

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»

В. А. Дзюба

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ**

Утверждено в качестве учебного пособия
Ученым советом Федерального государственного бюджетного
образовательного учреждения высшего профессионального образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»

Комсомольск-на-Амуре
2013

УДК 624.012.35-001.2(07)

ББК 38.537-02я7

Д438

Рецензенты:

И. Ф. Щербаков, канд. техн. наук, заместитель главы администрации
г. Комсомольска-на-Амуре по строительству;

В. М. Козин, д-р техн. наук, профессор,
зав. лабораторией механики деформируемого твердого тела
Института машиноведения и металлургии
Дальневосточного отделения Российской академии наук

Дзюба, В. А.

Д438 Проектирование сборных железобетонных конструкций каркасно-
го здания : учеб. пособие / В. А. Дзюба. – Комсомольск-на-Амуре :
ФГБОУ ВПО «КнАГТУ», 2013. – 103 с.

ISBN 978-5-7765-0947-6

В учебном пособии приведены примеры расчета и конструирования
сборной предварительно напряженной ребристой панели перекрытия и ри-
геля рамного каркаса. Данные примеры являются составной частью курсо-
вого проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»,
выполняемого студентами направления 270800 – «Строительство».

Предназначено для студентов вузов строительных специальностей
при изучении дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции».

УДК 624.012.35-001.2(07)

ББК 38.537-02я7

ISBN 978-5-7765-0947-6

© Федеральное государственное
бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального
образования «Комсомольский-на-Амуре
государственный технический
университет», 2013

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. РАСЧЕТ РЕБРИСТОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	7
1.1. Расчётная схема и расчётный пролёт.....	7
1.2. Нагрузки.....	7
1.3. Усилия от расчетных и нормативных нагрузок.....	9
1.4. Компоновка поперечного сечения плиты.....	10
1.5. Материалы для панели.....	11
1.6. Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям первой группы.....	13
1.6.1. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси.....	13
1.6.2. Расчёт полки плиты на местный изгиб.....	15
1.6.3. Расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси.....	16
1.6.3.1. Схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонным сечениям.....	16
1.6.3.2. Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил.....	17
1.6.3.3. Требования к поперечному армированию.....	22
1.6.3.4. Процедура расчета поперечной арматуры.....	24
1.6.3.5. Прочность элементов по наклонной сжатой полосе....	24
1.6.3.6. Расчет прочности наклонных сечений ребристой плиты.....	25
1.7. Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям второй группы.....	27
1.7.1. Определение геометрических характеристик приведённого сечения.....	27
1.7.2. Определение потерь предварительного напряжения арматуры.....	29
1.7.3. Расчёт по образованию трещин, нормальных к продольной оси.....	32
1.7.4. Расчёт по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.....	33
1.7.5. Расчёт по образованию наклонных трещин.....	36
1.7.6. Расчёт прогиба панели.....	41
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РИГЕЛЯ.....	44
2.1. Общие сведения о статическом расчете ригеля рамного каркаса.....	44
2.2. Расчетный пролет и геометрические параметры.....	49
2.3. Определение нагрузок на ригель.....	50
2.4. Определение внутренних усилий в сечениях ригеля.....	51

2.5. Перераспределение усилий в ригеле.....	52
2.6. Применение ПЭВМ при вычислении усилий в ригеле.....	53
2.7. Расчет продольной арматуры ригеля.....	61
2.8. Расчет поперечной арматуры ригеля.....	71
2.9. Конструирование арматуры ригеля.....	74
2.10. Особенности проектирования ригеля связевого каркаса.....	82
3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОЛОННЕ ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ.....	84
3.1. Общие сведения.....	84
3.2. Вычисление продольных усилий.....	85
3.3. Вычисление изгибающих моментов.....	88
3.4. Автоматизированный расчет рамы нижнего этажа.....	91
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	94
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	94
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. РАСЧЁТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА.....	95
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. НОРМАТИВНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА..	95
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЁТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ, МОДУЛЬ УПРУГОСТИ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ.....	96
ПРИЛОЖЕНИЕ 4. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЁТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ, МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ПРОВОЛОЧНОЙ АРМАТУРЫ И ПРОВОЛОЧНЫХ КАНАТОВ.....	97
ПРИЛОЖЕНИЕ 5. НАЧАЛЬНЫЙ МОДУЛЬ УПРУГОСТИ БЕТОНА E_b ПРИ СЖАТИИ И РАСТЯЖЕНИИ	97
ПРИЛОЖЕНИЕ 6. РАСЧЁТНЫЕ ПЛОЩАДИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ И МАССА АРМАТУРЫ; СОРТАМЕНТ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ, ОБЫКНОВЕННОЙ И ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРНОЙ ПРОВОЛОКИ.....	98
ПРИЛОЖЕНИЕ 7. СОРТАМЕНТ АРМАТУРНЫХ КАНАТОВ.....	99
ПРИЛОЖЕНИЕ 8. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА γ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ M_{crc}	100
ПРИЛОЖЕНИЕ 9. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ ПРОГИБЫ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	101
ПРИЛОЖЕНИЕ 10. РАСЧЕТНОЕ ЗНАЧЕНИЕ ВЕСА СНЕГОВОГО ПОКРОВА.....	101
ПРИЛОЖЕНИЕ 11. РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ РФ ПО ВЕСУ СНЕГОВОГО ПОКРОВА.....	102

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее учебное пособие подготовлено согласно программе курса «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению 270800 – «Строительство», и содержит пример выполнения разделов курсового проекта в соответствии с многолетней методикой преподавания его в МГСУ [8]. При составлении учебного пособия учитывались требования образовательного стандарта по направлению «Строительство».

Курсовой проект на тему «железобетонные конструкции многоэтажного здания» включает в себя расчет и конструирование железобетонных элементов сборного и монолитного балочных перекрытий, а также проектирование колонны и фундамента. В данном учебном пособии приведены примеры выполнения первой части курсового проекта, а именно – расчеты сборной предварительно напряженной ребристой плиты, ригеля рамного каркаса, колонны каркаса.

Сборные железобетонные панели (плиты) перекрытий являются основным конструктивным элементом в составе балочных перекрытий. Нагрузка от панелей в таких перекрытиях передаётся на ригели, расположенные вдоль или поперёк здания (рис. 1). Внутри здания ригели опираются на промежуточные опоры-колонны, а по периметру – либо на несущие стены (здание с неполным каркасом), либо – на колонны (здание с полным каркасом).

Панели перекрытий являются изгибаемыми элементами, в которых растянутый бетон не участвует в работе конструкций в предельной стадии, и их несущая способность определяется сопротивлением растянутой арматуры и сжатого бетона. Поэтому в таких панелях для снижения собственного веса из растянутой зоны удаляется возможно большее количество бетона и сохраняются только рёбра шириной, необходимой для размещения арматуры и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. В наибольшей степени этому требованию удовлетворяют ребристые и пустотные панели.

При выполнении курсового проекта ребристые панели с рёбрами вниз применяют в основном в промышленных зданиях. Ширина панели 1.0 – 1.8 м кратная 0.1 м. Многопустотные панели, имеющие гладкие потолочные поверхности, применяют, главным образом, в гражданских зданиях. Наиболее распространенными являются панели с круглыми пустотами шириной 1.2 – 2.4 м кратной 0.1 м. Высоту сечения рекомендуется принимать в пределах $(1/20 - 1/30)$ от расчётного пролёта. В панелях с пустотами минимальная толщина полки 25 – 30 мм, рёбер 30 – 35 мм; в ребристых панелях толщина полки 50 мм.

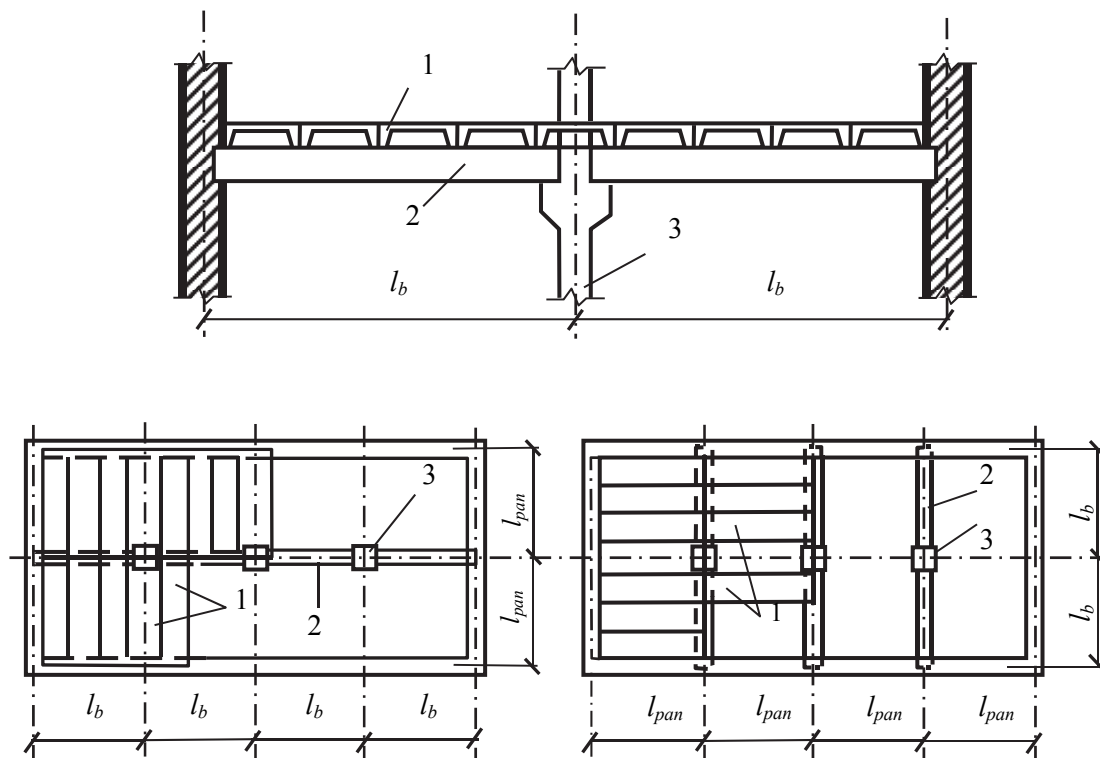


Рис. 1. Конструктивные схемы сборных балочных перекрытий:
1 – панели перекрытия; 2 – ригели; 3 – колонны

Проектирование железобетонных элементов перекрытия начинают с краткого описания их конструктивной схемы. Затем определяют все необходимые исходные данные и приступают к статическому расчёту. На стадии статического расчёта даётся описание расчётной схемы, определяются расчётные пролёты, подсчитываются значения нагрузок, находятся максимальные значения внутренних усилий и komponуется сечение с учётом расчётных ограничений. После чего выполняют расчёт элементов перекрытия по предельным состояниям. В результате расчёта по предельным состояниям первой группы определяется необходимое продольное и поперечное армирование. Расчётом по второй группе предельных состояний проверяется пригодность конструкций к условиям нормальной эксплуатации.

1. РАСЧЕТ РЕБРИСТОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ

1.1. Расчётная схема и расчётный пролёт

Требуется запроектировать ребристую панель перекрытия с номинальной шириной $b_{пан} = 1.4$ м, номинальной длиной $l_{пан} = 6.2$ м при её опирании по верху ригеля.

Панель (плита) рассматривается как однопролётная свободно лежащая балка, нагруженная равномерно распределённой нагрузкой по всему пролёту. Расчётный пролёт плиты принимается равным расстоянию между центрами площадок опирания плиты на ригели (рис. 1.1).

При опирании на ригель поверху расчётный пролёт

$$l_0 = l_{пан} - \frac{b_b}{2}, \quad (1.1)$$

где $l_{пан}$ – номинальная длина плиты (расстояние между осями ригелей);
 b_b – ширина поперечного сечения ригеля.

Для определения значения l_0 задаёмся размерами поперечного сечения ригеля h_b и b_b :

$$h_b = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) \cdot l_b = \frac{1}{12} \cdot 700 = 58.3 \text{ см},$$

принимаем $h_b = 60$ см.

$$b_b = (0.3 - 0.4) \cdot h_b = (0.3 - 0.4) \cdot 60 = 24 \text{ см},$$

принимаем $b_b = 25$ см.

Здесь l_b – пролёт ригеля.

Тогда в соответствии с формулой (1.1):

$$l_0 = 6.2 - \frac{0.25}{2} = 6.075 \text{ м}.$$

1.2. Нагрузки

Постоянная нагрузка, действующая на плиту, складывается из нагрузки от веса пола и нагрузки от собственного веса плиты. Нормативные значения нагрузки от веса отдельных элементов пола на 1 м^2 площади плиты определяются как произведение толщины слоя материала на объёмный вес этого материала. Нормативные значения временных нагрузок указываются в задании на проектирование: полная v_n и её кратковременная часть $v_{n,sh}$. Подсчёт значений нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведён в табл. 1.1.

Согласно [2], при проектировании для зданий и сооружений массового строительства следует принимать II (нормальный) уровень ответственности с коэффициентом надёжности по ответственности зданий $\gamma_n = 0.95$.

Нагрузки на 1 м длины плиты (рис. 1.1) определяются путём умножения соответствующих нагрузок на 1 м² перекрытия на ширину плиты $b_{пан} = 1.4$ м и коэффициент $\gamma_n = 0.95$.

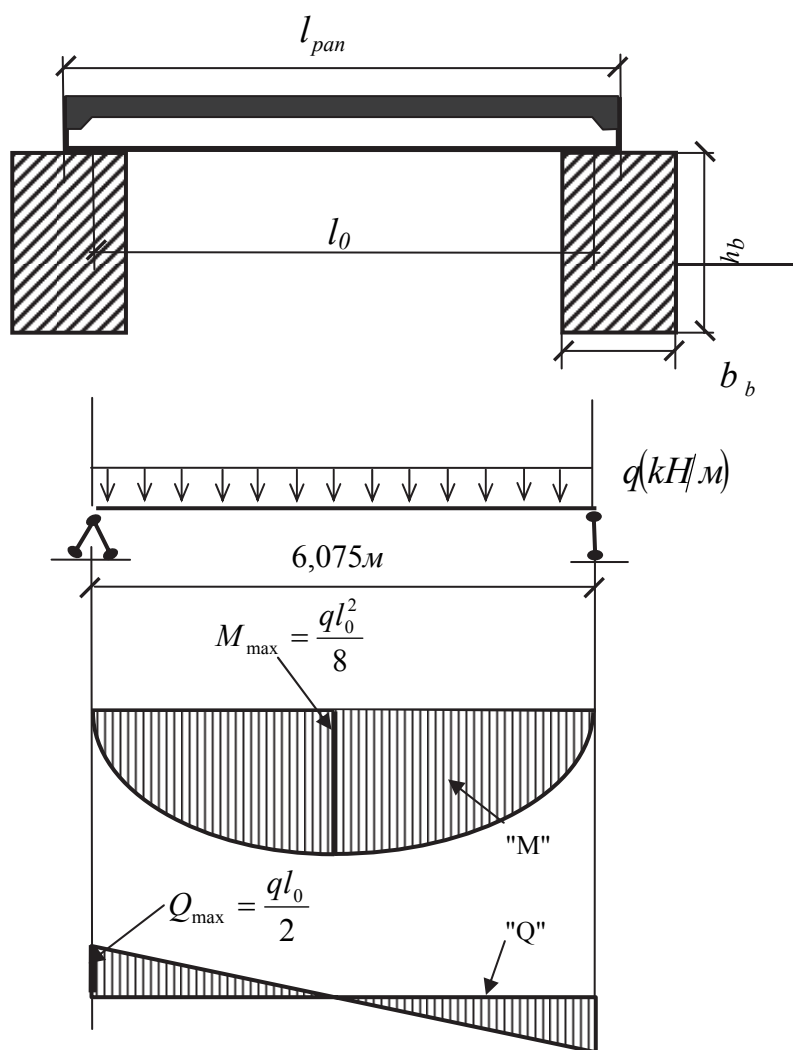


Рис. 1.1. Расчётная схема, расчётный пролёт и эпюры усилий

Расчётная полная нагрузка на 1 м длины плиты:

$$q = (g + v) \cdot b_{пан} \cdot \gamma_n = 10.154 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 13.505 \text{ кН/м.}$$

Нормативная полная нагрузка на 1 м длины плиты:

$$q_n = (g_n + v_n) \cdot b_{пан} \cdot \gamma_n = 8.58 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 11.411 \text{ кН/м.}$$

В том числе нормативная постоянная и длительная нагрузка:

$$q_{n,l} = (g_n + v_{n,l}) \cdot b_{пан} \cdot \gamma_n = 7.58 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 10.08 \text{ кН/м.}$$

Таблица 1.1

Нормативные и расчётные нагрузки на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, Н/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
Бетонные плитки пола ($\delta = 30 \text{ мм}, \rho = 24000 \text{ Н/м}^3$)	$0.03 \cdot 24000 = 720$	1.3	936
Песчано-цементная стяжка ($\delta = 20 \text{ мм}, \rho = 18000 \text{ Н/м}^3$)	$0.02 \cdot 18000 = 360$	1.3	468
Собственный вес ребристой плиты	2500	1.1	2750
Итого	$g_n = 3580$		$g = 4154$
Временная:	$v_n = 5000$	1.2	$v = 6000$
В том числе кратковременная	$v_{n,sh} = 1000$	1.2	$v_{sh} = 1200$
Длительная	$v_{n,l} = 5000 - 1000 = 4000$	1.2	$v_l = 4800$
Полная нагрузка	$g_n + v_n = 8580$	-	$g + v = 10154$
В том числе постоянная и длительная	$g_n + v_{n,l} = 7580$	-	-

1.3. Усилия от расчётных и нормативных нагрузок

Расчётная схема панели показана на рис. 1.1. Для такой балки наибольший изгибающий момент в середине пролёта равен $ql_0^2/8$, а наибольшая поперечная сила на опоре равна $ql_0/2$. Тогда усилия:

- от расчётной полной нагрузки

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{13.505 \cdot 6.075^2}{8} = 62.30 \text{ кНм}; \quad (1.2)$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{13.505 \cdot 6.075}{2} = 41.02 \text{ кН};$$

- от нормативной полной нагрузки

$$M_n = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{11.411 \cdot 6.075^2}{8} = 52.64 \text{ кНм}; \quad (1.3)$$

$$Q_n = \frac{q_n l_0}{2} = \frac{11.411 \cdot 6.075}{2} = 34.661 \text{ кН};$$

- от нормативной постоянной и длительной нагрузки

$$M_{n,l} = \frac{q_{n,l} l_0^2}{8} = \frac{10.081 \cdot 6.075^2}{8} = 45.506 \text{ кНм}. \quad (1.4)$$

1.4. Компоновка поперечного сечения плиты

Принимается панель со следующими параметрами (рис. 1.2, а):

- ширина панели по низу $140 - 1 = 139$ см;
- ширина панели по верху $140 - 2 \cdot 2 = 136$ см;
- толщина полки 5 см;
- приведенная ширина продольных ребер 7 см;
- высота поперечного сечения ребристой предварительно напряженной плиты:

$$h = \frac{l_0}{20} = \frac{607.5}{20}, \text{ принимаем } h = 30 \text{ см};$$

- расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до внешнего растянутого края сечения $a = 3$ см; рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 27$ см.

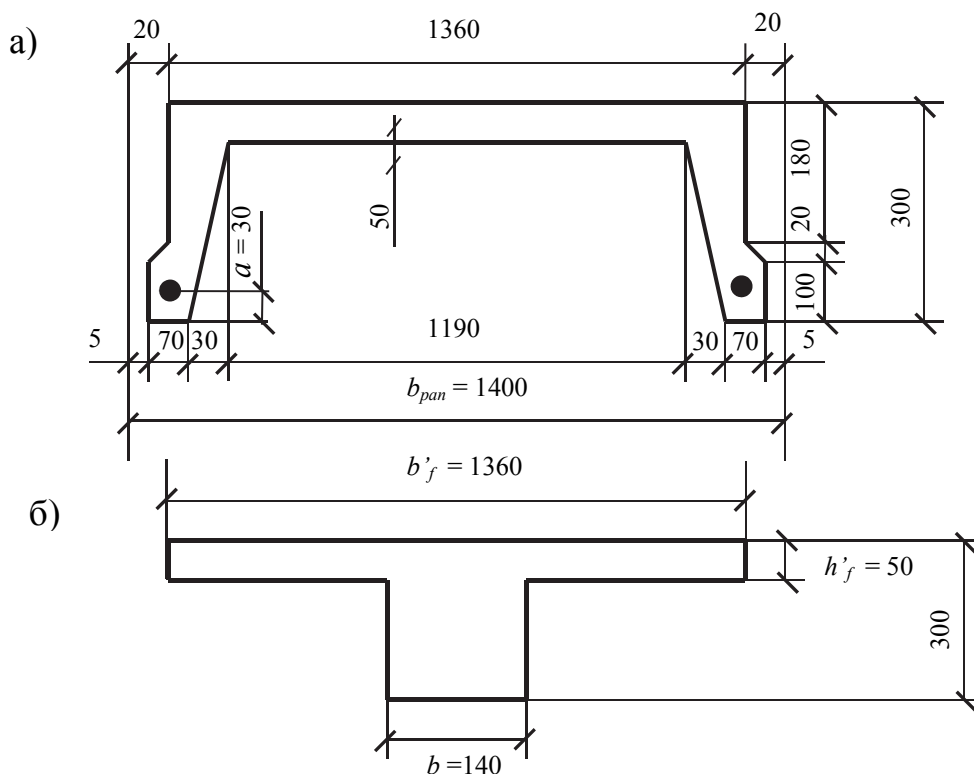


Рис. 1.2. Ребристая панель:
а – поперечное сечение; б – приведённое сечение

При расчёте по предельным состояниям П-образное поперечное сечение ребристой плиты приводится к эквивалентному тавровому сечению (рис. 1.2, б) с шириной полки $b'_f = 136$ см, толщиной полки $h'_f = 5$ см, высотой $h = 30$ см и толщиной ребра $b = 2 \cdot 7 = 14$ см. Так как $h'_f/h = 5/30 > 0.1$, то, согласно [6], в расчёт вводится вся ширина полки $b'_f = 136$ см.

1.5. Материалы для панели

Рёбристая панель перекрытия проектируется предварительно напряжённой с электротермическим натяжением арматуры на упоры форм. Изделие подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении.

Рабочую предварительно напряжённую арматуру продольных рёбер принимаем класса А800 (А-V):

- нормативное сопротивление $R_{sn} = 800$ МПа;
- расчётное сопротивление $R_s = 695$ МПа;
- модуль упругости $E_s = 2.0 \cdot 10^5$ МПа.

Характеристики арматуры А800 приняты по приложению 3. В качестве ненапрягаемой арматуры плиты будем использовать стержневую арматуру класса А400 (А-III) и обыкновенную арматурную проволоку периодического профиля класса В500 (В_p-I).

Для изготовления плиты выбираем бетон класса В30 с характеристиками согласно приложениям 1, 2 и 5:

- нормативная призмная прочность, МПа $R_{b,n} = R_{b,ser} = 22$;
- расчётная призмная прочность, МПа $R_b = 17$;
- нормативное сопротивление при растяжении, МПа $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1.75$;
- расчётное сопротивление при растяжении, МПа $R_{bt} = 1.15$;
- коэффициент условий работы бетона $\gamma_{bt} = 0.9$;
(учитывается при расчете на действие только постоянных и временных длительных нагрузок)
- начальный модуль упругости бетона, МПа $E_b = 3.25 \cdot 10^4$.

Предварительное напряжение в напрягаемой стержневой арматуре в соответствии с [6, п. 2.25] должно удовлетворять условиям:

$$\sigma_{sp} \leq 0.9R_{s,n} \text{ и } \sigma_{sp} \geq 0.3R_{s,n}.$$

Тогда $\sigma_{sp} = 0.9R_{s,n} = 0.9 \cdot 800 = 720$ МПа. Принимаем $\sigma_{sp} = 690$ МПа.

При этом неравенство $690 > 0.3 \cdot 800$ выполняется. Значение предварительного напряжения в арматуре σ_{sp} вводится в расчёт с коэффициентом точности натяжения γ_{sp} , согласно [6, п. 3.7], принимаемым равным:

- 0.9 – при благоприятном влиянии предварительного напряжения;
- 1.1 – при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения.

В соответствии с [6, п. 3.8] вычислим граничную относительную высоту сжатой зоны по формуле

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}; \quad (1.5)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению;

ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0.0035.

Значение $\varepsilon_{s,el}$ принимается равным:

- для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}; \quad (1.6)$$

- для арматуры с физическим пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s - \sigma_{sp}}{E_s};$$

где σ_{sp} – принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp} = 0.9$;

R_s, σ_{sp}, E_s – в МПа;

Значения ξ_R для определенных классов арматуры может определяться по табл. 1.2 в зависимости от отношения σ_{sp}/R_s .

Таблица 1.2

Значения граничной высоты сжатой зоны

σ_{sp}/R_s	Значения ξ_R при растянутой арматуре классов									
	A540	A600	A800	A1000	Vp1200	Vp1300	Vp1400	Vp1500	K1400	K1500
1.2	0.93	0.56	0.58	0.60	0.62	0.63	0.65	0.66	0.63	0.65
1.1	0.86	0.53	0.54	0.55	0.56	0.56	0.57	0.57	0.55	0.56
1.0	0.80	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.49	0.49
0.9	0.75	0.49	0.48	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.44	0.44
0.8	0.70	0.47	0.45	0.44	0.43	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39
0.7	0.66	0.45	0.43	0.42	0.40	0.39	0.39	0.38	0.36	0.36
0.6	0.62	0.43	0.41	0.39	0.37	0.37	0.36	0.30	0.34	0.33
0.5	0.59	0.41	0.39	0.37	0.35	0.34	0.33	0.32	0.31	0.30

Примечания:
 1. Для арматуры класса A540 значение ξ_R вычислено при $R_s = 490$ МПа.
 2. Предварительное напряжение σ_{sp} принимается с учетом всех потерь и при коэффициенте $\gamma_{sp} = 0.9$.
 3. При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение σ_{sp} , рекомендуется принимать – $\sigma_{sp}/R_s = 0.6$

Определяем ξ_R согласно формулам (1.5) и (1.6). При этом

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{695 + 400 - (690 - 100) \cdot 0.9}{2 \cdot 10^5} = 2.82 \cdot 10^{-3},$$

где 100 МПа – минимальное значение полных потерь предварительного напряжения;

и

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{2,82 \cdot 10^{-3}}{3,5 \cdot 10^{-3}}} = 0,443.$$

1.6. Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям первой группы

1.6.1. Расчёт прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

Расчёт прочности плиты выполняем как балки таврового сечения (см. рис. 1.2, б) при максимальном изгибающем моменте в середине пролёта, равном $M = 62,3$ кН·м (по формуле (1.2)).

