

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ

«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных конструкций

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ И КОЛОННЫ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания к выполнению I курсового проекта
по курсу:

"Железобетонные конструкции"

специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения

Брест 2007

УДК 624.012 (07)

Методические указания содержат примеры расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций, подлежащих расчету в I курсовом проекте. При подготовке примеров приведены рекомендации по компоновке элементов сборного ребристого перекрытия с балочной панелью и даны необходимые ссылки на учебную или нормативную литературу, примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СНБ 5.03.01.

Указания предназначены для студентов специальности 70 02 01 (ПГС) всех форм обучения, а также могут быть использованы при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного факультета.

Ил.8, список литературы: 7 источников, 4 приложения.

Составители: В.Н. Малиновский, профессор, к.т.н.
Н.Н. Шалобыта, ст. преподаватель.
Т.П. Шалобыта, доцент, к.т.н.

Рецензент: директор Республиканского научно-исследовательского и опыт-

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	4
1. СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ	5
1.1. Основные указания по компоновке элементов сборного перекрытия	5
1.2. Исходные данные	7
2. РАСЧЕТ СБОРНОГО МНОГОПРОЛЕТНОГО РИГЕЛЯ	7
2.1. Данные для проектирования	7
2.2. Определение расчетных пролетов ригеля	7
2.3. Подсчет нагрузок на ригель	8
2.4. Определение нагрузки на ригель	9
2.5. Статический расчет ригеля	9
2.6. Уточнение высоты сечения ригеля	10
2.7. Определение площади сечения продольной арматуры	12
2.8. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе	14
2.9. Построение эпюры арматуры (эпюры материалов)	16
2.10. Определение длины анкеровки обрывааемых стержней	18
3. РАСЧЕТ СТЫКА РИГЕЛЯ С КОЛОННОЙ	21
3.1. Определение площади соединительных стержней	21
4.1. Исходные данные	22
4.2. Подсчет нагрузок	22
4.3. Расчет колонны на прочность	23
4.3.1. Определение размеров сечения колонны	23
4.3.2. Расчет продольного армирования колонны 2-го этажа	24
4.3.3. Расчет продольного армирования колонны первого этажа	25
4.4. Расчет консоли колонны	25
4.4.1. Конструирование консоли	25
4.4.2. Армирование консоли	26
5. РАСЧЕТ СТЫКА КОЛОНН	28
ЛИТЕРАТУРА	31
ПРИЛОЖЕНИЯ	32
Приложение 1	32
Приложение 2	34
Приложение 3	35
Приложение 4	37

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее третье издание методических указаний переработано в соответствии с новыми строительными нормами Республики Беларусь СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» (с учетом изменений №1, № 2, № 3 к данному нормативному документу) и переработано по сравнению с предыдущим изданием, вышедшим в 2004 г., однако основная методическая установка указаний сохранена.

Данные методические указания являются одним из составных элементов учебно-методического обеспечения первого курсового проекта по курсу «Железобетонные конструкции».

Указания содержат рекомендации по составу компоновке сборного железобетонного междуэтажного перекрытия промышленного здания с несущими наружными стенами и внутренним железобетонным каркасом, приведены примеры расчета и конструирования сборного неразрезного ригеля, сборной двухъярусной колонны нижних этажей, узлов сопряжений ригеля с колонной и колонн между собой.

Исходные данные для проектирования студент заочного отделения принимает строго по трем последним цифрам своего шифра по табл. 1,2 и 3 приложения 1, дневного отделения – по заданию, выданному преподавателем.

При выполнении графической части проекта можно пользоваться "Методическим пособием по оформлению графической части проекта N1", а также альбомами рабочих чертежей, имеющихся в методическом кабинете кафедры. В приложениях к указаниям приводятся ссылочные материалы и необходимые сведения для выполнения курсового проекта.

Указания предназначены для студентов специальности 70 02 01 (ПГС) всех форм обучения, а также могут быть полезны при курсовом и дипломном проектировании студентам других специальностей строительного факультета.

1. СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

1.1. Основные указания по компоновке элементов сборного перекрытия

Балочные сборные перекрытия состоят из панелей перекрытия и поддерживающих их ригелей, образующих вместе с колоннами несущий каркас здания. В зданиях с неполным каркасом ригели в крайних пролетах одним концом опираются на наружные несущие стены, другим – на промежуточные колонны каркаса.

Ригель сборного панельного перекрытия монтируется из однопролетных сборных элементов и, с целью повышения жесткости каркаса здания, экономии материалов и уменьшения конструктивной высоты перекрытия, проектируется неразрезным. Неразрезность обеспечивается за счет сварки выпусков арматуры, закладных и накладных деталей и омоноличивания стыков сопрягаемых элементов (рис.б).

Форма поперечного сечения ригеля назначается в зависимости от способа опирания на него панелей. При укладке панелей поверху ригелей сечение последних принимается, как правило, прямоугольным (рис.1,а). При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение может иметь форму, показанную на рис. 1,б.

Существует большое разнообразие схем компоновки сборных перекрытий. Целесообразно ригели располагать в поперечном направлении здания. В этом случае панели располагаются вдоль здания. При раскладке панелей необходимо иметь в виду, что колонны мешают свободной раскладке, а поэтому в местах расположения колонн устанавливают специальные панели, имеющие вырез (рис. 1,2).

В курсовом проекте компоновка конструктивной схемы перекрытия в зависимости от типа применяемых ригелей и панелей сводится к разбивке перекрытия на сборные панели и к установлению основных геометрических размеров панелей и ригелей.

При выполнении этой задачи должны быть учтены следующие условия и обеспечено их выполнение:

- обеспечение пространственной жесткости здания;
- стремление к минимальному количеству типоразмеров панелей и ригелей перекрытия;
- в целях улучшения использования кранов и транспортных средств необходимо стремиться к укрупнению монтажных элементов;
- для упрощения статического расчета ригеля необходимо, чтобы загрузка ребристыми плитами происходило не менее чем в четырех точках по длине.

На рис. 1,2 показана возможная схема сборного перекрытия при использовании ригелей прямоугольного или таврового типов и панелей ребристого типа. В этой схеме панель, расположенная по оси колонн, называется панелью-распоркой. Панель-распорка опирается на ригели перекрытия своими продольными ребрами. Для обеспечения монтажа панель-распорка в верхней плите имеет вырез по размерам сечения колонны. Ширина панели-распорки должна приниматься не менее 80 см.

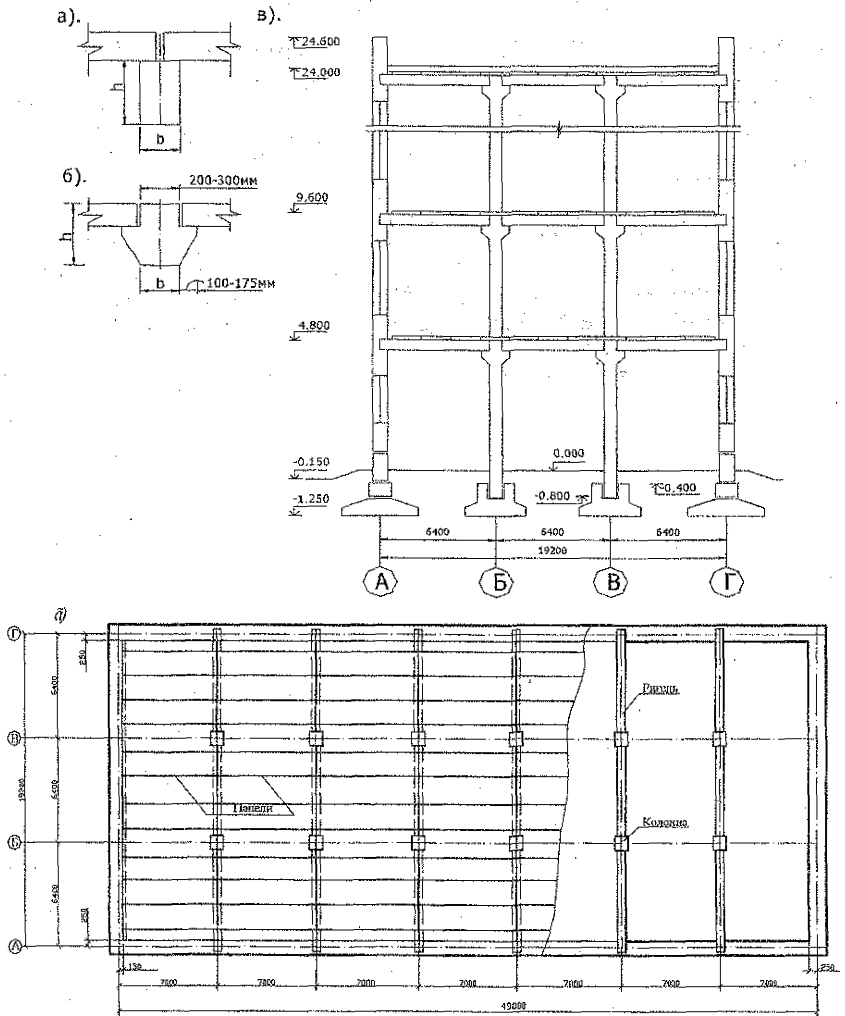


Рис. 1 Компоновка сборного ребристого перекрытия.

Основные габариты панели – номинальную ширину B и длину L принимают по результатам компоновки перекрытия. Конструктивные размеры будут меньше номинальных на величину монтажных зазоров. По ширине панели зазор 15 мм, по длине – 40 мм. При опирании панелей на полки ригелей (рис. 1,б) $l_{\text{констр.}} = L - a - b_{\text{риг.}}$. Полная высота ребра (панели) может быть принята $h = \left(\sqrt[3]{20} \div \sqrt[3]{30}\right) \cdot L$ мм.

1.2. Исходные данные

Требуется сконструировать сборное междуэтажное перекрытие и рассчитать основные несущие элементы – ригель и колонну каркаса здания, имеющего размеры в плане $19,2 \times 49,0$ м и сетку колонн в осях $6,4 \times 7,0$ м. Число этажей $n_{\text{эт}} = 4$, высота этажа $H_{\text{эт}} = 4,8$ м. Нормативная переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие $q_{\text{к}} = 9,5 \text{ кН/м}^2$, частный коэффициент безопасности по нагрузке – $\gamma_F = 1.5$.

По степени ответственности здание относится к классу I (коэффициент надежности по назначению конструкции – $\gamma_n = 1.0$), по условиям эксплуатации – ХС1. Класс бетона по прочности на сжатие – $C^{16}/_{20}$. Нормативные и расчетные характеристики бетона: $f_{\text{сж}} = 16 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1.5$, тогда

$$f_{\text{сд}} = f_{\text{сж}} / \gamma_c = 16 / 1.5 = 10.67 \text{ МПа}; \quad \alpha = 1.$$

По табл. 4.3 [4] для бетона $C^{16}/_{20}$ $\epsilon_{\text{сж}} = 3,5 \text{ ‰}$, по табл. 6.5 $\omega_c = 0,810$, $K_2 = 0,416$, $C_0 = \omega_c / K_2 = 1,947$.

