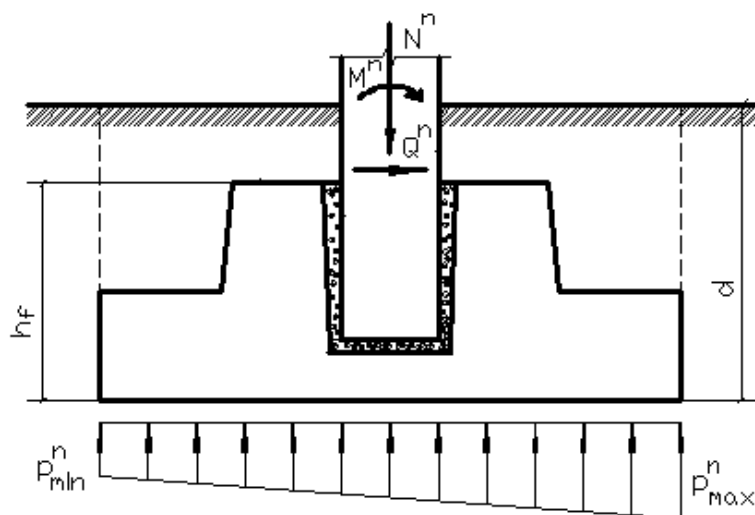


Рисунок 5.22. Расчетная схема для проверки размеров фундамента в плане

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ФУНДАМЕНТ

Дальнейшие расчеты фундамента выполняются по первой группе предельных состояний, ввиду чего требуется определить величину расчетного давления на него грунта. Давление грунта на фундамент численно равно напряжению в грунте по его подошве. Расчетное давление грунта определяется по зависимости:

$$p_{\frac{\max}{\min}}^n = \frac{N}{A_f} \pm \frac{M + Qh_f}{W_f}. \quad (5.54)$$

ПРОВЕРКА ОБЩЕЙ ВЫСОТЫ ФУНДАМЕНТА ИЛИ ВЫСОТЫ ЕГО НИЖНЕЙ СТУПЕНИ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Продавливание фундамента может произойти по граням усеченной пирамиды, которые наклонены под углом 45^0 . На рис. 5.21-5.23 грани пирамиды продавливания показаны пунктирными линиями. Пирамида продавливания – это условная область внутри фундамента, в пределах которой распределяется силовой поток, передаваемый стойкой на фундамент. Если перелом ступеней фундамента отстоит от граней пирамиды продавливания на расстоянии не менее 100 мм (рис. 5.23,а), то на продавливание проверяется

общая высота фундамента h_f , а при необходимости, когда у обреза нижней ступени образуется своя пирамида продавливания, проверяется на продавливание и нижняя ступень.

Если перелом ступеней фундамента отстоит от граней пирамиды продавливания на расстоянии менее 100 мм (рис.5.23, Б), на продавливание проверяется только нижняя ступень.

Расчет на продавливание производится по условию:

$$F \leq F_{ult}, \quad (5.55)$$

где F – продавливающая сила, равная равнодействующей давления грунта на грузовую площадь A_p (см. рис. 5.25, 5.26),

$$F = p_{\max} A_p. \quad (5.56)$$

В запас расчета грузовая площадь – $A_p = \frac{a_f - a_0}{2} b_f$, где $a_0 = h_c + 2h_0$.

Рабочая высота фундамента $h_0 = h_f - a$, где a – расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести арматурной сетки, $a = \frac{a_x + a_y}{2}$. Величины a_x и a_y определяются в соответствии с рис.5.24, $a_x = a_1 + 0,5d_s$; $a_y = a_1 + 1,5d_s$.

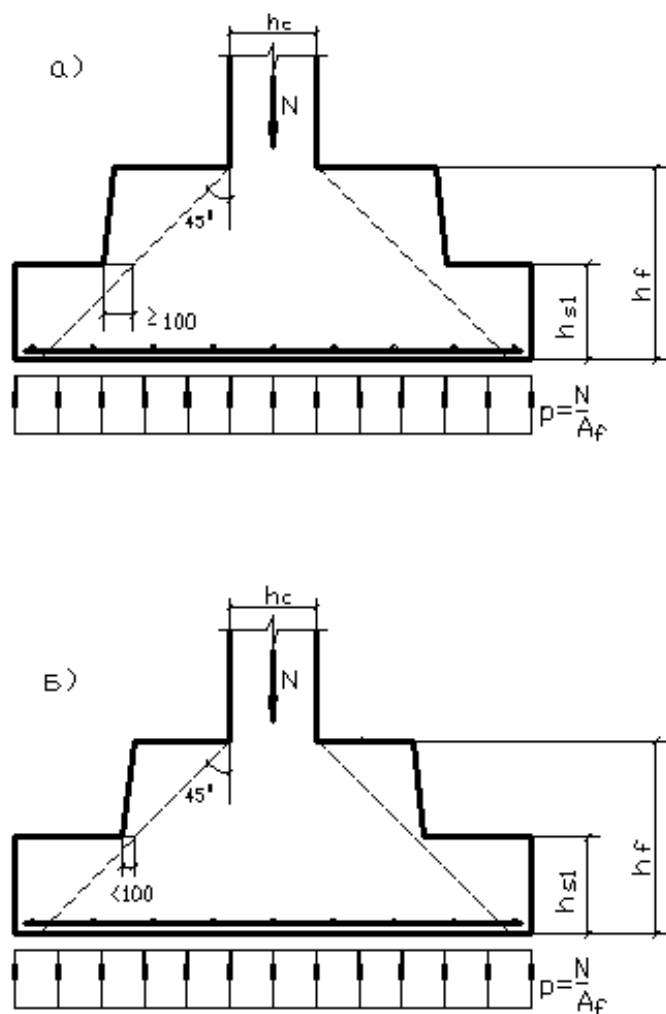


Рисунок 5.23. Расчетные случаи при проверке фундамента на продавливание

Защитный слой бетона a_1 для фундамента с подготовкой составляет 40 мм. Подготовкой под сборный фундамента служит слой крупнозернистого песка толщиной 100 мм. Если фундамента бетонируется на месте, то подготовкой служит слой бетона низкой прочности (слой «тощего бетона») класса не выше В7,5 толщиной 100 мм. Обычно класс бетона подготовки – В3,5.

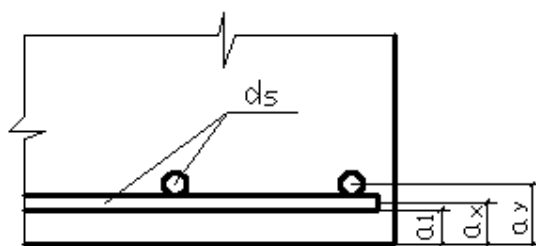


Рисунок 5.24. Схема к определению расстояния до центра тяжести арматурной сетки фундамента

Если в расчете получается, что $a_0 \geq a_f$, это значит, что грузовая площадь $A_p = 0$ и, следовательно, продавливающая сила $F = 0$, продавливания фундамента не будет.

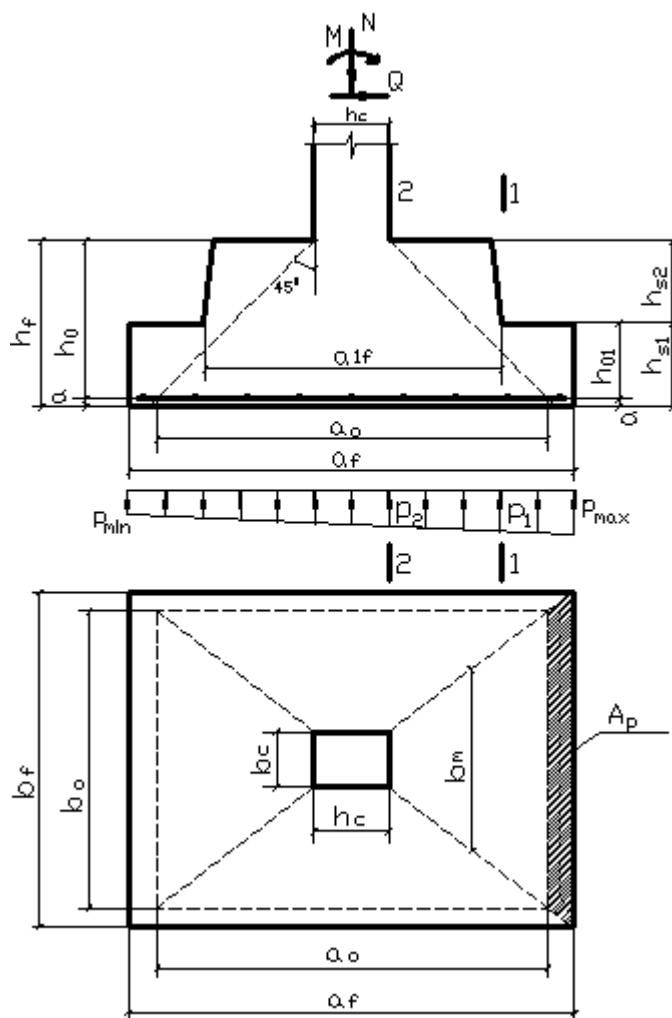


Рисунок 5.25. Схема к расчету по проверке общей высоты фундамента на продавливание

F_{ult} – сила, которую выдерживает фундамент на продавливание:

$$F_{ult} = \alpha R_{bt} b_m h_{0i} . \quad (5.57)$$

Здесь α – коэффициент, зависящий от вида бетона. Для тяжелого бетона коэффициент $\alpha = 1,0$;

b_m – средняя линия наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания;

h_{oi} – рабочая высота сечения, определяемая от центра тяжести арматурной сетки фундамента до верхнего основания пирамиды продавливания.