Проектирование такого изгибаемого элемента следует осуществлять так, чтобы арматура в растянутой зоне работала с расчетным сопротивлением R_S , то есть с напряжением, равным пределу текучести (физическому или условному). Поэтому усилие в арматуре в стадии предельного равновесия будет равно $N_S = R_S \cdot A_{SP}$. В то же время усилие в сжатом бетоне N_B составит $R_B \cdot A_B$, так как считается, что все волокна сжатой зоны бетона высотой x имеют одинаковое значение напряжения, равное R_B (рис. 1.3).

Исходя из вышеизложенного, можно записать уравнения равновесия в нормальном сечении элемента, полагая, что в предельной стадии момент от внешней нагрузки M не превышает (равен) внутреннего момента, создаваемого парой сил в сжатом бетоне и растянутой арматуре, а сумма проекций всех сил на продольную ось элемента равна нулю, то есть

$$M = R_B A_B \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad \text{и} \quad R_S A_S - R_B A_B = 0.$$

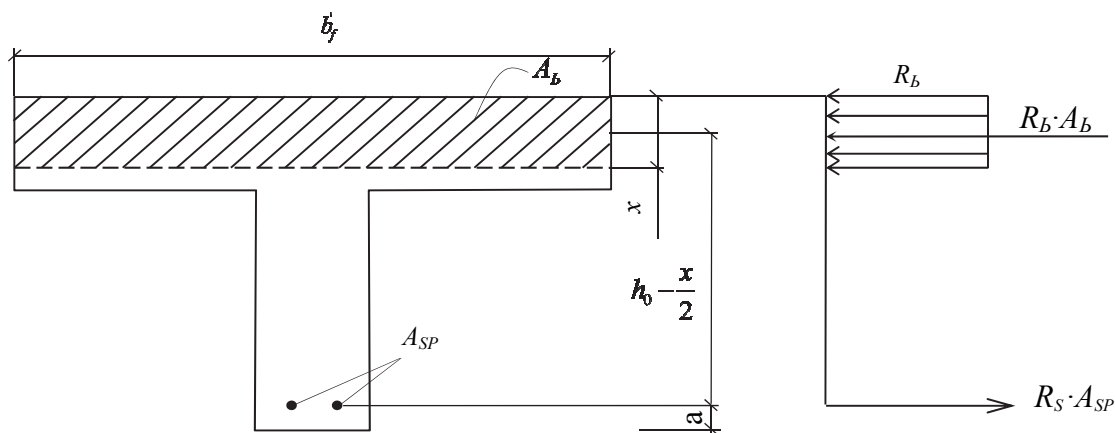


Рис. 1.3. К расчету прочности нормальных сечений изгибаемых элементов

Для вычисления требуемой площади арматуры перепишем эти выражения, полагая $A_b = b'_f \cdot x$, согласно рис. 1.3, и введя понятие относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$. Тогда

$$\begin{aligned} M &= R_b b'_f x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_b b'_f x h_0 \left(1 - \frac{x}{h_0 \cdot 2} \right) \cdot \frac{h_0}{h_0} = R_b b'_f h_0^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = \\ &= R_b b'_f h_0^2 \alpha_m \quad \text{и} \quad \alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2}. \end{aligned}$$

С учетом параметра ξ имеем:

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \quad \text{и} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; \\ A_s &= \frac{R_b \cdot A_b}{R_s} = \frac{R_b \cdot b \cdot x}{R_s} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi}{R_s}. \end{aligned}$$

Таким образом, алгоритм определения A_s имеет следующую последовательность: $\alpha_m \rightarrow \xi \rightarrow A_s$.

Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{62.3}{17 \cdot 136 \cdot 27^2} \cdot 10^3 = 0.03696, \quad (1.7)$$

где 10^3 – множитель для приведения числителя и знаменателя к одним единицам;

17 МПа – призменная прочность бетона, принятая без учета коэффициента условий работы $\gamma_{b1} = 0.9$, так как полный момент определен в том числе и от кратковременных нагрузок.

Тогда

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.03696} = 0.03767 < \xi_R = 0.443.$$

Так как $x = \xi \cdot h_0 = 0.03767 \cdot 27 = 1.017 < 5$ см, то нейтральная ось сечения проходит в пределах полки и площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_{sp} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{17 \cdot 136 \cdot 27 \cdot 0.03767}{1.1 \cdot 695} = 3.076 \text{ см}^2, \quad (1.8)$$

где γ_{s3} – коэффициент условий работы для напрягаемой арматуры, принимаемый при соблюдении условия $\xi < \xi_R$, равным $\gamma_{s3} = 1.25 - 0.25 \xi/\xi_R \leq 1.1$, причем если $\xi/\xi_R < 0.6$, то $\gamma_{s3} = 1.1$ [6, п. 3.9].

По приложению 6 принимаем 2 $\emptyset 14$ А800 с площадью $A_{sp} = 3.08 \text{ см}^2$, что превышает требуемую расчетную площадь на

$$\frac{3,08 - 3.076}{3.076} \cdot 100 \% = 0.14 \%. .$$

При использовании арматурных канатов их физико-механические характеристики и площадь поперечного сечения принимаются по приложениям 4, 7.

1.6.2. Расчёт полки плиты на местный изгиб

Наряду с расчётом прочности нормальных сечений панели на изгиб, в продольном направлении (см. п. 1.6.1) необходимо произвести также расчёт верхней полки на местный изгиб. В этом случае из полки мысленно выделяется полоса шириной 1 м, и расчёт её производится как частично защемлённой в продольных рёбрах балки на действие пролётного и опорного моментов $\frac{ql_{0f}^2}{11}$ (рис. 1.4).

Расчётный пролёт полки (см. рис. 1.2, а) равен

$$l_{0f} = 140 - 2 \cdot 10.5 = 119 \text{ см.}$$

Нагрузка на 1 м^2 полки может быть принята (с несущественным превышением) такой же, как и для плиты (см. табл. 1.1):

$$q = 10.154 \cdot 0.95 = 9.65 \text{ кН/м}^2.$$

Тогда изгибающий момент для полосы полки шириной 1 м:

$$M = \frac{9.65 \cdot 1.19^2}{11} = 1.242 \text{ кНм.}$$

Ширина расчётного сечения 100 см, высота расчётного сечения $h'_f = 5 \text{ см}$, рабочая высота сечения (при $a = 1.5 \text{ см}$)

$$h_{0f} = h'_f - a = 5 - 1.5 = 3.5 \text{ см.}$$

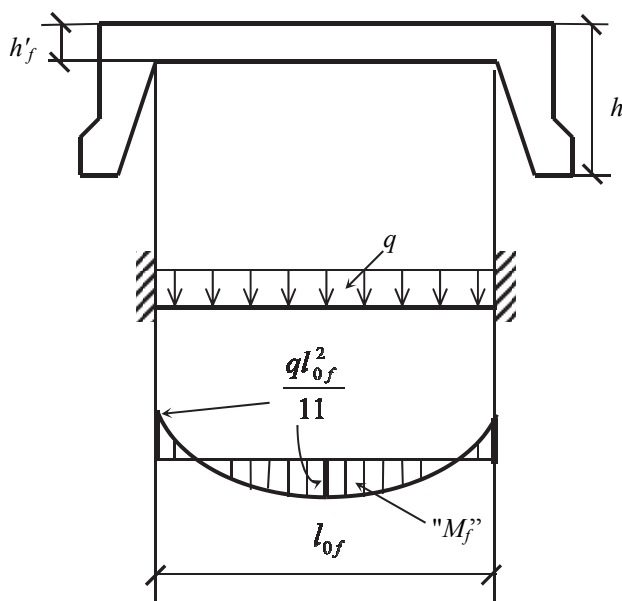


Рис. 1.4. К расчёту полки на местный изгиб

Вычисляем по формуле (1.7):

$$\alpha_m = \frac{1.242}{17 \cdot 100 \cdot 3.5^2} \cdot 10^3 = 0.0596,$$

а также относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0596} = 0.0615.$$

Для армирования полки принимаем арматуру класса В500 ($R_s = 415$ МПа). Требуемая площадь рабочей арматуры на 1 м длины полки по формуле (1.8):

$$A_s = \frac{17 \cdot 100 \cdot 3.5 \cdot 0.0615}{415} = 0.982 \text{ см}^2.$$

По приложению 6 принимаем 8 \emptyset 4 с $A_s = 1.01 \text{ см}^2$ и армируем полку сеткой с поперечной рабочей арматурой, расположенной с шагом $S = 100/8 = 12.5$ см.

1.6.3. Расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси

1.6.3.1. Схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонным сечениям

Причиной появления нормальных трещин в железобетонных элементах от внешней поперечной нагрузки, как отмечалось выше, являются изгибающие моменты, при действии которых нормальные напряжения в бетоне растянутой зоны достигают максимальных значений. С ростом нагрузки напряжения в продольной растянутой арматуре и сжатом бетоне становятся равными предельным, и происходит разрушение элемента по нормальным сечениям.

Железобетонный элемент может разрушиться не только по нормальному сечению, но и по сечению, наклонному к продольной оси элемента, обычно расположенному вблизи опоры. Это связано с наличием вблизи опор как изгибающих моментов, так и поперечных сил. В этом случае бетон находится в условиях плоского напряженного состояния, причем, главные (наибольшие и наименьшие) напряжения будут возникать по наклонным площадкам. При этом, как только главные растягивающие напряжения превысят предельные характеристики бетона при растяжении, в элементе появятся наклонные трещины.

Наклонная трещина разделяет элемент на две части, связанные между собой продольной растянутой арматурой, поперечной арматурой, пересекающей трещину, и сжатым бетоном над вершиной наклонной трещины. Таким образом, в наклонном сечении действуют следующие внутренние

усилия: усилия в сжатом бетоне (поперечное и продольное), продольная и поперечная составляющие сил в поперечной арматуре (хомутах и отгибах), усилие в продольной арматуре, силы зацепления, действующие по берегам наклонной трещины.

Разрушение железобетонного элемента по наклонной трещине может произойти по одной из следующих схем [8]:

- напряжения в поперечной арматуре достигают предельных значений, и при дальнейшем росте нагрузки происходит взаимное смещение частей элемента по вертикали и разрушение (срез) бетона сжатой зоны над трещиной (схема 1);

- при предельных сопротивлениях хомутов происходит взаимный поворот частей элемента вокруг центра тяжести сжатой зоны, так как в продольной растянутой арматуре достигнуты предельные сопротивления, либо нарушена ее анкеровка (схема 2);

- при увеличении нагрузки происходит разрушение бетона между наклонными трещинами от действия главных сжимающих напряжений (схема 3).

Разрушение по схеме 1 имеет место при сильной (с высокой степенью анкеровки) продольной арматуре, а разрушение по схеме 2 – наоборот, при нарушении анкеровки продольной арматуры. При значительном насыщении элемента поперечной арматурой и слабой тонкой стенке в тавровых и двутавровых элементах реализуется схема 3. Согласно указаниям норм проектирования железобетонных конструкций для оценки прочности по первой схеме используют уравнение равновесия поперечных сил, учитывая, что в этом случае при разрушении преобладают деформации сдвига, а по второй схеме – уравнение равновесия моментов в наклонном сечении. Соответственно эти два случая рассматриваются как расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил и расчет по наклонному сечению на действие изгибающих моментов.

1.6.3.2. Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил

Проверка прочности наклонного сечения на действие поперечной силы по наклонной трещине (рис. 1.5) производится из условия

$$Q < Q_b + Q_{sw}, \quad (1.9)$$

где Q – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения. При вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем через наиболее удаленный от опоры конец наклонного сечения (см. рис. 1.5). Если часть нагрузки является

временной и может быть перемещена, то при определении поперечной силы разгружающее влияние временной нагрузки не учитывается.

Поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном, определяется из анализа опытных данных. Экспериментами установлено, что основными параметрами, влияющими на Q_b , будут ширина b и рабочая высота сечения элемента h_0 , а также прочность бетона на растяжение R_{bt} , то есть основой поперечной силы Q_b будет произведение $R_{bt} \cdot b \cdot h_0$. Помимо этого, существенным фактором оказывается значение относительного пролета среза c/h_0 , с увеличением которого происходит резкое падение поперечной силы Q_b по гиперболической зависимости

$$\frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{c/h_0}$$

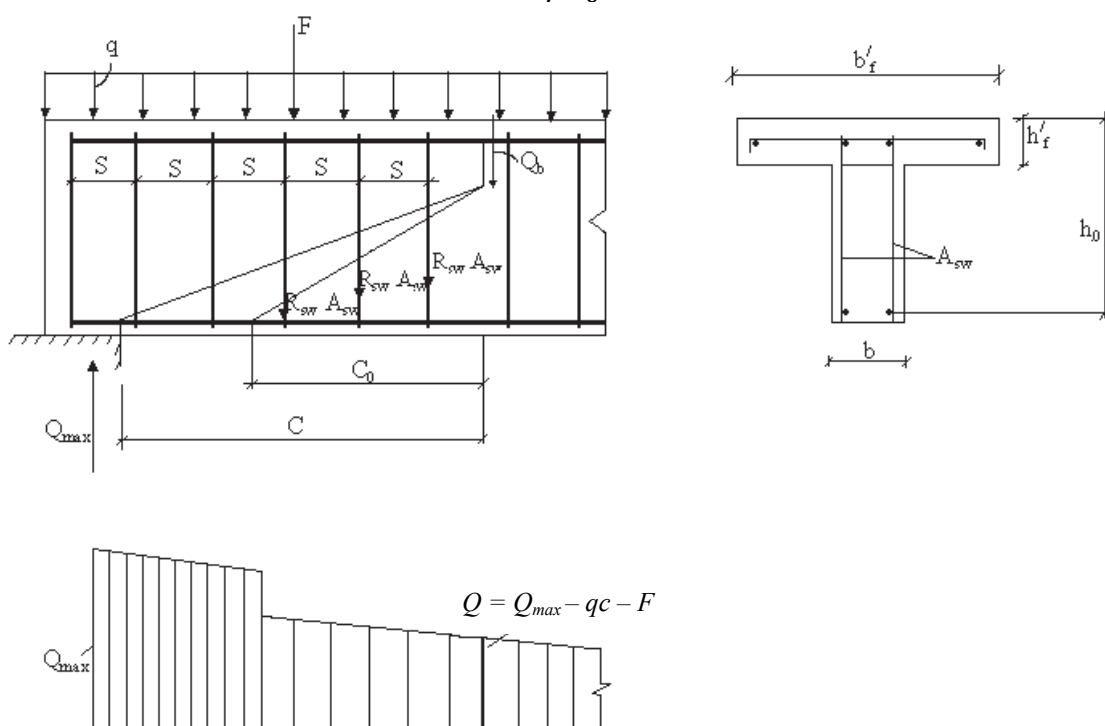


Рис. 1.5. Схема усилий в наклонном сечении элемента с хомутами при расчете его прочности на действие поперечной силы

В опытах также получены результаты, которые указывают на положительное влияние усилия предварительного обжатия на прочность элемента по наклонному сечению.

В итоге в [6] приведена следующая формула

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \quad (1.10)$$

где c – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента;

$$M_b = 1.5\varphi_n \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2. \quad (1.11)$$

Коэффициент φ_n , учитывающий влияние усилия обжатия, определяется по формуле

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{N_p}{N_b} - 4 \left(\frac{N_p}{N_b} \right)^2, \quad (1.12)$$

где $N_p = 0.7P$;

P – усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне;

$N_b = 1.3R_b A_1$, но не менее N_p ;

A_1 – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки.

Допускается значение φ_n определять по формуле

$$\varphi_n = 1 + 1.6 \frac{P}{R_b A_1} - 1.16 \cdot \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2. \quad (1.13)$$

Нормы проектирования рекомендуют при больших и малых пролетах среза сохранять постоянные значения поперечной силы Q_b , а именно

$$Q_{b,min} = 0.5\varphi_n R_{bt} b h_0; \quad (1.14)$$

$$Q_{b,max} = 2.5R_{bt} b h_0. \quad (1.15)$$

Таким образом, Q_b принимается по выражению (1.10), но не менее $Q_{b,min}$ и не более $Q_{b,max}$.

Поперечная сила Q_{sw} , воспринимаемая поперечной арматурой, определяется при условии, что во всех поперечных стержнях, пересекающих наклонную трещину, достигнуты расчетные сопротивления. Однако в связи с неодинаковым растяжением стержней по длине наклонной трещины поперечная арматура вводится в расчет с пониженным расчетным сопротивлением $R_{sw} < R_s$. В результате Q_{sw} определяется как сумма усилий $R_{sw} \cdot A_{sw}$ в отдельных поперечных стержнях площадью A_{sw} .

Если дискретные хомуты (на участке с постоянным шагом s и одинаковым диаметром) рассматривать как арматуру, непрерывно распределенную по длине элемента, то

$$Q_{sw} = 0.75q_{sw}c_0, \quad (1.16)$$

где $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$ – интенсивность усилия в поперечной арматуре на единицу длины элемента;

c_0 – длина проекции наклонной трещины, на которой учитываются усилия в хомутах.

Таким образом, условие равновесия (1.9) с учетом полученных выражений для Q_b (1.10) и Q_{sw} (1.16) можно записать в следующем виде:

$$Q = \frac{1.5\varphi_n R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + 0.75q_{sw}c_0$$

$$\text{или} \quad Q = \frac{M_b}{c} + 0.75q_{sw}c_0, \quad (1.17)$$

где $M_b = 1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2$.

Очевидно, что несущая способность сечения Q , согласно (1.17), является функцией длины проекции наклонной трещины. Полагая $c_0 = c$, определим значение c , при котором суммарная поперечная сила $Q_b + Q_{sw}$ будет минимальной. Для этого производную функции Q приравняем к нулю, то есть

$$\frac{d}{dc} \left(\frac{M_b}{c} + 0.75q_{sw}c \right) = 0 \quad \text{или} \quad -\frac{M_b}{c^2} + 0.75q_{sw} = 0,$$

отсюда длина c_0 равна

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{0.75q_{sw}}}. \quad (1.18)$$

При значениях $c > c_0$ происходит превышение расчетных значений Q над опытными. Чтобы устранить это несоответствие, при вычислении поперечной силы, воспринимаемой хомутами, нормы рекомендуют принимать длину наклонной трещины, на которой учитывается работа хомутов, не более c_0 . Кроме этого, по предложению А.А. Гвоздева [11] длина c_0 не должна превышать $2h_0$ (рис. 1.6).

Отметим, что в данном параграфе рассмотрен наиболее часто встречающийся тип железобетонных элементов, армированных хомутами без отгибов.

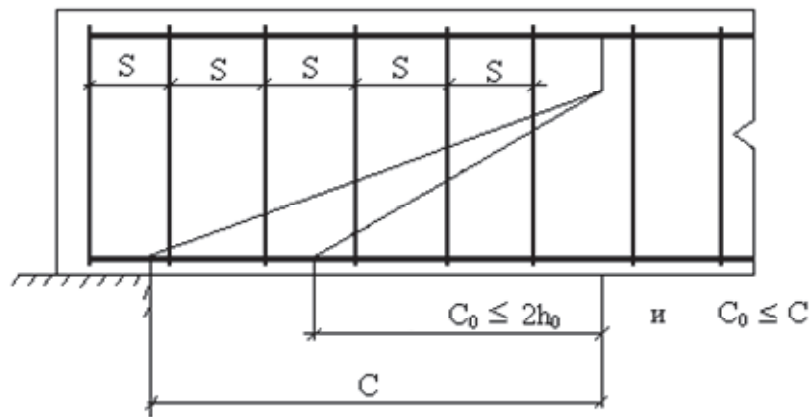


Рис. 1.6. Предельные значения проекции опасного наклонного сечения

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки невыгоднейшее значение проекции наклонной трещины принимают равным:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}. \quad (1.19)$$

Если при этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0.5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} \text{ или } \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} > 2, \quad (1.20)$$

следует принимать

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0.75q_{sw} + q_1}}, \quad (1.21)$$

где

$$q_1 = g + v/2. \quad (1.22)$$

В формуле (1.22) нагрузка q_1 включает в себя равномерно распределенную постоянную нагрузку g и половину временной нагрузки v . В любом случае $c \leq 3h_0$. Таким образом, если поперечное армирование элемента задано, то его прочность довольно просто проверяется по условию (1.17). Если же требуется подобрать поперечную арматуру, то при действии равномерно распределенной нагрузки требуемая интенсивность хомутов определяется по следующим формулам:

$$\text{- при } Q_{b1} \geq 2M_b/h_0 - Q_{max} \quad q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b}; \quad (1.23)$$

$$\text{- при } Q_{b1} < 2M_b/h_0 - Q_{max} \quad q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1.5h_0}; \quad (1.24)$$

- при этом если $Q_{b1} < \varphi_n R_{bt} b h_0$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b,min} - 3h_0 q_1}{1.5h_0}. \quad (1.25)$$

В формулах (1.23) – (1.25) $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1}$.

Согласно нормам проектирования [6, п. 3.32], для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно удовлетворяться условие

$$q_{sw} \geq q_{sw,min} = \frac{Q_{b,min} = Q_{sw,min}}{2h_0} = \frac{0.5 \cdot \varphi_n R_{bt} b h_0}{2h_0} = 0.25 \varphi_n R_{bt} b. \quad (1.26)$$

Разрешается не выполнять условие (1.26), если принимать

$$M_b = 6q_{sw} h_0^2 \text{ и } Q_{b,min} = 2q_{sw} h_0.$$

В этом случае всегда $c_0 = 2h_0$.

1.6.3.3. Требования к поперечному армированию

В железобетонных конструкциях допускается не устанавливать поперечную арматуру, если условие (1.9) выполняется без слагаемого Q_{sw} , то есть

$$Q \leq Q_{b1}. \quad (1.27)$$

В формуле (1.27) поперечная сила Q_{b1} принимается по выражению (1.10), а поперечная сила в конце наклонного сечения – по выражению $Q = Q_{max} - q_1 \cdot c$. Здесь Q_{max} – максимальная поперечная сила у грани опоры.

Таким образом,

$$Q_{b1} = \frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (1.28)$$

но не более $2.5R_{bt}bh_0$ и не менее $0.5\varphi_n R_{bt}bh_0$.

Определим значение c из условия равенства нулю производной от разности между поперечной силой бетона (1.28) и внешней поперечной силой $Q = Q_{max} - q_1 c$ (см. рис. 1.5), то есть

$$\frac{d}{dc}(Q_{b1} - Q) = 0 \text{ или } \frac{d}{dc} \left[\frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c} - (Q_{max} - q_1 c) \right] = 0.$$

После дифференцирования получим

$$-\frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c^2} + q_1 = 0.$$

Отсюда

$$c = \sqrt{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1}. \quad (1.29)$$

Очевидно, наибольшее значение c в выражении (1.28) получается при минимальном значении частного, то есть когда $Q_{b1} = Q_{b,min}$. Следовательно,

$$Q_{b1} = Q_{b,min} = 0.5\varphi_n R_{bt} b h_0 = \frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c_{max}},$$

откуда

$$c_{max} = \frac{1.5}{0.5} h_0 = 3h_0.$$

Таким образом, значение c , подставляемое в (1.28), не должно превышать $3.0h_0$.

$$\text{Если } c = \sqrt{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1} < c_{max} = 3h_0,$$

т. е.

$$1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1 < 3^2 h_0^2$$

или
$$1.5\varphi_n R_{bt} b / 9 < q_1 \text{ и } \frac{\varphi_n R_{bt} b}{6} < q_1, \quad (1.30)$$

то при вычислении Q_{b1} в формуле (1.28) принимают c по выражению (1.29).

В случае, когда

$$c = \sqrt{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1} \geq c_{max} = 3h_0,$$

т. е.
$$1.5\varphi_n R_{bt} b / 9 \geq q_1 \text{ и } \frac{\varphi_n R_{bt} b}{6} \geq q_1, \quad (1.31)$$

значение c в формуле (1.28) принимается равным $3h_0$.

Очевидно, что при выполнении условия (1.30) выражение (1.27) принимает вид:

$$Q_{max} - q_1 c < \frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c} \text{ или } Q_{max} < \frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 + q_1 c^2}{c} \text{ и}$$

$$Q_{max} < \frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 + q_1 \cdot 1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1}{\sqrt{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1}} \text{ или } Q_{max} \leq \sqrt{6.0\varphi_n R_{bt} b h_0^2 q_1};$$

а при выполнении условия (1.31) выражение (1.27) запишется в виде

$$Q_{max} - 3h_0 q_1 < \frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{3h_0} \text{ или } Q_{max} \leq 0.5\varphi_n R_{bt} b h_0 + 3h_0 q_1.$$

При этом следует учитывать требования конструктивного армирования изгибаемых элементов. Так, согласно [5, пп. 5.18 – 5.22], в железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0.5h_0$ и не более 300 мм; в балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторесбристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0.75h_0$ и не более 500 мм.

Для того чтобы поперечная арматура достигла расчетных сопротивлений R_{sw} , она должна иметь надежную анкеровку по концам (приварку к продольной арматуре или устройство специальных хомутов с загибами по концам). При большом шаге может произойти разрушение элемента по наклонной трещине, возникающей между хомутами. Во избежание этого максимальное расстояние s_{max} должно назначаться так, чтобы поперечная сила Q между поперечными стержнями полностью воспринималась Q_b , то есть

$$Q \leq \varphi_n R_{bt} b h_0^2 / c$$

и, следовательно,

$$c = s_{max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q}. \quad (1.32)$$

В данном случае при вычислении Q_b коэффициент 1.5 не учитывается.

1.6.3.4. Процедура расчета поперечной арматуры

1) Назначается шаг поперечной арматуры согласно указаниям п. 1.6.3.3. Диаметр стержней при сварных каркасах принимается из условия технологии точечной электросварки.