Продольная и поперечная арматура приняты класса S500. Расчетные характеристики для арматуры:

$$f_{\text{ск}} = 500 \text{ МПа}, \quad f_{\text{сд}} = 450 \text{ МПа}, \quad f_{\text{сж}} = 324 \text{ МПа}, \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

2. РАСЧЕТ СБОРНОГО МНОГОПРОЛЕТНОГО РИГЕЛЯ

2.1. Данные для проектирования

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и разнице в величинах отдельных пролетов, не превышающей 20%, его можно рассчитывать как неразрезную балку на шарнирных опорах.

Ориентировочные размеры поперечного сечения ригелей: прямоугольной формы могут назначаться следующими: высота $h = (\frac{1}{8} + \frac{1}{12}) \cdot l$, где l – пролет ригеля; ширина сечения $b = (0.3 + 0.4) \cdot h$, но не менее 200 мм.

При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение может иметь ширину $200 \div 300$ мм, высота ригеля – $h = (\frac{1}{8} + \frac{1}{12}) \cdot l$, а вылет полка для опирания панелей – $100 \div 175$ мм. Сечение ригеля принимаем с учетом установленной градации размеров.

2.2. Определение расчетных пролетов ригеля

Расчетный пролет ригеля (см. рис 2) в крайних пролетах принимается равным расстоянию от оси его опоры на стене до оси колонны:

$$l_{0, \text{кр}} = l - a + \frac{l_{\text{суп}}}{2} = 6400 - 250 + \frac{380}{2} = 6340 \text{ мм},$$

где l – расстояние между разбивочными осями;

a – "привязка" стены (расстояние от внутренней грани наружной стены до разбивочной оси), принимается равной 250 мм;

$l_{\text{суп}}$ – величина заделки ригеля в стену, принимаемая кратной половине кирпича, но не менее 25 см.

Расчетный пролет ригеля в средних пролетах принимается равным расстоянию между осями колонн: $l_{0,ср} = l = 6400$ м.

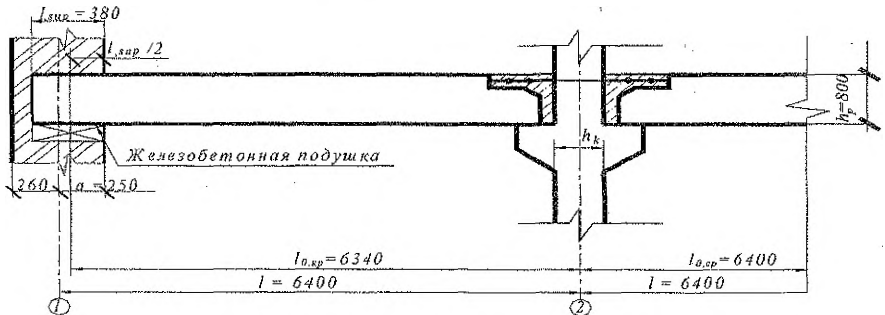


Рис. 2 К определению расчетных пролетов ригеля.

2.3 Подсчет нагрузок на ригель

Принимаем следующую конструкцию пола перекрытия: плиточный пол, цементно-песчаная стяжка.

Нагрузка на 1 м^2 поверхности плиты в кН/м^2 приведена в таблице 1.

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия.

Таблица 1

Вид Нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	γ_F	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1. Постоянные – g			
– Плиточный пол $t = 10$ мм, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$	0,20	1,35	0,27
– Цементно-песчаная стяжка $t = 15$ мм, $\rho = 22 \text{ кН/м}^3$	0,33	1,35	0,45
– собственный вес плиты при $h = L/25 = 7000/25 \approx 300 \text{ мм}^*$	2,2	1,35	2,97
Итого g	2,73		3,69
2. Переменная – q			
– по заданию	9,5	1,5	14,3

* В курсовом проекте равномерно-распределенную нагрузку от собственного веса плиты следует принимать при:

$h \leq 300 \text{ мм} - 2,2 \text{ кН/м}^2$; $h = 350 \text{ мм} - 2,4 \text{ кН/м}^2$; $h \geq 400 \text{ мм} - 2,8 \text{ кН/м}^2$.

Высота ребра панели принимается кратно 50 мм.

2.4. Определение нагрузки на ригель

Расчетные нагрузки на 1 пог. м ригеля при ширине грузовой площади 7 м (рис. 1,в) и коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$ составят: постоянная $3,69 \times 7,0 \times 1 = 25,83$ кН/м, переменная $q = 14,3 \times 7,0 \times 1 = 100,1$ кН/м.

Для определения нагрузки от массы ригеля задаемся размерами его сечения: $h = \frac{1}{8} \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 640 = 80$ см. Ширину сечения ригеля следует назначать: $b = (0,3 \div 0,4) \cdot h = (0,3 \div 0,4) \cdot 80 = 24 \div 32$ см. Принимаем $b = 30$ см.

Тогда суммарная (с учетом нагрузки от ригеля) постоянная нагрузка будет равна $g = 25,83 + 0,30 \times 0,8 \times 25,0 \times 1,35 \times 1 = 33,93$ кН/м.

2.5. Статический расчет ригеля

Определение изгибающих моментов и поперечных сил ригеля производится с учетом перераспределения усилий в стадии предельного равновесия конструкции ([3*] стр. 292...300). Первоначально необходимо рассчитать ригель как упругую систему на действие постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодного расположения переменных нагрузок. В этом случае наибольшее значение M и V определяются по формулам:

$$M = (\alpha \times g + \beta \times q) \times l_0^2, \quad V = (\gamma \times g + \delta \times q) \times l_0,$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ – табличные коэффициенты (прил. 10 [3*]).

Моменты и поперечные силы для ригелей с числом пролетов более 5 определяются по таблицам для пяти пролетных ригелей. Ригели с пролетами, отличающимися не более, чем на 20 %, могут рассматриваться в расчете как равнопролетные.

После вычисления значений M и V от отдельных схем загрузений строятся эпюры моментов и поперечных сил от сочетания нагрузок, т.е. к эпюре от постоянной нагрузки прибавляются (с учетом знаков) эпюры от каждого варианта расположения временной нагрузки. Эпюры от сочетаний нагрузок целесообразно строить на одной оси, что дает возможность получить огибающую эпюру, которая представляет собой максимальные значения моментов (положительных и отрицательных) от всех возможных сочетаний нагрузок (рис.4).

После построения огибающей необходимо произвести перераспределение изгибающих моментов. Перераспределение моментов делается с целью уменьшить максимальное значение на огибающей эпюре. Для этого к эпюрам от различных сочетаний нагрузок, дающих максимальные значения на огибающей, прибавляется (с учетом знаков) эпюры от дополнительных моментов на средних опорах (рис. 4). Величина дополнительного момента не должна превышать 30% от опорного момента того сочетания нагрузок, к которому прибавляется дополнительная эпюра. В данном случае перераспределение усилий вследствие неупругих деформаций целесообразно использовать для уменьшения в допустимых пределах, (не более 30%) больших изгибающих моментов на промежуточных опорах. Пределом рационального перераспределения следует считать такое уменьшение изгибающих моментов на опорах В и С, при котором изгибающие моменты в крайних и средних пролетах от данной комбинации нагрузок будут иметь примерно равный изгибающий момент, полученный из расчета упругой системы при других комбинациях нагрузок (рис. 4).

После получения огибающих эпюр поперечных сил и изгибающих моментов с учетом перераспределения усилий, производится расчет и конструирование ригеля.

В курсовом проекте с целью уменьшения объема расчетов статистический расчет ригеля с учетом перераспределения усилий рекомендуется выполнять на ПЭВМ по программе "PRU 345". Результаты расчета приведены на рис.3 и рис.4.

2.6. Уточнение высоты сечения ригеля

Высоту сечения ригеля уточняют по опорному моменту, действующему по грани опоры ригеля на колонне. Принимая размеры сечения колонны 40x40 см, определяем наибольшие величины изгибающих моментов по грани колонны при комбинациях загрузки 1+2, 1+3, 1+4, 1+5 соответственно:

$$M_{op} = M - V_{min} \times \frac{h_k}{2} \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{op}^{1+2} = 338 - 108.58 \cdot \frac{0.4}{2} = 316.28 \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{op}^{1+3} = 396 - 186.65 \cdot \frac{0.4}{2} = 358.66 \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{op}^{1+4} = 437 - 467.33 \cdot \frac{0.4}{2} = 343.56 \quad \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{op}^{1+5} = 378 - 166.13 \cdot \frac{0.4}{2} = 336.47 \quad \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Большой изгибающий по грани опоры $M_{op}^{1+3} = 358.66 \text{ кН} \cdot \text{м}$; является расчетным.

При расчете ригеля с учетом перераспределения усилий должно соблюдаться условие $\xi = x/d \leq 0,35$ [3*]. Величине $\xi=0,35$ соответствует $\alpha_m = 0,242$ (табл. 3-3 прил.3). Исходя из условия (6.96) [4] находим:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{op}}{\alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{358.66 \cdot 10}{0.242 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 67 \cdot 0.3}} = 68.04 \text{ см}.$$

Предполагая расположение арматуры в два ряда по высоте сечения ригеля, принимаем расстояние от его растянутой грани до центра тяжести арматуры у этой грани равным $c = 6$ см (при однорядной арматуре рекомендуется принимать $c = 3 \dots 4$ см).

Тогда полная высота сечения $h = d + c = 68.04 + 6 = 74.04 \text{ см}$.

Назначаем $h = 80 \text{ см}$ (высота сечения ригеля при $h > 60 \text{ см}$ принимается кратно 100 мм). Рабочая высота сечения ригеля в пролете

$$d = h - c = 80 - 6 = 74 \text{ см}.$$

Проверяем соответствие размеров сечения ригеля $b = (0.3 \div 0.4) \cdot h$; $0.3 \cdot h = 24 \text{ см} < b \approx 30 \text{ см} < 0.4 \cdot h = 32 \text{ см}$ — условие соблюдается, следовательно, размеры сечения ригеля не изменяем.

Так как уточненная высота сечения не отличается от первоначально принятой, перерасчет нагрузки от массы ригеля не производим.

а)

РАСЧЕТ НЕРАЗРЕЗНОГО РИГЕЛЯ
(с перераспределением моментов)

ширр задочи — pr/mer
 число пролетов — 3
 пролет крайний — 6,34 м
 пролет средний — 6,40 м
 нагрузка постоянная — 33,93 кН/м.пог.
 нагрузка переменная — 100,10 кН/м.пог.