Для случая, когда на продавливание проверяется общая высота фундамента (рис. 5.25), величины b_m и h_{oi} равны

$$b_m = \frac{b_c + b_0}{2}; \quad h_{oi} = h_0.$$

Если на продавливание проверяется нижняя ступень фундамента (рис.

5.26) – $b_m = \frac{b_{1f} + b_0}{2}$; $h_{oi} = h_{o1} = h_{s1} - a$. Здесь – $b_0 = b_c + 2h_0$; $b_{1f} = b_c + 2h_{s2}$.

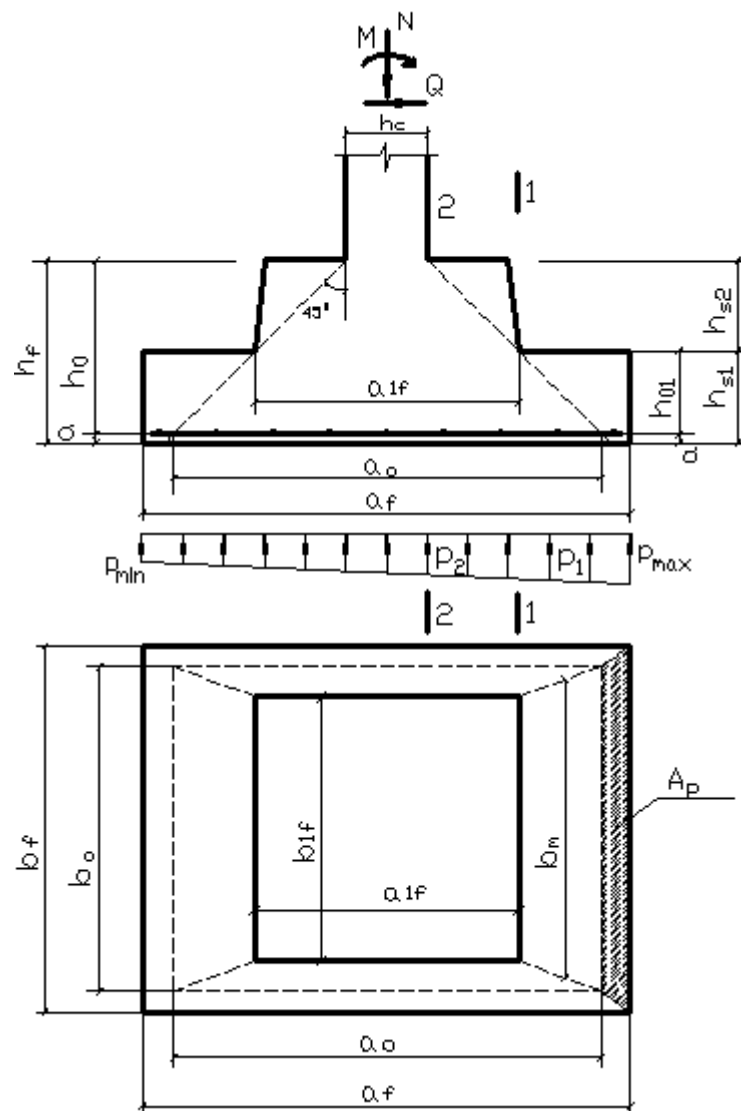


Рисунок 5.26. Схема к расчету по проверке высоты нижней ступени фундамента на продавливание

ПРОВЕРКА РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА ПО ПРОЧНОСТИ НА
ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ

Со стороны подошвы фундамента в сечениях 1-1 и 2-2 вследствие действия поперечных сил могут образоваться наклонные трещины, и произойдет разрушение. Чтобы не допустить этого, требуем, чтобы в этих сечениях расчетные поперечные силы были восприняты бетоном и не превышали его минимальной несущей способности $Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}b_f h_{0i}$. С учетом этого, условие прочности имеет вид

$$Q \leq Q_{b,\min}. \quad (5.58)$$

При расчете вылеты ступеней фундамента рассматриваются как консольные балки с заделками (рис.5.27).

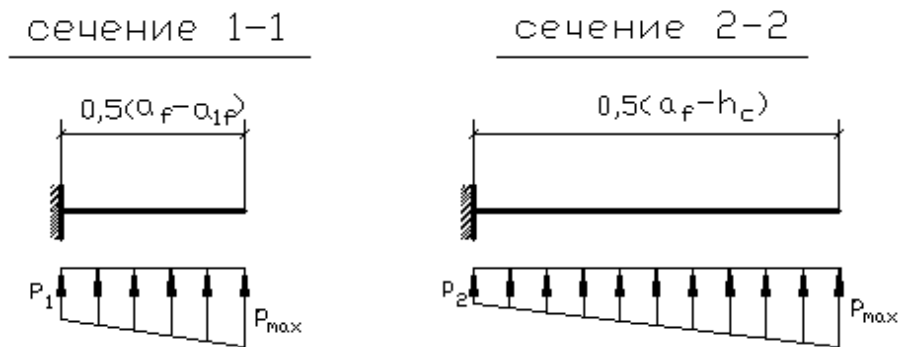


Рисунок 5.27. Расчетные схемы вылетов ступеней фундамента

Давление грунта, соответствующее сечениям 1-1 и 2-2, равно:

сечение 1-1
$$p_1 = p_{\min} + \frac{1}{2}(p_{\max} - p_{\min}) \frac{a_f + a_{1f}}{a_f};$$

сечение 2-2
$$p_2 = p_{\min} + \frac{1}{2}(p_{\max} - p_{\min}) \frac{a_f + h_c}{a_f}.$$

В сечении 1-1
$$Q_1 = \frac{1}{4}(p_{\max} + p_1)(a_f - a_{1f})b_f, \quad Q_{b,\min 1} = 0,5R_{bt}b_f h_{01}.$$

(5.59)

$$\text{В сечении 2-2 } Q_2 = \frac{1}{4}(p_{\max} + p_2)(a_f - h_c)b_f, \quad Q_{b,\min 2} = 0,5R_{bt}b_{fm}h_0. \quad (5.60)$$

Здесь $b_{fm} = 0,5 * (b_f + b_{1f})$ – средняя ширина сечения 2-2 фундамента.

5.3.3. ПОДБОР АРМАТУРНОЙ СЕТКИ В ФУНДАМЕНТЕ

Подбор арматуры в фундаменте производят, рассматривая его работу в плоскости действия изгибающего момента (в плоскости рамы водосброса) и в плоскости перпендикулярной действию момента. Арматурные стержни подбирают в диапазоне $10 \leq d_s \leq 16$ мм, шаг стержней принимают $100 \leq s \leq 300$ мм. Подбирать стержни диаметром менее 10 мм не рекомендуется, так как это не соответствует требованиям по долговечности конструкции, а при шаге стержней более 300 мм не будет обеспечено минимальное армирование фундамента.

Определение требуемой площади арматуры в плоскости момента производят в сечениях 1-1 и 2-2. В сечении 1-1 изгибающий момент и площадь арматуры равны

$$M_1 = \frac{1}{16}(p_{\max} + p_1)(a_f - a_{1f})^2 b_f; \quad A_{s1} = \frac{M_1}{0,9R_s h_{01}}. \quad (5.61)$$

В сечении 2-2

$$M_2 = \frac{1}{16}(p_{\max} + p_2)(a_f - h_c)^2 b_f; \quad A_{s2} = \frac{M_2}{0,9R_s h_0} \quad (5.62)$$

Подбор арматуры производят по максимальной площади $A_{s,\max}$ значений, полученных из формул (5.61) и (5.62) с учетом конструктивных требований, изложенных выше.

При расчете в плоскости перпендикулярной плоскости момента аналогично рассматривают сечения, соответствующие перелому ступеней (сечение 1-1*) и сечение, совпадающее с гранью стойки со стороны размера b_c (сечение 2-2*). Изгибающие моменты и требуемая площадь арматуры в этих сечениях равны:

сечение 1-1*

$$M_1^* = \frac{1}{16}(p_{\max} + p_{\min})(b_f - b_{1f})^2 a_f; \quad A_{s1}^* = \frac{M_1^*}{0,9R_s h_{01}}; \quad (5.63)$$

сечение 2-2*

$$M_2^* = \frac{1}{16}(p_{\max} + p_{\min})(b_f - b_c)^2 a_f; \quad A_{s2}^* = \frac{M_2^*}{0,9R_s h_0}. \quad (5.64)$$

Арматуру подбирают по максимальной площади $A_{s,\max}^*$.

При конструировании сетки фундамента ниже располагают стержни наиболее напряженного ряда.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

Фундаменты водосброса соответствуют сечениям рамы А и Д. Анализ внутренних усилий в этих сечениях показывает, что в наиболее неблагоприятных условиях работает фундамент, соответствующий сечению Д. Для этого сечения по рис. 4.7 или 4.11 имеем усилия $M = 83,21 \text{ кН*м}$; $N_c = 399,55 \text{ кН}$; $Q = 28,9 \text{ кН}$. Нормативные усилия определяем приближенно по формулам (5.50) или по рис.4.14: $M^n = 65,87 \text{ кН*м}$; $N_c^n = 377,22 \text{ кН}$; $Q^n = 23,59 \text{ кН}$.

Параметры стойки, необходимые для расчета фундамента: $h_c \times b_c = 400 \times 300 \text{ мм}$; расчетная длина стойки – $H_0 = 6,2 \text{ м}$; арматура – $\varnothing 20 \text{ А500}$; требуемая по расчету площадь арматуры – $A_{s,cal} = 8,36 \text{ см}^2$; площадь подобранной арматуры – $A_{s,ef} = 9,42 \text{ см}^2$.