2) Проверяется необходимость установки поперечной арматуры (п. 1.6.3.3), то есть условие $2.5R_{bt}bh_0 \geq Q$ и условие (1.27), в котором Q_{b1} принимается по (1.28). Значение c в формуле (1.28) назначается равным $3h_0$ или вычисляется по выражению (1.29) в зависимости от соблюдения условий (1.30) и (1.31). Если поперечная сила воспринимается только бетоном (условие (1.27) выполняется), то проверка прочности наклонного сечения по (1.9) не делается, и назначенная конструктивно поперечная арматура считается принятой окончательно. В противном случае расчет продолжается, и вычисляются слагаемые формулы (1.9).

3) Проверяется выполнение условий (1.26) и (1.32). Для этого определяются коэффициент φ_n по (1.12), (1.13) и интенсивность усилий в поперечной арматуре q_{sw} .

4) Вычисляются значения $M_b = 1.5 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} b h_0^2$, длина c в зависимости от условия (1.20), которая не должна превышать $3h_0$, и поперечная сила Q_b по формуле (1.10). При этом должно соблюдаться условие $Q_b \geq Q_{b1,min}$.

5) Определяется длина проекции наклонного сечения c_0 , на которой учитывается работа хомутов по формуле (1.18), соблюдая условия $c_0 \leq 2h_0$ и $c_0 \leq c$. Затем вычисляется поперечная сила Q_{sw} , воспринимаемая хомутами по формуле (1.16).

6) Проверяется условие прочности наклонного сечения по формуле (1.9). Отметим, что поперечная сила Q в формуле (1.9) принимается в вершине наклонного сечения (см. рис. 1.5), то есть $Q = Q_{max} - q \cdot c$. Если условие прочности не удовлетворяется, то увеличивается диаметр поперечных стержней или уменьшается их шаг s .

1.6.3.5. Прочность элементов по наклонной сжатой полосе

После появления наклонных трещин в изгибаемых элементах образуются наклонные бетонные полосы, которые испытывают воздействие сжимающих сил, направленных вдоль бетонной полосы, и растягивающих сил от поперечной арматуры (рис. 1.7).

Разрушение бетона в этом случае происходит после достижения главными сжимающими напряжениями призмочной прочности бетона с учетом влияния плоского напряженного состояния и армирования. На основе эмпирических данных нормами предложено следующее условие прочности по наклонной полосе

$$Q \leq 0.3R_b b h_0, \quad (1.33)$$

где R_b – призмочная прочность бетона, МПа.

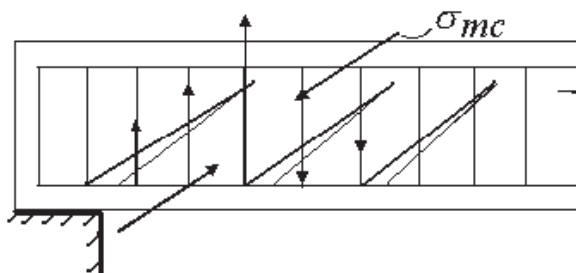


Рис. 1.7. Усилия в наклонной бетонной полосе

Данное разрушение характерно для тавровых и двутавровых балок с относительно тонкой стенкой и большим количеством поперечной арматуры.

1.6.3.6. Расчет прочности наклонных сечений ребристой плиты

Для расчета прочности наклонных сечений ребристой предварительно напряженной плиты используем следующие данные: $R_{bt} = 1.15$ МПа; $h = 30$ см; $h_0 = 27$ см; $b = 14$ см; $b'_f = 136$ см; $N = P_2 = 177$ кН; $Q_{max} = 41.02$ кН; $q = 4.154 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 5.525$ кН/м; $U = 6.0 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 7.98$ кН/м.

1) На приопорном участке длиной $l/4$ по конструктивным соображениям устанавливаем поперечные стержни с шагом $s = \frac{h_0}{2} = \frac{27}{2} = 13.5$ см. Принимаем $s = 10$ см. На остальной части пролета шаг $s_1 = 0.75h_0 = 0.75 \cdot 27 = 20.25$ см; принимаем $s_1 = 20$ см. Выбираем поперечную арматуру $\text{Ø}5$ В500 с $A_{sw} = 2 \cdot 0.196 = 0.392$ см² (для двух ребер плиты) и $R_{sw} = 300$ МПа.

2) Проверяем необходимость учета этой арматуры при проверке прочности наклонного сечения на действие поперечной силы по выражению $Q \leq 2.5 R_{bt} b h_0$ (формула (1.15)) и условию (1.27). Первое условие

$$Q_{max} = 41.02 \cdot 10^3 \text{ Н} \leq 2.5 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot 27 \cdot (100) = 89.3 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

выполняется.

Для проверки второго условия (1.27)

$$Q \leq Q_{b1} = 1.5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 / c$$

предварительно вычислим φ_n и c . Согласно (1.13), при $A_1 = 14 \cdot 30 = 420 \text{ см}^2$ и $P/R_b A_1 = 177 \cdot (10)/17 \cdot 420 = 0.247$ вычислим $\varphi_n = 1 + 1.6 \cdot 0.2479 - 1.16 \cdot (0.2479)^2 = 1.325$. Значение c зависит от величины

$$\varphi_n R_{bt} b / 6 = 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot (100) / 6 = 356 \text{ Н/см.}$$

Так как $356 \text{ Н/см} > q_1 = g + v/2 = 5.525 + 7.98/2 = 9.515 \text{ кН/м} = 95.15 \text{ Н/см}$, то есть выполняется условие (1.31), то значение $c = 3h_0 = 3 \cdot 27 = 81 \text{ см}$. При этом второе условие

$$Q = Q_{max} - q_1 \cdot c = 41.02 \cdot 10^3 - 95.15 \cdot 81 = 33.6 \cdot 10^3 \text{ Н} \leq \\ \leq Q_{b1} = 1.5 \cdot 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot 27^2 \cdot (100) / 81 = 28.8 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

не соблюдается, то есть $Q > Q_{b1}$ и, следовательно, установка хомутов необходима по расчету.

3) В соответствии с п. 1.6.3.4 проверяем выполнение условий (1.26) и (1.32).

Вычисляем:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{300 \cdot 0.392}{10} \cdot (100) = 1176 \text{ Н/см;}$$

Условие (1.26):

$$q_{sw} = 1176 \text{ Н/см} \geq q_{sw,min} = 0.25 \varphi_n R_{bt} b = \\ = 0.25 \cdot 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot (100) = 533 \text{ Н/см}$$

удовлетворяется.

Требование (1.32):

$$s = 10 \text{ см} \leq s_{max} = 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot 27^2 \cdot (100) / 41.02 \cdot 10^3 = 37.9 \text{ см}$$

также соблюдается.

4) Вычисляем Q_b . Предварительно проверим условия (1.20)

$$q_{sw} / \varphi_n R_{bt} b = 1176 / 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot (100) = 0.55 < 2.$$

При этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{1.5 \cdot 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot 27^2 \cdot (100)}{95.15}} = 156.6 \text{ см} > \\ > \frac{2h_0}{1 - 0.5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 27}{1 - 0.5 \frac{1176}{1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot (100)}} = 74.5 \text{ см.}$$

В соответствии с требованиями, приведенными в формулах (1.19) – (1.22):

$$c = \sqrt{M_b / q_1} = 156.6 \text{ см.}$$

Согласно п. 1.6.3.4, длина c не должна превышать $3h_0$. В данном случае $c = 156.6 \text{ см} > 3 \cdot 27 = 81 \text{ см}$, поэтому в дальнейших расчетах принимаем $c = 81 \text{ см}$. Тогда поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = M_b/c = 1.5 \cdot 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot 27^2 \cdot (100)/81 = 28.8 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

что не меньше минимального значения $Q_{b,min}$ (1.14), равного $0.5 \cdot 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot 27 \cdot (100) = 28.8 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

5) Находим длину проекции наклонного сечения, на которой учитывается работа хомутов

$$c_0 = \sqrt{M_b/0.75q_{sw}} = \sqrt{1.5 \cdot 1.325 \cdot 1.15 \cdot 14 \cdot 27^2 \cdot (100)/0.75 \cdot 1176} = 55.42 \text{ см}.$$

Так как $c_0 = 55.42 \text{ см} > 2h_0 = 54 \text{ см}$, то, согласно п. 1.6.3.2, принимаем $c_0 = 54 \text{ см}$. Тогда поперечная сила, воспринимаемая хомутами, по (1.16) $Q_{sw} = 0.75 \cdot 1176 \cdot 54 = 47.6 \cdot 10^3$.

6) Проверяем условие прочности (1.9):

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 41.02 \cdot 10^3 - 95.15 \cdot 81 = 33.6 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

$$Q_b + Q_{sw} = 28.8 \cdot 10^3 + 47.6 \cdot 10^3 = 76.4 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

При этом $Q_b + Q_{sw} = 76.4 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 33.6 \cdot 10^3 \text{ Н}$, то есть прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

7) Проверяем прочность наклонной бетонной полосы от действия главных сжимающих напряжений согласно п. 1.6.3.5.

Вычисляем

$$0,3R_b b h_0 = 0.3 \cdot 17 \cdot 14 \cdot 27 \cdot (100) = 192.8 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Условие прочности (1.33)

$$Q_{max} = 41.02 \cdot 10^3 \text{ Н} < 192.8 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

выполняется, то есть прочность бетона наклонной полосы на сжатие обеспечена.

1.7. Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям второй группы

1.7.1. Определение геометрических характеристик приведённого сечения

Приведённое сечение включает в себя сечение бетона, а также сечение продольной арматуры, приведенное по площади к эквивалентному сечению бетона с помощью отношения α модулей упругости арматуры и бетона. Отношение модулей упругости:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{3.25 \cdot 10^4} = 6.15.$$

Площадь приведённого сечения (рис. 1.8):

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} = 136 \cdot 5 + 14 \cdot 25 + 6.15 \cdot 3.08 = 1050 \text{ см}^2.$$

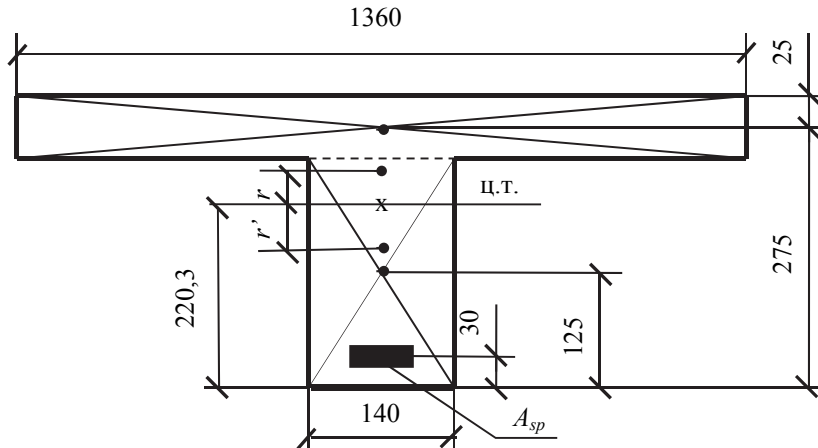


Рис. 1.8. К определению геометрических характеристик приведённого сечения

Статический момент приведённого сечения относительно нижней грани сечения:

$$S_{red} = \sum A_i \cdot y_i = 136 \cdot 5 \cdot 27.5 + 14 \cdot 25 \cdot 12.5 + 6.15 \cdot 3.08 \cdot 3 = 23136 \text{ см}^3,$$

где A_i – площадь i -й части сечения;

y_i – расстояние от центра тяжести i -й части сечения до нижней грани.

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведённого сечения: $y_0 = S_{red} / A_{red} = 23136 / 1050 = 22.03 \text{ см}$.

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведённого сечения:

$$I_{red} = \sum [I_i + A_i(y_0 - y_i)^2] = \frac{136 \cdot 5^3}{12} + 136 \cdot 5 \cdot (27.5 - 22.03)^2 + \frac{14 \cdot 25^3}{12} + 14 \cdot 25 \cdot (22.03 - 12.5)^2 + 6.15 \cdot 3.08 \cdot (22.03 - 3)^2 = 79085 \text{ см}^4,$$

где I_i – момент инерции i -й части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этой части сечения.

Момент сопротивления приведённого сечения для крайнего растянутого волокна:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{79085}{22.03} = 3590 \text{ см}^3. \quad (1.34)$$

Момент сопротивления приведённого сечения для растянутого от усилия обжатия $P_{(1)}$ верхнего волокна:

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{79085}{(30 - 22.03)} = 9923 \text{ см}^3. \quad (1.35)$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до ядровой точки, наиболее удалённой от нижней грани, растянутой при действии внешней нагрузки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{3590}{1050} = 3.42 \text{ см}. \quad (1.36)$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до ядровой точки, наиболее удалённой от верхней грани, растянутой усилием $P_{(1)}$:

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = \frac{9923}{1050} = 9.45 \text{ см}. \quad (1.37)$$

1.7.2. Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Начальные предварительные напряжения в арматуре σ_{sp} не остаются постоянными, с течением времени они изменяются. При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения – до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия на бетон (вторые потери).

Первые потери

Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения равны:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0.03 \sigma_{sp} = 0.03 \cdot 690 = 20.7 \text{ МПа}.$$

Если в качестве напрягаемой арматуры применяется высокопрочная арматурная проволока или канаты, то $\Delta\sigma_{sp1} = 0.05\sigma_{sp}$.

Форма с упорами при пропаривании нагревается вместе с изделием, поэтому температурный перепад между ними равен нулю и, следовательно, $\Delta\sigma_{sp2} = 0$. Потери от деформации стальной формы $\Delta\sigma_{sp3}$ и анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ при электротермическом натяжении арматуры равны нулю. Таким образом, сумма первых потерь равна $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} = 20.7 \text{ МПа}$, а усилие обжатия с учетом первых потерь равно

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 3.08 \cdot (690 - 20.7) \cdot (100) = 206144 \text{ Н},$$

и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведённого сечения $e_{op} = y_0 - a = 22.03 - 3 = 19.03$ см.

В соответствии с [6, п. 2.3] передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50 % принятого класса бетона. Принимаем $R_{bp} = 20$ МПа, что больше $0.5B30 = 15$ МПа.

Согласно требованию норм проектирования, сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия должны удовлетворять условию $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0.9$. Напряжение σ_{bp} следует вычислять на уровне крайнего сжатого волокна бетона с учетом первых потерь предварительного напряжения и без учета разгружающего влияния собственного веса панели, то есть

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{op}y_0}{I_{red}} = \\ &= \left(\frac{206144}{1050} + \frac{206144 \cdot 19.03 \cdot 22.03}{79085} \right) \frac{1}{100} = 12.89 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

при этом условии $\sigma_{bp}/R_{bp} = 12.89/20 = 0.64 \leq 0.9$ выполняется.

Вторые потери

Определим вторые потери напряжений согласно [6, п. 2.31 и 2.32].

Потери от усадки бетона равны $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_S = 0.0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40$ МПа. Здесь $\varepsilon_{b,sh}$ – деформация усадки бетона, принимаемая равной: 0.0002 – для бетона классов В35 и ниже; 0.00025 – для бетона класса В40; 0.0003 – для бетона классов В45 и выше.

Потери напряжений в напрягаемой арматуре от ползучести бетона определяются по формуле

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0.8 \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \mu_{sp} \left(1 \pm \frac{e_{op} \cdot e_{op} \cdot A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0.8\varphi_{b,cr})}, \quad (1.38)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно табл. 1.3; принимаем $\varphi_{b,cr} = 2.3$;

μ_{sp} – коэффициент армирования, равный A_{sp}/A , то есть

$$\mu_{sp} = \frac{3.08}{1050 - 6.15 \cdot 3.08} = \frac{3.08}{1031} = 2.99 \cdot 10^{-3};$$

σ_{bp} – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, определяемое как для упругих материалов по приведенному сечению согласно формуле

$$\sigma_{sp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)}e_{op} \cdot e_{op}}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot e_{op}}{I_{red}} =$$

$$= \left(\frac{206144}{1050} + \frac{206144 \cdot 19.03 \cdot 19.03}{79085} - \frac{1534000 \cdot 19.03}{79085} \right) \cdot \frac{1}{100} = 7.7 \text{ МПа.}$$

Здесь $M = 0,95 \cdot 2500 \cdot 1,4 \cdot 6,075^2/8 = 15340 \text{ Н} \cdot \text{м} = 15,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – изгибающий момент от собственного веса плиты. Тогда

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0.8 \cdot 2.3 \cdot 6.15 \cdot 7.7}{1 + 6.15 \cdot 2.99 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 + \frac{19.03 \cdot 19.03 \cdot 1050}{79085}\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot 2.3)} =$$

$$= 67.03 \text{ МПа.}$$

Таблица 1.3

Коэффициент ползучести бетона

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значение коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75 (повышенная)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
40-75 (нормальная)	3.4	2.8	2.5	2.3	2.1	1.9	1.8	1.6	1.5	1.4
Ниже 40 (пониженная)	4.8	4.0	3.6	3.2	3.0	2.8	2.6	2.4	2.2	2.0

Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства

Вторые потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 67.03 = 107.03 \text{ МПа.}$$

Суммарная величина потерь предварительного напряжения

$$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 20.7 + 107.03 = 127.73 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа,}$$

то есть больше установленного минимального значения потерь.

Напряжение σ_{sp2} с учетом всех потерь равно

$$\sigma_{sp2} = 690 - 127.73 = 562.27 \text{ МПа.} \quad (1.39)$$

Усилие обжатия с учётом всех потерь напряжения арматуры определяем по формуле

$$P = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} = 562.27 \cdot 3.08 \cdot (100) = 177000 \text{ Н} = 177 \text{ кН.} \quad (1.40)$$

1.7.3. Расчёт по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Проверяем образование трещин в нижней зоне панели, растянутой в стадии эксплуатации. Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин с учетом формул (1.34), (1.36), (1.40):

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r) = \\ = 1.3 \cdot 3590 \cdot 1.75 \cdot 100 + 177000(19.03 + 3.42) = 45.95 \text{ кНм},$$

где γ – коэффициент, учитывающий развитие неупругих деформаций в бетоне растянутой зоны перед образованием трещин и принимаемый по приложению 8.

Поскольку момент от нормативной полной нагрузки $M_n = 52.64 > M_{crc} = 45.95 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и момент от нормативной постоянной и длительной нагрузки $M_{n,l} = 46.506 > M_{crc} = 45.95 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то трещины в растянутой зоне образуются и необходим расчёт по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

Если $M_n > M_{crc}$, но $M_{n,l} < M_{crc}$, то при действии только длительных нагрузок трещины не образуются, и расчёт необходим лишь по непродолжительному раскрытию трещин от действия нормативной полной нагрузки.

Проверяем образование трещин в верхней зоне панели, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления. Расчётные характеристики при классе бетона, численно равном передаточной прочности $R_{bp} = 20 \text{ МПа}$: $R_{b,ser}^{(p)} = 15 \text{ Мпа}$ и $R_{bt,ser}^{(p)} = 1.35 \text{ МПа}$ (см. приложение 2).

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин (с учетом формул (1.35), (1.37)):

$$M_{crc} = \gamma W_{red}^{sup} \cdot R_{bt,ser}^{(p)} = 1.15 \cdot 9923 \cdot 1.35 \cdot 100 = 1540546 \text{ Нсм}.$$

Изгибающий момент внешних сил (усилия обжатия) с учётом нагрузки от собственного веса плиты:

$$M = P_{(1)}(e_{0p} - r_{inf}) - M_g = \\ = 206144(19.03 - 9.45) - 1534000 = 440860 \text{ Нсм}.$$

Так как $M = 4.4 \text{ кНм} < M_{crc} = 15.4 \text{ кНм}$, то трещины в верхней зоне (в средней части плиты) от усилия предварительного обжатия не образуются.

1.7.4. Расчёт по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

Ширина раскрытия трещин, мм, нормальных к продольной оси, определяется по формуле

$$\alpha_{crc} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20(3.5 - 100\mu)^3 \sqrt{d}, \quad (1.41)$$

где $\delta = 1,0$ – для изгибаемых элементов;

φ_l – коэффициент, принимаемый при учёте кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок равным 1.0; при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок $\varphi_l = 1.6 - 15\mu$; но не менее 1.3;

η – коэффициент, принимаемый равным:

при арматуре А400, А500, А600, А800, А1000 – 1.0,

при арматуре Вр1200- Вр1400, К1400, К1500 – 1.2,

при арматуре В1500 – 1.4;

$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{sp})}{A_s \cdot z}$ – приращение напряжений в растянутой арматуре;

$\mu = A_{sp}/b \cdot h_0$ – коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры A_{sp} к площади сечения бетона (при рабочей высоте сечения и без учёта сжатых свесов полок), но не более 0.02;

d – диаметр арматуры A_{sp} , мм.

Для определения величины напряжения σ_s необходимо предварительно вычислить плечо внутренней пары:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]. \quad (1.42)$$

Здесь

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu \cdot \alpha}} + \frac{1.5 + \varphi_f}{11.5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5}, \quad (1.43)$$

но принимается не более 1.0; β – коэффициент, принимаемый для тяжёлого и лёгкого бетонов равным 1.8;

$$\delta = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}}; \quad \lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right); \quad \varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \quad (\text{при } A'_s = 0);$$

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot} = P_2}.$$

Определим ширину непродолжительного раскрытия трещин a_{crc1} от совместного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и продолжительную ширину a_{crc2} – только от постоянных и длительных нагрузок. При этом значение a_{crc1} определяется как сумма ширины продолжительного раскрытия (a_{crc2}) и приращения ширины раскрытия трещин от действия кратковременных нагрузок, что выражается формулой

$$a_{crc1} = a_{crc2} \left[1 + \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sl}} - 1 \right) \frac{1}{\varphi_l} \right], \quad (1.44)$$

где σ_s и σ_{sl} – напряжения в арматуре, соответственно от полной и от постоянной и длительной нагрузок; a_{crc2} определяется по формуле (1.41) при $\varphi_l > 1$.

Для определения a_{crc1} и a_{crc2} предварительно вычислим σ_s и σ_{sl} и ξ , ξ_l , z , z_l по формулам (1.42) и (1.43):

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{3.08}{14 \cdot 27} = 0.0082; & \varphi_l &= 1.6 - 15 \cdot 0.0082 = 1.48; \\ \varphi_f &= \frac{(136 - 14) \cdot 5}{14 \cdot 27} = 1.614; & \lambda &= 1.614 \cdot \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 27} \right) = 1.465; \\ \delta &= \frac{52.64 \cdot 10^3}{14 \cdot 27^2 \cdot 22} = 0.234; & \delta_l &= \frac{45.506 \cdot 10^3}{14 \cdot 27^2 \cdot 22} = 0.207; \end{aligned}$$

(здесь 52.64 и 46.506 принимаются по формулам (1.3) и (1.4))

$$\begin{aligned} e_{s,tot} &= \frac{52.64}{177} = 0.297 \text{ м} = 29,7 \text{ см}; \\ e_{s,tot(l)} &= \frac{45.506}{177} = 0.263 \text{ м} = 26,3 \text{ см}; \\ \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0.234 + 1.645)}{10 \cdot 0.0082 \cdot 6.55}} + \frac{1.5 + 1.614}{11,5 \frac{29,7}{27} - 5} = 0,458 > \frac{h'_f}{h_0} = 0.185, \end{aligned}$$

если $\xi < \frac{h'_f}{h_0}$, то сечение рассчитывается как прямоугольное шириной b'_f при $\varphi_f = 0$ и $z = h_0(1 - 0.5\xi)$;

$$\begin{aligned} \xi_l &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0.207 + 1.645)}{10 \cdot 0.0082 \cdot 6.55}} + \frac{1.5 + 1,614}{11,5 \frac{26,3}{27} - 5} = 0.554; \\ z &= 27 \left[1 - \frac{\frac{5}{27} \cdot 1.614 + 0.458^2}{2(1.614 + 0.458)} \right] = 23.69 \text{ см}; \\ z_l &= 27 \left[1 - \frac{\frac{5}{27} \cdot 1.614 + 0.554^2}{2(1.614 + 0.554)} \right] = 23.23 \text{ см}; \end{aligned}$$

$$\sigma_s = \frac{52.64 \cdot 10^2 - 177 \cdot 23.23}{3.08 \cdot 23.23} \cdot (10) = 146.7 \text{ МПа } (e_{sp} = 0);$$

$$\sigma_{sl} = \frac{45.506 \cdot 10^2 - 177 \cdot 23.23}{3.08 \cdot 23.23} \cdot (10) = 75.3 \text{ МПа.}$$

В случае, когда $M_{n,l} < M_{crc}$, значение σ_{sl} находится по формуле

$$\sigma_{sl} = \sigma_{s,crc} \frac{M_{n,l} - M_{rp}}{M_{crc} - M_{rp}},$$

где

$$M_{rp} = P_2 \cdot (e_{0p} + r); \quad \sigma_{s,crc} = \frac{M_{crc} - P_2(z - e_{sp})}{A_s \cdot z}.$$

При этом для вычисления z во вспомогательных формулах также принимается $M = M_{crc}$.

Ширина продолжительного раскрытия трещин по формуле (1.41):

$$\begin{aligned} a_{crc2} &= 1.0 \cdot 1.48 \cdot 1.0 \cdot \frac{75.31}{1.9 \cdot 10^5} \cdot 20(3.5 - 100 \cdot 0.0082) \sqrt[3]{14} = \\ &= 0.0757 \text{ мм} < 0.2 \text{ мм,} \end{aligned}$$

где 0.2 мм – предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин (принимается по табл. 1.4).

Ширина непродолжительного раскрытия трещин по формуле (1.44):

$$a_{crc1} = 0.0757 \left[1 + \left(\frac{146.7}{75.31} - 1 \right) \frac{1}{1.48} \right] = 0.124 \text{ мм} < 0.3 \text{ мм,}$$

где 0.3 мм – предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин (принимается по табл. 1.4).