б)

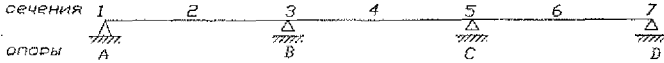
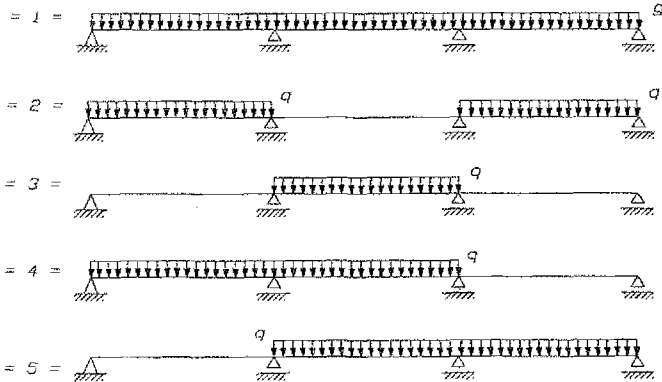


Схема загрузкиия:
 (q - постоянная, q - переменная)

в)



г)

Таблица перерезывающих сил (в кН)

Сочетания загрузений	Опоры					
	A	Влея	Впр	Слев	Спр	D
1+2	368,41	-480,27	108,58	-108,58	480,27	-368,41
1+3	38,40	-186,65	426,90	-428,90	186,65	-38,40
1+4	314,46	-521,04	467,33	-390,46	166,13	-47,91
1+5	47,91	-166,13	390,46	-467,33	521,04	-314,46

Таблица опорных и пролетных моментов до перераспределения усилия
 Для получения размерности "кнжм" в таблицах моментов необходимо
 значения домножить на 100

Сочетания загрузений	Сечения						
	1	2	3	4	5	6	7
1+2	0,00	4,95	-3,38	-0,82	-3,38	4,95	0,00
1+3	0,00	-0,52	-3,96	3,48	-3,96	-0,52	0,00
1+4	0,00	3,22	-6,25	1,85	-3,78	-0,22	0,00
1+5	0,00	-0,22	-3,78	1,85	-6,25	3,22	0,00

Таблица опорных и пролетных моментов после перераспределения усилия

Сочетания загрузений	Сечения						
	1	2	3	4	5	6	7
1+2	0,00	4,95	-3,38	-0,82	-3,38	4,95	0,00
1+3	0,00	-0,52	-3,96	3,48	-3,96	-0,52	0,00
1+4	0,00	3,98	-4,37	2,79	-3,78	-0,22	0,00
1+5	0,00	-0,22	-3,78	2,79	-4,37	3,98	0,00

Рис.3 К статическому расчету неразрезного ригеля;

- а) исходные данные; б) расчетная схема и расчетные сечения;
 в) варианты загрузкиия; г) результаты статического расчета по PRU345

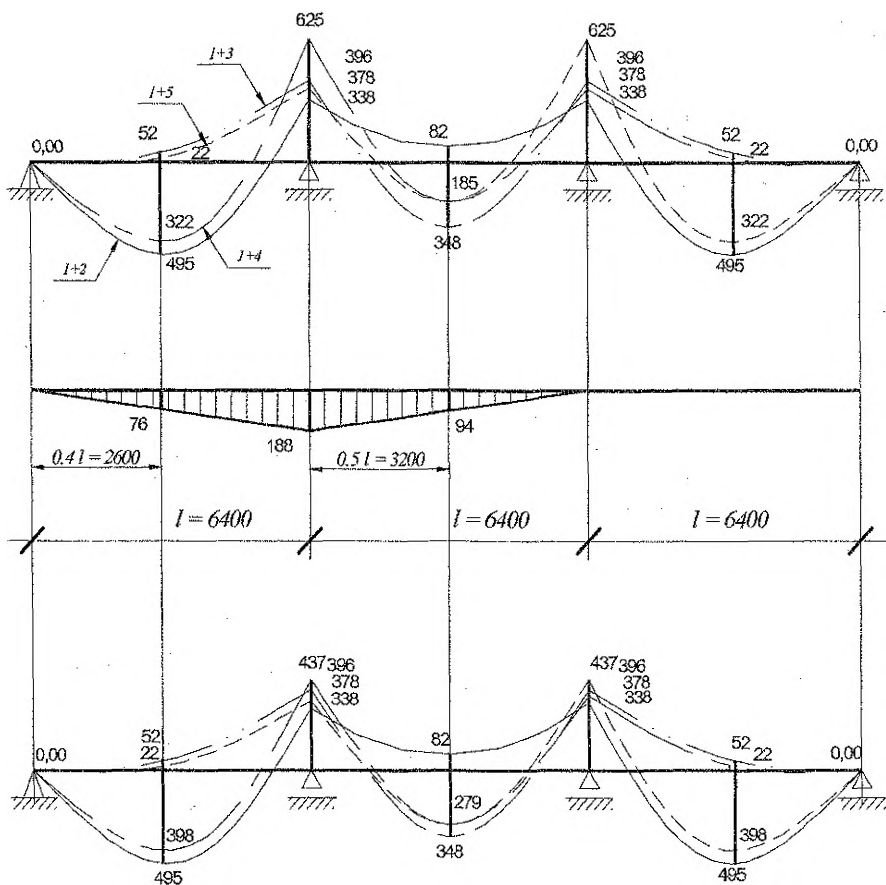


Рис.4 К статическому расчету неразрезного ригеля;

2.7. Определение площади сечения продольной арматуры

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают на прочность по моменту в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах и на средней опоре.

Расчет продольной арматуры ригеля производим, используя алгоритм № 1 [7], как изгибаемого прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Для арматуры S500 $\varepsilon_{sp} = \frac{f_{yt}}{E_s} = \frac{450}{2 \cdot 10^5} = 2.25 \text{‰}$, тогда

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{\text{ст}2}}{\varepsilon_{\text{ст}} + \varepsilon_{\text{ст}2}} = \frac{3,5}{2,25 + 3,5} = 0,6087 \text{ и}$$

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \omega_c \xi_{\text{lim}} (1 - k_2 \xi_{\text{lim}}) = 0,81 \cdot 0,6087 (1 - 0,416 \cdot 0,6087) = 0,368$$

Пролет 1. (нижняя арматура) $M_{\text{ст}} = 495,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $c = 60 \text{ мм}$; $d = 0,74 \text{ м}$; $b = 0,3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{ст}}}{\alpha \cdot f_{\text{ст}} \cdot b \cdot d^2} = \frac{495}{1 \cdot 10,67 \cdot 0,3 \cdot 0,74^2 \cdot 1000} = 0,282 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,368, \text{ — растяну-$$

тая арматура достигает предельных деформаций

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,282}{1,947}} = 0,824;$$

$$A_{\text{ст}} = \frac{M_{\text{ст}}}{f_{\text{ст}} \cdot z} = \frac{M_{\text{ст}}}{f_{\text{ст}} \cdot \eta \cdot d} = \frac{495 \cdot 10}{450 \cdot 0,824 \cdot 0,74} = 18,1 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет: $A_{\text{ст},\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 0,13 \cdot 0,3 \cdot 0,74 \cdot 100 = 2,88 \text{ см}^2$,

где $\rho_{\text{min}} = 26 \cdot \frac{f_{\text{ст}}}{f_{\text{yk}}} = 26 \cdot \frac{1,9}{500} = 0,099$, но не менее 0,13%. Принимаем $\rho_{\text{min}} = 0,13\%$

Принимаем $4\varnothing 25 \text{ S500}$ ($A_{\text{ст}} = 19,63 \text{ см}^2$).

Пролет 2. (нижняя арматура) $M_{\text{ст}} = 348,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $c = 60 \text{ мм}$; $d = 0,74 \text{ м}$; $b = 0,3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{348}{1 \cdot 10,67 \cdot 0,3 \cdot 0,74^2 \cdot 1000} = 0,198 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,368; \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,198}{1,947}} = 0,885;$$

$$A_{\text{ст}} = \frac{348 \cdot 10}{450 \cdot 0,885 \cdot 0,74} = 11,81 \text{ см}^2,$$

Принимаем $4\varnothing 20 \text{ S500}$ ($A_{\text{ст}} = 12,56 \text{ см}^2$).

Количество верхней арматуры определяем по отрицательным пролетным, если они имеются, и опорным изгибающим моментам.

Пролет 1. (верхняя) $M_{\text{ст}} = 52,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Принимаем однорядное расположение арматуры в верхней зоне. Рабочая высота сечения ригеля при $c = 3,5 \text{ см}$ составит: $d = 0,80 - 0,035 = 0,765 \text{ м}$; $b = 0,3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{52,0}{1 \cdot 10,67 \cdot 0,3 \cdot 0,765^2 \cdot 1000} = 0,027 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,368; \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,027}{1,947}} = 0,986;$$

$$A_{\text{ст}} = \frac{52,0 \cdot 10}{450 \cdot 0,986 \cdot 0,765} = 1,54 \text{ см}^2.$$

Так как $A_{\text{ст}} < A_{\text{ст},\text{min}} = 0,13 \cdot 0,3 \cdot 0,765 \cdot 100 = 2,98 \text{ см}^2$, принимаем

$$A_{\text{ст}} = A_{\text{ст},\text{min}} = 2,98 \text{ см}^2.$$

Для данной площади назначаем $2\varnothing 14 \text{ S500}$ ($A_{\text{ст}} = 3,08 \text{ см}^2$).

Пролет 2. (верхняя) $M_{st} = 82.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $c = 35 \text{ мм}$; $d = 0.765 \text{ м}$; $b = 0.3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{82.0}{1 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.765^2 \cdot 1000} = 0.043 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0.368; \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.043}{1.947}} = 0.977;$$

$$A_{st} = \frac{82.0 \cdot 10}{450 \cdot 0.977 \cdot 0.765} = 2.42 \text{ см}^2,$$

Так как $A_{st} < A_{st,\text{min}}$, принимаем $A_{st} = A_{st,\text{min}} = 2.98 \text{ см}^2$. С целью унификации армирования ригеля во всех пролетах верхнюю арматуру назначаем так же $2\text{Ø}14 \text{ S}500$ ($A_{st} = 3.08 \text{ см}^2$).

На опоре В. (верхняя) $M_{cp} = 358,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Учитывая конструктивное решение опорного узла типового ригеля (рис.56) принимаем $c = 7,5 \text{ см}$. Тогда $d = 0.80 - 0.075 = 0.725 \text{ м}$, $b = 0.3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{358.66}{1 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.725^2 \cdot 1000} = 0.213 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0.368; \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.251}{1.947}} = 0.875;$$

$$A_{st} = \frac{358.66 \cdot 10}{450 \cdot 0.875 \cdot 0.725} = 12.56 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\text{Ø}25 + 1\text{Ø}22 \text{ S}500$ ($A_s = 13,62 \text{ см}^2$).

2.8. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе

Расчет поперечной арматуры по V ведут для трех наклонных сечений: у крайней опоры и у первой промежуточной опоры слева и справа. Целесообразнее расчет начинать для сечений у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила.