Фундамент находится в грунте. Условное расчетное сопротивление грунта под фундаментом $R_0 = 0,22 \text{ МПа} = 0,022 \text{ кН/см}$; глубина заложения фундамента $d = \downarrow \text{До} - \downarrow \text{Пф} = 0,00 - (-3,60) = 3,6 \text{ м}$. Класс бетона фундамента – В25. Арматура – А500.

Продольная сила, соответствующая верхнему обрезу фундамента

$$N = N_c + G_c; \quad N^n = N_c^n + G_c^n,$$

где G_c^n и G_c - нормативный и расчетный вес стойки на уровне верхнего обреза фундамента.

$$G_c^n = h_c b_c H_0 \gamma_b = 0,4 * 0,3 * 6,2 * 25 = 18,6 \text{ кН}; \quad G_c = G_c^n \gamma_f = 18,6 * 1,1 = 20,46 \text{ кН}.$$

С учетом веса стойки

$$N^n = N_c^n + G_c^n = 377,22 + 18,6 = 395,82 \text{ кН};$$

$$N = N_c + G_c = 399,55 + 20,46 = 420,01 \text{ кН}.$$

НАЗНАЧЕНИЕ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА

Высота фундамента

Высоту фундамента назначаем из условия жесткой заделки стойки в стакане. Для этого вычислим длину анкерования арматуры стойки: базовая длина анкерования по (5.21)

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{43,5 * 3,142}{0,23625 * 6,283} = 92,08 \text{ см}.$$

Здесь $A_s = A_{s,1d20} = 3,142 \text{ см}^2$; $u_s = \pi d_s = \pi * 2,0 = 6,283 \text{ см}$.

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 \gamma_{b1} R_{bt} = 2,5 * 1 * 0,9 * 0,105 = 0,23625 \text{ кН/см}^2.$$

Длина анкерования арматуры стойки по (5.49)

$$l_{an} = \alpha * l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,75 * 92,08 * \frac{8,36}{9,42} = 61,3 \text{ см}.$$

Принимаем $l_{an} = 62 \text{ см}$.

Глубина заделки стойки в фундамент

$$h_1 \geq l_{an} + 10 \text{ мм} = 620 + 10 = 630 \text{ мм}; \quad h_1 \geq h_c = 400 \text{ мм}.$$

Принимаем $h_1 = 650 \text{ мм}$.

Глубина стакана фундамента - $h_h \geq h_1 + 50 \text{ мм} = 650 + 50 = 700 \text{ мм}$.

Высота фундамента $h_f \geq h_h + 200 \text{ мм} = 700 + 200 = 900 \text{ мм}$. Высота

фундамента должна быть кратной 150 мм. Окончательно принимаем высоту фундамента $h_f = 900 \text{ мм}$, глубину стакана - $h_h = 700 \text{ мм}$, заделку стойки в стакан - $h_1 = 650 \text{ мм}$.

По высоте фундамент разбиваем на ступени таким образом, чтобы высота каждой ступени была кратной 150 мм. Принимаем две ступени - $h_{s1} = 450$ мм, $h_{s2} = 450$ мм.

Размеры фундамента в плане

Расчет по определению размеров фундамента в плане производим в два этапа: вначале оценим площадь подошвы фундамента, рассматривая его как центрально нагруженный, затем увеличим размеры за счет их развития в плоскости действия момента.

а). Оценка площади фундамента как центрально нагруженного

$$A_{f,c} = \frac{N^n}{R_0 - \gamma_m d} = \frac{395,82}{0,22 * 10^3 - 20 * 3,6} = 2,674 \text{ м}^2.$$

Здесь $R_0 = 0,22 \text{ МПа} = 0,22 * 10^3 \text{ кН/м}^2$.

б). Площадь внецентренно нагруженного фундамента приближенно равна

$$A_f = (1,1 \dots 1,4) A_{f,c} = (1,1 \dots 1,4) * 2,674 = 2,94 \dots 3,744 \text{ м}^2.$$

Коэффициент, характеризующий соотношение размеров фундамента в плане $m = \frac{b_f}{a_f} = 0,6 \dots 0,8$. Задаемся $m = 0,6$. Тогда

$$a_f = \sqrt{\frac{A_f}{m}} = 2,21 \dots 2,498 \text{ м. Размеры подошвы } a_f \text{ и } b_f \text{ должны быть кратными}$$

300 мм. Принимаем $a_f = 2,4$ м.

$$b_f = m a_f = 0,6 * 2,4 = 1,44 \text{ м. Принимаем } b_f = 1,5 \text{ м.}$$

Площадь подошвы фундамента и момент сопротивления –

$$A_f = a_f b_f = 2,4 * 1,5 = 3,6 \text{ м}^2; W_f = \frac{b_f a_f^2}{6} = \frac{1,5 * 2,4^2}{6} = 1,44 \text{ м}^3.$$

ПРОВЕРКА РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА

Проверка размеров фундамента в плане

Для определения напряжений в грунте под фундаментом приводим усилия к подошве:

$$M_f^n = M^n + Q^n h_f = 65,87 + 23,59 * 0,9 = 87,101 \text{ кН*м};$$

$$N_f^n = N^n + A_f d \gamma_m = 395,82 + 3,6 * 3,6 * 20 = 655,02 \text{ кН}.$$

Напряжения по подошве фундамента равны

$$p_{\max/\min}^n = \frac{N_f^n}{A_f} \pm \frac{M_f^n}{W_f} = \frac{6550,2}{36000} \pm \frac{87101}{1440000}$$

$$p_{\max}^n = 0,2424 \text{ МПа}; \quad p_{\min}^n = 0,1214 \text{ МПа}.$$

Проверяем полученные напряжения по условиям:

$$p_{\max}^n \leq 1,2R_0 = 1,2 * 0,22 = 0,264 \text{ МПа};$$

$$p_m^n = 0,5(p_{\max}^n + p_{\min}^n) = 0,5(0,2424 + 0,1214) = 0,1819 \text{ МПа} < R_0$$

$$p_{\min}^n = 0,1214 \text{ МПа} > 0.$$

Запас по напряжениям:

$$\text{Запас} = \frac{1,2R_0 - p_{\max}^n}{1,2R_0} 100\% = \frac{1,2 * 0,22 - 0,2424}{1,2 * 0,22} 100\% = 8,18\%.$$

Запас допустимый.

Определение расчетного давления грунта под фундаментом

$$p_{\max/\min} = \frac{N}{A_f} \pm \frac{M + Qh_f}{W_f} = \frac{420,01}{36000} \pm \frac{8321 + 28,90 * 90}{1440000}$$

$$p_{\max} = 0,01925 \text{ кН/см}^2 = 0,1925 \text{ МПа}; \quad p_{\min} = 0,00408 \text{ кН/см}^2 = 0,0408 \text{ МПа}.$$

Значение p_{\min} при вычислении может иметь также отрицательное значение.

Проверка нижней ступени фундамента на продавливание.

Конструируем фундамент таким образом, чтобы перелом ступеней практически касался граней пирамиды продавливания (рис. 5.26.). Тогда на продавливание проверяется только нижняя ступень фундамента. Расчет производится по условию (5.55). Предварительно найдем размеры нижнего и верхнего оснований пирамиды продавливания. Для этого вначале определим рабочую высоту фундамента h_0 при толщине защитного слоя бетона $a_1 = 40$ мм и рекомендуемом диапазоне диаметров $10 \leq d_s \leq 16$ мм. Расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести арматурных стержней вдоль размера a_f

$$a_x = a_1 + 0,5d_s = 40 + \frac{16}{2} = 48 \text{ мм};$$

Расстояние до центра тяжести арматурных стержней вдоль размера b_f -
 $a_y = a_1 + 1,5d_s = 40 + 1,5 * 16 = 64 \text{ мм}.$

Расстояние до центра тяжести арматурной сетки

$$a = \frac{a_x + a_y}{2} = \frac{48 + 64}{2} = 56 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения – $h_0 = h_f - a = 90 - 5,6 = 84,4 \text{ см}.$

Размеры нижнего основания пирамиды продавливания:

$$a_0 = h_c + 2h_0 = 40 + 2 * 84,4 = 208,8 \text{ см} < a_f = 240 \text{ см};$$

$$b_0 = b_c + 2h_0 = 30 + 2 * 84,4 = 198,8 \text{ см} > b_f = 150 \text{ см}.$$

Принимаем $b_0 = 150 \text{ см}.$

Размеры верхнего основания пирамиды продавливания:

$$a_{1f} = h_c + 2h_{s2} = 40 + 2 * 45 = 130 \text{ см};$$

$$b_{1f} = b_c + 2h_{s2} = 30 + 2 * 45 = 120 \text{ см}.$$

а). Определим продавливающую силу F . Грузовая площадь

$$A_p = \frac{a_f - a_0}{2} b_f = \frac{240 - 208,8}{2} 150 = 2340 \text{ см}^2.$$

$$F = p_{\text{max}} A_p = 0,01925 * 2340 = 45,045 \text{ кН}.$$

б). Несущую способность фундамента на продавливание определяем по выражению (5.57). Здесь

$$b_m = \frac{b_{1f} + b_0}{2} = \frac{120 + 150}{2} = 135 \text{ см}; \quad h_{0i} = h_{01} = h_{s1} - a = 45 - 5,6 = 39,4 \text{ см}.$$

$$F_{ult} = \alpha \gamma_{b1} R_{bt} b_m h_{0i} = 1 * 0,9 * 0,105 * 135 * 39,4 = 502,64 \text{ кН}.$$

$F = 45,045 \text{ кН} < F_{ult} = 502,64 \text{ кН}$, прочность нижней ступени фундамента на продавливание обеспечена.

Проверка размеров фундамента по условию прочности на поперечную силу

Проверку прочности производим в сечениях 1-1 и 2-2 (см. рис.5.26).