Таблица 1.4

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин

Вид расчета	Классы арматуры					
	A240- A600; B500	A800 A1000	Bp1200 Bp1400	Bp1500	K1400 K1500 (K-19) и (K-7) Ø 12 мм	K1500 (K-7) Ø 6 и 9 мм
При продолжительном раскрытии трещин	0.3 мм	0.2 мм	0.2 мм	0.1 мм	0.2 мм	0.1 мм
При непродолжительным раскрытием трещин	0.4 мм	0.3 мм	0.3 мм	0.2 мм	0.3 мм	0.2 мм

1.7.5. Расчёт по образованию наклонных трещин

Максимальные нормальные напряжения в каждой точке железобетонного элемента являются главными напряжениями и их значения определяются выражениями

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (1.45)$$

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (1.46)$$

где σ_{mt} и σ_{mc} – главные растягивающие и главные сжимающие напряжения;
 σ_x – нормальные напряжения в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия;

σ_y – нормальные напряжения в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределённой нагрузки;

τ_{xy} – касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки.

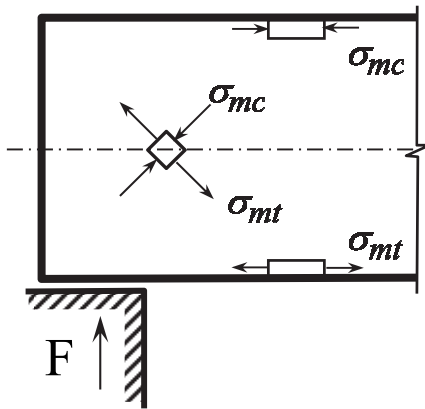


Рис. 1.9. Схема действия главных напряжений в бетоне

Направления напряжений σ_{mt} и σ_{mc} зависят от местоположения точки, для которой они вычисляются. Так, на крайних волокнах панели, где касательные напряжения равны нулю, одно из главных напряжений будет направлено вдоль продольной оси элемента (рис. 1.9); в средней части высоты сечения, где касательные напряжения имеют наибольшее значение, главные напряжения будут действовать по площадкам, наклонным к продольной оси элемента. При этом главные растягивающие напряжения могут

привести к образованию наклонных трещин.

Трещиностойкость наклонного сечения считается обеспеченной, если выполняется условие

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}, \quad (1.47)$$

где γ_{b4} – коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние двухосного напряжённого состояния «сжатие-растяжение» на прочность бетона и определяемый по формуле

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b,ser}}{0.2 + \alpha B}, \quad (1.48)$$

но не более 1.0. Здесь α – коэффициент, принимаемый равным для тяжёлого бетона 0.01; B – класс бетона по прочности на сжатие, МПа; значение αB следует принимать не менее 0.3.

Рекомендуется проверку условия (1.47) производить в центре тяжести приведённого сечения. По длине элемента такую проверку выполняют в нескольких местах в зависимости от изменения формы сечения, эпюры поперечных сил и изгибающих моментов. В предварительно напряжённых конструкциях проверяют трещиностойкость концевых участков на длине зоны передачи напряжений l_p с учётом снижения предварительного напряжения σ_{sp} .

Произведём расчёт по образованию наклонных трещин для предварительно напряжённой ребристой панели. Будем рассматривать сечение у грани опоры (рис. 1.10) в зоне действия максимальной поперечной силы $Q_n = 34.661$ кН (сечение I-I) и в конце зоны передачи напряжений (сечение II-II), так как согласно нормам проектирования железобетонных конструкций на концевых участках предварительно напряжённых элементов с арматурой без анкеров в пределах длины зоны передачи напряжений не допускается образование трещин.

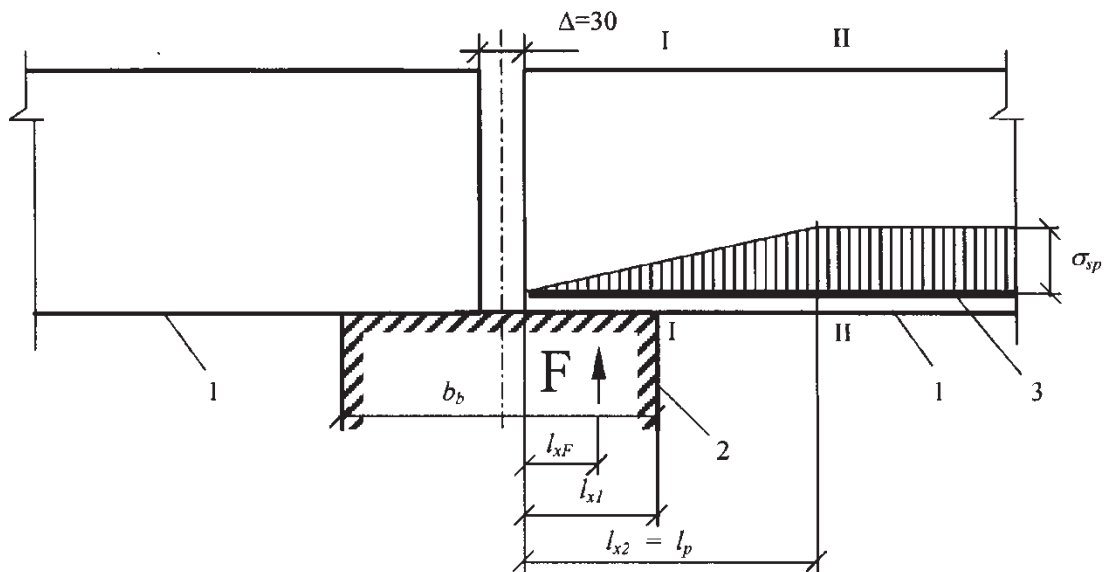


Рис. 1.10. К расчёту ребристой плиты по образованию наклонных трещин в пределах длины зоны передачи напряжений:
1 – панель перекрытия; 2 – ригель; 3 – напрягаемая арматура

Расстояние от торца панели до сечения I-I по грани опоры согласно рис. 1.10

$$l_{x1} = \frac{b_b - \Delta}{2} = \frac{25 - 3}{2} = 11 \text{ см.}$$

Длина зоны передачи напряжений для напрягаемой арматуры без анкеров определяется по формуле

$$l_p \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) \cdot d, \quad (1.49)$$

где ω_p и λ_p – табличные коэффициенты (табл. 1.5);

σ_{sp} – предварительные напряжения в арматуре с учётом первых потерь $\sigma_1 \dots \sigma_5$.

Таблица 1.5

К определению длины зоны передачи напряжений
напрягаемой арматуры без анкеров

Вид и класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Коэффициенты для определения длины зоны передачи напряжений напрягаемой арматуры, применяемой без анкеров	
		ω_p	λ_p
1. Стержневая периодического профиля независимо от класса	Независимо от диаметра	0.25	10
2. Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр1500	5	1.40	40
	4	1.40	50
	3	1.40	60
3. Арматурные канаты классов: К1400 К1500	15	1.00	25
	12	1.10	25
	9	1.25	30
	6	1.40	40
	14	1.00	25

Тогда, согласно (1.49), при напрягаемой арматуре $\varnothing 14A800$

$$l_p = l_{x2} = \left(0.25 \frac{669.3}{20} + 10 \right) \cdot 14 = 257 \text{ мм,}$$

что больше $l_{p,min} = 15d = 15 \cdot 14 = 210 \text{ мм.}$

Так как при определении усилий в напрягаемой арматуре по длине зоны передачи напряжений следует учитывать снижение предварительного напряжения σ_{sp} путём умножения на коэффициент $\gamma_{s5} = l_x / l_p$, то

$$P_2^I = P_2 \frac{l_{x1}}{l_p} = 177 \frac{11}{25.7} = 75.8 \text{ кН} \quad \text{и} \quad P_2^{II} = P_2 \frac{l_{x2} = l_p}{l_p} = 177 \text{ кН.}$$

Определим главные напряжения в сечениях I-I и II-II на уровне центра тяжести приведённого сечения панели. Для этого предварительно вычислим σ_x , σ_y и τ_{xy} .

Нормальное напряжение σ_x равно

$$\sigma_x = \frac{P}{A_{red}} - \frac{P \cdot e_{0p} \cdot y}{I_{red}} + \frac{M \cdot Y}{I_{red}},$$

где y – расстояние от центра тяжести приведённого сечения до рассматриваемого волокна.

Так как в данном случае $y = 0$, то

$$\sigma_x^I = \frac{P_2^I}{A_{red}} = \frac{75.8 \cdot (10)}{1050} = 0.27 \text{ МПа};$$

$$\sigma_x^{II} = \frac{P_2^{II}}{A_{red}} = \frac{177 \cdot (10)}{1050} = 1.69 \text{ МПа}.$$

Нормальное напряжение в бетоне σ_y на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорной реакции F равно

$$\sigma_y = \varphi_y \frac{F}{bh},$$

где φ_y – коэффициент для определения местных напряжений, принимаемый по табл. 1.6 в зависимости от относительных координат точки $\alpha = x/h$ и $\beta = y/h$, для которой вычисляется σ_y .

Таблица 1.6

Коэффициент φ_y для определения местных напряжений при значениях $\alpha = x/h$ и $\beta = y/h$

$\beta = \frac{y}{h}$	$\alpha = x/h$							
	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
0.2	2.75	1.97	0.73	0.25	0.08	0.02	0.00	-0.01
0.3	1.87	1.58	0.89	0.41	0.17	0.06	0.01	-0.01
0.4	1.32	1.19	0.81	0.46	0.23	0.10	0.03	0.00
0.5	0.93	0.87	0.65	0.42	0.24	0.11	0.04	0.00
0.6	0.64	0.60	0.48	0.33	0.20	0.11	0.04	0.00
0.8	0.22	0.21	0.18	0.13	0.09	0.05	0.02	0.00
1.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Принимаем по табл. 1.6 при $\alpha_I = x_I/h = (l_{xI} - l_{xF})/h = (11 - 5.5)/30 = 0.183$ и $\beta_I = (y = y_0)/h = 22.03/30 = 0.73$ значение $\varphi_{y,I} = 0.297$; при

$\alpha_{II} = x_{II} / h = (l_{x2} - l_{xF})/h = (25.7 - 5.5)/30 = 0.67$ и $\beta_{II} = 0.73$ значение $\varphi_{y,II} \approx 0$. Тогда при $F = Q_n$

$$\sigma_y^I = 0.297 \frac{34.661 \cdot (10)}{14 \cdot 30} = 0.25 \text{ МПа}; \quad \sigma_y^{II} = 0.$$

Касательные напряжения в бетоне τ_{xy} следует определять по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b}, \quad (1.50)$$

где S_{red} – приведённый статический момент части сечения, расположенной выше рассматриваемого волокна, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведённого сечения.

Согласно данным п. 1.7.1, $I_{red} = 79085 \text{ см}^4$, $b = 14 \text{ см}$ и

$$S_{red} = 136 \cdot 5 \left(30 - 22.03 - \frac{5}{2} \right) + 14 \cdot 2.97 \cdot \frac{2.97}{2} = 3781 \text{ см}^3.$$

Поперечная сила:

- в сечении I-I $Q = Q_n = 34.661 \text{ кН}$;

- в сечении II-II

$$Q = Q_n - q_i \cdot x = 34.661 - 8.085 \cdot (0.257 - 0.055) = 33.03 \text{ кН},$$

где $q_I = g + v/2 = 4.76 + 6.65/2 = 8.085 \text{ кН/м}$.

Здесь $g = 3.58 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 4.76 \text{ кН/м}$ – нормативная постоянная нагрузка; $v = 5 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 6.65 \text{ кН/м}$ – нормативная временная нагрузка.

Тогда, согласно формуле (1.50),

$$\tau_{xy}^I = \frac{34.661 \cdot 3781 \cdot (10)}{79085 \cdot 14} = 1.18 \text{ МПа};$$

$$\tau_{xy}^{II} = \frac{33.03 \cdot 3781 \cdot (10)}{79085 \cdot 14} = 1.13 \text{ МПа}.$$

Вычислим главные растягивающие и главные сжимающие напряжения по формулам (1.45) и (1.46). Так как напряжения σ_x и σ_y являются сжимающими, то в формулах они принимаются со знаком «минус».

Для сечения I-I

$$\sigma_{mt}^I = \frac{(-0.72) + (-0.25)}{2} + \sqrt{\left(\frac{0.72 - 0.25}{2}\right)^2 + 1.18^2} = 0.725 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{II} = \frac{(-0.72) + (-0.25)}{2} - \sqrt{\left(\frac{0.72 - 0.25}{2}\right)^2 + 1.18^2} = -1.695 \text{ МПа}.$$

Для сечения II-II

$$\sigma_{mt}^{II} = \frac{(-1.69)}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.69}{2}\right)^2 + 1.13^2} = 0.565 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{II} = \frac{(-1.69)}{2} - \sqrt{\left(\frac{1.69}{2}\right)^2 + 1.13^2} = -2.255 \text{ МПа}.$$

Проверяем условие (1.47). Так как $0.725 < 1 \cdot 1.8$ и $0.565 < 1 \cdot 1.8$, то наклонные трещины в пределах длины зоны передачи напряжений не образуются.

Здесь значение $\gamma_{b4} = 1$ (согласно формуле (1.48)), так как $\sigma_{mc} < 0.5R_{b,ser} = 0.5 \cdot 22$ и $B \leq 30$ МПа [3, с. 12].

1.7.6. Расчёт прогиба панели

Так как прогиб панели ограничивается эстетическими требованиями (впечатлением людей о пригодности конструкции), то расчёт выполняется только на действие постоянных и длительных нагрузок с коэффициентом надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1$. Предельно допустимый прогиб по приложению 9 составляет 3 см.

Прогиб панели определяется по кривизне по формуле

$$f = s \cdot l_0^2 \left(\frac{1}{r}\right), \quad (1.51)$$

где s – коэффициент, зависящий от расчётной схемы и вида нагрузки;

$\frac{1}{r}$ – кривизна оси панели при изгибе.

Согласно п. 1.7.3, панель работает с трещинами в растянутой зоне. В этом случае выражение для кривизны имеет следующий вид:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 Z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_s}, \quad (1.52)$$

где $\psi_s = 1.25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3.5 - 1.8\varphi_m) e_{s,tot}/h_0}$,

но не более 1, при этом следует принимать $e_{s,tot}/h_0 \geq 1.2/\varphi_{ls}$;

$\psi_b = 0.9$ (для тяжёлого бетона);

$\varphi_{ls} = 0.8$ (при длительном действии нагрузки);

$\nu = 0.15$ (для тяжёлого бетона при длительном действии нагрузки);

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M - P_2(e_{op} + r)}, \quad (1.53)$$

но не более 1.0.

Значения параметров, необходимых для вычисления кривизны, по формуле (1.52):

$$M = M_{n,l} = 46.506 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 27 \text{ см}; \quad z = z_l = 23.23 \text{ см}; \\ E_b = 2.9 \cdot 10^4 \text{ МПа}; \quad E_s = 1.9 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad A_s = A_{sp} = 3.08 \text{ см}^2; \\ \varphi_f = 1,614; \quad \xi = \xi_l = 0.554; \quad b = 14 \text{ см}; \quad N_{tot} = P_2 = 177 \text{ кН};$$

$e_{s,tot} = e_{s,tot(l)} = 26.3 \text{ см}; \quad e_{s,tot}/h_0 = 26.3/27 = 0.974 < 1.2/0.8 = 1.5,$
принимаем $e_{s,tot}/h_0 = 1.5; \quad e_{op} = 19.03 \text{ см}; \quad r = 2.91 \text{ см}; \quad R_{bt,ser} = 1.8 \text{ МПа};$
 $W_{pl} = 2683 \text{ см}^3.$

Тогда с учетом формулы (1.53)

$$\varphi_m = \frac{1.8 \cdot 2683}{46.506 \cdot 10^3 - 177 \cdot (19.03 + 2.91) \cdot (10)} = 0.629 < 1, \\ \psi_s = 1.25 - 0.8 \cdot 0.629 - \frac{1 - 0.629^2}{(3.5 - 1.8 \cdot 0.629) \cdot 1.5} = 0.577 < 1,$$

и кривизна оси при изгибе

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{45.506 \cdot (10)^3}{27 \cdot 23.23} \left[\frac{0.577}{1.9 \cdot 10^5 \cdot 3.08} + \frac{0.9}{(1.614 + 0.554) \cdot 14 \cdot 27 \cdot 2.9 \cdot 10^4 \cdot 0.15} \right] - \\ - \frac{177}{27} \cdot \frac{0.577}{1.9 \cdot 10^5 \cdot 3.08} \cdot (10) = 0.0741 \cdot 10^3 \cdot 0.1238 \cdot 10^{-5} - \\ - 6.46 \cdot 10^{-5} = 2.714 \cdot 10^{-5} \left(1/\text{см}\right).$$

При определении прогибов следует учесть кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_4$, обусловленную выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0}. \quad (1.54)$$

Здесь $\varepsilon_b, \varepsilon'_b$ – относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия и определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна по формулам

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s}; \quad \varepsilon'_b = \frac{\sigma'_b}{E_s}. \quad (1.55)$$

Значение σ_b принимается численно равным сумме потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона для арматуры растя-

нутой зоны, а σ'_b – то же для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна.

В соответствии с п. 1.7.2

$$\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 13.1 + 35 + 47.8 = \text{МПа}.$$

Для определения значения σ'_b вычислим напряжение в бетоне от усилия обжатия на уровне крайнего верхнего волокна по формуле (1.38)

$$\sigma'_{bp} = \left(\frac{206144}{1050} - \frac{206144 \cdot 19.03 \cdot 7.97}{79085} + \frac{1534000 \cdot 7.97}{79085} \right) \cdot \left(\frac{1}{100} \right) = -0.44 \text{ МПа},$$

где $(30 - 22.03) = 7.97$ (см) – расстояние от центра тяжести сечения до крайнего верхнего волокна.

Так как найденное напряжение растягивающее, то при определении кривизны от длительного выгиба примем $\sigma'_b = 0$ и $\varepsilon'_b = 0$. Тогда с учетом формулы (1.55)

$$\left(\frac{1}{r} \right)_4 = \frac{\varepsilon_b}{h_0} = \frac{\sigma_b}{E_s h_0} = \frac{95.9}{1.9 \cdot 10^5 \cdot 27} = 1.87 \cdot 10^{-5} \left(1/\text{см} \right).$$

Полная кривизна оси панели

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_3 - \left(\frac{1}{r} \right)_4 = (2.714 - 1.87) \cdot 10^{-5} = 0.844 \cdot 10^{-5} \left(1/\text{см} \right).$$

Прогиб плиты определим по формуле (1.51) при $s = 5/48$:

$$f = \frac{5}{48} \cdot 607.5^2 \cdot 0.844 \cdot 10^{-5} = 0.32 \text{ см} < [f] = 3 \text{ см},$$

то есть прогиб плиты меньше предельно допустимого.

Если в сечении, нормальном к продольной оси панели, при действии постоянной и длительной нагрузки трещины не образуются, то расчёт по деформациям производится, как для элементов без трещин. В этом случае величина полной кривизны оси определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_2 - \left(\frac{1}{r} \right)_3 - \left(\frac{1}{r} \right)_4, \quad (1.56)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_2 = \frac{M_l \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}$ – кривизна от постоянной и длительной нагрузки.

Здесь φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин и принимаемый равным для тяжелого бетона 2.0; φ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимаемый равным для тяжелого бетона 0.85;

$$\left(\frac{1}{r} \right)_3 = \frac{P_2 \cdot e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} - \text{кривизна, обусловленная выгибом элемента}$$

от кратковременного действия усилия предварительного обжатия;

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – принимается по формуле (1.54).

Если при действии полной нагрузки трещины в сечении, нормальном к продольной оси панели, образуются, то значения кривизн, входящих в формулу (1.56), должны быть увеличены на 20 %. Тогда полный прогиб панели, работающей при действии постоянной и длительной нагрузки без трещин в растянутой зоне

$$f = f_2 - f_3 - f_4. \quad (1.57)$$

Значения прогибов в формуле (1.57) определяются, согласно выражению (1.51), по соответствующим кривизнам. При этом величина s принимается $5/48$ (при вычислении f_2) и $1/8$ (при вычислении f_3 и f_4). Если суммарный прогиб f окажется отрицательным, то при действии постоянной и длительной нагрузки выгиб от предварительного обжатия не погашен и прогиба нет.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РИГЕЛЯ

2.1. Общие сведения о статическом расчете ригеля рамного каркаса

Конструктивной основой многоэтажного каркасного здания служит пространственная несущая система, состоящая из стержневых железобетонных элементов. Вертикальными и горизонтальными элементами несущей системы являются колонны и ригели соответственно. Каркасная система используется в основном для зданий административного и общественного назначения, где нужны большие неперегораживаемые помещения. В зависимости от способа восприятия внешних нагрузок каркасы могут быть: рамными, связевыми и рамно-связевыми.

При рамном каркасе все нагрузки – вертикальные и горизонтальные (ветровые) – воспринимаются рамами каркаса с жестким соединением ригелей с колоннами. В связевом каркасе горизонтальные нагрузки воспринимаются специальными вертикальными элементами – диафрагмами и ядрами жесткости, а вертикальные нагрузки – рамами каркаса, имеющими шарнирное или с частичным защемлением соединение ригелей с колоннами. При рамно-связевом каркасе вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются рамами и элементами жесткости совместно. Пространственный характер работы несущей системы обычно не проявляется, так как и вертикальные и горизонтальные нагрузки приложены одновременно ко всем плоским рамам здания, что позволяет рассчитывать каждую плоскую раму на свою нагрузку в соответствии с ее грузовой площадью.

Рассмотрим порядок расчета плоской многоэтажной рамы рамного или рамно-связевого каркаса с жесткими узлами на вертикальную нагрузку. Опыт проектирования рамных конструкций позволяет рекомендовать некоторые упрощения расчетной схемы [8]. Так, ригели многопролетных рам с погонной жесткостью, втрое большей суммарной погонной жесткости примыкающих к узлу стоек, можно рассчитывать как неразрезные балки; стойки при этом рассчитываются на воздействие осевой силы, приложенной со случайным эксцентриситетом, и горизонтальные нагрузки. В другом случае, если суммарная погонная жесткость стоек в шесть и более раз превышает погонную жесткость ригелей, последние рассчитываются как балки, заземленные по концам, а к стойкам прикладывают моменты, равные алгебраической сумме моментов, возникающих в заделках примыкающих ригелей. Для сокращения объема вычислений допускается: применять для расчета равнопролетную схему со средней величиной пролета, если разница между пролетами составляет не более 10 %; заменять многопролетную раму (если число пролетов более трех) трехпролетной рамой, полагая изгибающие моменты в средних пролетах многопролетной рамы такими же, как и в среднем пролете трехпролетной рамы.

Многоэтажные многопролетные рамы имеют, как правило, регулярную структуру по высоте с равными высотами этажей и одинаковой нагрузкой по ярусам (рис. 2.1, *а*). Узлы стоек таких рам, расположенные на одной оси, поворачиваются примерно на равные углы поворота φ с нулевой точкой моментов в середине высоты этажа (рис. 2.1, *в*), что позволяет заменить расчет многоэтажной рамы расчетом трех одноэтажных рам с шарнирами по концам стоек [8]: рамы верхнего этажа, рамы среднего этажа и рамы первого этажа (рис. 2.1, *б*).

В соответствии с программой курса «Железобетонные и каменные конструкции» [8, 9] при выполнении курсового проекта рекомендуется пользоваться специальными таблицами (табл. 2.1 – 2.2). Опорные моменты ригелей рамы среднего этажа в этом случае определяются по формулам

$$M = \alpha \cdot g \cdot l_b^2 \quad \text{или} \quad M = \beta \cdot \nu \cdot l_b^2, \quad (2.1)$$

где α и β – коэффициенты для различных схем загрузки ригеля;

g и ν – соответственно постоянная и временная (полезная) равномерно распределенная нагрузка на ригель рамы;

l_b – расчетный пролет ригеля.

Для определения коэффициентов α и β необходимо предварительно вычислить отношение погонных жесткостей ригеля и колонны:

$$k = i_b / i_c, \quad (2.2)$$

где $i_b = B_b / l_b$ и $i_c = B_c / l_c$ – погонные жесткости ригеля и стойки.

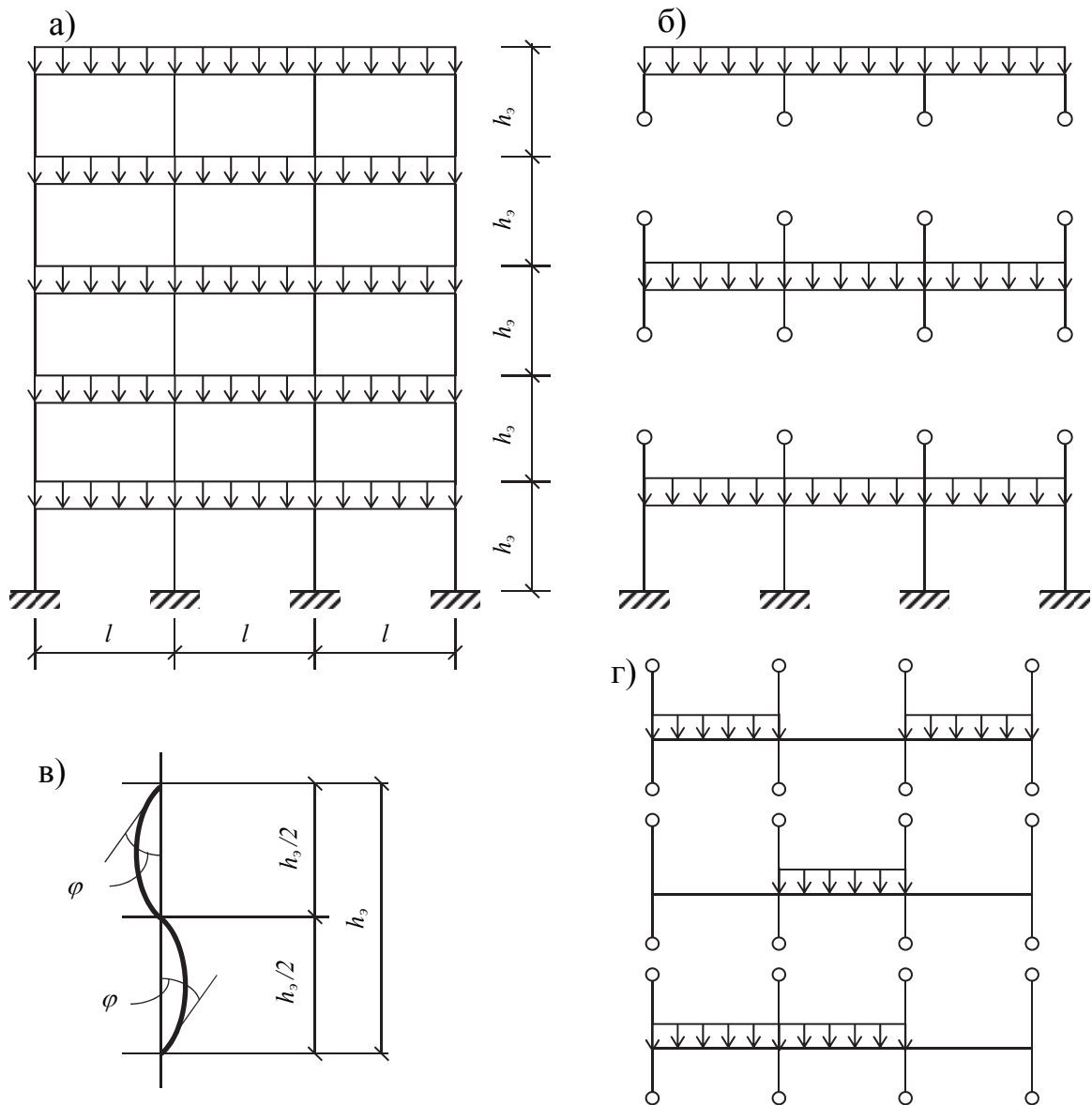


Рис. 2.1. Расчетная схема плоской рамы

Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригеля определяются как в шарнирно опертой балке, нагруженной известными опорными моментами по концам и нагрузкой, действующей в пролете. Схема нагрузок, например, для второго пролета показана на рис. 2.2.