Первая промежуточная опора слева. $V_b^A = V_{\text{max}} = V_{sd} = 521.04 \text{ кН}$. Площадь продольного армирования в расчетном сечении $A_{st} = 13.62 \text{ см}^2$. Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен удовлетворять требованиям по сварке (табл. 4–2 приложение 4). При продольной арматуре $\text{Ø}25 \text{ мм}$ принимаем $d_{sw} = 10 \text{ мм}$ площадью $f_{sw} = 0.785 \text{ см}^2$. Поперечная арматура ригеля входит в состав двух каркасов, поэтому $A_{sw} = 2 \cdot f_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил начинается проверкой условия $V_{sd} \leq V_{rd,cr}$; где V_{sd} - расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{rd,cr}$ - поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{rd,cr} = \left[(0,12) \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d =$$

$$= \left[(0,12) \cdot 1.52 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 16)^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 300 \cdot 725 = 84936 \text{ Н} = 84,9 \text{ кН}, \text{ но не менее}$$

$$V_{rd,cr,\text{min}} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0,4 \cdot 0,89) \cdot 300 \cdot 725 = 77337 \text{ Н} = 77,3 \text{ кН}$$

здесь $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,52 < 2,0$, принимаем $\kappa = 1.52$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{13,62}{30 \cdot 74} = 0,006 < 0,02;$$

$\sigma_{cp} = 0$ – при отсутствии осевого усилия (сжимающей силы).

Поскольку $V_{sd} = 521,0 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 84,9 \text{ кН}$, то необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Расчет поперечной арматуры производим на основе стержневой модели (по методу ферменной аналогии).

Назначаем критическое сечение на расстоянии $a_{wl} = 700 \text{ мм}$ от грани опоры, что меньше $d = 725 \text{ мм}$ и больше $0,5 \cdot z = 0,5 \cdot \eta \cdot d = 0,5 \cdot 0,875 \cdot 725 = 317 \text{ мм}$. Расчетная поперечная сила в критическом сечении на расстоянии $a_{wl} = 700$ от грани опоры составляет:

$$V_{sd} = V_{sd} - (g + q) \cdot a_{wl} = 521,04 - (33,93 + 100,1) \cdot 0,7 = 427,2 \text{ кН},$$

В критическом расчетном сечении должно выполняться условие, полученное из совместного рассмотрения и незначительного преобразования условий 7.95 и 7.96 [1]:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_{sb} \cdot d_z} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{ct}$$

где τ_{sd} – касательные напряжения в в критическом сечении;

d_z – расстояние между верхней и нижней продольными арматурами в сечении, равное $d_z = d - c = 725 - 35 = 690 \text{ мм}$.

$$v = 0,6(1 - f_{ct}/250) = 0,6(1 - 16/250) = 0,562;$$

Касательные напряжения в данном сечении:

$$\tau_{sd} = \frac{427,2 \cdot 10}{30 \cdot 69} = 2,06 \text{ МПа} < 0,5 \cdot 0,562 \cdot 10,67 = 2,99 \text{ МПа}.$$

Определяем максимально возможное значение $\cot \theta$ из условия применимости метода:

$$1 \leq \cot \theta = \frac{\omega + \sqrt{\omega^2 - 4}}{2} \leq 2,5,$$

$$\text{где } \omega = \cot \theta + \tan \theta = \frac{0,9 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ct}}{V_{sd}} = \frac{0,9 \cdot 30 \cdot 69 \cdot 0,562 \cdot 10,67}{427,2 \cdot 10} = 2,62.$$

$$1 < \cot \theta = \frac{2,62 + \sqrt{2,62^2 - 4}}{2} = 2,16 < 2,5$$

Условие выполняется. Тогда, приняв ориентировочно $z = \eta \cdot d_z = 0.9 \cdot d_z$, из условия 7.95 [1] определяем:

$$\frac{A_{sw}}{S} \leq \frac{V_{Sd}}{0.9 \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{427.2 \cdot 100}{0.9 \cdot 69 \cdot 324 \cdot 2.16} = 0.983 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Полученное значение отношения $\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)$ должно удовлетворять условию:

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} \leq \left(\frac{A_{sw}}{S}\right) \leq \left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\max}, \text{ где}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} = \frac{0.08 \cdot b_w \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot 300 \cdot \sqrt{16}}{500} = 0.192 \text{ мм}^2/\text{мм};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w}{2 f_{ywd}} = \frac{0.562 \cdot 10.67 \cdot 300}{2 \cdot 324} = 2.78 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

$$0.192 \text{ мм}^2/\text{мм} < 0.983 \text{ мм}^2/\text{мм} < 2.78 \text{ мм}^2/\text{мм}^2$$

При использовании $2\text{Ø}10$ S500 ($A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$) расчетный шаг поперечных стержней должен быть не более $S = 157/0.983 = 160 \text{ мм}$.

Таким образом, окончательно в приопорной зоне длиной $\frac{1}{4}$ пролета можно принимать шаг поперечных стержней $S = 150 \text{ мм}$ (кратно 50 мм), что удовлетворяет конструктивным требованиям $S \leq \frac{h}{3} = 267 \text{ мм}$ и $S \leq 300 \text{ мм}$.

В средних частях пролетов шаг поперечных стержней должен назначаться не более $\frac{3}{4} \cdot h$ и не более 50 см. [1, п. 11.2.21].

$$\text{Принимаем } S = 50 \text{ см} < \frac{3}{4} \cdot 80 = 60 \text{ см}.$$

Аналогично приведенному выполняется расчет прочности наклонных сечений у крайней опоры и первой промежуточной опоры справа*.

2.9. Построение эпюры арматуры (эпюры материалов)

Для экономии стали часть продольных стержней арматурного каркаса обрывают в пролете в соответствии с огибающей эпюрой моментов. Места обрыва стержней позволяет установить эпюра арматуры.

Пролет 1. Продольная арматура $2\text{Ø}25+2\text{Ø}25$ S500 ($A_{st}=19.63 \text{ см}^2$).

Вычисляем характеристики сечения: уточненное значение $c = 65 \text{ мм}$, тогда $d = 0.80 - 0.065 = 0.735 \text{ м}$;

$$\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\alpha_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{19.63 \cdot 450}{0.81 \cdot 1 \cdot 10.67 \cdot 30 \cdot 73.5} = 0.463 < \xi_{\text{lim}} = 0.6087;$$

$$\eta = 1 - k_2 \cdot \xi = 1 - 0.416 \cdot 0.463 = 0.807$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 19.63 \text{ см}^2$):

* С целью уменьшения объема методического пособия указанный расчет не производится.

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta = 450 \cdot 19.63 \cdot 73.5 \cdot 0.807 \cdot 10^{-3} = 524.0 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Из четырех стержней 2Ø25 обрываем в пролете. Для сечения с оставшимися 2Ø25 ($A_s = 9.82 \text{ см}^2$) при $c = 40 \text{ мм}$:

$$d = 0.80 - 0.04 = 0.76 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{9.82 \cdot 450}{0.81 \cdot 1 \cdot 10.67 \cdot 30 \cdot 76.0} = 0.224 < \xi_{lim} = 0.6087; \eta = 1 - 0.416 \cdot 0.224 = 0.907$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 9.82 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta = 450 \cdot 9.82 \cdot 76.0 \cdot 0.907 \cdot 10^{-3} = 304.6 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Пролет 2. Арматура 2Ø20+2Ø20 S500 ($A_s = 12.56 \text{ см}^2$).

При $c = 60 \text{ мм}$ — $d = 0.80 - 0.06 = 0.74 \text{ м}$;

$$\xi = \frac{12.56 \cdot 450}{0.81 \cdot 1 \cdot 10.67 \cdot 30 \cdot 74} = 0.295 < \xi_{lim} = 0.6087; \eta = 1 - 0.416 \cdot 0.347 = 0.877$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 12.56 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 450 \cdot 12.56 \cdot 74 \cdot 0.877 \cdot 10^{-3} = 366.8 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Из четырех стержней 2Ø20 обрываем в пролете. Для сечения с оставшимися 2Ø20 ($A_s = 6.28 \text{ см}^2$) находим:

$$d = 0.80 - 0.035 = 0.765 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{6.28 \cdot 450}{0.81 \cdot 1 \cdot 10.67 \cdot 30 \cdot 76.5} = 0.143 < \xi_{lim} = 0.6087; \eta = 1 - 0.416 \cdot 0.143 = 0.940$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 6.28 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 450 \cdot 6.28 \cdot 76.5 \cdot 0.940 \cdot 10^{-3} = 203.3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Опора В. Арматура 2Ø25+1Ø22 S500 ($A_s = 13.62 \text{ см}^2$), $c = 75 \text{ мм}$.

Вычисляем характеристики сечения:

$$d = 0.80 - 0.075 = 0.725 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{13.62 \cdot 450}{0.81 \cdot 1 \cdot 10.67 \cdot 30 \cdot 72.5} = 0.326 < \xi_{lim} = 0.6087; \eta = 1 - 0.416 \cdot 0.326 = 0.864$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 13.62 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 450 \cdot 13.62 \cdot 72.5 \cdot 0.864 \cdot 10^{-3} = 383.9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

На некотором удалении от опоры обрываем все стержни. Так как во всех пролетах верхняя арматура принята из 2Ø14 S500 ($A_s = 3.08 \text{ см}^2$), то несущая способность сечения составит:

$$d = 0.80 - 0.035 = 0.765 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{3.08 \cdot 450}{0.81 \cdot 1 \cdot 10.67 \cdot 30 \cdot 76.5} = 0.0698 < \xi_{lim} = 0.6087; \eta = 1 - 0.416 \cdot 0.0698 = 0.971$$

$$M_{Rd} = 450 \cdot 3.08 \cdot 76.5 \cdot 0.971 \cdot 10^{-3} = 102.9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

2.10. Определение длины анкеровки обрывааемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, проще всего определить графически. Для этого необходимо на объемлющую эпюру моментов наложить эпюру арматуры. Точки, в которых ординаты эпюр будут общими (точки пересечения), определяют места теоретического обрыва стержней в пролете (рис.5, в). Для обеспечения прочности наклонных сечений ригеля по изгибающим моментам обрываемые в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние не менее:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}, \quad (*)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, характеризующие условия анкеровки, определяются по табл. 11.6 [1];

l_b – базовая длина анкеровки, определяется с помощью табл. 3-1 прилож. 3;

$A_{s,red}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ – принятая площадь продольной арматуры;

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимается равной наибольшему значению из величин: $0,6 l_b$; $20\varnothing$; 100 мм – для растянутых стержней и $0,3 l_b$; $15\varnothing$; 100 мм – для сжатых стержней.

Кроме того, общая длина запуска стержня за точку теоретического обрыва для растянутых стержней должна быть не менее $0,5h$, где h – высота ригеля.

В связи с тем, что произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ изменяется в пределах 0,7-1,0 (см. п. 11.2.32 [1]), а величина α_3 в условиях обрыва арматуры ригеля принимается равной 0,7, то в курсовом проекте с целью уменьшения расчетной части разрешается принимать $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 1,0$, а $\alpha_3 = 0,7$.

Анкеровка стержней продольной арматуры на свободной опоре осуществляется путем заведения за внутреннюю грань опоры на длину не менее:

- $5\varnothing$ в элементах, где арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно;
- $10\varnothing$ - в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, а до опоры доводится не менее $2/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете;
- $15\varnothing$ - то же, если до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры.