Расчетное давление грунта в этих сечениях равно

$$p_1 = p_{\min} + \frac{1}{2}(p_{\max} - p_{\min}) \frac{a_f + a_{1f}}{a_f} =$$

$$= 0,0408 + \frac{1}{2}(0,1925 - 0,0408) \frac{240 + 130}{240} = 0,1577 \text{ МПа};$$

$$p_2 = p_{\min} + \frac{1}{2}(p_{\max} - p_{\min}) \frac{a_f + h_c}{a_f} =$$

$$= 0,0408 + \frac{1}{2}(0,1925 - 0,0408) \frac{240 + 40}{240} = 0,1293 \text{ МПа}.$$

Сечение 1-1. Действующая в сечении поперечная сила в соответствии с рис.5.27 равна

$$Q_1 = \frac{1}{4}(p_{\max} + p_1)(a_f - a_{1f})b_f =$$

$$= \frac{1}{4}(0,01925 + 0,01577)(240 - 130) * 150 = 144,46 \text{ кН}.$$

Минимальная прочность бетона в наклонном сечении 1-1

$$Q_{b,\min 1} = 0,5\gamma_{bl}R_{bt}b_f h_{01} = 0,5 * 0,9 * 0,105 * 150 * 39,4 = 279,25 \text{ кН}.$$

$Q_1 < Q_{b,\min 1}$. Следовательно, прочность в наклонном сечении 1-1 на поперечную силу обеспечена.

Сечение 2-2.

$$Q_2 = \frac{1}{4}(p_{\max} + p_2)(a_f - h_c)b_f =$$

$$= \frac{1}{4}(0,01925 + 0,01293)(240 - 40) * 150 = 241,35 \text{ кН};$$

$$Q_{b,\min 2} = 0,5\gamma_{bl}R_{bt}b_f h_0 = 0,5 * 0,9 * 0,105 * 150 * 84,4 = 598,185 \text{ кН}.$$

$Q_2 < Q_{b,\min 2}$ - прочность на поперечную силу в сечении 2-2 обеспечена.

ПОДБОР АРМАТУРЫ В ФУНДАМЕНТЕ

Подбор арматуры в плоскости действия момента

Сечение 1-1. Изгибающий момент и расчетная площадь арматуры равны

$$M_1 = \frac{1}{16}(p_{\max} + p_1)(a_f - a_{1f})^2 b_f =$$

$$= \frac{1}{16}(0,01925 + 0,01577)(240 - 130)^2 * 150 = 3972,58 \text{ кН} * \text{см}.$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9R_s h_{01}} = \frac{3972,58}{0,9 * 43,5 * 39,4} = 2,575 \text{ см}^2.$$

Сечение 2-2.

$$M_2 = \frac{1}{16}(p_{\max} + p_2)(a_f - h_c)^2 b_f =$$

$$= \frac{1}{16}(0,01925 + 0,01293)(240 - 40)^2 * 150 = 12067,5 \text{ кН} * \text{см};$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9R_s h_0} = \frac{12067,5}{0,9 * 43,5 * 84,4} = 3,65 \text{ см}^2.$$

Подбор арматуры производим по $A_{s,\max} = 3,65 \text{ см}^2$. При подборе арматуры учитываем конструктивные требования: $10 \leq d_s \leq 16 \text{ мм}$, $100 \leq s \leq 300 \text{ мм}$.

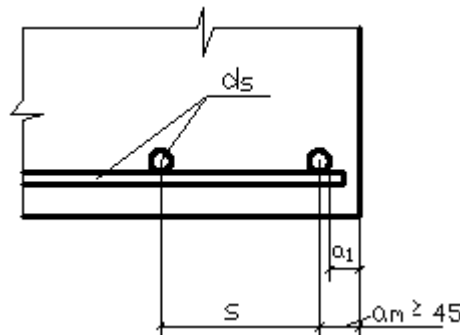


Рисунок 5.28. Размещение арматуры у края фундамента

Расстояние от края фундамента до первого стержня в соответствии с рис. 5.28 принимается не менее $a_m = a_1 + \frac{1}{2}d_{s,\min} = 40 + \frac{1}{2}10 = 45 \text{ мм}$. При подборе арматуры в плоскости момента стержни размещаются со стороны размера b_f . Минимальное количество арматурных стержней, которое следует подобрать, исходя из максимального шага

$$n_{\min} = \frac{b_f - 2a_m}{s_{\max}} + 1 = \frac{1500 - 2 * 45}{300} + 1 = 5,7 \text{ штук.}$$

Принимаем $n_{\min} = 6$ стержней.

Учитывая, что в строительстве технологичным шагом стержней сеток является шаг 200 мм, в соответствии с сортаментом приложения 4 принимаем $8\text{Ø}10 \text{ A500}$ с площадью арматуры $A_s = 6,28 \text{ см}^2$. Размещение арматуры показано на рис. 5.29.

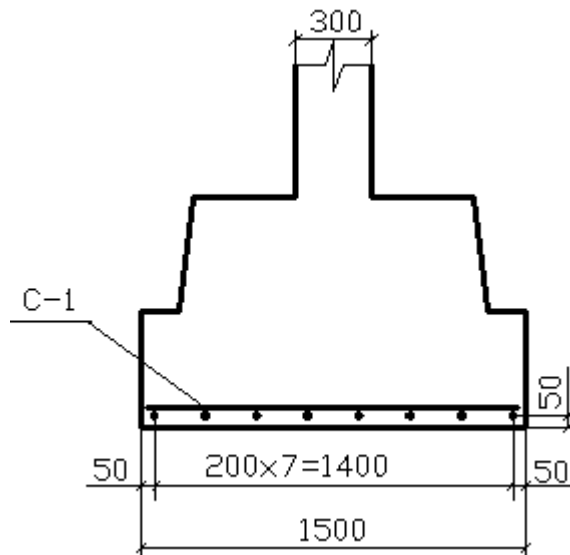


Рисунок 5.29. Размещение арматуры фундамента в размере подошвы b_f

Подбор арматуры в плоскости перпендикулярной действию момента

При расчете рассматриваются сечения: 1-1*, соответствующее перелому ступеней, и сечение 2-2*, проходящее по стойке со стороны размера b_c .

Изгибающие моменты и расчетная площадь арматуры в этих сечениях равны:

Сечение 1-1*.

$$M_1^* = \frac{1}{16}(p_{\max} + p_{\min})(b_f - b_{1f})^2 a_f =$$

$$= \frac{1}{16}(0,01925 + 0,00408)(150 - 120)^2 * 240 = 314,955 \text{кН} * \text{см};$$

$$A_{s1}^* = \frac{M_1^*}{0,9R_s h_{01}} = \frac{314,955}{0,9 * 43,5 * 39,4} = 0,204 \text{см}^2.$$

Сечение 2-2*.

$$M_2^* = \frac{1}{16}(p_{\max} + p_{\min})(b_f - b_c)^2 a_f =$$

$$= \frac{1}{16}(0,01925 + 0,00408)(150 - 40)^2 * 240 = 5039,28 \text{кН} * \text{см};$$

$$A_{s2}^* = \frac{M_2^*}{0,9R_s h_0} = \frac{5039,28}{0,9 * 43,5 * 84,4} = 1,525 \text{см}^2.$$

Арматуру размещаем в размере $a_f = 2400$ мм. Подбор арматуры производим по $A_{s,\max} = 1,525 \text{см}^2$ при конструктивных требованиях, изложенных выше. Минимальное количество стержней для подбора арматуры

$$n_{\min} = \frac{a_f - 2a_m}{s_{\max}} + 1 = \frac{2400 - 2 * 45}{300} + 1 = 8,7 \text{ штук. Принимаем } n_{\min} = 9 \text{ стержней.}$$

Подбираем арматуру 12Ø10 А500 с площадью $A_s = 9,43 \text{ см}^2$. Размещение арматуры приведено на рис. 5.30.

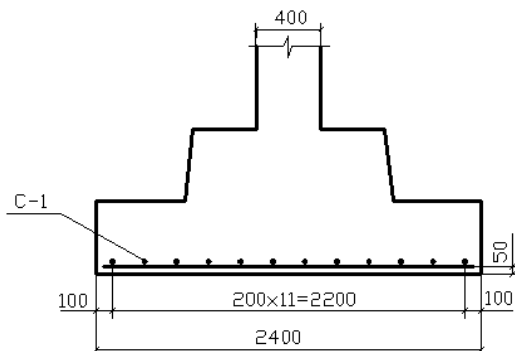


Рисунок 5.30. Размещение арматуры фундамента в размере a_f

6. УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ ЧЕРТЕЖА КУРСОВОГО ПРОЕКТА

- *Конструирование ригеля рамы;*
- *Конструирование стойки и фундамента;*
- *Составление спецификации и ведомости расхода стали.*

На чертеже курсового проекта должна быть приведена схема водосброса в масштабе 1:100. Должны быть разработаны конструкции ригеля, стойки, фундамента, а также узлы сопряжения элементов. Должна быть приведена спецификация на ригель или на стойку, на основе которой составляется ведомость расхода материалов. Основные чертежи рекомендуется выполнять в масштабе 1:20, сечения и узлы сопряжения – в масштабе 1:10 или 1:5.