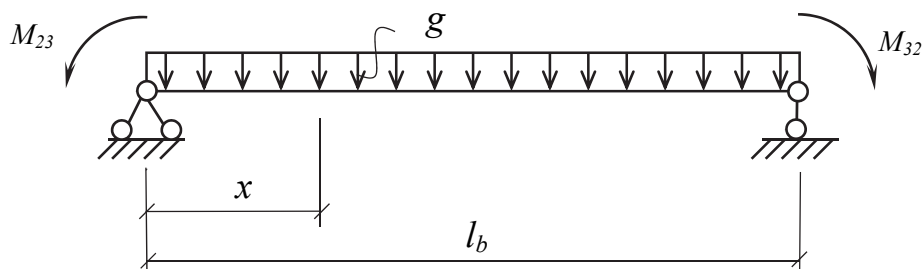


Рис. 2.2. Определение пролетных моментов в сечениях ригеля

Таблица 2.1

Ригели рамы, шарнирно опертые на крайние опоры

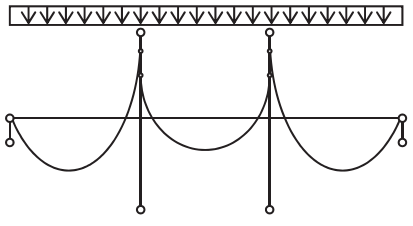
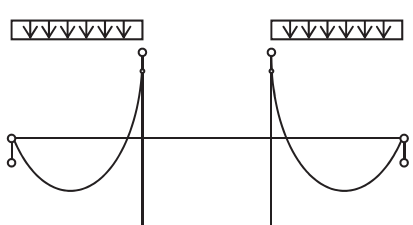
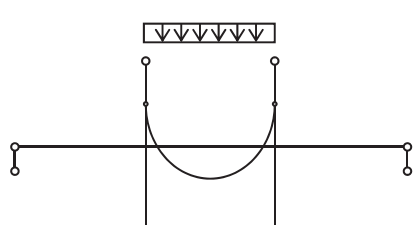
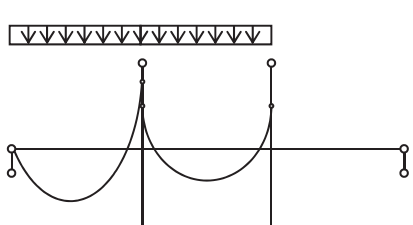
Схемы загрузки и эпюры моментов	K	Опорные моменты		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
1 	0.5	-0.121	-0.087	-0.087
	1	-0.118	-0.089	-0.089
	2	-0.114	-0.091	-0.091
	3	-0.111	-0.093	-0.093
	4	-0.109	-0.094	-0.094
	5	-0.108	-0.095	-0.095
	6	-0.108	-0.096	-0.096
2 	0.5	-0.112	-0.009	-0.009
	1	-0.103	-0.015	-0.015
	2	-0.091	-0.023	-0.023
	3	-0.083	-0.028	-0.028
	4	-0.078	-0.031	-0.031
	5	-0.074	-0.034	-0.034
	6	-0.072	-0.036	-0.036
3 	0.5	-0.009	-0.078	-0.078
	1	-0.015	-0.074	-0.074
	2	-0.023	-0.068	-0.068
	3	-0.028	-0.065	-0.065
	4	-0.031	-0.063	-0.063
	5	-0.034	-0.062	-0.062
	6	-0.036	-0.060	-0.060
4 	0.5	-0.122	-0.094	-0.070
	1	-0.120	-0.100	-0.065
	2	-0.119	-0.105	-0.056
	3	-0.118	-0.108	-0.051
	4	-0.117	-0.110	-0.047
	5	-0.117	-0.111	-0.044
	6	-0.117	-0.112	-0.042

Таблица 2.2

Ригели рамы на крайних опорах, жестко соединенные с колоннами

Схемы загрузки и эпюры моментов	k	Опорные моменты			
		M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
	0.5	-0.072	-0.090	-0.083	-0.083
	1	-0.063	-0.091	-0.085	-0.085
	2	-0.054	-0.093	-0.087	-0.087
	3	-0.046	-0.095	-0.088	-0.088
	4	-0.039	-0.097	-0.089	-0.089
	5	-0.033	-0.099	-0.090	-0.090
	6	-0.027	-0.100	-0.091	-0.091
	0.5	-0.077	-0.079	-0.006	-0.006
	1	-0.070	-0.074	-0.012	-0.012
	2	-0.062	-0.068	-0.018	-0.018
	3	-0.055	-0.065	-0.022	-0.022
	4	-0.048	-0.063	-0.026	-0.026
	5	-0.042	-0.063	-0.028	-0.028
	6	-0.036	-0.062	-0.030	-0.030
	0.5	0.005	-0.011	-0.077	-0.077
	1	0.007	-0.017	-0.073	-0.073
	2	0.008	-0.025	-0.069	-0.069
	3	0.009	-0.030	-0.066	-0.066
	4	0.009	-0.034	-0.063	-0.063
	5	0.009	-0.036	-0.062	-0.062
	6	0.009	-0.038	-0.061	-0.061
	0.5	-0.071	-0.092	-0.088	-0.072
	1	-0.062	-0.095	-0.094	-0.066
	2	-0.052	-0.101	-0.098	-0.059
	3	-0.045	-0.107	-0.100	-0.054
	4	-0.037	-0.112	-0.102	-0.050
	5	-0.032	-0.115	-0.104	-0.046
	6	-0.026	-0.117	-0.105	-0.043

В этом случае для любого сечения x

$$M_x = M_{23} + \frac{M_{32} - M_{23}}{l_b} \cdot x + \frac{g \cdot x \cdot (l_b - x)}{2}. \quad (2.3)$$

При этом, если распределенная нагрузка в данном пролете отсутствует, то ее значение в формуле (2.3) принимается равным 0. Здесь отрицательные опорные моменты берутся со знаком «минус».

Величину x , для которой изгибающий момент M будет максимальным, найдем следующим образом:

$$\frac{dM(x)}{dx} = \frac{M_{32} - M_{23}}{l_b} + \frac{g \cdot l_b}{2} - g \cdot x = 0. \quad (2.4)$$

Отсюда
$$x = \left(\frac{M_{32} - M_{23}}{l_b} + \frac{g \cdot l_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{g}. \quad (2.5)$$

Учитывая, что $\frac{dM(x)}{dx} = Q(x)$, с помощью выражения (2.4) будем определять значения поперечных сил в сечениях ригеля.

Усилия в ригеле определяются от совместного действия постоянной и временной нагрузок. Постоянная нагрузка g считается равномерно распределенной по всем пролетам ригеля (схема 1) (см. рис. 2.1, *з*). Для временной нагрузки u принимаются поочередно несколько схем загрузки: загрузка через пролет (схема 2), загрузка среднего пролета (схема 3) и загрузка двух смежных пролетов (схема 4). Каждое сочетание загрузок (1+2, 1+3, 1+4) вызывает свое распределение усилий и может получиться, что в опорном сечении максимальный момент будет от одного сочетания, а в пролетном – от другого. Поскольку при назначении армирования важно знать наибольшие усилия во всех сечениях, независимо от того, какие нагрузки их вызывают, необходимо построить огибающую эпюру изгибающих моментов, показывающую значения максимальных моментов по длине ригеля.

2.2. Расчетный пролёт и геометрические параметры

Требуется определить усилия в ригеле здания с полным каркасом и выполнить его армирование. Исходные данные принимаем по результатам проектирования панели перекрытия.

Ригель рассматривается как элемент рамной конструкции (рис. 2.3, *а*). Для зданий с неполным каркасом расчетная схема показана на рис. 2.3, *б*.

Расчетный пролет ригеля l_b принимается равным расстоянию между осями колонн; в первом пролете при опирании на несущую стену (см. рис. 2.3, *б*) расчетный пролет считается от оси колонны до оси опоры на стене

$$l_b = l - t_1 + t_2 / 2, \quad (2.6)$$

где l – расстояние между разбивочными осями;

t_1 – расстояние от внутренней грани наружной стены до разбивочной оси;

t_2 – величина заделки ригеля в стену.

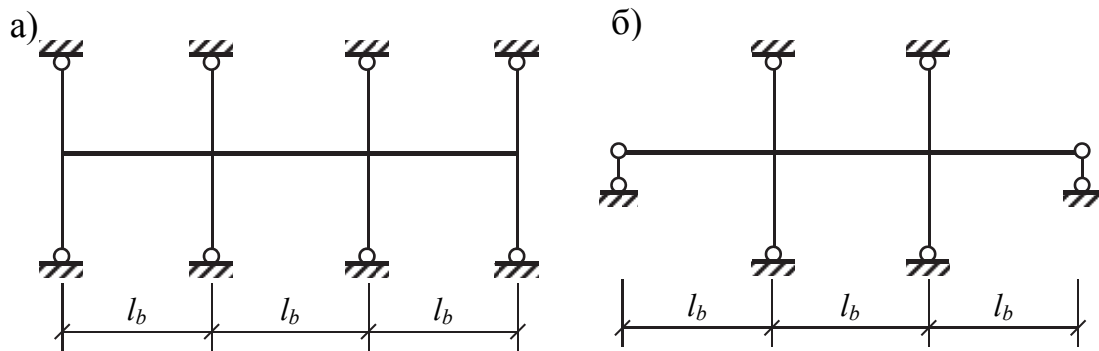


Рис. 2.3. Расчетная схема рамы с полным каркасом (а) и неполным каркасом (б)

В данном примере для здания с полным каркасом $l_b = 7$ м. В зданиях с неполным каркасом величина расчетного пролета принимается по формуле (2.6).

Сборные железобетонные ригели могут иметь форму поперечного сечения, показанную на рис. 2.4.

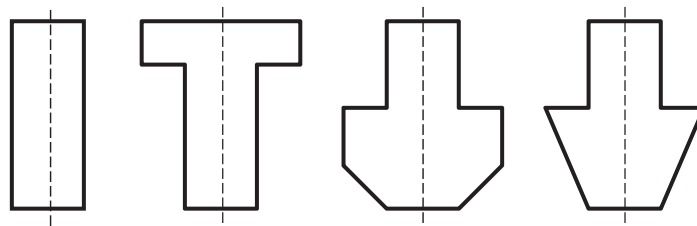


Рис. 2.4. Поперечные сечения ригеля

Принимаем ригель прямоугольного сечения с размерами $h_b = 0.6$ м и $b_b = 0.25$ м. Выбираем колонну квадратного сечения $h_c \times b_c = 0.4 \times 0.4$ м высотой $l_c = 4.2$ м (по заданию). Вычисляем отношение погонных жесткостей ригеля и колонны по формуле (2.2)

$$k = \frac{E_b \cdot b_b \cdot h_b^3 \cdot l_c}{E_c \cdot b_c \cdot h_c^3 \cdot l_b} = \frac{0.25 \cdot 0.6^3 \cdot 4.2}{0.4 \cdot 0.4^3 \cdot 7} = 1.266.$$

Здесь $E_b = E_c$, так как ригель и колонна проектируются из бетона одного класса.

2.3. Определение нагрузок на ригель

Постоянная нагрузка на ригель складывается из постоянной нагрузки от веса панелей перекрытия и пола $g_{pan} = 4.154$ кН/м² (принимается по табл. 1.1) и собственного веса ригеля. Нагрузка от многопустотных панелей перекрытия считается равномерно распределенной, от ребристых панелей при числе ребер в пролете более четырех – также равномерно рас-

пределенной. Для определения погонной нагрузки на 1 м длины ригеля следует значение g_{pan} умножить на ширину грузовой полосы, равную номинальной длине панели (шагу поперечных рам) $l_{pan} = 6.2$ м. Тогда погонная нагрузка на ригель от веса панелей

$$g_{b,pan} = g_{pan} \cdot l_{pan} \cdot \gamma_n = 4.154 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 24.467 \text{ кН/м,}$$

от собственного веса ригеля

$$g_{b,b} = h_b \cdot b_b \cdot \rho \cdot \gamma_t \cdot \gamma_n = 0.6 \cdot 0.25 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 3.919 \text{ кН/м,}$$

где $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ – плотность железобетона;

$\gamma_t = 1.1$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Суммарная постоянная нагрузка на 1 м длины ригеля

$$g_b = g_{b,pan} + g_{b,b} = 24.467 + 3.919 = 28.386 \text{ кН/м.}$$

Временная (полезная) погонная нагрузка на ригель

$$v_b = v_{pan} \cdot l_{pan} \cdot \gamma_n = 6 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 35.34 \text{ кН/м,}$$

в том числе временная длительная

$$v_{b,l} = v_{pan,l} \cdot l_{pan} \cdot \gamma_n = 4.8 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 28.272 \text{ кН/м,}$$

и временная кратковременная

$$v_{b,sh} = v_{pan,sh} \cdot l_{pan} \cdot \gamma_n = 1.2 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 7.068 \text{ кН/м.}$$

2.4. Определение внутренних усилий в сечениях ригеля

Обозначение опорных и пролетных моментов принимаем согласно рис. 2.5.

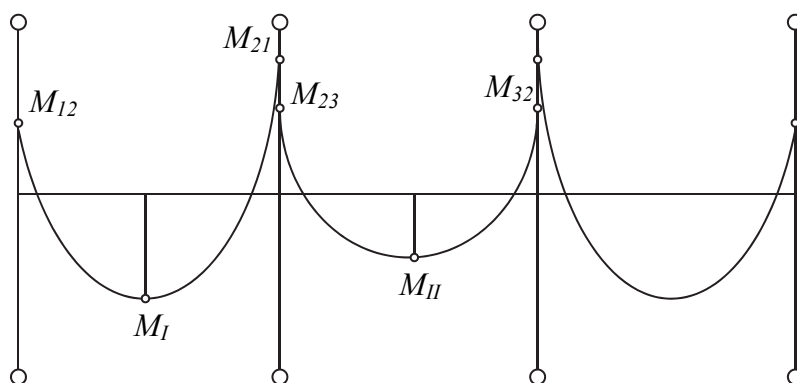


Рис. 2.5. Обозначения изгибающих моментов

Усилия определяем для первого и второго пролетов. В дальнейшем армирование третьего пролета принимается таким же, как и первого. Опорные моменты определяются по формулам (2.1) в зависимости от вида загрузки и параметра k с использованием линейной интерполяции. Зна-

чения пролетных моментов вычисляем по формуле (2.3). При этом максимальные моменты в пролетах M_I и M_{II} определяются путем подстановки в (2.3) значений x из выражения (2.5). Поперечные силы по длине ригеля находим по формуле (2.4). Далее строим поочередно эпюры M и Q от 1-й, 2-й, 3-й и 4-й схем загрузки, а затем от сочетания этих загрузок – 1+2, 1+3 и 1+4.

2.5. Перераспределение усилий в ригеле

Железобетон является физически нелинейным материалом, для которого характерны развитие неупругих деформаций в бетоне вследствие ползучести, образование трещин и проявление пластических деформаций в растянутой арматуре. Эти физические процессы приводят к изменению жесткостей сечений элементов и к перераспределению усилий, поэтому расчет железобетонных конструкций, производимый в предположении их упругой работы, является довольно условным. Однако для обычной шарнирно опертой балки указанные явления не могут привести к какому-либо изменению моментов. В статически неопределимой системе, например в раме, значения усилий отличаются от соответствующих величин, полученных в результате упругого расчета (перераспределение усилий). При расчете рамы по первой группе предельных состояний важно знать перераспределение моментов в стадии, близкой к разрушению. Оно возникает главным образом за счет образования в ряде наиболее напряженных сечений так называемых пластических шарниров, что сопровождается наступлением текучести продольной растянутой арматуры.

Для реализации в сечениях ригеля пластических шарниров следует применять арматурные стали с физической площадкой текучести и ограничивать относительную высоту сжатой зоны $\xi \leq 0.35$. При этом значения моментов после перераспределения должны составлять не менее 70 % от моментов упругой схемы, что определяется требованиями второй группы предельных состояний.

При проектировании ригеля рамы целесообразно облегчить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. Так как наибольшие изгибающие моменты возникают при действии временной нагрузки в двух смежных пролетах, то практический учет перераспределения будет заключаться в уменьшении опорных моментов M_{21} и M_{23} схемы нагружения 1+4. Ординаты выравненной эпюры моментов определяются путем добавления к эпюре 1+4 треугольной эпюры с величиной $\Delta M_{21} \leq 0.3 M_{21}$ (рис. 2.6).

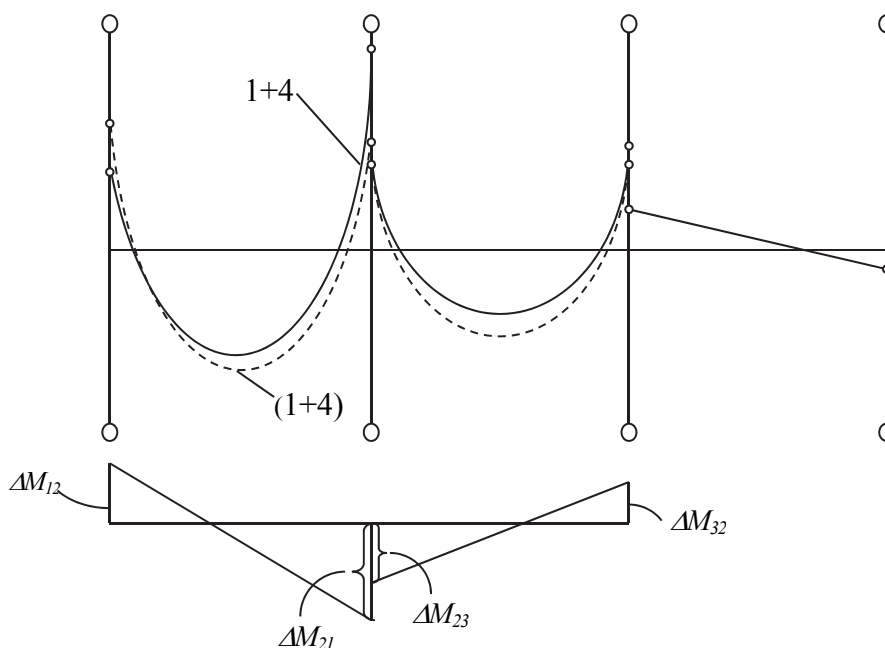


Рис. 2.6. Перераспределение усилий в ригеле

2.6. Применение ПЭВМ при вычислении усилий в ригеле

Для выполнения статического расчета, согласно подразделам 2.1 – 2.4, составлена специальная программа «Rigel», позволяющая определять усилия в сечениях ригеля при различных комбинациях нагружения и строить огибающие эпюры M и Q . Ниже приведен порядок пользования программой.

Необходимо скопировать файл Rigel.exe в папку пользователя на жестком диске. Далее следует запустить программу Rigel.exe. После этого требуется выбрать пункт меню «Параметры», а в нем – подменю «Геометрические параметры» (рис. 2.7).

На экране появится форма для ввода основных геометрических параметров ригеля и колонны и выбора расчетной схемы рамы (рис. 2.8):

- высота поперечного сечения ригеля, м;
- ширина поперечного сечения ригеля, м;
- длина ригеля, м;
- модуль упругости бетона ригеля, МПа;
- высота поперечного сечения колонны, м;
- ширина поперечного сечения колонны, м;
- длина колонны, м;
- модуль упругости бетона колонны, МПа;

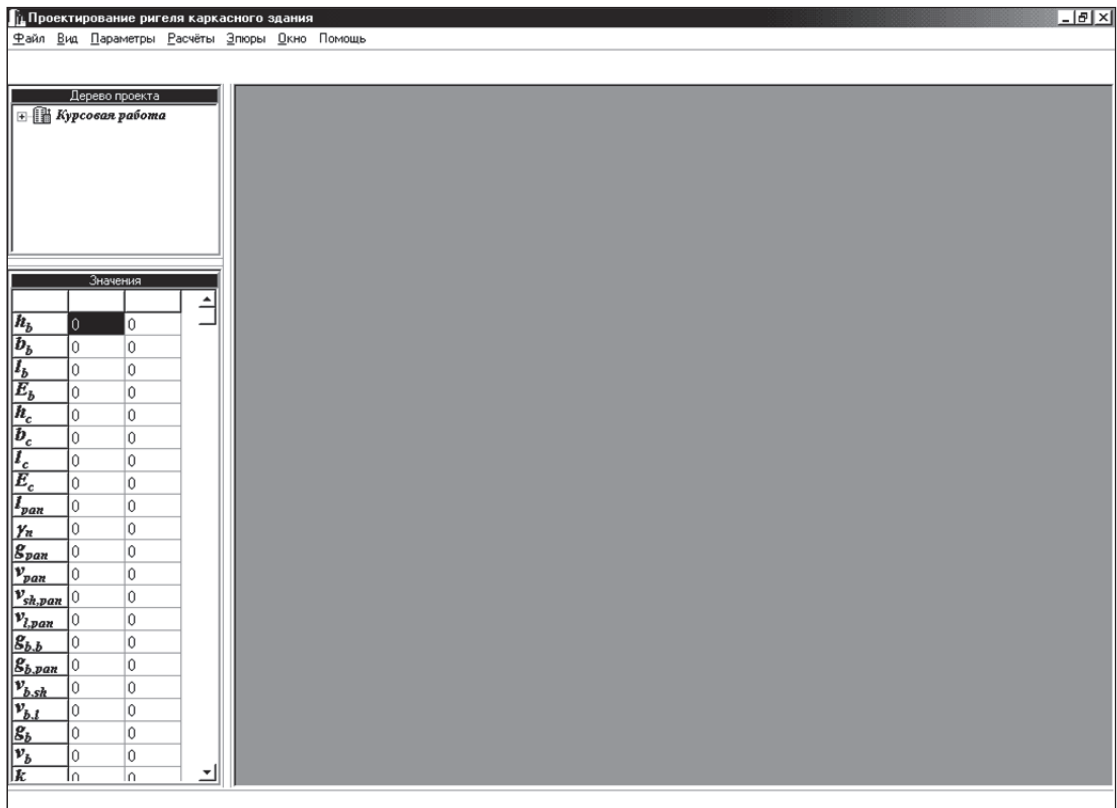


Рис. 2.7. Главное окно программы

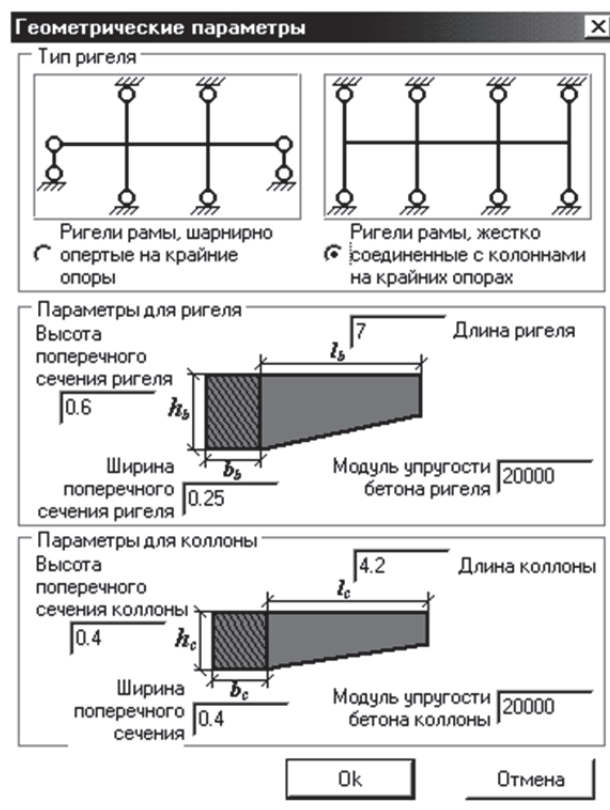


Рис. 2.8. Форма «Геометрические параметры»

После этого можно приступать к расчету погонных нагрузок на ригель (рис. 2.9).

Рис. 2.9. Форма «Нагрузки»

Для этого следует выбрать пункт меню «Расчеты», затем подменю «Нагрузки» и ввести дополнительные данные для определения погонных нагрузок на ригель:

- номинальная длина панели;
- коэффициент надежности по назначению здания;
- постоянная нагрузка от веса перекрытия;
- временная нагрузка на перекрытия;
- кратковременная нагрузка;
- длительная нагрузка.