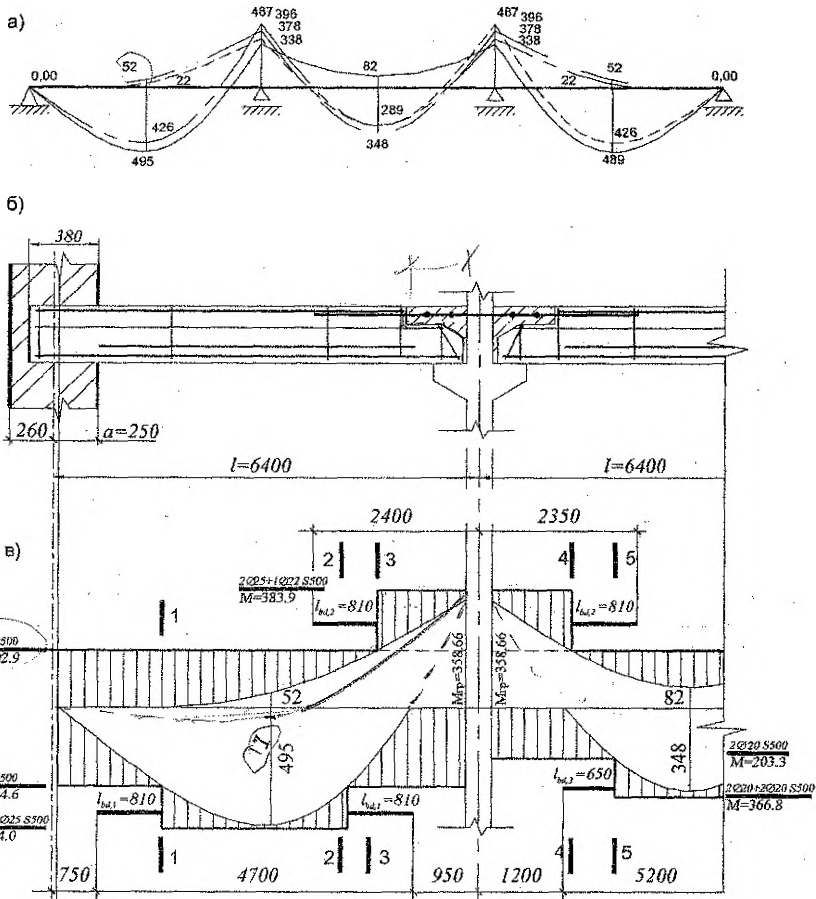


Рис.5 К построению эпюры материалов:
 а) эпюра моментов после перераспределения усилий;
 б) схема армирования; в) эпюра материалов.

Сечение 1-1. 2-2. (рис.5в). В сечении обрываются стержни $\varnothing 25$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 9.82 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 25$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 19.63 \text{ см}^2$ ($4\varnothing 25$). По табл.3–1 прил.3 $l_b = 54 \cdot 25 = 1350 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,i} = 0.7 \cdot 1350 \cdot \frac{9.82}{19.63} = 472.7 \text{ мм.}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 1350 = 810 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм};$$

$$h/2 = 800/2 = 400 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,1} = 810 \text{ мм}$.

Сечение 3-3, 4-4. В сечении обрываются стержни $\varnothing 25 \text{ мм}$ и $\varnothing 22 \text{ мм}$ класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s, \text{ред}} = 4.02 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s, \text{пров}} = 13.62 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 25 + 1\varnothing 22 \text{ мм}$). По табл.3-1 прил.3 $l_b = 54 \cdot 25 = 1350 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрывааемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,1} = 0.7 \cdot 1350 \cdot \frac{4.02}{13.62} = 278.9 \text{ мм}.$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 1350 = 810 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм};$$

$$h/2 = 800/2 = 400 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,2} = 810 \text{ мм}$.

Сечение 5-5. В сечении обрываются стержни $\varnothing 20 \text{ мм}$ класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s, \text{ред}} = 6.28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s, \text{пров}} = 12.56 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20 + 2\varnothing 20 \text{ мм}$). По табл.3-1 прил.3 $l_b = 54 \cdot 20 = 1080 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрывааемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,1} = 0.7 \cdot 1080 \cdot \frac{6.28}{12.56} = 378.0 \text{ мм}.$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 1080 = 648 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм};$$

$$h/2 = 800/2 = 400 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,3} = 650 \text{ мм}$.

3. РАСЧЕТ СТЫКА РИГЕЛЯ С КОЛОННОЙ

Опираение ригелей на колонны показано на рис. 6. Соединение их в неразрезную конструкцию осуществляется при помощи ванной сварки выпусков арматурных стержней колонны и ригелей. Зазоры между торцами ригелей и колонной заполняются бетоном $C^{12}/_{15} \dots C^{16}/_{20}$ на мелком щебне (рис. 6).

3.1. Определение площади соединительных стержней

Площадь соединительных стержней принимается по опорной арматуре ригеля из условия равнопрочности. В рассматриваемом примере, следовательно, необходимо принять соединительные стержни из $2\phi 25+1\phi 22$ S500 ($A_s = 13.62 \text{ см}^2$).

Конструктивное решение стыка и схема армирования ригеля показана на рис. 6.

При размещении соединительных стержней в сечении следует иметь в виду, что для осуществления ванной сварки расстояние в свету между стержнями должно быть не менее 50 мм. Если оказывается, что стержни в один ряд не размещаются, их устанавливают в два ряда с расстоянием между рядами в свету не менее 30 мм.

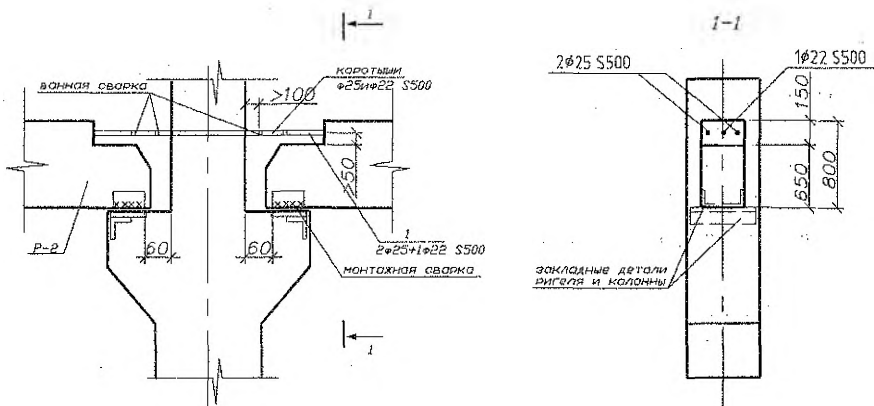


Рис.6 Стык ригеля с колонной.

4. РАСЧЕТ КОЛОННЫ ПЕРВОГО ЭТАЖА

4.1. Исходные данные

В соответствии с табл. 1 вес сборных конструкций перекрытий и покрытия (панели и ригеля) – $g_{k1} = 2,2 + \frac{0,3 \times 0,8 \times 25}{6,4} = 3,14 \text{ кН/м}^2$.

Принимаем вес кровли рулонной трехслойной $g_{k2} = 0,1 \text{ кН/м}^2$, вес утеплителя на покрытии здания $g_{k3} = 1,0 \text{ кН/м}^2$. Вес конструкции пола на всех перекрытиях в соответствии с табл. 1 – $g_{k4} = 0,53 \text{ кН/м}^2$ ($g_4 = 0,72 \text{ кН/м}^2$).

Нормативная снеговая нагрузка для города Бреста (I снеговой район) $q_{k1} = 0,8 \text{ кН/м}^2$, нормативная временная (полезная) нагрузка на сборное междуэтажное перекрытие $q_{k2} = 9,5 \text{ кН/м}^2$.

Сечение колонн всех этажей здания в первом приближении назначаем $40 \times 40 \text{ см}$.

Для определения длины колонны первого этажа H_{c1} принимаем расстояние от уровня чистого пола до обреза фундамента $h_{\phi} = 0,4 \text{ м}$.

Тогда $H_{c1} = H_{\text{п}} + h_{\phi} = 4,2 + 0,4 = 4,6 \text{ м}$.

4.2. Подсчет нагрузок

Типовые колонны многоэтажных зданий имеют разрезку через 2 этажа, следовательно, необходимо выполнять расчет ствола колонны для 1-го и 2-го этажей.

Подсчет нагрузок на колонну 1-го и 2-го этажа выполняем в виде табл. 2.

Таблица 2.

Наименование и подсчет нагрузок	Величина нагрузок на колонну	
	1 ^{го} этажа	2 ^{го} этажа
Нагрузка от конструкций покрытий: $G_{c,1} = (g_{k1} + g_{k2} + g_{k3}) \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = (3,14 + 0,1 + 1,0) \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,35 \cdot 1,0$	256,4	256,4
Нагрузка от конструкций перекрытий над 1–3 этажами: $G_{c,2} = 3 \cdot (g_{k1} + g_{k4}) \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 3 \cdot (3,14 + 0,53) \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,35 \cdot 1,0$	665,9	
Нагрузка от конструкций перекрытий над 2–3 этажами: $G_{c,2} = 2 \cdot (g_{k1} + g_{k4}) \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 2 \cdot (3,14 + 0,53) \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,35 \cdot 1,0$		443,9
Нагрузка от собственного веса колон всех этажей: $G_{c,3} = (b_c \cdot h_c \cdot 3 \cdot H_{\text{п}} + b_c \cdot h_c \cdot H_{c1}) \cdot \rho \cdot \gamma_B \cdot \gamma_n =$ $= (3 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,6) \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 1,0$	92,9	
Нагрузка от собственного веса колон 2–4 этажей: $G_{c,3} = b_c \cdot h_c \cdot 3 \cdot H_{\text{п}} \cdot \rho \cdot \gamma_B \cdot \gamma_n = 3 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 1,0$		68,0
Переменная нагрузка на перекрытиях над 1–3 этажами: $Q_{c,1} = 3 \cdot q_{k2} \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 3 \cdot 9,5 \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,5 \cdot 1,0$	1915,2	
Временная нагрузка на перекрытиях над 2–3 этажами: $Q_{c,1} = 2 \cdot q_{k2} \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 2 \cdot 9,5 \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,5 \cdot 1,0$		1276,8
Снеговая нагрузка на покрытие: $Q_{c,2} = q_{k1} \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 0,8 \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,5 \cdot 1,0$	53,8	53,8

Принимая в качестве доминирующей временную нагрузку на перекрытие, расчетная продольная сила основной комбинации от действия постоянных и переменных нагрузок будет равна:

– на колонну первого этажа

$$N_{sd,1} = \sum G_{c,j} + \sum \psi_{Q,j} \cdot Q_{c,j} = 256.4 + 665.9 + 92.9 + (0.7 \cdot 1915.2 + 0.7 \cdot 53.8) = 2393.5 \text{ кН}$$

– на колонну второго этажа

$$N_{sd,2} = \sum G_{c,j} + \sum \psi_{Q,j} \cdot Q_{c,j} = 256.4 + 443.9 + 68.0 + (0.7 \cdot 1276.8 + 0.7 \cdot 53.8) = 1700 \text{ кН}$$

Расчетная продольная сила, вызванная действием постоянных нагрузок:

– на колонну первого этажа

$$N_{sd,jr1} = \sum G_{c,j} = 256.4 + 665.9 + 92.9 = 1015 \text{ кН}$$

– на колонну второго этажа

$$N_{sd,jr2} = \sum G_{c,j} = 256.4 + 443.9 + 68.0 = 768 \text{ кН}$$

4.3. Расчет колонны на прочность

4.3.1 Определение размеров сечения колонны

При продольной сжимающей силе, приложенной со случайным эксцентриситетом ($e_c = e_a$) и при гибкости $\lambda = l_{eff} / h \leq 24$, расчёт сжатых элементов с симметричным армированием разрешается производить из условий 7.22 [1].