6.1. РИГЕЛЬ ВОДОСБРОСА

На рис.6.1 приведен чертеж ригеля. В силу симметрии конструкции ригеля на одном виде приведены чертежи: справа – опалубочный чертеж, а слева – арматурный. На опалубочном чертеже показана конструкция самого ригеля, привязка закладных деталей М1, М2 и монтажных петель. Закладные

детали М1 служат для соединения второстепенных балок с ригелем. Поэтому расстояния между закладными деталями соответствуют расстояниям между второстепенными балками, то есть размерам пролетов водосброса. Размеры закладных деталей М1 показаны на рис. 6.2. Один размер пластины закладных деталей М1 соответствует ширине ригеля. Второй размер выбирается таким, чтобы можно было приварить к М1 закладные детали второстепенных балок. Для этого с каждой стороны закладной детали балок должно быть предусмотрено не менее 20 мм. То есть,

$$b_d \geq b_b + 40 \text{ мм}$$

Закладная деталь М2 расположена снизу ригеля и служит для того, чтобы соединить ригель со стойкой. Поэтому расположение ее определяется размером головы стойки. Эта деталь по ширине может быть такой же, как М1, но может иметь другой размер.

Сбоку ригеля стоит закладная деталь опорного каркаса ригеля КР-2. Она несколько утоплена вглубь ригеля таким образом, чтобы в пределах образовавшегося паза снаружи поместилась пластина толщиной 10 мм, объединяющая закладную деталь ригеля и закладную деталь каркаса стойки, а также слой цементно-песчаной затирки (см. рис. 6.4). Размеры закладной детали каркаса КР-2 выбираются такими, чтобы при приварке пластины могла разместиться требуемая по расчету длина сварного шва.

На арматурном чертеже ригеля показывается, как в нем располагаются каркасы, закладные детали, петли. На рис. 6.2 приведены сечения ригеля, полученные в результате расчета: 1-1 – в пролете, 2-2 – на опоре. Длина опорного каркаса КР-2 определяется по арматурному чертежу ригеля (рис. 6.1) после построения огибающей эпюры моментов, которую получают при действии на раму ветровой нагрузки, направленной сначала слева направо, а затем наоборот. От точки, где опорная ветвь огибающей эпюры моментов пересекает нулевую линию, откладывается длина анкеровки опорной арматуры. По этой границе определяется конец опорного каркаса ригеля.

Монтажные петли, которые служат для его подъема и транспортировки, устанавливаются таким образом, чтобы при подъеме ригеля от его собственного веса возникали наименьшие изгибающие моменты. Этому условию удовлетворяет размер от края ригеля, равный $(0,25...0,2) L$. Монтажные петли делаются из арматуры А240. Диаметр петли определяется по площади арматуры, полученной по условию прочности петли при подъеме ригеля с учетом коэффициента динамичности при транспортировке 1,6. Нагрузка на одну петлю равна

$$G_p = 0,5hbL\gamma_b\gamma_d = 0,5 * 0,7 * 0,3 * 5,2 * 25 * 1,6 = 21,84 \text{ кН} .$$

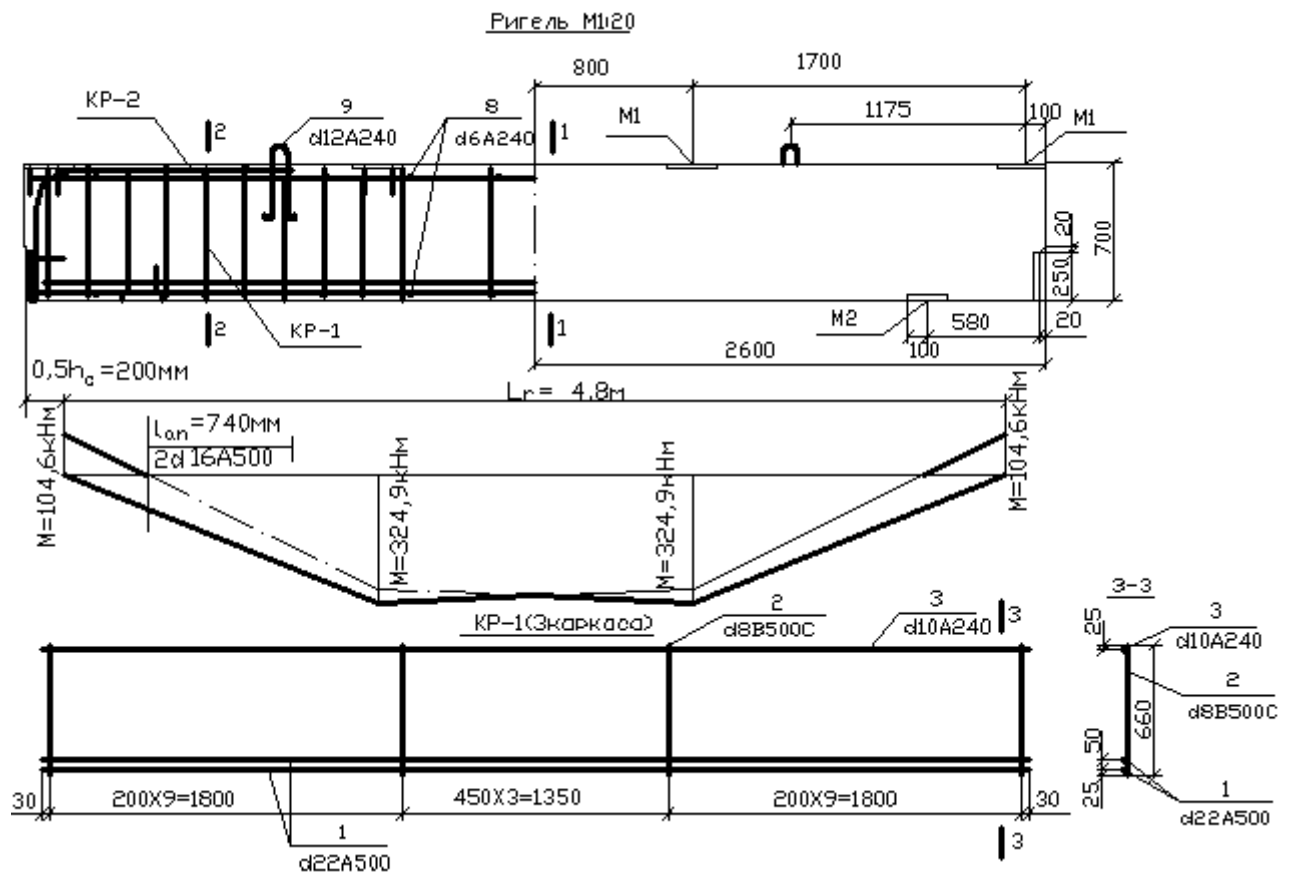


Рисунок 6.1. Опалубочный и арматурный чертеж ригеля, арматурные каркасы

Требуемая площадь арматуры для петли равна

$$A_s = \frac{G_p}{R_s} = \frac{21,84}{21,5} = 1,06 \text{ см}^2$$

По сортаменту принимаем петли ригеля Ø12 А240 $A_s = 1,131 \text{ см}^2$. Петли должны быть заделаны на глубину не менее длины анкеровки. Прочность бетона в момент первого подъема ригеля принимаем равной 70% от проектного класса $0,7*25=17,5 \text{ МПа}$. То есть, в момент первого подъема прочность бетона примерно соответствует классу В15, для которого $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$. Тогда длина анкеровки:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{21,5 * 1,131}{0,1125 * 3,77} = 57,33 \text{ см};$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 1,5 * 1 * 0,075 = 0,1125 \text{ кН / см}^2;$$

$$u_s = \pi d_s = \pi * 1,2 = 3,77 \text{ см}.$$

$$l_{an} = \alpha * l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1 * 57,33 \frac{1,06}{1,131} = 53,73 \text{ см}.$$