Вычисление нагрузок производится в полях ввода напротив соответствующих формул. Выражения для вычисления составляются из значений соответствующих параметров формулы, используя цифры от 0 до 9, символ разделителя дробной десятичной части «.» и операций: «+», «-», «*», «/», «^» (возведение в степень), левая и правая круглые скобки. После того, как выражение было введено в поле ввода, для получения результата можно нажать клавишу Enter или кнопку «=» напротив соответствующего поля ввода. Результат немедленно появится в поле рядом с кнопкой «=» (рис. 2.10):

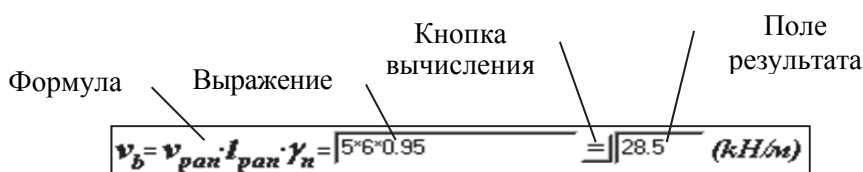


Рис. 2.10. Вычисление нагрузок

Затем следует проверить правильность полученных результатов. С этой целью необходимо нажать кнопку «Проверка результатов», и если все вычисления правильны, то будет выдано сообщение (рис. 2.11):



Рис. 2.11. Сообщение о правильности вычислений

Если же при вычислении допущены ошибки, то будет выдано сообщение следующего содержания (рис. 2.12).

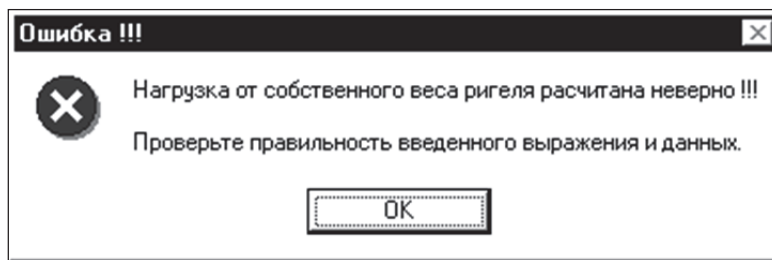


Рис. 2.12. Сообщение об ошибке в расчетах

По выполненным расчетам нагрузок можно посмотреть и распечатать отчет (рис. 2.13). Для этого следует нажать кнопку «Отчет».

Проектирование ригеля каркасного здания - [Отчет по расчету нагрузок]

Файл Вид Параметры Расчеты Эпюры Окно Помощь

Дерево проекта

- Курсовая работа
- Параметры
- Гестрические по
- Расчеты
 - Нагрузки
 - Моменты
- Эпюры

Значения		
h_b	0.6	0.6
b_b	0.25	0.25
l_b	7	7
E_b	20000	20000
h_c	0.4	0.4
b_c	0.4	0.4
l_c	4.2	4.2
E_c	20000	20000
$l_{пан}$	6.2	6.2
γ_n	0.95	0.95
$g_{пан}$	4.154	4.154
$v_{пан}$	6	6
$v_{sh,пан}$	1.2	1.2
$v_{l,пан}$	4.8	4.8
$g_{b,b}$	3.919	3.919
$g_{b,пан}$	24.467	24.467
$v_{b,sh}$	7.068	7.068
$v_{b,l}$	28.272	28.272
g_b	28.386	28.386

Нагрузки

Данные для определения погонных нагрузок на ригель:

Номинальная длина панели $l_{пан} = 6.2$ [м]

Коэффициент надежности по назначению здания $\gamma_n = 0$

Постоянная нагрузка от веса перекрытия $g_{пан} = 4.154$ [кН/м]

Временная нагрузка на перекрытия $v_{пан} = 6$ [кН/м]

В том числе:

Кратковременная нагрузка $v_{sh,пан} = 1.2$ [кН/м]

Длительная нагрузка $v_{l,пан} = 4.8$ [кН/м]

Вычисление погонных нагрузок на ригель:

От собственного веса ригеля $g_{b,b} = h_b \cdot b_b \cdot 25 \cdot l \cdot \gamma_n = 0.6 \cdot 0.25 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 3.919$ [кН/м]

От веса панелей $g_{b,пан} = g_{пан} \cdot l_{пан} \cdot \gamma_n = 4.154 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 24.467$ [кН/м]

Постоянная нагрузка на ригель $g_b = g_{b,b} + g_{b,пан} = 3.919 + 24.467 = 28.386$ [кН/м]

Временная нагрузка на ригель $v_b = v_{пан} \cdot l_{пан} \cdot \gamma_n = 6 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 35.34$ [кН/м]

В том числе:

Рис. 2.13. Отчет по расчету погонных нагрузок

Чтобы напечатать или сделать предварительный просмотр перед печатью (рис. 2.14), необходимо нажать правой кнопкой мыши на поверхности отчета и, вызвав таким образом контекстное меню, выбрать соответствующую опцию, как показано на рис. 2.14.

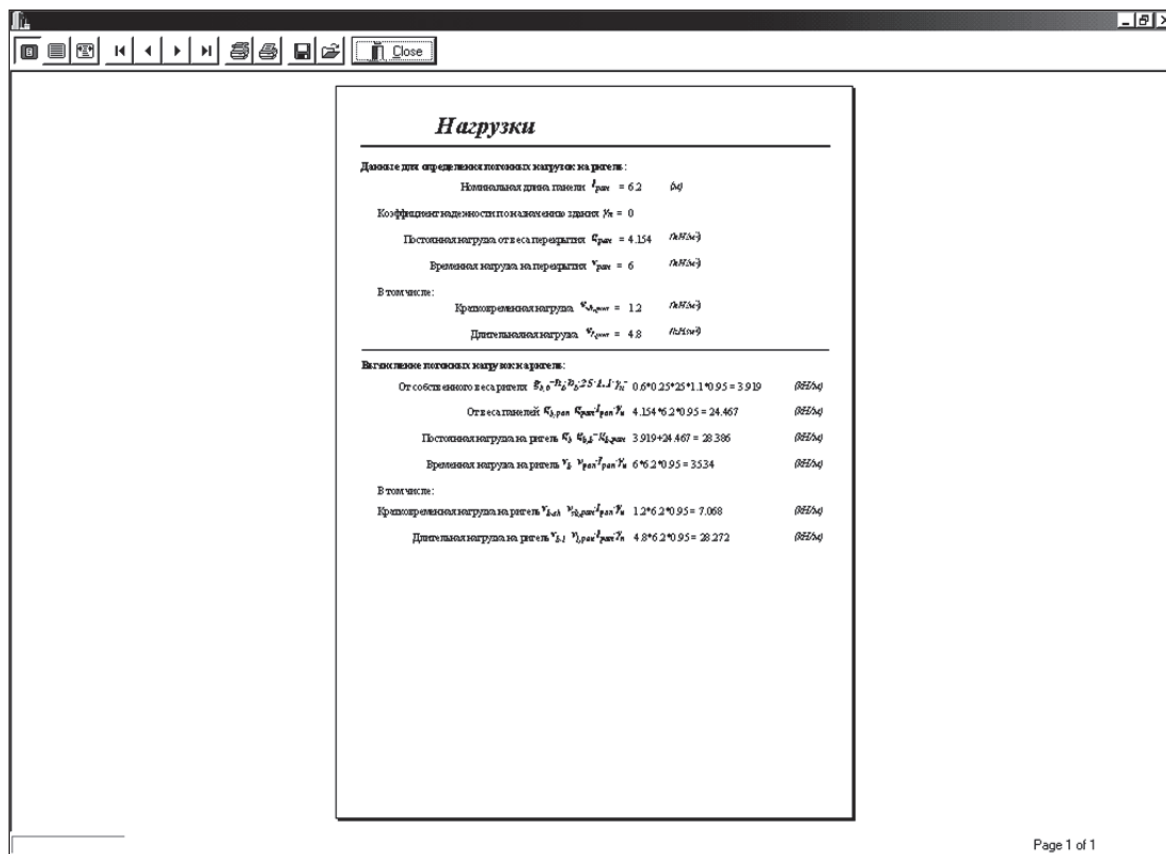


Рис. 2.14. Предварительный просмотр отчета по расчету погонных нагрузок

После успешного завершения расчетов погонных нагрузок можно переходить к расчету опорных моментов для каждой из четырех схем загрузки (рис. 2.15 – 2.16). Для этого следует выбрать пункт меню «Расчеты», затем подменю «Моменты» и нужную схему загрузки.

Определение опорных моментов 1, 2, 3 и 4-й схем загрузки начинается с вычисления коэффициента жесткости k .

Расчет коэффициента k производится в поле ввода напротив формулы (правила написания выражения те же самые, что и при вычислении погонных нагрузок).

Проектирование ригеля каркасного здания

Файл Вид Параметры Расчёты Эпоры Дію Помощь

Дерево проекта

- Курсовая работа
 - Параметры
 - Геометрические па
 - Расчёты
 - Нагрузки
 - Моменты
 - 1-я схема загруз
 - 2-я схема загруз
 - 3-я схема загруз
 - 4-я схема загруз
 - Эпюры

1: Опорные моменты первой схемы нагружения

Таблица коэффициентов для расчета опорных моментов:

k	α_{12}	α_{21}	α_{23}	α_{32}
0.5	-0.072	-0.09	-0.083	-0.083
1	-0.063	-0.091	-0.085	-0.085
2	-0.054	-0.093	-0.087	-0.087
3	-0.046	-0.095	-0.088	-0.088
4	-0.039	-0.097	-0.089	-0.089
5	-0.033	-0.099	-0.09	-0.09
6	-0.027	-0.1	-0.091	-0.091

Первая схема нагружения ригеля рамы на крайних опорах, жестко соединенного с колоннами

Коэффициент жесткости k

$$k = \frac{E_b \cdot b_b \cdot h_b^3 \cdot l_c}{E_c \cdot b_c \cdot h_c^3 \cdot l_b} = \frac{20000 \cdot 0.6^3 \cdot 4.2}{20000 \cdot 0.4^3 \cdot 7} = 1.266$$

Коэффициенты для вычисления опорных моментов

$$\alpha_{12} = \alpha'_{12} + (k - k_1) \frac{\alpha_{12} - \alpha'_{12}}{k_2 - k_1} = -0.063 + (1.266 - 1) \frac{-0.054 + 0.0}{0.09 - 0.091} = -0.063 + 0.0 = -0.063$$

2: Опорные моменты второй схемы нагружения

Таблица коэффициентов для расчета опорных моментов:

k	β_{12}	β_{21}	β_{23}	β_{32}
0.5	-0.077	-0.079	-0.006	-0.006
1	-0.07	-0.074	-0.012	-0.012
2	-0.062	-0.068	-0.018	-0.018
3	-0.055	-0.065	-0.022	-0.022
4	-0.048	-0.063	-0.026	-0.026
5	-0.042	-0.063	-0.028	-0.028
6	-0.036	-0.062	-0.03	-0.03

Вторая схема нагружения ригеля рамы на крайних опорах, жестко соединенного с колоннами

Коэффициент жесткости k

$$k = \frac{E_b \cdot b_b \cdot h_b^3 \cdot l_c}{E_c \cdot b_c \cdot h_c^3 \cdot l_b} = \frac{20000 \cdot 0.6^3 \cdot 4.2}{20000 \cdot 0.4^3 \cdot 7} = 1.266$$

Коэффициенты для вычисления опорных моментов

$$\beta_{12} = \beta'_{12} + (k - k_1) \frac{\beta_{12} - \beta'_{12}}{k_2 - k_1} = -0.07 + (1.266 - 1) \frac{-0.062 + 0.07}{0.09 - 0.091} = -0.07 + 0.07 = 0$$

Значения

Параметр	Значение
h_b	0.6
b_b	0.25
l_b	7
E_b	20000
h_c	0.4
b_c	0.4
l_c	4.2
E_c	20000
$l_{ран}$	6.2
$\gamma_{ран}$	0.95
$S_{ран}$	4.154
$v_{ран}$	6
$v_{sh,ран}$	1.2
$v_{l,ран}$	4.8
$S_{b,b}$	3.919
ρ	24 АКТ

3: Опорные моменты третьей схемы нагружения

Таблица коэффициентов для расчета опорных моментов:

k	β_{12}	β_{21}	β_{23}	β_{32}
0.5	0.005	-0.011	-0.077	-0.077
1	0.007	-0.017	-0.073	-0.073
2	0.008	-0.025	-0.069	-0.069
3	0.009	-0.03	-0.066	-0.066
4	0.009	-0.034	-0.063	-0.063
5	0.009	-0.036	-0.062	-0.062
6	0.009	-0.038	-0.061	-0.061

Третья схема нагружения ригеля рамы на крайних опорах, жестко соединенного с колоннами

Коэффициент жесткости k

$$k = \frac{E_b \cdot b_b \cdot h_b^3 \cdot l_c}{E_c \cdot b_c \cdot h_c^3 \cdot l_b} = \frac{20000 \cdot 0.6^3 \cdot 4.2}{20000 \cdot 0.4^3 \cdot 7} = 1.266$$

Коэффициенты для вычисления опорных моментов

$$\beta_{12} = \beta'_{12} + (k - k_1) \frac{\beta_{12} - \beta'_{12}}{k_2 - k_1} = 0.007 + (1.266 - 1) \frac{0.008 - 0.007}{0.09 - 0.091} = 0.007 + 0.001 = 0.008$$

4: Опорные моменты четвертой схемы нагружения

Таблица коэффициентов для расчета опорных моментов:

k	β_{12}	β_{21}	β_{23}	β_{32}
0.5	-0.071	-0.092	-0.088	-0.072
1	-0.062	-0.095	-0.094	-0.066
2	-0.052	-0.101	-0.098	-0.059
3	-0.045	-0.107	-0.1	-0.054
4	-0.037	-0.112	-0.102	-0.05
5	-0.032	-0.115	-0.104	-0.046
6	-0.026	-0.117	-0.105	-0.043

Четвертая схема нагружения ригеля рамы на крайних опорах, жестко соединенного с колоннами

Коэффициент жесткости k

$$k = \frac{E_b \cdot b_b \cdot h_b^3 \cdot l_c}{E_c \cdot b_c \cdot h_c^3 \cdot l_b} = \frac{20000 \cdot 0.6^3 \cdot 4.2}{20000 \cdot 0.4^3 \cdot 7} = 1.266$$

Коэффициенты для вычисления опорных моментов

$$\beta_{12} = \beta'_{12} + (k - k_1) \frac{\beta_{12} - \beta'_{12}}{k_2 - k_1} = -0.062 + (1.266 - 1) \frac{-0.052 + 0.07}{0.09 - 0.091} = -0.062 + 0.02 = -0.042$$

Рис. 2.15. Формы для определения опорных моментов четырех схем нагружения

Проектирование ригеля каркасного здания - 1: Опорные моменты первой схемы нагружения

Файл Вид Параметры Расчёты Эпоры Дію Помощь

Дерево проекта

- Курсовая работа
 - Параметры
 - Геометрические па
 - Расчёты
 - Нагрузки
 - Моменты
 - 1-я схема загруз
 - 2-я схема загруз
 - 3-я схема загруз
 - 4-я схема загруз
 - Эпюры

Таблица коэффициентов для расчета опорных моментов:

k	α_{12}	α_{21}	α_{23}	α_{32}
0.5	-0.072	-0.09	-0.083	-0.083
1	-0.063	-0.091	-0.085	-0.085
2	-0.054	-0.093	-0.087	-0.087
3	-0.046	-0.095	-0.088	-0.088
4	-0.039	-0.097	-0.089	-0.089
5	-0.033	-0.099	-0.09	-0.09
6	-0.027	-0.1	-0.091	-0.091

Первая схема нагружения ригеля рамы на крайних опорах, жестко соединенного с колоннами

Коэффициент жесткости k

$$k = \frac{E_b \cdot b_b \cdot h_b^3 \cdot l_c}{E_c \cdot b_c \cdot h_c^3 \cdot l_b} = \frac{20000 \cdot 0.6^3 \cdot 4.2}{20000 \cdot 0.4^3 \cdot 7} = 1.266$$

Коэффициенты для вычисления опорных моментов

$$\alpha_{12} = \alpha'_{12} + (k - k_1) \frac{\alpha_{12} - \alpha'_{12}}{k_2 - k_1} = -0.063 + (1.266 - 1) \frac{-0.054 + 0.063}{0.09 - 0.091} = -0.063 + 0.009 = -0.054$$

$$\alpha_{21} = \alpha'_{21} + (k - k_1) \frac{\alpha_{21} - \alpha'_{21}}{k_2 - k_1} = -0.091 + (1.266 - 1) \frac{-0.093 + 0.091}{0.09 - 0.091} = -0.091 + 0.002 = -0.089$$

$$\alpha_{23} = \alpha'_{23} + (k - k_1) \frac{\alpha_{23} - \alpha'_{23}}{k_2 - k_1} = -0.085 + (1.266 - 1) \frac{-0.087 + 0.085}{0.09 - 0.091} = -0.085 + 0.002 = -0.083$$

$$\alpha_{32} = \alpha'_{32} + (k - k_1) \frac{\alpha_{32} - \alpha'_{32}}{k_2 - k_1} = -0.085 + (1.266 - 1) \frac{-0.087 + 0.085}{0.09 - 0.091} = -0.085 + 0.002 = -0.083$$

Опорные моменты

$$M_{12} = \alpha_{12} \cdot g_b \cdot l_b^2 = -0.054 \cdot 28.386 \cdot 7^2 = -84.846$$

$$M_{21} = \alpha_{21} \cdot g_b \cdot l_b^2 = -0.089 \cdot 28.386 \cdot 7^2 = -127.96$$

$$M_{23} = \alpha_{23} \cdot g_b \cdot l_b^2 = -0.083 \cdot 28.386 \cdot 7^2 = -119.61$$

$$M_{32} = \alpha_{32} \cdot g_b \cdot l_b^2 = -0.083 \cdot 28.386 \cdot 7^2 = -119.61$$

Рис. 2.16. Содержание формы для определения опорных моментов первой схемы нагружения

Определение коэффициентов для нахождения опорных моментов происходит по методу линейной интерполяции (рис. 2.17). Общий вид формулы выглядит следующим образом:

$$\beta = \beta_1 + (k - k_1) \frac{\beta_2 - \beta_1}{k_2 - k_1}.$$

Здесь k_1 и k_2 являются ближайшими к k коэффициентами жесткости, а β_1 и β_2 – соответствующие им коэффициенты опорных моментов.

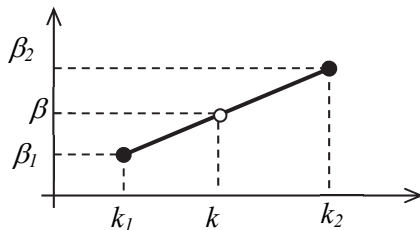


Рис. 2.17. Геометрический смысл линейной интерполяции

Таблица коэффициентов для расчета опорных моментов:

k	β_{12}	β_{21}	β_{23}	β_{32}
0.5	0	-0.112	-0.009	-0.009
1	0	-0.103	-0.015	-0.015
2	0	-0.091	-0.023	-0.023
3	0	-0.083	-0.028	-0.028
4	0	-0.078	-0.031	-0.031
5	0	-0.074	-0.034	-0.034
6	0	-0.072	-0.036	-0.036

Рис. 2.18. Таблица коэффициентов

Пример.

При расчете коэффициента жесткости получилось $2 < k < 3$, тогда $k_1 = 2$, а $k_2 = 3$.

Для нахождения β_{32} определим из таблицы (рис. 2.18) β'_{32} и β''_{32} :

$$\beta'_{32} = -0.023, \quad \beta''_{32} = -0.028.$$

Все найденные значения подставляются в формулу, и записывается она в поле ввода соответствующего коэффициента (правила написания формулы те же самые, что и при вычислении погонных нагрузок).

После успешного расчета коэффициентов вычисляются опорные моменты, и следует проверка полученных результатов. Для этого необходимо нажать на кнопку «Проверка результатов».

При отсутствии ошибок необходимо распечатать отчет по вычислению опорных моментов. Это можно сделать с помощью кнопки «Отчет».

Завершающей стадией является построение эпюр моментов « M » и эпюр поперечных сил « Q ». С этой целью выбирается пункт меню «Эпюры», затем подменю «Эпюры моментов» или «Эпюры поперечных сил» и нужная схема загрузки (рис. 2.19 – 2.20).

Чтобы распечатать или изменить вид эпюры, надо на поверхности эпюры нажать правую кнопку мыши для вызова контекстного меню и выбрать соответствующую опцию (см. рис. 2.20).

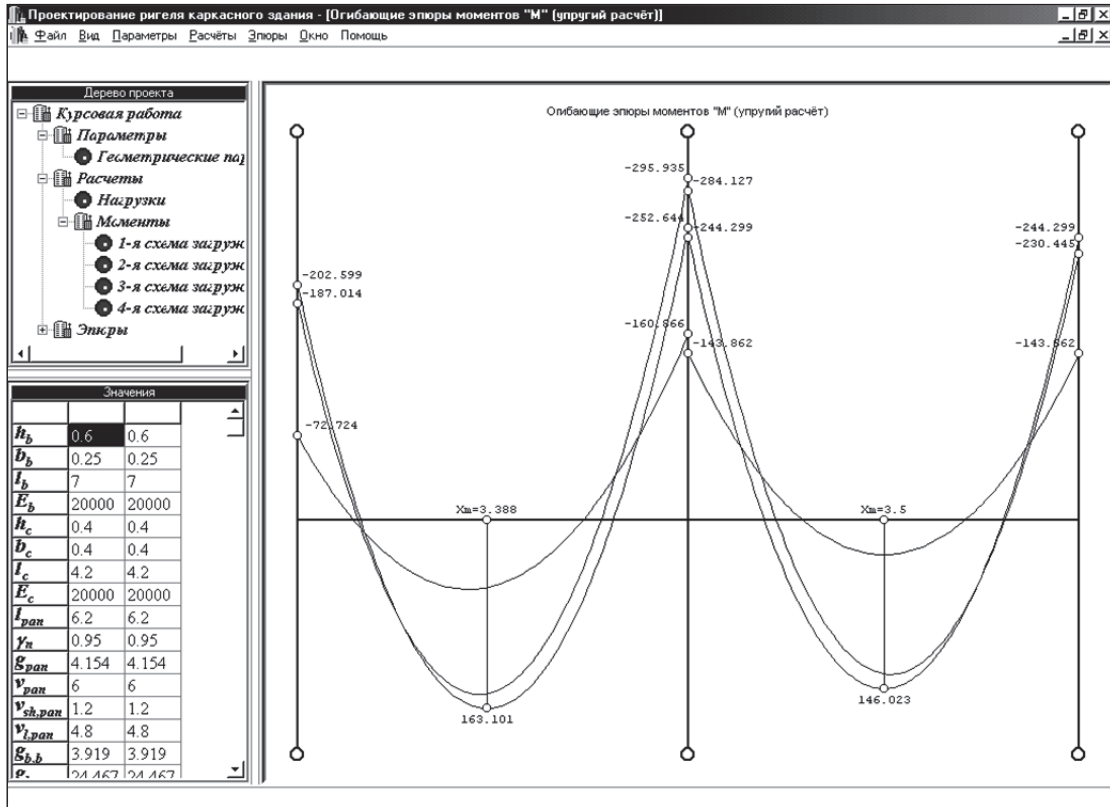


Рис. 2.19. Эпюры моментов «M»

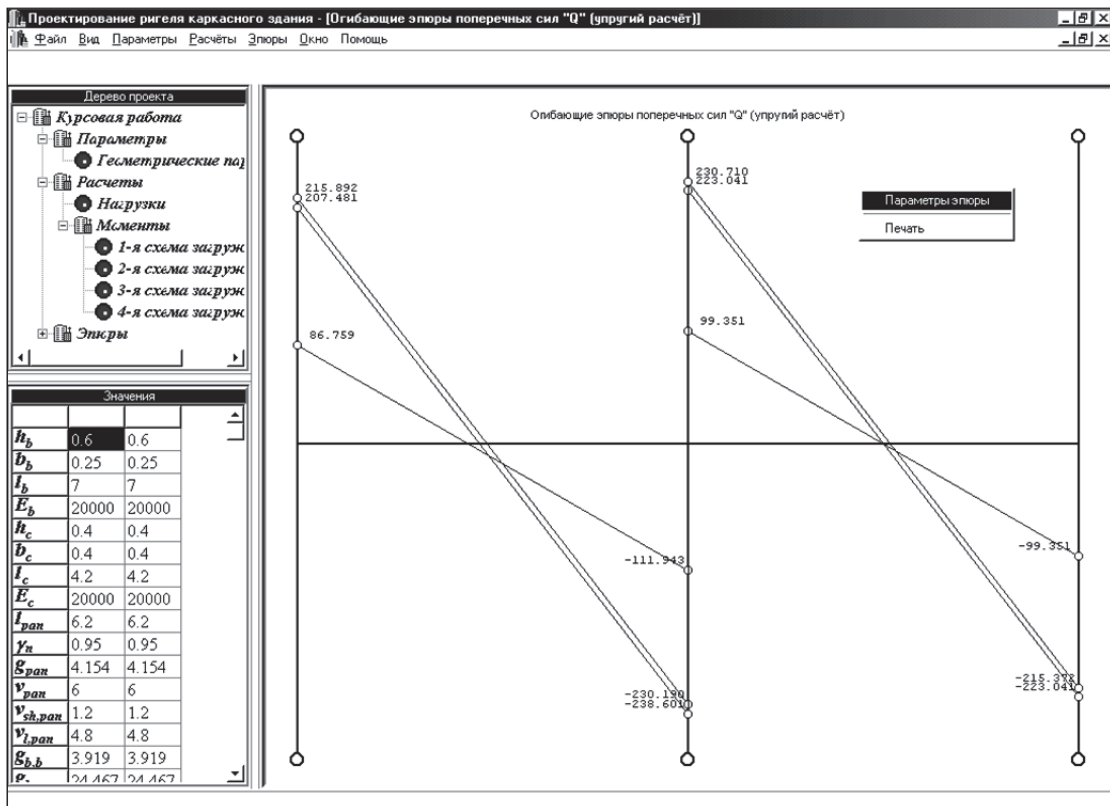


Рис. 2.20. Эпюры поперечных сил «Q»

Диалог «Параметры эпюры» (рис. 2.21) содержит раскрывающийся список «Тип линии», кнопку «Цвет» для изменения цвета и валюатор «Толщина линии» для изменения толщины линии эпюры.