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}),$$

где φ - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов.

Заменив величину $A_{s,tot}$ через $\rho \cdot A_c$, условие 7.22 [1] примет вид:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot A_c \cdot (\alpha \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{yd}) \quad (*)$$

Необходимая площадь сечения колонны без учёта влияния продольного изгиба и случайных эксцентриситетов, т.е. при $\varphi = 1$ и эффективном значении коэффициента продольного армирования для колонны 1-ого этажа $\rho = 0.01 \div 0.03$ из условия (*) будет равна:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{yd}} = \frac{2393.5 \cdot 10}{1 \cdot 10.67 + 0.01 \cdot 450} = 1570.8 \text{ см}^2$$

Принимаем квадратное сечение колонны размером $b_c \times h_c = 40 \times 40 \text{ см}$. Тогда $A_c = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2$.

4.3.2 Расчёт продольного армирования колонны 2-го этажа

Величина случайного эксцентриситета

$$e_a = \begin{cases} \frac{l_{col}}{600} = \frac{H_{fl}}{600} = \frac{4200}{600} = 7 \text{ мм} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13.3 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем величину случайного эксцентриситета $e_a = 20 \text{ мм}$.

Относительная величина начального эксцентриситета $\frac{e_0}{h} = \frac{20}{400} = 0.05$.

Расчётная длина колонны $l_0 = \beta \cdot l_w = 1.0 \cdot H_{fl} = 4.2 \text{ м}$.

где: β - коэффициент, учитывающий условия закрепления; для колонн принимается равным единице.

l_w - высота элемента в свету. При рассмотрении расчётной длины колонны из плоскости l_w принимается равным высоте колонны.

Определяем условную расчётную длину колонны:

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{K} = 4.2 \cdot \sqrt{1.45} = 5.06 \text{ м},$$

здесь $K = 1 + 0.5 \cdot \frac{N_{sd}}{N_{sd}} \cdot \phi(\infty, t_0) = 1 + 0.5 \cdot \frac{768}{1700} \cdot 2.0 = 1.45$

$\phi(\infty, t_0)$ - предельное значение ползучести бетона, допускается принимать равным 2.0.

Тогда гибкость колонны $\lambda_i = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{5.06}{0.4} = 12.65$.

При $\lambda_i = 12.65$ и относительной величине эксцентриситета $\frac{e_0}{h} = \frac{20}{400} = 0.05$, интерполируя данные табл. 3-2 прил.3, получаем $\phi = 0.857$.

Необходимое сечение продольной арматуры:

$$A_{s, tot} = \frac{N_{sd} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = \frac{\left(\frac{1700}{0.857} - 1 \cdot 10.67 \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 10^3 \right) \cdot 10}{450} = 6.14 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет: $A_{s, min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.13 \cdot 0.4 \cdot 0.36 \cdot 100 = 1.87 \text{ см}^2$,

$$\text{где } \rho_{\min} = \frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 1700 \cdot 10^3}{450 \cdot 0,3 \cdot 0,26} = 0,13\%, \text{ но не менее } \rho_{\lambda} = \frac{27 + \lambda_i}{440} = \frac{27 + 12,65}{440} = 0,09\%$$

Принимаем $4\varnothing 16$ с $A_{s, \text{tot}} = 8,04 \text{ см}^2$

4.3.3 Расчёт продольного армирования колонны первого этажа.

Величина случайного эксцентриситета:

$$e_a = \begin{cases} \frac{l_{\text{col}}}{600} = \frac{H_{c1} - h_{\text{col}}/2}{600} = \frac{4600 - 400/2}{600} = 7 \text{ мм} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{3} = 13,3 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$.

Расчётная длина колонны $l_0 = \beta \cdot l_w = 1,0 \cdot H_{c1} = 4,6 \text{ м}$.

Условная расчётная длина колонны

$$l_{\text{eff}} = l_0 \cdot \sqrt{K} = 4,6 \cdot \sqrt{1,42} = 5,48 \text{ м}$$

$$\text{где } K = 1 + 0,5 \cdot \frac{1015}{2393,5} \cdot 2,0 = 1,42$$

$$\text{Тогда гибкость колонны } \lambda_i = \frac{l_{\text{eff}}}{h} = \frac{5,48}{0,4} = 13,7$$

По табл. 3-2 прил. 3 находим $\varphi = 0,852$.

Необходимое сечение продольной арматуры

$$A_{s, \text{tot}} = \frac{\left(\frac{2393,5}{0,852} - 1 \cdot 10,67 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 10^3 \right) \cdot 10}{450} = 24,5 \text{ см}^2$$

Принимаем $4\varnothing 16 + 4\varnothing 25$ с $A_{s, \text{tot}} = 27,67 \text{ см}^2$.

В качестве поперечной арматуры для армирования колонны принимаем стержни $\varnothing 8 \text{ мм}$ (см. табл. 4-2, прилож. 4) из стали класса S240 см с шагом 20 см, что не превышает $15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ см}$.

4.4. Расчет консоли колонны.

Консоль колонны воспринимает поперечную силу ригеля от одного междуэтажного перекрытия. Наибольшая поперечная сила в данном примере действует на опоре В слева и равна $V_{sd} = 521,04 \text{ кН}$ (рис 3, г).

4.4.1. Конструирование консоли.

Минимально допустимая длина площади опирания ригеля из условия прочности бетона на смятие (рис. 7).

$$l_{\text{sup}} = \frac{V_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{521,04 \cdot 10^3}{1 \cdot 10,67 \cdot 30 \cdot 100} = 16,3 \text{ см}$$

где $b = 30 \text{ см}$ - ширина ригеля.

* Для арматуры S 400 шаг поперечных стержней принимается не более $20 \cdot \varnothing$.

Принимаем расстояние от торца сборного ригеля до грани колонны $\delta = 6$ см, тогда требуемый вылет консоли равен: $l_1 = l_{\text{зщ}} + \delta = 16.3 + 6 = 22.3$ см.

С учетом возможной неравномерности распределения давления по опорной поверхности, а также неточности при монтаже принимаем $l_1 = 30$ см.

При предварительно принятом $\eta = z/d = 0.95$, требуемая рабочая высота консоли у грани колонны из условия прочности наклонного сечения по сжатой полосе может быть определена как:

$$d \geq \frac{V_{sd}}{0.25 \cdot \eta \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_c} = \frac{521.04 \cdot 10^3}{0.25 \cdot 0.95 \cdot 1 \cdot 10.67 \cdot 100 \cdot 40} = 52.3 \text{ см},$$

где b_c - размер грани колонны.

Полную высоту консоли у её основания принимаем $h = 60$ см.

Тогда $d = h - c = 60 - 3.5 = 56.5$ см.

Условие $l_1 = 30$ см $< 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 56.5 = 50.85$ см выполняется, и данная консоль относится к короткой.

Нижняя грань консоли у ее основания наклонена под углом 45° (рис. 7), поэтому высота свободного конца консоли:

$$h_1 = h - l_1 \cdot \tan 45^\circ = 60 - 30 \cdot 1.0 = 30 > \frac{1}{3} \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 60 = 20 \text{ см}.$$

4.4.2. Армирование консоли

Ригель опирается на консоль на длине площадки, равной 225 мм, так как зазор между торцом ригеля и гранью колонны принят 60 мм, а длина пластины по верху 225 мм (см. рис.7)

Расчётный изгибающий момент силы V_{sd} относительно грани колонны $M_{sd} = V_{sd} \cdot a$, где $a = 6 + 22.5/2 = 17.25$ см – расстояние от силы V_{sd} до грани примыкания консоли к колонне. $M_{sd} = V_{sd} \cdot a = 521.04 \cdot 17.25 = 8988$ кН·см.

Требуемую площадь сечения продольной арматуры подбираем по изгибающему моменту M_{sd} , увеличенному на 25%.

$$\text{Определяем: } \alpha_m = \frac{1.25 \cdot M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot d^2} = \frac{1.25 \cdot 8988 \cdot 10^3}{1 \cdot 10.67 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 56.5^2} = 0.082$$

$$\eta = 0.5 + \sqrt{0.25 \cdot \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0.5 + \sqrt{0.25 \cdot \frac{0.082}{1.947}} = 0.955 > \eta = 0.95 - \text{величина ранее}$$

предварительно принятая.

$$\text{Тогда } A_{sr} = \frac{1.25 \cdot M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{1.25 \cdot 8988 \cdot 10^3}{450 \cdot 100 \cdot 0.955 \cdot 61.5} = 4.25 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø18 S500 с $A_{sr} = 5.09$ см². Эти стержни привариваются к закладным деталям консоли.

Так как поперечная сила ригеля приложена от грани колонны на расстоянии $a = 17.25 \text{ см} < 0.5 \cdot z = 0.5 \cdot \eta \cdot d = 0.5 \cdot 0.955 \cdot 56.5 = 26.97 \text{ см}$, то согласно п.7.2.2.28 [1] прочность наклонных сечений на действие главных растягивающих усилий можно не производить.

$$\text{При } h = 65 \text{ см} > 2.5 \cdot a_1 = 2.5 \cdot \left(l_1 - \frac{l_{sup}}{2} \right) = 2.5 \cdot \left(30 - \frac{24}{2} \right) = 45 \text{ консоль армируется}$$

отогнутыми и поперечными стержнями.

Площадь сечения отогнутой арматуры можно определить по эффективному коэффициенту поперечного армирования

$$A_{s,inc} = \rho_{min} \cdot b_c \cdot d = 0.0015 \cdot 40 \cdot 56.5 = 3.39 \text{ см}^2.$$

Отогнутую арматуру устанавливаем в двух наклонных сечениях по два стержня в каждом сечении. т.е. $4 \text{ } \varnothing 12 \text{ S500}$ ($A_{s,min} = 4.52 \text{ см}^2$).

Поперечные стержни принимаем по двум граням консоли из стали класса S 240 $\varnothing 8 \text{ мм}$ ($A_{sw} = 1.06 \text{ см}^2$). Шаг поперечных стержней должен быть не более 15 см и не более $\frac{h}{4} = \frac{60}{4} 15 \text{ см}$. Принимаем в пределах консоли шаг поперечных стержней $S = 15 \text{ см}$.