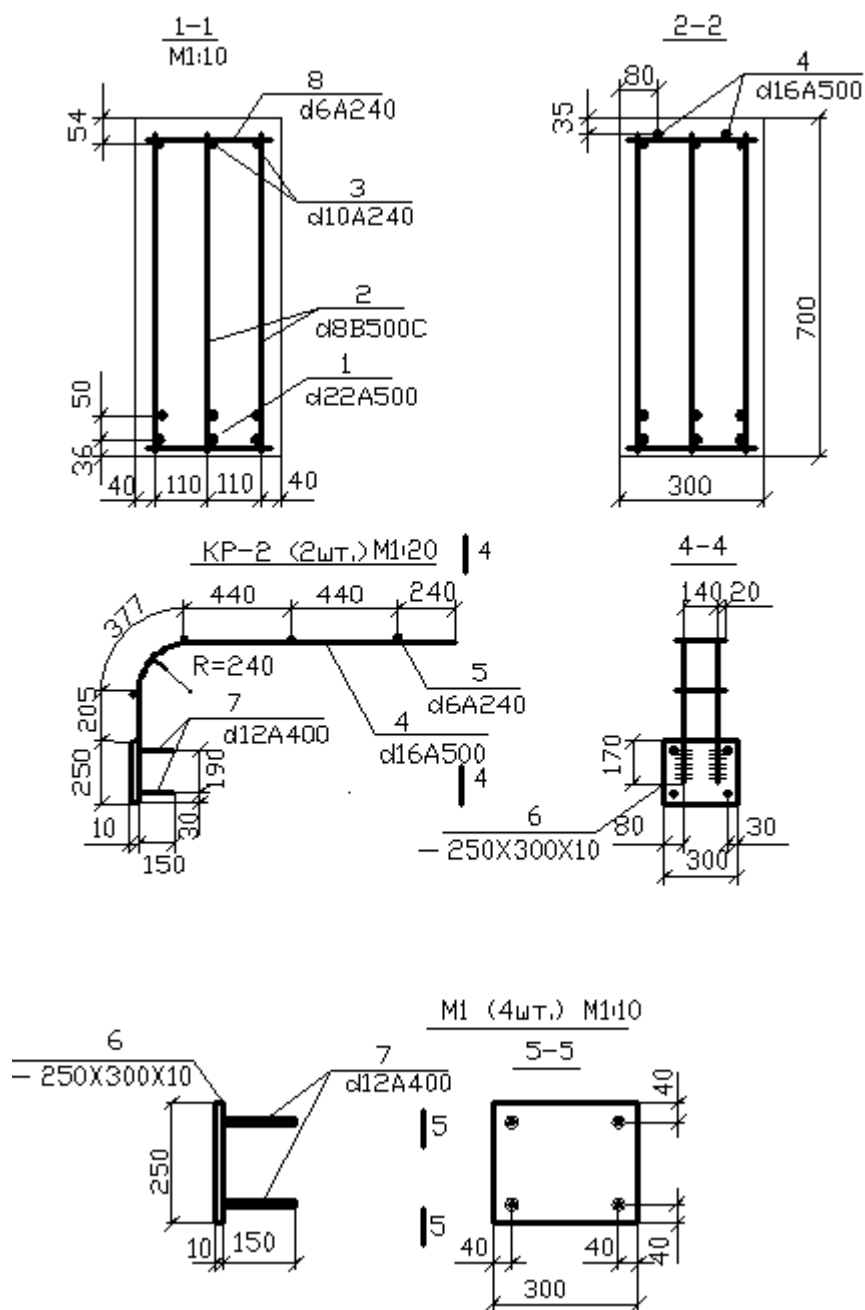


Рисунок 6.2. Сечения ригеля, опорные каркасы и закладные детали

Длина прямолинейного участка запуска арматуры

$$l_a = l_{an} - 30 - \pi * r = 540 - 30 - \pi * 20 = 447 \text{ мм.}$$

Принимаем длину прямолинейного участка 450 мм. На рис. 6.3 показана конструкция петли

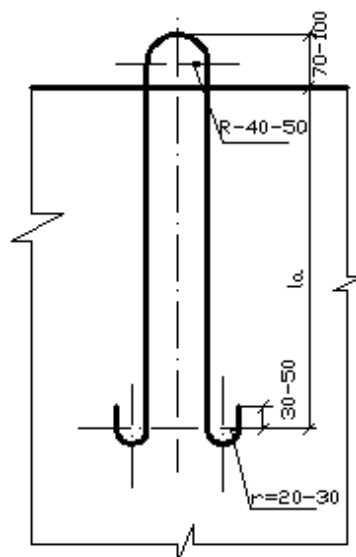


Рисунок 6.3. Монтажная петля ригеля

6.2. СТОЙКА ВОДОСБРОСА И ФУНДАМЕНТ

На рис. 6.4 показана конструкция стойки водосброса. Длина стойки определяется в соответствии с уточненными в ходе проектирования размерами конструкций:

$$H_c = \downarrow \text{Дл} - \downarrow \text{Пф} - h_s - h_b - h - h_f + h_1,$$

где h_1 – глубина заделки стойки в фундамент.

Стойка может иметь консоль, но может быть выполнена без консоли. Это было установлено в п. 5.1.3. Для подъема и транспортировки стойки в ней предусмотрены монтажные трубы М4, являющиеся отрезками газовой трубы диаметром 48 мм. Они устанавливаются по длине стойки так же, как и монтажные петли ригеля. Для установки стойки в фундамент имеется монтажная труба М3. На рис. 6.4 приведена конструкция стойки, показаны ее каркасы. Внешний каркас имеет пластину, которая служит для соединения с ригелем. На рис. 6.5 даны сечение стойки, каркас консоли и узел сопряжения стойки с ригелем.

Конструкция фундамента приведена на рис. 6.6. Назначение его размеров и армирование описано в п. 5.3. Если размеры фундамента, полученные расчетом, небольшие, то его делают сборным, то есть изготавливают на заводе железобетонных изделий. Для подъема и транспортировки в фундаменте

предусматриваются монтажные петли. При определении диаметра монтажных петель в расчете учитывается, что при подъеме возможен случай, когда фундамент поднимают за три петли. Если фундамент имеет большие размеры, то его целесообразно изготавливать непосредственно на строительной площадке, он будет монолитным. Петли в таком фундаменте не делают.

Под фундаментом предусматривают подготовку: для сборного фундамента из песка толщиной 100 мм, для монолитного фундамента из бетона низкой прочности не выше В7,5 (чаще всего из бетона класса В3,5) толщиной 100 мм. Вид подготовки и ее толщина указываются в примечании на чертеже.

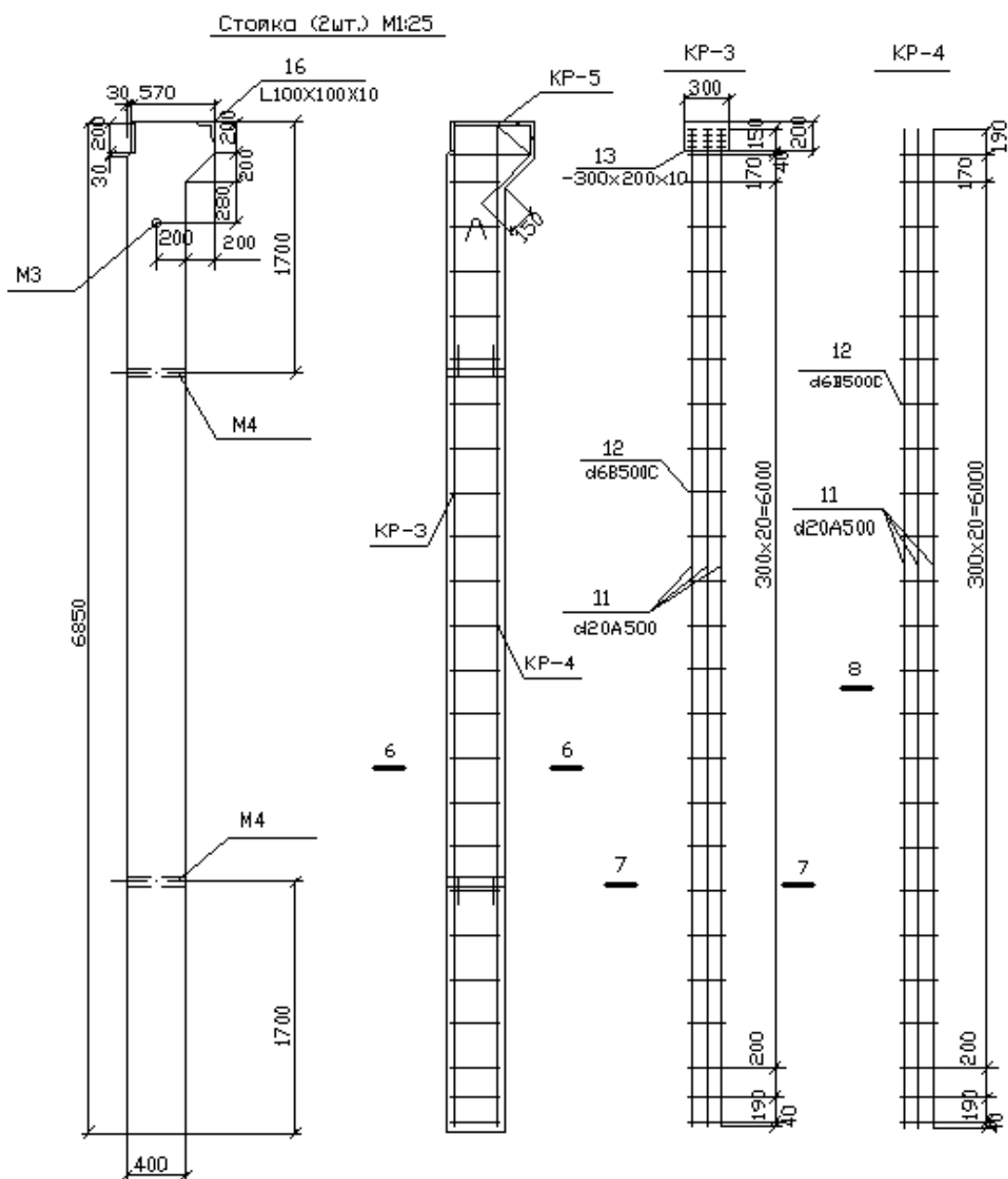
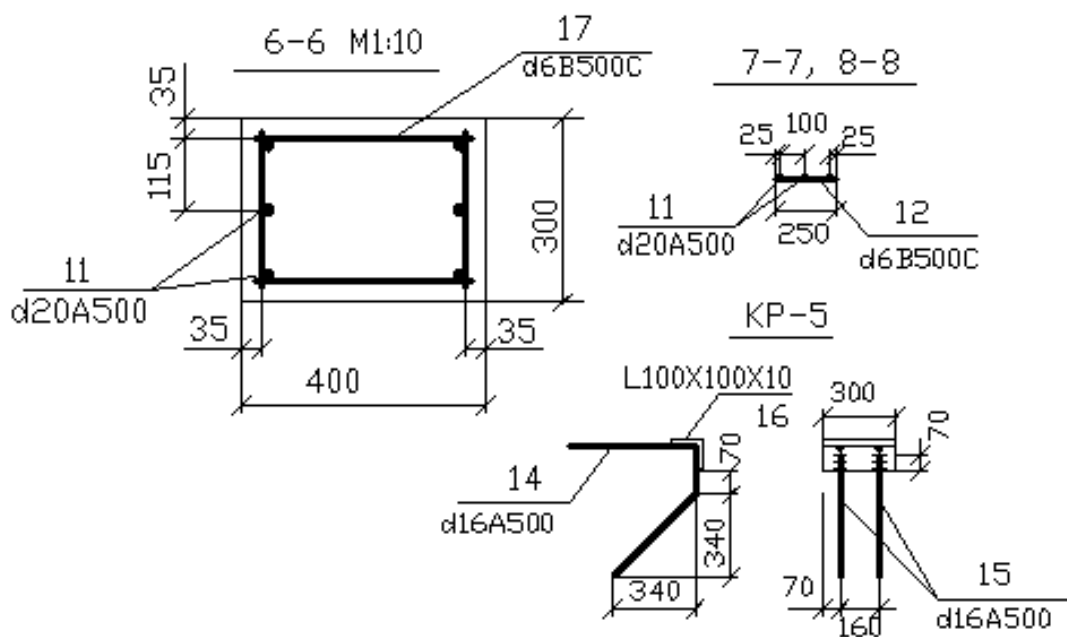