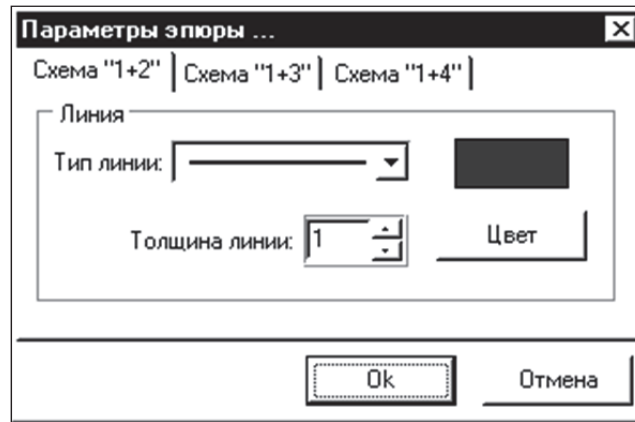


Рис. 2.21. Параметры эпюр

2.7. Расчёт продольной арматуры ригеля

Продольная рабочая арматура устанавливается в растянутой зоне ригеля. Согласно огибающей эпюре моментов, такие участки возникают в ригеле в середине пролета – со стороны нижних волокон, а вблизи опор – со стороны верхних волокон. Поэтому схема армирования ригеля будет выглядеть, как показано на рис. 2.22, а, и соответственно расчет арматуры необходимо выполнять для шести расчетных сечений.

Определение площади поперечного сечения продольной рабочей арматуры следует производить по наибольшим изгибающим моментам, действующим в расчетных сечениях. При этом значения максимальных моментов для сечений 2-2 и 5-5 принимаются непосредственно по огибающей эпюре, а максимальные моменты для четырех опорных сечений требуется дополнительно вычислить по граням колонны (рис. 2.22, б) по формуле

$$M^{ГР} = M^{О.К} - Q \cdot \frac{h_K}{2}, \quad (2.7)$$

где $M^{ГР}$ – момент по грани колонны;

$M^{О.К}$ – момент, действующий по оси колонны;

Q – поперечная сила от соответствующего нагружения;

h_K – высота поперечного сечения колонны.

Определим наибольшие изгибающие моменты по граням колонны для четырех опорных сечений по данным статического расчета (рис. 2.23 – 2.27) согласно формуле (2.7).

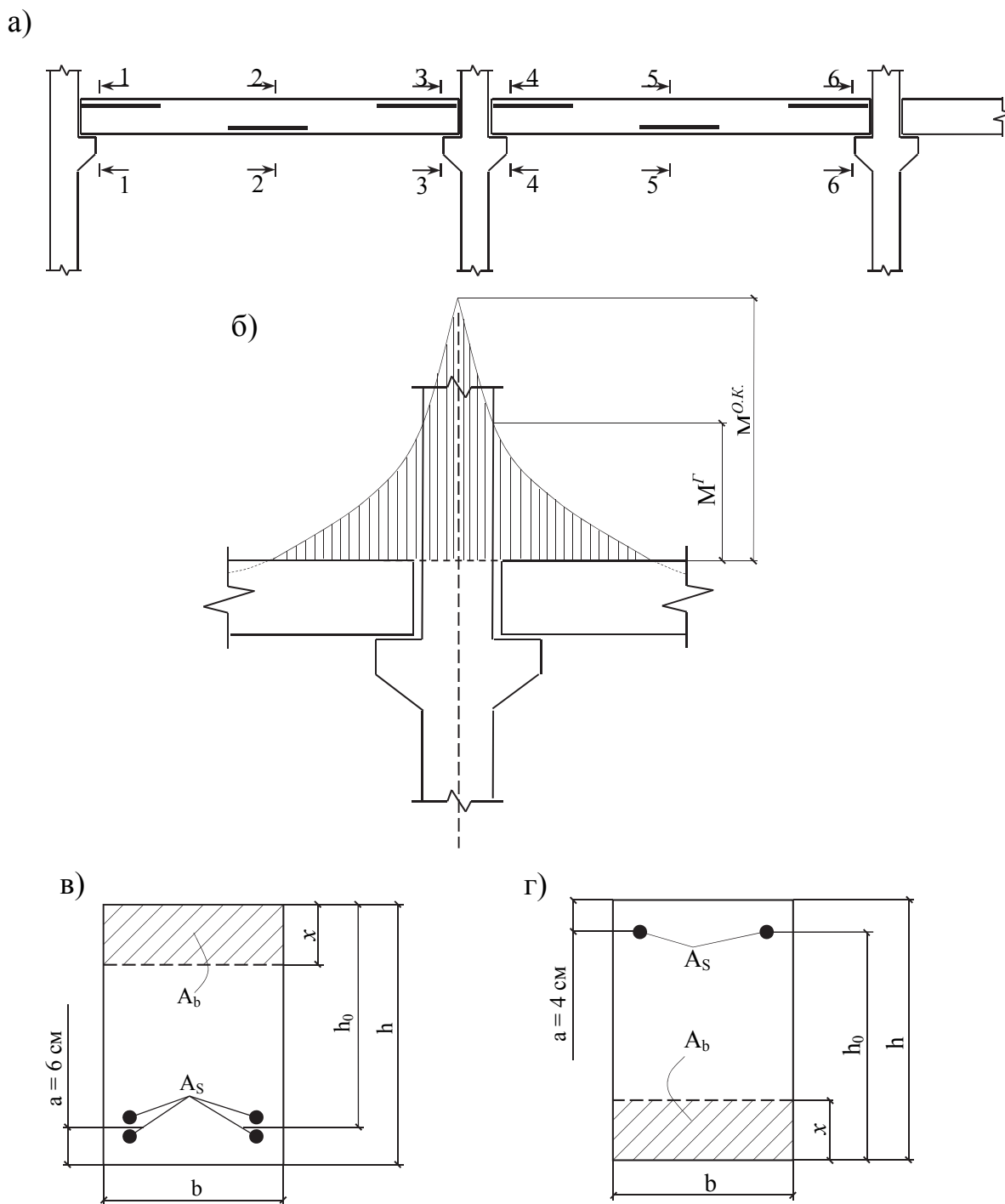


Рис. 2.22. К расчету прочности нормальных сечений ригеля:
 а – расчетные сечения ригеля; б – моменты по грани колонны;
 в – расположение продольной рабочей арматуры в пролете;
 г – расположение продольной рабочей арматуры на опоре

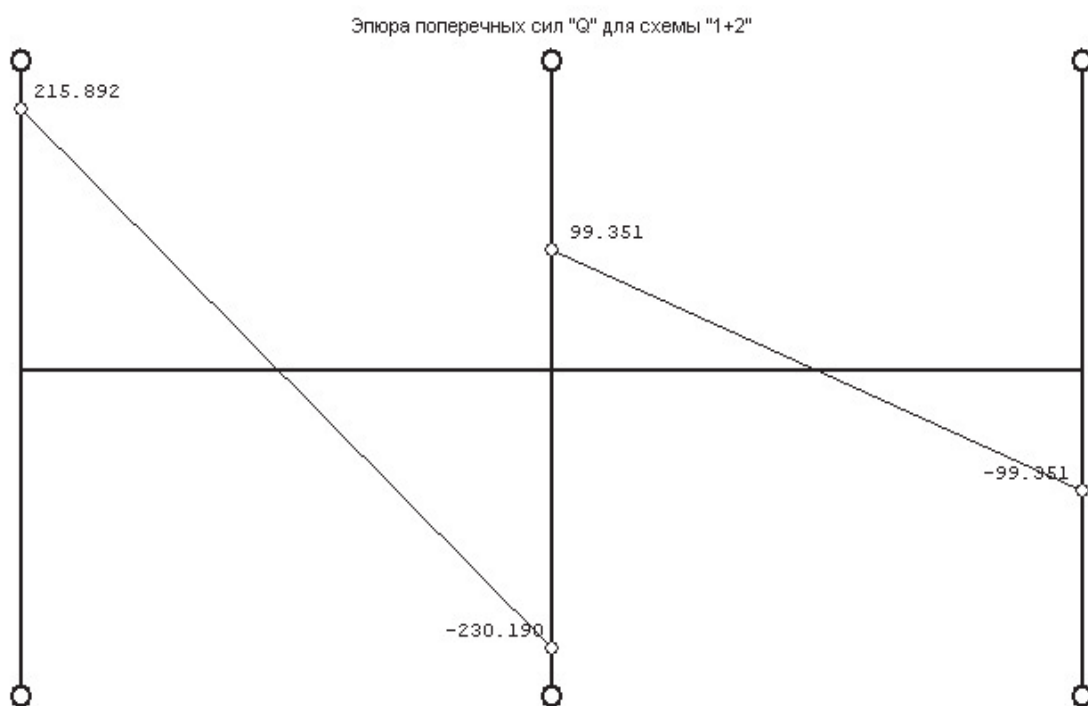
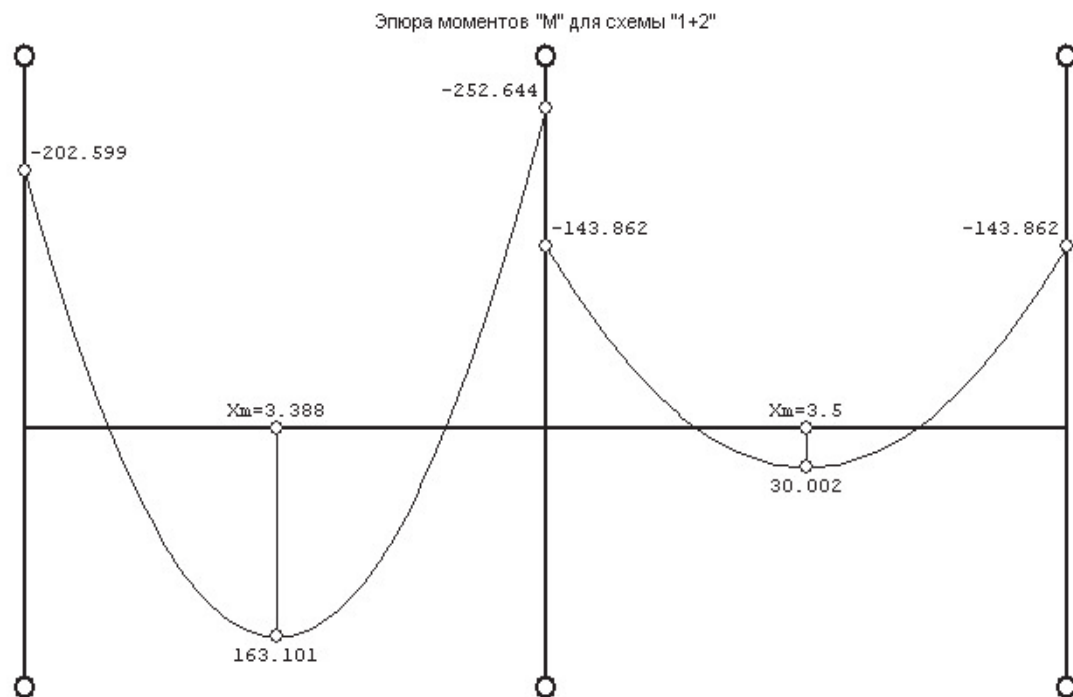


Рис. 2.23. Эпюры внутренних усилий для схемы нагружения 1+2

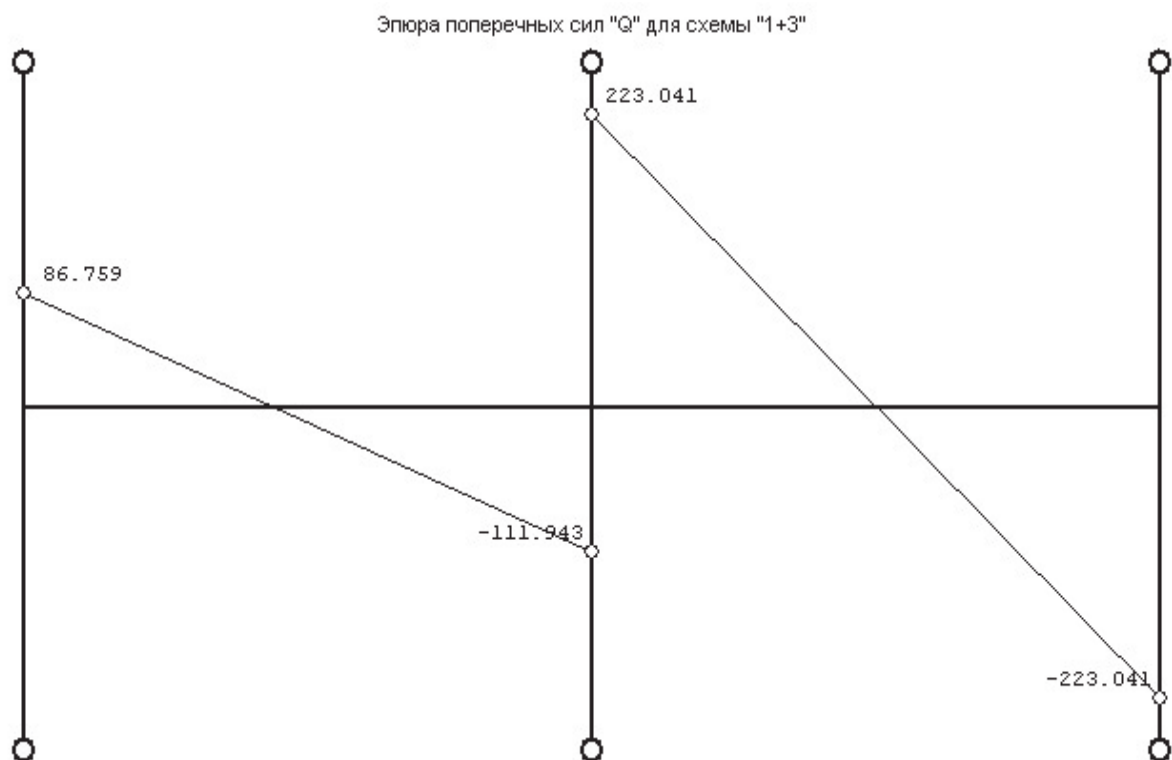
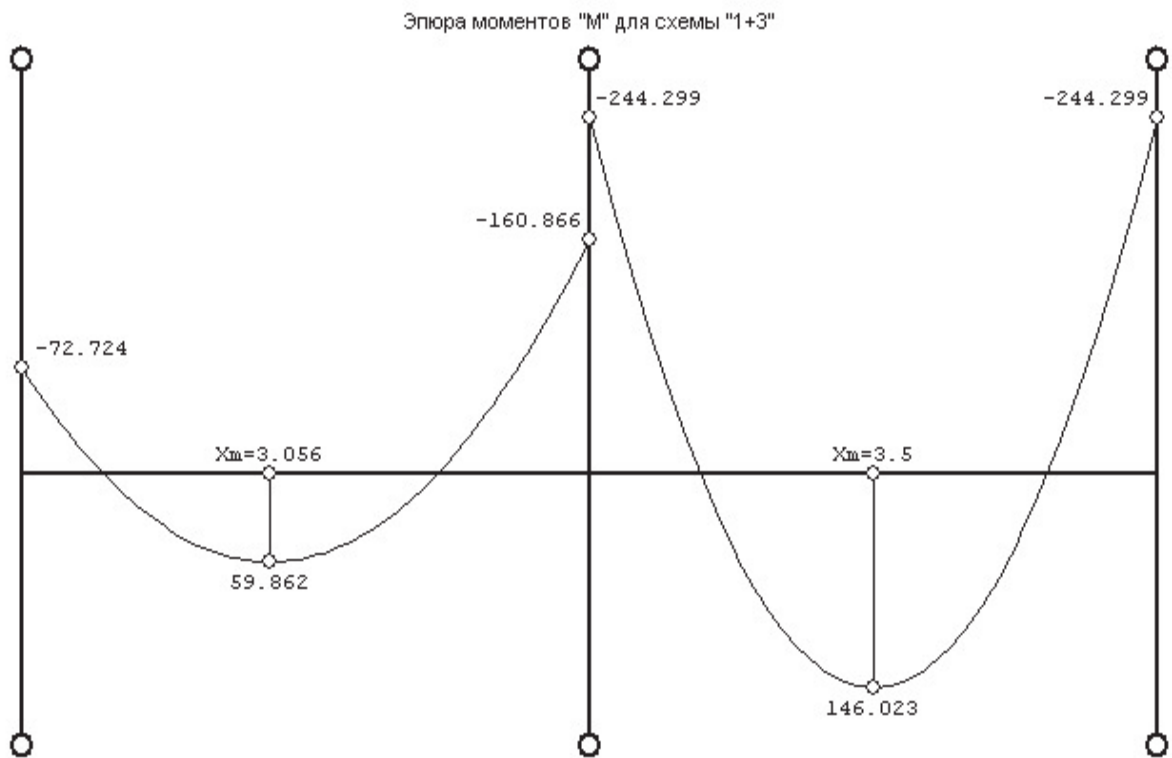


Рис. 2.24. Эпюры внутренних усилий для схемы нагружения 1+3

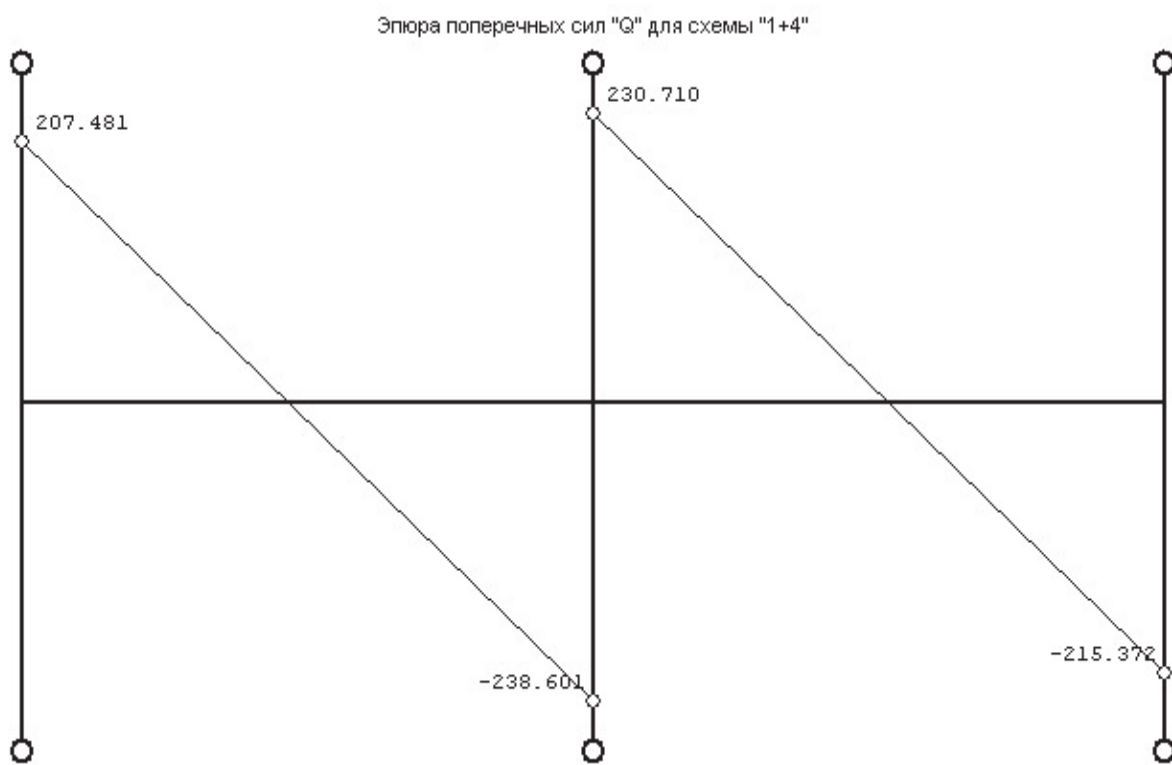
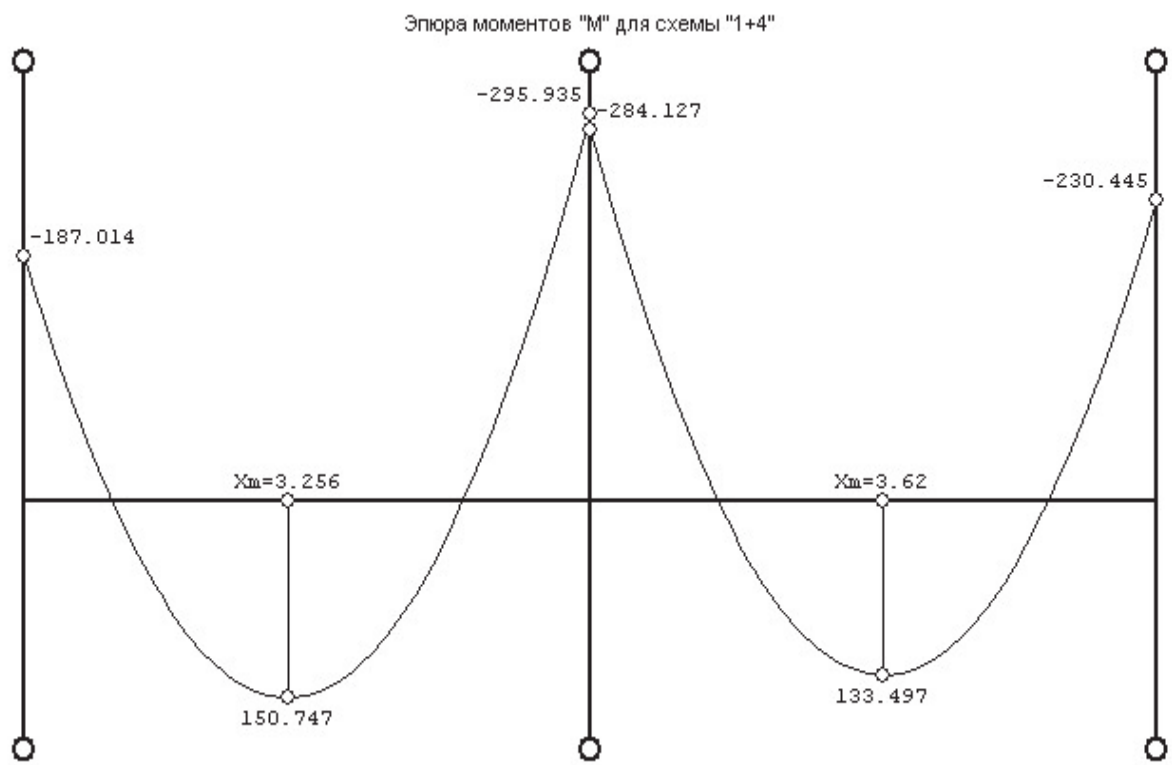


Рис. 2.25. Эпюры внутренних усилий для схемы нагружения 1+4

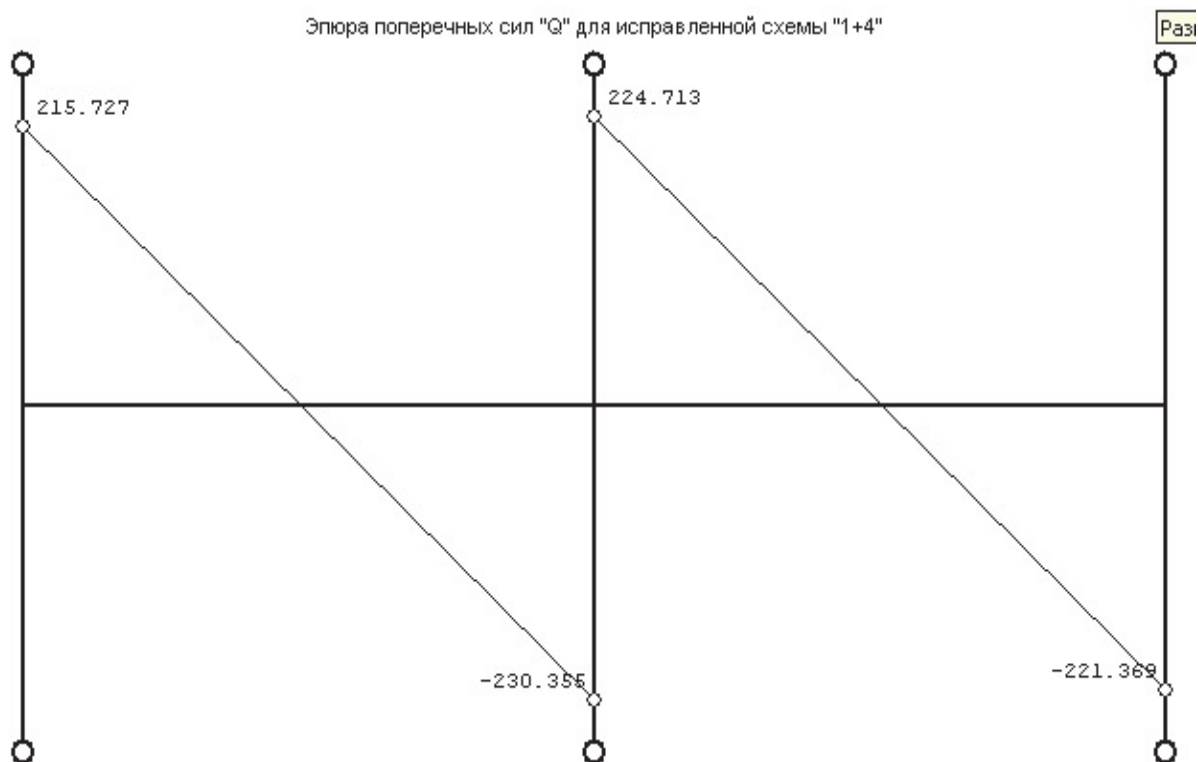
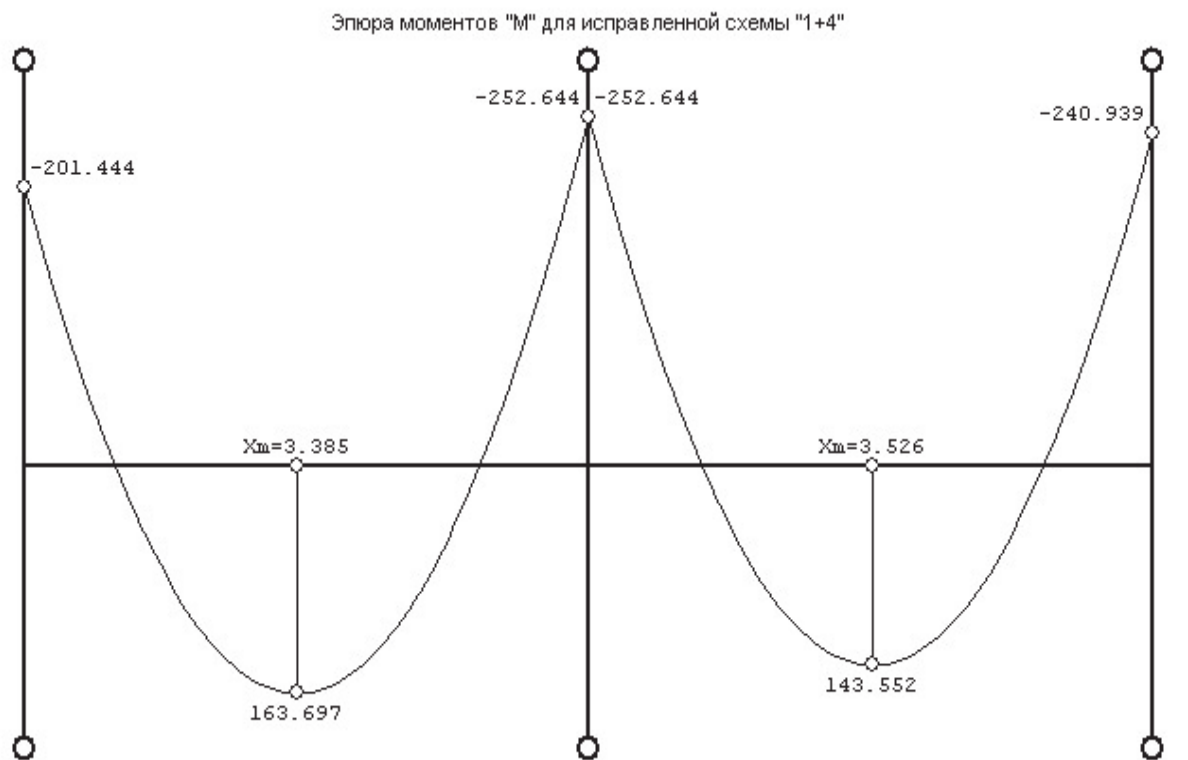