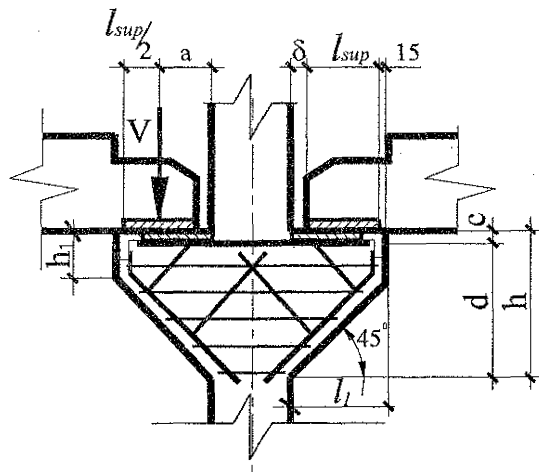


Рис. 7 К расчету консоли колонны

5. РАСЧЕТ СТЫКА КОЛОНН

Техническими правилами по экономному расходованию основных строительных материалов рекомендуется выполнять колонны без стыков на несколько этажей.

Из условия производства работ стыки колонн назначают на расстоянии 1+1,2 м выше перекрытия. При выбранных конструкциях и условиях работы колонны наиболее целесообразным является стык с ванной сваркой продольных стержней.

Для осуществления этого стыка в торцах стыкуемых звеньев колонн в местах расположения продольных стержней устраивают подрезки. При четырех стержнях подрезки располагают по углам, как показано на рис.8. Продольные стержни выступают в виде выпусков, свариваемых в медных съемных формах. После сварки стык замоноличивают бетоном того же класса или ниже на одну ступень класса бетона колонны.

В данном примере приняты бетон класса $C^{16}/20$ и выпуски арматуры длиной 30 см и диаметром 28 мм из стали S500.

Стык такого типа должен рассчитываться для стадий: до замоноличивания как шарнирный на монтажные (постоянные) нагрузки и после замоноличивания как жесткий с косвенным армированием на эксплуатационные (полные) нагрузки.

Рассмотрим устройство стыка на третьем этаже, где, согласно табл.2, действует продольная сила:

$$\text{— от полных нагрузок} \quad N_{st}^H = N_{st}^H - (N_{st}^I - N_{st}^H) = 1700 - (2393.5 - 1700) = 1006.5 \text{ кН},$$

$$\text{— от постоянных нагрузок} \quad N_{st,h} = 768 - (1015 - 768) = 521 \text{ кН},$$

где N_{st}^I, N_{st}^H - соответственно нагрузка на колонну в уровне первого и второго этажей.

При расчете стыка до замоноличивания усилие от нагрузки воспринимается бетоном выступа колонны, усиленным сетчатым армированием ($N_{rd,1}$) и арматурными выпусками, сваренными ванной сваркой ($N_{rd,2}$). Поэтому условие прочности стыка имеет вид:

$$N_{st} \leq N_{rd,1} + N_{rd,2} = \alpha_u \cdot f_{cut,eff} \cdot A_{co} + 0.5\varphi_1 \cdot f_{sd} \cdot A_{s,tor},$$

где $\alpha_u = 0.75$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений под центрирующей прокладкой;

A_{co} - площадь смятия, принимаемая равной площади центрирующей прокладки или, если она приваривается при монтаже к распределительному листу и толщина листа не менее 1/3 расстояния от края листа до центрирующей прокладки, площади листа;

φ_1 - коэффициент продольного изгиба выпусков арматуры;

$A_{s,tor}$ - площадь сечения всех выпусков арматуры;

$f_{cut,eff}$ - приведенная призмная прочность бетона, определяется по формуле 7.150 [1]:

$$f_{\text{суд,eff}} = f_{\text{суд}} + \varphi_o \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \varphi_s = \omega_u \cdot \alpha \cdot f_{\text{суд}} + \varphi_o \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \varphi_s, \text{ но не более } 2 \cdot f_{\text{суд}}$$

Размеры сечения подрезки из условия размещения медных форм принимаем $b_1 \times h_1 = 10 \times 10 \text{ см}$, а расстояние от грани сечения до оси сеток косвенного армирования в пределах подрезки $c_2 = 10 \text{ мм}$; за пределами подрезки $c_1 = 20 \text{ см}$. (см. рис. 8)

Тогда площадь части сечения, ограниченная осями крайних стержней сетки косвенного армирования:

$$A_{\text{eff}} = (b_c - c_1) \times (h_c - c_1) - 4(b_1 - c_2)(h_1 - c_2) = (40 - 2) \times (40 - 2) - 4(10 - 1)(10 - 1) = 1120 \text{ см}^2.$$

Центрирующую прокладку и распределительные листы в торцах колонн назначаем толщиной 2 см, а размеры в плане: центрирующей прокладки - $10 \times 10 \text{ см}$, что не превышает $1/4$ ширины колонны, т.е. $\frac{1}{4} \cdot 40 = 10 \text{ см}$, распределительных листов - $20 \times 20 \text{ см}$.

За площадь сечения $A_{\text{св}}$ принимаем площадь распределительного листа, поскольку его толщина 20 мм превышает $\frac{1}{3}$ расстояния от края листа до центрирующей прокладки ($\frac{20 - 10}{2} \times \frac{1}{3} = 1.67 \text{ см}$), т.е. $A_{\text{св}} = 20 \times 20 = 400 \text{ см}^2$.

$$\text{Принимаем } A_{\text{с1}} = A_{\text{eff}} = 1120 \text{ см}^2.$$

Коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии:

$$\omega_u = 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{\text{суд}}}{f_{\text{сд}}} \left(\sqrt{\frac{A_{\text{с1}}}{A_{\text{св}}}} - 1 \right) = 1 + 9.6 \cdot 1.0 \cdot \frac{0.74}{8.8} \left(\sqrt{\frac{1120}{400}} - 1 \right) = 1.54 < \omega_{u,\text{max}} = 3.5$$

$$\text{здесь } k_u = 0.8 \frac{f_{\text{сд}}}{f_{\text{суд}}} = 0.8 \frac{8.88}{0.74} = 9.6 < 14.0,$$

k_f - коэффициент принимается по табл. 7.6 [1]; для элементов с косвенным армированием $k_f = 1.0$.

$f_{\text{сд}} = f_{\text{сж}} / \gamma_c = 16 / 1.8 = 8.88 \text{ МПа}$, $f_{\text{суд}} = 0.21 \cdot (f_{\text{сж}})^{2/3} / \gamma_c = 0.21 \cdot 16^{2/3} / 1.8 = 0.74 \text{ МПа}$, при $\gamma_c = 1.8$

Сварные сетки конструируем из проволоки $\varnothing 5 \text{ S500}$ с $f_{\text{ст}} = 410 \text{ МПа}$ и $A_{\text{сх}} = A_{\text{сy}} = 0.2 \text{ см}^2$. Размеры ячеек сетки должны быть не менее 45 мм, не более $1/4 \times b_x$ и не более 100 мм. Шаг сеток следует принимать не менее 60 мм, не более 150 мм и не более $1/3$ стороны сечения. Как видно из рис. 8, в каждом направлении сетки число длинных стержней - 5, коротких - 4. Расчетная длина длинных стержней - 36.0 см, коротких - 18.0 см.

Коэффициент косвенного армирования:

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{\text{сх}} \cdot l_x + n_y \cdot A_{\text{сy}} \cdot l_y}{A_{\text{eff}} \cdot S_n} = \frac{10 \cdot 0.2 \cdot 36 + 8 \cdot 0.2 \cdot 18}{1120 \cdot 7} = 0.013$$

Коэффициент эффективности косвенного армирования:

$$\varphi_s = \frac{1}{0.23 + \psi} = \frac{1}{0.23 + 0.258} = 2.05$$

где $\psi = \frac{\rho_{sp} \cdot f_{yd,sp}}{\alpha \cdot f_{ctd} + 10} = \frac{0.013 \cdot 410}{1.0 \cdot 10.67 + 10} = 0.258$.

Здесь: $\alpha = 1.0$, т.к. расчёт ведётся в стадии монтажа (переходная расчётная ситуация).

Значение $f_{ctd,eff}$, определяемое по формуле 7.150 [1]

$$f_{ctd,eff} = 1.54 \cdot 1.0 \cdot 10.67 + 2.05 \cdot 0.013 \cdot 410 \cdot 3.25 = 51.9 \text{ МПа},$$

где $\varphi_s = 4.5 - 3.5 \frac{A_{cl}}{A_{eff}} = 4.5 - 3.5 \frac{400}{1120} = 3.25$;

Так как $f_{ctd,eff} = 51.9 \text{ МПа}$, более $2 \cdot f_{ctd} = 2 \cdot 1.54 \cdot 1.0 \cdot 10.67 = 32.86 \text{ МПа}$, принимаем к дальнейшим расчетам $f_{ctd,eff} = 32.86 \text{ МПа}$

$$N_{Rd,1} = 0.75 \cdot 32.86 \cdot (100) \cdot 400 = 985.8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 985.8 \text{ кН}.$$

Для вычисления усилия $N_{Rd,2}$ определяем радиус инерции арматурного стержня диаметром 16 мм: $i = \frac{d}{4} = \frac{16}{4} = 0.4 \text{ см}$.

Расчётная длина выпусков арматуры равна длине выпусков арматуры, т.е. $l_o = l = 30 \text{ см}$. Гибкость выпусков арматуры $\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{30}{0.4} = 75$.

Коэффициент продольного изгиба арматуры по табл.4–3 прил.4 $\varphi_1 = 0.609$

Усилие, воспринимаемое выпусками арматуры:

$$N_{Rd,2} = 0.5 \cdot \varphi_1 \cdot f_{yd} \cdot A_{s,ext} = 0.5 \cdot 0.609 \cdot 450 \cdot (100) \cdot 8.04 = 110.2 \cdot 10^3 \text{ Н} = 110.2 \text{ кН}.$$

Предельная продольная сила, воспринимаемая незамоноличенным стыком:

$$N_{Rd} = N_{Rd,1} + N_{Rd,2} = 985.8 + 110.2 = 1096 \text{ кН} > N_{sd} = 1006.5 \text{ кН}.$$

Таким образом, прочность колонны в стыке до замоноличивания больше усилий, вызванных нагрузкой даже в стадии эксплуатации. Проверку прочности стыка в стадии эксплуатации можно не производить, т.к. добавится еще прочность замоноличенного бетона.