Рисунок 6.4. Стойка водосброса



Узел сопряжения ригеля со стойкой

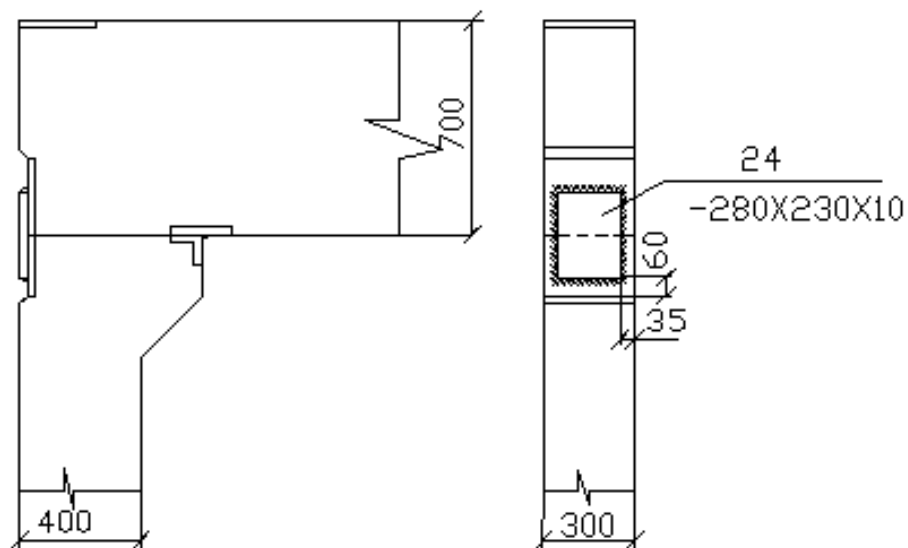


Рисунок 6.5. Сечение стойки и ее каркасов, каркас консоли, узел сопряжения ригеля со стойкой

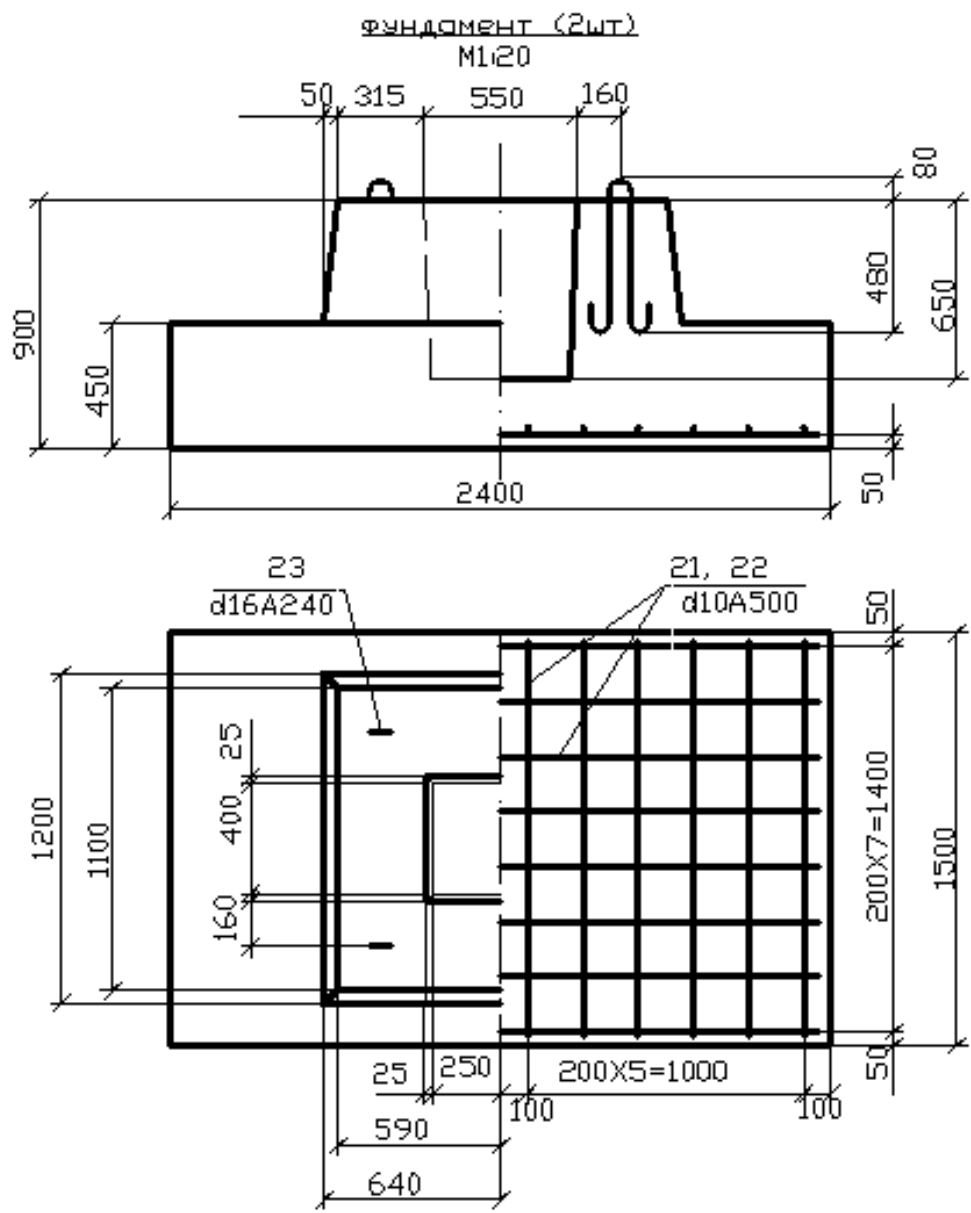


Рисунок 6.6. Фундаменты рамы водосброса

6.3. СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРЫ И ВЕДОМОСТЬ РАСХОДА СТАЛИ

На ригель или стойку водосброса необходимо составить спецификацию. Спецификация – это таблица, в которой описаны все арматурные изделия: каркасы, сетки, закладные детали, из которых выполнен элемент. Состав ячеек таблицы спецификации и их размеры регламентированы ГОСТ 21.503-80 «Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи»:

Спецификация _____
(Наименование конструкции)

	Формат	Зона	Поз.	Обозначения	Наименование	Кол.	Примечание
8min 15	6	6	8	10	63	10	22

Рисунок 6.7. Таблица спецификации арматуры

В приложениях 6 и 7 приведены спецификации арматуры, и ведомости расхода стали для ригеля и стойки. При заполнении таблицы спецификации в столбце «Обозначения» указывается марка элемента, на который составляется спецификация, и марки сборочных единиц. Так для ригеля, например, обозначение «БЖ-01. 000.СБ». Здесь «БЖ» и «СБ» означает, что ригель является сборной железобетонной балкой, «01» – ригель балка водосброса, которой присвоен номер 1, «000» – поле для маркировки сборочных арматурных единиц ригеля. В столбце «Наименование» описываются сборочные единицы арматуры, отдельно рассматриваются все стержни и прокатные элементы, из которых состоят сборочные арматурные единицы, указывается документ, в соответствии с которым выпускается промышленностью арматура, приводится информация о ее размерах. В столбце «Поз.» проставляется номер позиции спецификации, которым арматурный стержень или прокатный элемент обозначены на чертеже. При этом один и тот же номер спецификации присваивается абсолютно одинаковым деталям, у которых совпадают размеры, класс арматуры или марка стали, форма. В столбце «Кол.» указывается количество одинаковых элементов. В столбце «Примечание» приводится вес одного арматурного элемента. Для арматурных стержней вес определяется умножением веса 1 п. м. на длину стержня. Вес 1 п.

м. принимается по прил. 4. Для прокатных элементов определяется объем в «м³», затем объем умножается на удельный вес стали $\gamma_{ст} = 7850 \text{ кг/ м}^3$. Полученное значение округляют до десятых долей в большую сторону.

По данным спецификации, составляется таблица «Ведомость расхода стали»:

Ведомость расхода стали на элемент, кг

4U	Марка элемента	Изделия арматурные								
		Арматура класса								
					
		ГОСТ ...				ГОСТ ...				
		d	Итого	d	Итого	
		∞								
8	40	Изделия закладные								
		Арматура класса				Прокат марки				
		ГОСТ ...				ГОСТ ...				
		d	Итого	L	Итого	

Рисунок 6.8. Ведомость расхода стали на элемент

Прочностные характеристики бетона

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{br} , МПа, при классе бетона по прочности на осевое сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое R_{br}	0,56	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона R_{bn} и R_{bnt} , расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{br,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на осевое сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn} , $R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое R_{bnt} , $R_{br,ser}$	0,85	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75

Деформационные характеристики бетона

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Значение коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициента Пуассона) допускается принимать $\nu_{b,p} = 0,2$.