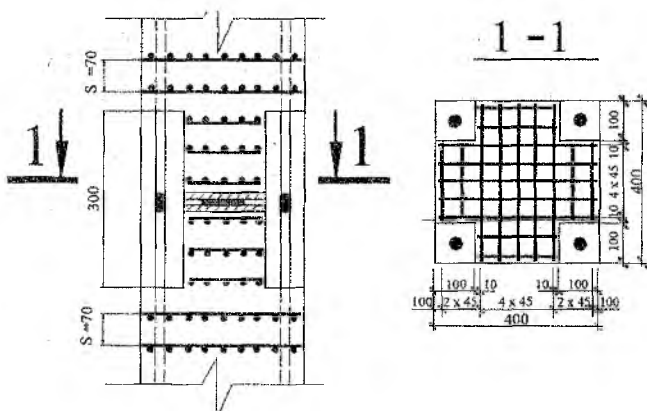


Рис.8 К расчету стыка колонн между собой.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 503.01–02. «Бетонные и железобетонные конструкции». – Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 139 с.
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.–М.:1987.–36с.
- 3*. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс.–М.: Стройиздат , 1991.–767с.
4. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительной специальности. Под редакцией профессора Т.М. Петцольда и профессора В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003.– 380 с. с илл.
- 5.* Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. Под редакцией А.Б. Гольшлева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.:Будивельник, 1990. 544 с.
- 6.* Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)–М.: ЦИГП Госстроя СССР, 1989.–192с.
7. Методические указания к выполнению 1-го курсового проекта по курсу: "Железобетонные конструкции" специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения. – Брест 2004 г.

* При использовании источников [3,5,6] учесть изменения в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Исходные данные для проектирования
Параметры задания.

Таблица 1-1

Третья (с конца) цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	19,2×64,0*) 4,8×6,4**)	17,4×72,0 5,8×7,2	21,0×64,0 7,0×6,4	15,6×54,0 5,2×6,0	21,6×74,0 5,4×7,4	17,4×62,4 5,8×7,8	28,0×72,0 7,0×7,2	20,0×66,0 5,0×6,6	18,6×60,8 6,2×7,6	20,0×64,0 5,0×6,4
2	15,0×60,0 5,0×6,0	24,8×64 6,2×8,0	19,2×60,0 4,8×6,0	22,4×74,0 5,6×7,4	15,6×52,8 5,2×6,6	19,2×64,0 6,4×8,0	19,2×68,0 4,8×6,8	24,0×62,4 6,0×7,8	18,0×60,8 6,0×7,6	24,0×64,0 6,0×6,4
3	26,6×72,0 6,6×7,2	18,0×54,6 6,0×7,8	20,0×74,0 5,0×7,4	17,4×66,0 5,8×6,6	20,8×54,4 5,2×6,8	16,8×68,0 5,6×6,8	21,0×66,0 7,0×6,6	22,2×66,0 7,4×6,6	25,6×72,0 6,4×7,2	16,2×54,0 5,4×6,0
4	19,8×54,6 6,6×7,8	16,8×60,8 5,6×7,6	24,0×54,4 6,0×6,8	23,2×72,0 5,8×7,2	16,8×62,4 5,8×7,8	25,6×72,0 6,4×8,0	18,6×74,0 6,2×7,4	28,0×74,0 7,0×7,4	24,8×72,0 6,2×7,2	21,6×47,6 5,4×6,8
5	20,8×74,0 5,2×7,4	22,4×72,0 5,6×7,2	16,2×76,0 5,4×7,6	19,2×60,8 4,8×7,6	21,6×56,0 5,4×8,0	19,2×54,6 6,4×7,8	19,2×66,0 6,4×6,6	26,4×60,0 6,6×6,0	24,0×72,0 6,0×7,2	23,2×54,4 5,8×6,8
6	16,2×56,0 5,4×7,0	24,8×68,0 6,2×6,8	21,6×62,4 5,4×7,8	14,4×54,6 4,8×7,8	22,4×63 5,6×7,0	18,6×56,0 6,2×8,0	26,4×68,0 6,6×6,8	22,4×64,0 5,6×6,4	20,0×72,0 5,0×7,2	16,2×66,0 5,4×6,6
7	19,2×60,8 6,4×7,6	18,6×66,0 5,0×8,0	20,0×48,0 5,0×8,0	20,8×56,0 5,2×8,0	20,0×60,0 5,0×6,0	17,4×60,8 5,8×7,6	20,8×72,0 5,2×7,2	24,0×64,0 8,0×6,4	25,6×68,0 6,4×6,8	16,8×52,8 5,6×6,6
8	22,4×47,6 5,6×6,8	24,8×74,0 6,2×7,4	19,2×48,0 4,8×4,8	20,0×50,0 5,0×5,0	16,2×58,0 5,4×5,8	20,8×64,0 5,2×6,4	15,0×76,0 5,0×7,6	23,2×60,0 5,8×6,0	21,6×64,0 5,4×6,4	28,0×60,0 5,6×6,0
9	26,4×72,0 6,6×8,0	18,0×60,0 6,0×6,0	19,2×48,0 4,8×8,0	15,6×54,0 5,2×5,4	20,8×64,0 5,2×6,4	24,8×60,0 6,2×6,0	15,6×76,0 5,2×7,6	24,0×74,0 6,0×7,4	19,2×60,0 6,4×6,0	28,0×64,0 7,0×6,4
0	18,0×72,6 6,0×6,6	17,4×64,0 5,8×6,4	20,0×78,0 5,0×7,8	19,8×76,0 6,6×7,6	17,4×64,0 5,8×8,0	23,2×74,0 5,8×7,4	20,8×78,0 5,2×7,8	25,6×74,0 6,4×7,4	20,0×78,0 5,0×7,8	17,4×62,4 5,8×7,8

*) Верхняя строка – размеры здания в плане (м).

***) Нижняя строка – сетка колонн (м).

Переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие (кН/м²).

Таблица 1-2

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0	6	8	10	7	9	5	7	10	8	6
1	8	6	8	10	7	10	5	7	6	8
2	10	10	5	5	6	7	9	5	10	9
3	7	5	7	9	8	9	6	9	5	5
4*	5	9	6	6	5	6	8	8	7	10

*) Если предпоследняя цифра шифра больше 4, то полезная нагрузка принимается по разности цифр N-5, где N – предпоследняя цифра шифра.

Количество этажей, высота этажа здания, район строительства и материалы.

Таблица 1-3

Показатели	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Число этажей	4	6	7	5	5	7	6	4	4	6
Высота этажа, м	4,2	4,8	3,6	5,4	3,0	6,0	4,8	4,2	6,0	3,6
Район строительства	Москва	Рязань	Витебск	Минск	Брест	Киев	Ижевск	Челябинск	Запорожье	Архангельск
Класс бетона	C ²⁰ / ₂₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ¹² / ₁₅	C ²⁵ / ₃₀	C ¹² / ₁₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇	C ¹⁶ / ₂₀
Класс арматурной стали	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500

Приложение 2.

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов.

Таблица 2-1

Характеристики	Классы бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
f_{ck} (МПа)	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c, cube}^G$ (МПа)	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{ctm} (МПа)	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm}^G (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ck,0,05}$ (МПа)	0,84	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ck,0,95}$ (МПа)	1,56	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
ε_{cs1} (‰)	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ε_{su1} (‰)						-3,5					-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ε_{cs2} (‰)						-2,0					-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ε_{su2} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n						2,0					1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ε_{cs3} (‰)						-1,75					-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ε_{su3} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание: для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик из табл. 4.3 f_{ctm} , $f_{ck,0,05}$, $f_{ck,0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_f = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_{c, cube}^G$

Расчетные сопротивления и модуль упругости арматуры, МПа.

Таблица 2-2

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k=f_{yk}/f_{yk}$	Нормативное сопротивление f_{yk} (f_{02k}), Н/мм ²	Расчетное сопротивление f_{yd} (f_{02d}), Н/мм ²	Расчетное сопротивление поперечной арматуры $f_{y,перс}$, Н/мм ²	
						$f_{y,перс}$	$f_{y,перс}$
S240	5,5-40	гладкая	1,08	240	218	174*	157
S400	6,0-40	периодич. профиля	1,05	400	365	290*	263
S500	3-40	гладкая и периодич. профиля	1,05	500	450	360*	324

* Для случая применения в вязанных каркасах

Приложение 3.

Расчетные значения базовой длины анкеровки $l_{b,к}$

Таблица 3-1

Класс арматуры	Класс бетона по прочности при сжатии								
	C ¹² / ₁₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ⁴⁰ / ₄₅	C ⁴⁰ / ₅₀	C ⁴⁵ / ₅₅	C ⁵⁰ / ₆₀
S400	54	44	38	32	29	26	24	22	20,3
S500	66	54	47	40	36	32	30	27	25

Значения коэффициента ρ

Таблица 3-2

$\lambda_i = l_{эф}/h$	e_0/h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Значения ξ , η , α_m для расчета по прочности железобетонных элементов.

Таблица 3-3

Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰		
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ϵ_c (+)	растяжения в арматуре ϵ_{st} (+)	
Область деформирования	1	2	3	4	5	6	7
Область 1a	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0	
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0	
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0	
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0	
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0	
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0	
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0	
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0	
Верхний предел для области 1a	0,167	0,117	0,938	0,104	2,00	10,0	
Область 1b	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0	
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0	
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0	
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0	
Верхний предел для области 1b	0,258	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0	
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96	
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00	
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17	
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44	
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79	
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22	
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71	
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25	
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83	
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45	
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11	
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79	
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50	
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23	
	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98	
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75	
0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53		
0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33		
Граничное значение для области 2 при арматуре S400	0,657	0,532	0,727	0,387	3,50	1,825	
Граничное значение для области 2 при арматуре S500	0,61	0,494	0,746	0,368	3,50	2,25	

Приложение 4.

Сортамент горячекатаных арматурных стержней.

Таблица 4-1

Номинал. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	11	12	13	14
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	•	•	•	•	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	•	•	•	•	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	•	•	•	•	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	•	•	•	•	
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	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	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	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	•	•	•	•	•

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью точечной сварки.

Таблица 4-2

Диаметр стержня одного направления, мм	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10

Коэффициент продольного изгиба арматуры

Таблица 4-3

l_0/i	Коэффициент φ_1			l_0/i	Коэффициент φ_1		
	S240	S400	S500		S240	S400	S500
0	1,0	1,0	1,0				
10	0,988	0,985	0,983	60	0,82	0,764	0,736
20	0,97	0,962	0,956	70	0,77	0,682	0,634
30	0,943	0,927	0,919	80	0,715	0,604	0,584
40	0,905	0,878	0,864	90	0,67	0,523	0,454
50	0,867	0,823	0,803	100	0,582	0,437	0,359

Учебное издание

Составители: Малиновский Василий Николаевич
Шалобьта Николай Николаевич
Шалобьта Татьяна Петровна

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ И КОЛОННЫ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания к выполнению I курсового проекта
по курсу:
"Железобетонные конструкции"
специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения

Ответственный за выпуск *Шалобьта Н.Н.*
Редактор *Строкач Т.В.*
Корректор *Никитчик Е.В.*
Компьютерная вёрстка *Кармаш Е.Л.*

Подписано в печать 15.11.2007 г. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага "Снегурочка".
Уч. изд. л. 2,33. Усл. печ. л. 2,5. Заказ № 1200. Тираж 150 экз. Отпечатано на
ризографе Учреждения образования "Брестский государственный техни-
ческий университет", 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.