Прочностные характеристики арматуры

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной (хомутов) R_{sw}	
A240	215	170	215
A300	270	215	270
A400	355	285	355
A500	435	300	435(400)
B500	415	300	415(400)

Примечание: Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
A240	6 - 40	240
A300	10 - 70	300
A400	6 - 40	400
A500	6 - 40	500
B500C	4 - 12	500

Минимальные расстояния между стержнями в сварных каркасах

Диаметры продольных стержней, мм	3...5	6	8; 10	12...16	18	20; 22	25	28	32	36; 40
Наименьшие расстояния между продольными стержнями V , мм	-	30	30	40	40	50	50	60	70	80
Наименьшие расстояния между поперечным стержнями S_w (наименьший шаг хомутов), мм	50	50	75	75	100	100	150	150	150	200

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного сечения арматуры при числе стержней, см ²									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240 A400 A500	B500	B500C
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,052	-	+	-
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,098	-	+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,144	-	+	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+	+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	-	-
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,28	2,466	+	-	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	+	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	+	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	+	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	-	-
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	9,865	+	-	-

Знак «+» означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса

Спецификация ригеля ВЖ-1.СВ

Код	Знач	Поз	Обозначения	Наименование	Кол.	Приме- чание
			ВЖ-01.000.СВ			
				Сварочные единицы		
			ВЖ-01.000	Каркас КР-1	3	
				Детали КР-1		
	1		-00	∅22А500 ГОСТ Р 52544-2006 L=5010	2	15,0кг
	2		-01	∅8В500С ГОСТ Р 52544-2006 L=660	22	0,3кг
	3		-02	∅10А240ГОСТ5781-82 L=5010	1	3,1кг
			ВЖ-01.010	Каркас КР-2	2	
				Детали КР-2		
	4		-00	∅16А500 ГОСТ Р 52544-2006 L=1872	2	3,0кг
	5		-01	∅6А240ГОСТ5781-82 L=180	4	0,1кг
	6		-02	Пластина СтальС235ГОСТ82-70 250Х300Х10	1	5,9кг
	7		-03	∅12А400ГОСТ5781-82 L=150	4	0,2кг
			ВЖ-01.020	Закладная детальМ1	4	
				Детали М1		
	6		-00	Пластина СтальС235ГОСТ82-70 250Х300Х10	1	5,9кг
	7		-01	∅12А400ГОСТ5781-82 L=150	4	0,2кг
			ВЖ-01.030	Закладная детальМ2	2	
				Детали М2		
	10		-00	Пластина СтальС235ГОСТ82-70 200Х300Х10	1	4,7кг
	7		-01	∅12А400ГОСТ5781-82 L=150	4	0,2кг
				Детали		
	8		ВЖ-01.001	∅6А240ГОСТ5781-82 L=260	24	0,1кг
	9		ВЖ-01.002	Монтажная петля ∅12А240ГОСТ5781-82 L=930	2	0,9кг

Спецификация колонны КЖ-1 СВ

Вид работ	Зона	Пос.	Обозначения	Наименование	Кол.	Примечание
			КЖ-01.000.СВ			
				Сварочные единицы		
			КЖ-01.000	Каркас КР-3	1	
				Детали КР-3		
		11	-00	д20А500 ГОСТ Р 52544-2006 L=6790	3	16,8кг
		12	-01	д6В500С ГОСТ Р 52544-2006 L=250	24	0,1кг
		13	-02	Пластина СтальС235ГОСТ82-70 300X200X10	1	4,7кг
			КЖ-01.010	Каркас КР-4	1	
				Детали КР-4		
		11	-00	д20А500 ГОСТ Р 52544-2006 L=6790	3	16,8кг
		12	-01	д6В500С ГОСТ Р 52544-2006 L=250	24	0,1кг
			КЖ-01.020	Каркас КР-5	1	
				Детали КР-5		
		14	-00	д16А500 ГОСТ Р 52544-2006 L=520	2	0,9кг
		15	-01	д16А500 ГОСТ Р 52544-2006 L=620	2	1,0кг
		16	-02	L 100X100X10 ГОСТ 8509-93 L=300	1	4,6кг
			КЖ-01.030	Закладная детальМ3	1	
		18	-00	Газовая труба д48 СтальС235ГОСТ82-70 L=300	1	1,3кг
		19	-01	д6А240ГОСТ5781-82 L=630	2	0,2кг
			КЖ-01.040	Закладная детальМ4	2	
		20	-00	Газовая труба д48 СтальС235ГОСТ82-70 L=400	1	1,8кг
		19	-01	д6А240ГОСТ5781-82 L=630	2	0,2кг
				Детали		
		17	КЖ-01.001	д6В500С ГОСТ Р 52544-2006 L=370	48	0,1кг

Ведомость расхода стали на ригель, кг

Марка элемента	Изделия арматурные								
	Арматура класса								
	A500			A240				B500C	
	ГОСТ Р 52544-2006			ГОСТ 5781-82				ГОСТ Р 52544-2006	
	∅22	∅16	Итого	∅10	∅6	∅12	Итого	∅8	
БЖ-1,СВ	90	12	102	9,3	3,2	1,8	14,3	19,8	

Изделия закладные		
Арматура класса	Прокат	
A400	Сталь С235 широко-полосная универсальная	
ГОСТ 5781-82	ГОСТ 82-70	
∅12	-250X300X10	-200X300X10
6,4	35,4	9,4

Общий расход стали - 180,9кг

Ведомость расхода стали на стойку, кг

Марка элемента	Изделия арматурные			
	Арматура класса			
	A500		B500C	
	ГОСТ Р 52544-2006			
	∅20	∅16	Итого	∅6
КЖ-1, СВ	100,8	3,8	104,6	9,6

Изделия закладные			
Арматура класса	Прокат		
A240	Уголок	Сталь широко-полосная	Газовая труба
ГОСТ 5781-82	ГОСТ 8509-93	ГОСТ 82-70	
∅6	L100X100X10	-300X200X10	∅48
1,2	4,6	4,7	4,9

Общий расход стали - 128,4кг

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Берген Р. И. Акведуки и консольные перепады. Учебное пособие по курсовому проектированию для студентов гидромелиоративных специальностей. – М., МГМИ, 1988. – 70 с.
2. Дукарский Ю.М., Расс Ф. В., Семенов В. Б. Инженерные конструкции. – М.: КолосС, 2008. – 364 с.
3. Ксенофонтова Т. К. Инженерные конструкции. Учебное пособие. – М., МГУП, 2011. – 143 с.
4. Ксенофонтова Т. К., Чумичева М. М. Железобетонные подпорные стены. – М., МГУП, 2010. – 153 с.
5. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций. 3-е издание. – М., Альянс, 2007. – 504 с.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52–101–2003). – М., ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.
7. СП 41.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. Введен 01.01.2013. – М., 2012. – 67 с.
8. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введен 01.01.2013. – М., 2013. – 155 с.
9. Чумичева М. М. Покрытия одноэтажных зданий. Часть I. Балки. Учебное пособие. М., изд-во Спутник, 2017. – 52 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ЗАДАЧИ КУРСА «ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ» ПРИ ПОДГОТОВКЕ СПЕЦИАЛИСТОВ В ОБЛАСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО И ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА.....	6
---	----------

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ИЗУЧЕНИЮ КУРСА

«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»	8
1. Общие сведения о железобетонных конструкциях.....	9
2. Материалы для железобетонных конструкций.....	9
3. Свойства железобетона.....	9
4. Основные положения сопротивления железобетонных элементов под нагрузкой. Особенности расчета по предельным состояниям.....	9
5. Изгибаемые элементы. Конструирование и расчет прочности.....	10
6. Сжатые элементы. Конструирование и расчет прочности.....	11
7. Центральные и внецентренно растянутые элементы.....	11
8. Расчет железобетонных элементов по второй группе предельных состояний.....	11
9. Фундаменты.....	12
10. Здания и сооружения из железобетона для гидротехнического и гидромелиоративного строительства.....	12

**ПОСОБИЕ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА НА
ТЕМУ:
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ КОНСОЛЬНЫЙ ВОДОСБРОС»**

1. Общие сведения.....	13
2. Исходные данные для проектирования.....	15
2.1. Исходные данные для выполнения курсового проекта.....	15
2.2. Исходные данные для примера расчета.....	17
3 Составление схемы водосброса.....	17
3.1. Предварительное назначение размеров элементов водосброса.....	17
3.2. Компоновка водосброса.....	20
<i>Пример расчета</i>	21
4. Статический расчет рамы водосброса.....	23
4.1 Нагрузки и статическая схема рамы.....	23
<i>Пример расчета</i>	27
4.2. Определение внутренних усилий в раме водосброса	29
<i>Пример расчета</i>	32
4.3. Статический расчет рамы на компьютере.....	35
5. Проектирование элементов рамы водосброса.....	44
5.1. Расчет ригеля рамы водосброса.....	44
5.1.1. Подбор продольной арматуры.....	44
<i>Пример расчета</i>	49
5.1.2. Подбор поперечной арматуры.....	53
<i>Пример расчета</i>	57
5.1.3. Расчет прочности ригеля на действие момента в наклонном сечении на опоре	61
<i>Пример расчета</i>	67
5.1.4. Проверка ригеля по раскрытию трещин.....	71
<i>Пример расчета</i>	74
5.2. Расчет стойки рамы водосброса.....	78
<i>Пример расчета</i>	83
5.3. Расчет фундамента.....	88
5.3.1. Назначение размеров фундамента.....	88

5.3.2. Проверка размеров фундамента.....	90
5.3.3. Подбор арматурной сетки в фундаменте.....	97
<i>Пример расчета.....</i>	98
6. Указания по выполнению чертежа курсового проекта...	108
6.1. Ригель водосброса.....	108
6.2. Стойка водосброса и фундамент.....	113
6.3. Спецификация арматуры и ведомость расхода стали...	116
Приложение 1	119
Приложение 2	120
Приложение 3	121
Приложение 4	122
Приложение 5.....	123
Приложение 6.....	124
Приложение 7.....	125
Список использованной литературы.....	126