Рис. 2.26. Выравненные эпюры внутренних усилий для схемы нагружения 1+4

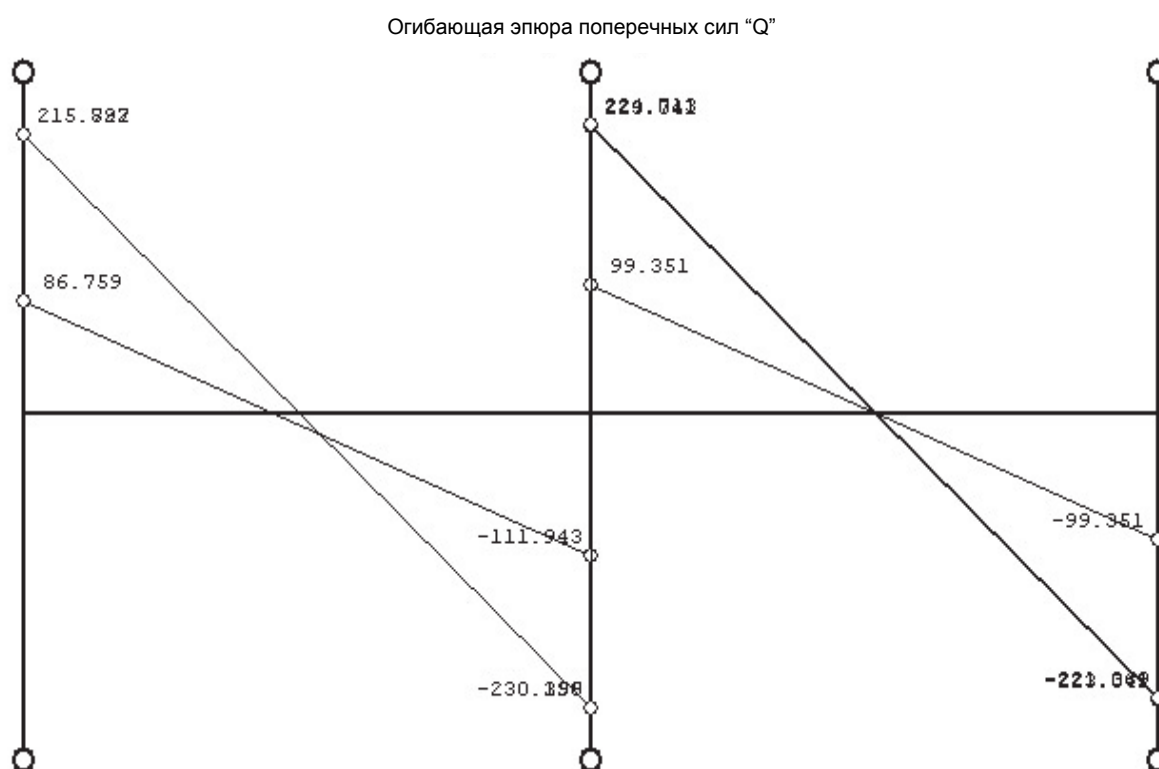
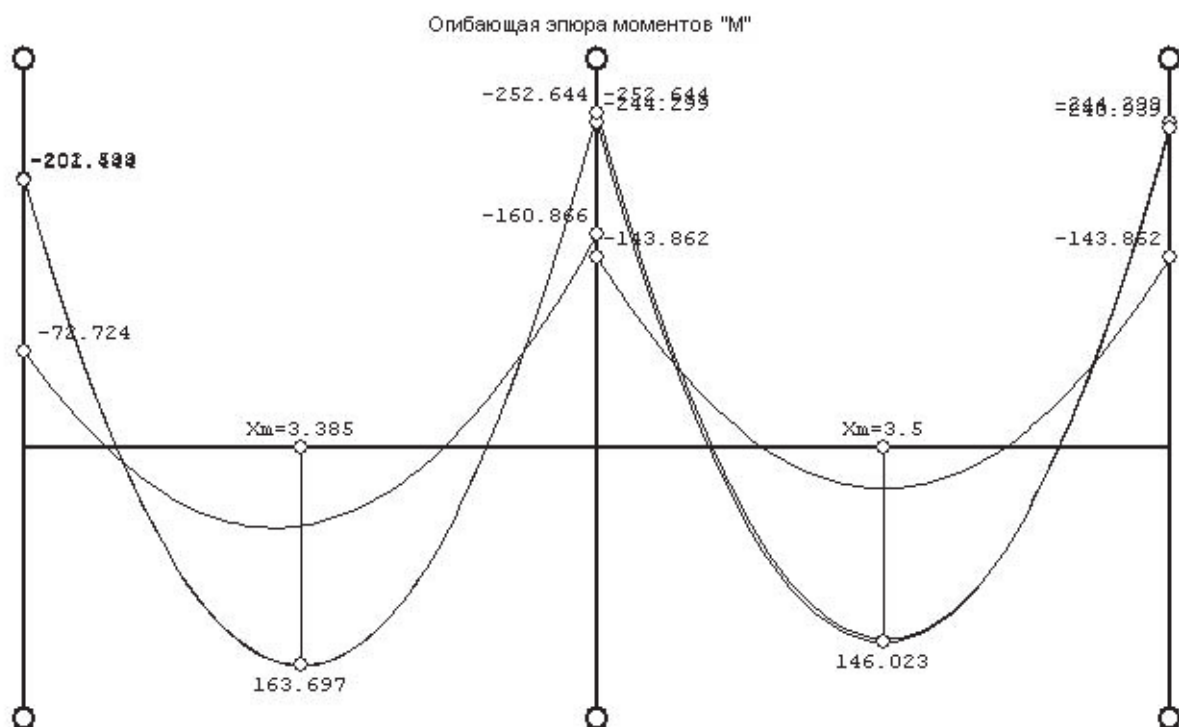


Рис. 2.27. Огибающие эпюры внутренних усилий

Сечение 1-1

Схема 1+2: $M_{12}^{GP,1+2} = 202.599 - 215.892 \cdot 0.4/2 = 159.4$ кН·м.

Схема 1+3: $M_{12}^{GP,1+3} = 72.724 - 86.759 \cdot 0.4/2 = 55.4$ кН·м.

Схема 1+4, исправл.: $M_{12}^{GP,1+4,испр.} = 201.444 - 215.727 \cdot 0.4/2 = 158.3$ кН·м.

Сечение 3-3

Схема 1+2: $M_{21}^{GP,1+2} = 252.644 - 230.19 \cdot 0.4/2 = 206.6$ кН·м.

Схема 1+3: $M_{21}^{GP,1+3} = 160.866 - 111.943 \cdot 0.4/2 = 138.5$ кН·м.

Схема 1+4, исправл.: $M_{21}^{GP,1+4,испр.} = 252.644 - 230.356 \cdot 0.4/2 = 206.6$ кН·м.

Сечение 4-4

Схема 1+2: $M_{23}^{GP,1+2} = 143.862 - 99.351 \cdot 0.4/2 = 124.0$ кН·м.

Схема 1+3: $M_{23}^{GP,1+3} = 244.299 - 223.041 \cdot 0.4/2 = 199.7$ кН·м.

Схема 1+4, исправл.: $M_{23}^{GP,1+4,испр.} = 252.644 - 224.713 \cdot 0.4/2 = 207.7$ кН·м.

Сечение 6-6

Схема 1+2: $M_{32}^{GP,1+2} = 143.862 - 99.351 \cdot 0.4/2 = 124.0$ кН·м.

Схема 1+3: $M_{32}^{GP,1+3} = 244.299 - 223.041 \cdot 0.4/2 = 199.7$ кН·м.

Схема 1+4, исправл.: $M_{32}^{GP,1+4,испр.} = 240.939 - 221.369 \cdot 0.4/2 = 196.7$ кН·м.

Таким образом, для сечений 1-1, 3-3, 4-4, 6-6 расчетными моментами будут соответственно значения $M_{12} = 159.4$ кН·м; $M_{21} = 206.6$ кН·м; $M_{23} = 199.7$ кН·м; $M_{32} = 199.7$ кН·м.

В качестве материалов для ригеля принимаем бетон класса В-20 с характеристиками: расчетное сопротивление при сжатии $R_b = 11.5$ МПа, расчетное сопротивление при растяжении $R_{bt} = 0.9$ МПа, начальный модуль упругости $E_b = 27\,500$ МПа, а также арматуру класса А400 с расчетным сопротивлением растяжению $R_s = 355$ МПа и модулем упругости $E_s = 200\,000$ МПа. Вычислим значение граничной относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0.8}{1 + \frac{355}{700}} = 0.5309,$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры МПа.

Значения ξ_R могут приниматься в зависимости от класса арматуры непосредственно по таблице:

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0.612	0.577	0.531	0.493	0.502
Значение α_R	0.425	0.411	0.390	0.372	0.376

Арматура класса А400 принята в качестве рабочей, так как она имеет четко выраженную площадку текучести и позволяет реализоваться пластическому шарниру на опоре согласно принятому в расчете перераспределению усилий. При этом относительная высота сжатой зоны бетона, с одной стороны, не должна превышать относительной граничной высоты сжатой зоны, то есть $\xi < \xi_R = 0.53$, чтобы исключить хрупкое (непластическое) разрушение сечения, а с другой стороны, быть не более $\xi = 0.35$, чтобы обеспечить развитие необходимых пластических деформаций в сечении при выравнивании моментов. В соответствии с вышеизложенным проверим достаточность принятых размеров сечения ригеля. Для этого определим $\alpha_m = \xi(1 - 0.5\xi) = 0.35(1 - 0.5 \cdot 0.35) = 0.289$ и найдем соответствующую высоту сечения ригеля

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{20770000}{0.289 \cdot 11.5 \cdot 25(100)}} = 52.7 \text{ см}$$

и

$$h = h_0 + a = 52.7 + 4 = 56.7 \text{ см.}$$

Здесь $b = 25$ см – ширина поперечного сечения ригеля; $M = 207.7$ кН·м – наибольший изгибающий момент в расчетных сечениях ригеля.

Таким образом, ранее принятая высота сечения $h = 60$ см достаточна для реализации перераспределения усилий в ригеле.

Требуемую площадь сечения продольной арматуры будем определять по использованному ранее алгоритму (см. раздел 1):

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} \text{ или } A_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}).$$

При этом в пролетных сечениях ригеля будем принимать четыре стержня, располагая арматуру в два ряда при двух каркасах, а на опоре – два стержня в один ряд (рис. 2.22, в и 2.22, г).

Сечение 1-1. $M = 159,4$ кН·м; $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56$ см.

Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{159.4}{11.5 \cdot 25 \cdot 56^2} \cdot 10^3 = 0.176 < \alpha_R = 0.39; \rightarrow$$

$$\rightarrow A_s = \frac{11.5 \cdot 25 \cdot 56}{355} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.176}) = 8.84 \text{ см}^2.$$

Здесь 10^3 – множитель для приведения числителя и знаменателя к одним единицам.

Принимаем по сортаменту арматурных сталей 2 Ø 25 А400 с
 $A_s = 9.82 \text{ см}^2$.

Сечение 2-2. $M = 163,697 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $h_0 = h - a = 60 - 6 = 54 \text{ см}$.

Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{163.697}{11.5 \cdot 25 \cdot 54^2} \cdot 10^3 = 0.195 < \alpha_R = 0.39; \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = \frac{11.5 \cdot 25 \cdot 54}{355} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.195}) = 9.58 \text{ см}^2.$$

Принимаем по сортаменту арматурных сталей 4 Ø 18 А400 с
 $A_s = 10.18 \text{ см}^2$.

Сечение 3-3. $M = 206,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}$.

Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{206.6}{11.5 \cdot 25 \cdot 56^2} \cdot 10^3 = 0.229 < \alpha_R = 0.39; \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = \frac{11.5 \cdot 25 \cdot 56}{355} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.229}) = 11.96 \text{ см}^2.$$

Принимаем по сортаменту арматурных сталей 2 Ø 28 А400 с
 $A_s = 12.32 \text{ см}^2$.

Сечение 4-4. $M = 207,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}$.

Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{207.7}{11.5 \cdot 25 \cdot 56^2} \cdot 10^3 = 0.23 < \alpha_R = 0.39; \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = \frac{11.5 \cdot 25 \cdot 56}{355} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.23}) = 12.03 \text{ см}^2.$$

Принимаем по сортаменту арматурных сталей 2 Ø 28 А400 с
 $A_s = 12.32 \text{ см}^2$.

Сечение 5-5. $M = 146,023 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $h_0 = h - a = 60 - 6 = 54 \text{ см}$.

Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{146.023}{11.5 \cdot 25 \cdot 54^2} \cdot 10^3 = 0.174 < \alpha_R = 0.39; \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = \frac{11.5 \cdot 25 \cdot 54}{355} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.174}) = 8.42 \text{ см}^2.$$

Принимаем по сортаменту арматурных сталей 2 Ø 18 А400 + 2 Ø 16 А400 с
 $A_s = 5.09 + 4.02 = 9.11 \text{ см}^2$.

Сечение 6-6. $M = 199,7$ кН·м; $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56$ см.

Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{199,7}{11,5 \cdot 25 \cdot 56} \cdot 10^3 = 0,221 < \alpha_R = 0,39; \rightarrow$$
$$\rightarrow A_s = \frac{11,5 \cdot 25 \cdot 56}{355} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,221}) = 11,47 \text{ см}^2.$$

Принимаем по сортаменту арматурных стале 2 Ø 28 А400 с $A_s = 12,32 \text{ см}^2$.

2.8. Расчет поперечной арматуры ригеля

Для расчета прочности наклонных сечений принимаем наибольшие величины поперечных сил ригеля по упругой эпюре (1+4) и по огибающей эпюре поперечных сил (с выравненной эпюрой (1+4)) [8]. Согласно рис. 2.25 и 2.27, расчетные значения поперечных сил: $Q_{12} = 215,892$ кН; $Q_{21} = 238,601$ кН; $Q_{23} = 230,710$ кН; $Q_{32} = 223,041$ кН.

Сечение 1-1. $Q = Q_{12} = 215,892$ кН.

Задаемся диаметром и шагом поперечной арматуры исходя из технологических и конструктивных соображений. Диаметр поперечных стержней принимаем по табл. 2.3 из условия точечной сварки с продольными стержнями и при продольной арматуре Ø 25 мм назначаем поперечную арматуру из стали класса А400 $d_{sw} = 8$ мм с $a_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$ и $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$ (при двух каркасах); $R_{sw} = 285$ МПа и $E_{sw} = 2 \cdot 10^5$ МПа. На приопорном участке устанавливаем поперечную арматуру исходя из выполнения условий: $s \leq h_0/2 = 560/2 = 280$ мм и $s \leq 300$ мм. Назначаем $s = 200$ мм. Принятый шаг не превышает максимально допустимого

$$s = 20 \text{ см} < s_{\max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,9 \cdot 25 \cdot 56^2}{215,892 \cdot (10)} = 32,68 \text{ см}.$$

На остальной части пролета $s_1 = 3/4 \cdot h_0 = 3/4 \cdot 56 = 42$ см < 50 см и назначаем $s_1 = 40$ см.

Проверяем необходимость учета поперечной арматуры при обеспечении прочности наклонных сечений по двум условиям. Первое условие

$$Q_{\max} = 215,892 \text{ кН} < 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56 \cdot (100) = 283,5 \text{ кН}$$

выполняется.

Для проверки второго условия $Q \leq 1,5 R_{bt} b h_0^2 / c$ предварительно вычислим c , значение которого зависит от величины

$$R_{bt} b / 6 = 0,9 \cdot 25 \cdot (100) / 6 = 375 \text{ Н/см}.$$

Таблица 2.3

Соотношение между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	Диаметр стержня одного направления, мм	Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм
3	3	18	5
6	3	20	5
8	3	22	6
10	3	25	8
12	3	28	8
14	4	32	8
16	4	40	10

Так как $375 \text{ Н/см} < q_1 = g + v/2 = 28.386 + 35.34/2 = 46.086 \text{ кН/м} = 460.86 \text{ Н/см}$, то значение c :

$$c = \sqrt{1.5R_{bt}bh_0^2/q_1} = \sqrt{1.5 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot (100)/460.86} = 152 \text{ см} < 3h_0.$$

Здесь g и v являются постоянной и временной погонными нагрузками на ригель. Тогда второе условие

$$Q_{max} - q_1c = 215.892 - 460.86 \cdot 152 = 146.1 \cdot 10^3 \text{ Н} \leq Q_{b1} = 1.5R_{bt} \cdot bh_0^2 / c = 1.5 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot (100)/152 = 69.84 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

не соблюдается, и поперечная арматура необходима по расчету.

Для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно соблюдаться условие

$$q_{sw} > 0.25R_{bt}b = 0.25 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot (100) = 562.5 \text{ Н/см},$$

где $q_{sw} = R_{sw}A_{sw}/s = 285 \cdot 1.01 \cdot (100)/20 = 1439.25 \text{ Н/см}$.

Требование удовлетворяется.

Для проверки прочности наклонного сечения по поперечной силе с учетом работы хомутов произведем необходимые вычисления.

Вычисляем Q_b . Предварительно проверяем условия

$$q_{sw}/R_{bt}b = 1439.25/0.9 \cdot 25 \cdot (100) = 0.64 < 2.$$

При этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{1.5 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot (100)}{460.86}} = 152 \text{ см} <$$

$$< \frac{2h_0}{1 - 0.5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 56}{1 - 0.5 \frac{1439.25}{0.9 \cdot 25 \cdot (100)}} = 164.7 \text{ см.}$$

Тогда в соответствии с п.1.6.3.2 значение c по формуле (1.21) будет равно

$$c = \sqrt{\frac{1.5 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot (100)}{0.75 \cdot 1439.25 + 460.86}} = 83 \text{ см.}$$

Так как условие $c = 83 \text{ см} < 3h_0 = 3 \cdot 56 = 168 \text{ см}$ выполняется, то оставляем $c = 83 \text{ см}$ и тогда поперечная сила, воспринимаемая бетоном, будет равна

$$Q_b = M_b / c = 1.5 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot (100) / 83 = 127.5 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Это значение больше минимально допустимого

$$Q_{b,min} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 56 \cdot (100) = 63 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Найдем длину проекции наклонного сечения, на которой учитывается работа хомутов

$$c_0 = \sqrt{M_b / 0.75 q_{sw}} = \sqrt{1.5 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot (100) / 0.75 \cdot 1439.25} = 99 \text{ см.}$$

Так как $c_0 = 99 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 56 = 112 \text{ см}$, но $c_0 > c = 83 \text{ см}$, то, согласно п. 1.6.3.4, принимаем $c_0 = c = 83 \text{ см}$.

Тогда поперечная сила, воспринимаемая хомутами:

$$Q_{sw} = 0.75 q_{sw} \cdot c_0 = 0.75 \cdot 1439.25 \cdot 83 = 89.6 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Проверяем условие прочности $Q \leq Q_b + Q_{sw}$. Здесь

$$Q = Q_{max} - q_1 \cdot c = 215.892 \cdot 10^3 - 460.86 \cdot 83 = 177.6 \cdot 10^3 \text{ Н;}$$

$$Q_b + Q_{sw} = 127.5 \cdot 10^3 + 89.6 \cdot 10^3 = 217.1 \cdot 10^3 \text{ Н,}$$

и, следовательно, прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

Проверяем прочность наклонной бетонной полосы от действия главных сжимающих напряжений по условию

$$Q = 215.892 \cdot 10^3 < 0.3 R_b \cdot bh_0 = 0.3 \cdot 11.5 \cdot 25 \cdot 56 \cdot (100) = 483 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Таким образом, данное условие также выполняется.

Сечение 3-3. $Q = Q_{21} = 238.601 \text{ кН}$. Принимаем поперечные стержни по табл. 2.3 диаметром 8 мм при продольной арматуре диаметром 28 мм. Тогда, как и в сечении 1-1, имеем $Q_b = 127.5 \cdot 10^3 \text{ Н}$ и $Q_{sw} = 89.6 \cdot 10^3 \text{ Н}$; поперечная сила в вершине наклонного сечения

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 238.601 \cdot 10^3 - 460.86 \cdot 83 = 200.3 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Условие прочности наклонного сечения по поперечной силе

$$Q = 200.3 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q_b + Q_{sw} = 127.5 \cdot 10^3 + 89.6 \cdot 10^3 = 217.1 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

выполняется. Прочность наклонной сжатой полосы также обеспечена (см. расчет сечения 1-1).

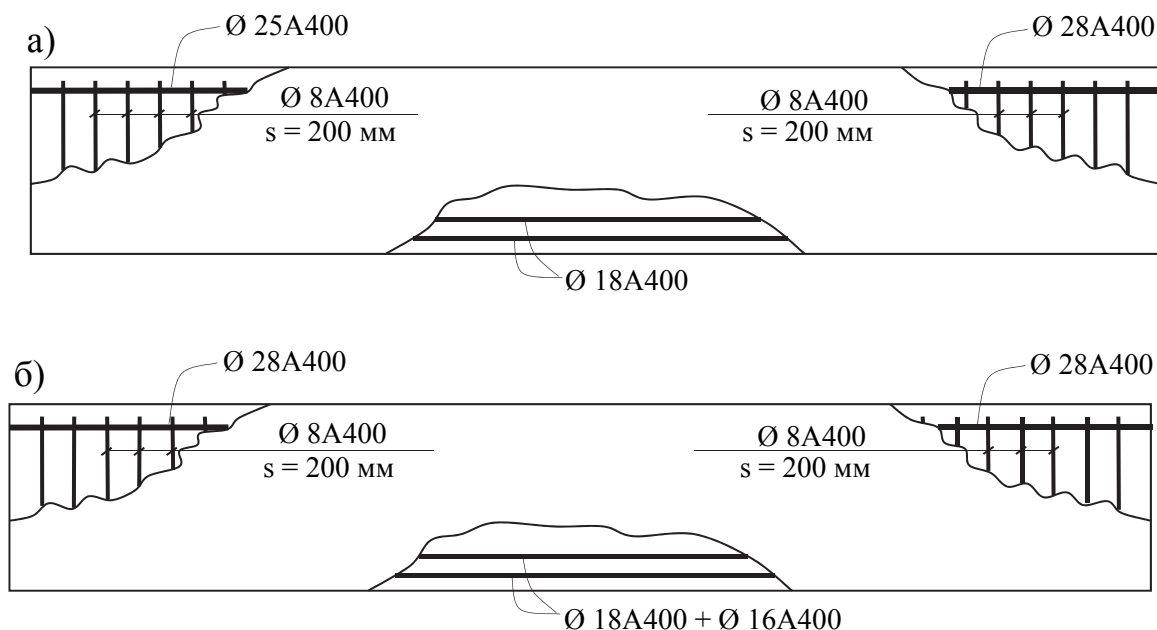


Рис. 2.28. Рабочая арматура ригеля:
а – первый пролет; б – второй пролет

В сечениях 4-4 и 6-6 также сохраняем хомуты диаметром 8 мм при продольной арматуре диаметром 28 мм. Условия прочности в этих сечениях выполняются, так как поперечные силы, действующие в них, меньше поперечной силы в сечении 3-3.

Итоговое армирование ригеля показано на рис. 2.28.

2.9. Конструирование арматуры ригеля

При конструировании железобетонных изгибаемых элементов следует строить эпюру материалов, позволяющую определять места обрыва части продольной арматуры исходя из экономической целесообразности армирования с соблюдением условий прочности сечений. Данная эпюра представляет собой график изменения несущей способности сечений по длине элемента.

Несущую способность (предельный изгибающий момент M_s^f) необходимо вычислять по формуле

$$M_s^f = R_b b h_0^2 \cdot \alpha_m. \quad (2.8)$$

Здесь $\alpha_m = \xi(1 - 0.5\xi)$ принимается в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны, соответствующей фактическому армированию, то есть $\xi = R_s \cdot A_s^f / R_b b h_0$.

Ординаты эпюры моментов (рис. 2.29), полученной в результате статического расчета, не должны пересекать эпюру материалов. Если в каком-либо из сечений это наблюдается, то прочность данного сечения не обеспечена.

В любом сечении x разница ΔM_x между фактическим моментом M_s^f и моментом от нагрузки M_x (см. рис. 2.29) представляет собой запас прочности сечения. Очевидно, что с позиций экономичного армирования величина ΔM_x должна быть минимальной. Для этого эпюру материалов следует располагать как можно ближе к эпюре моментов, что достигается обрывом части арматуры в пролете элемента (рис. 2.29, г).

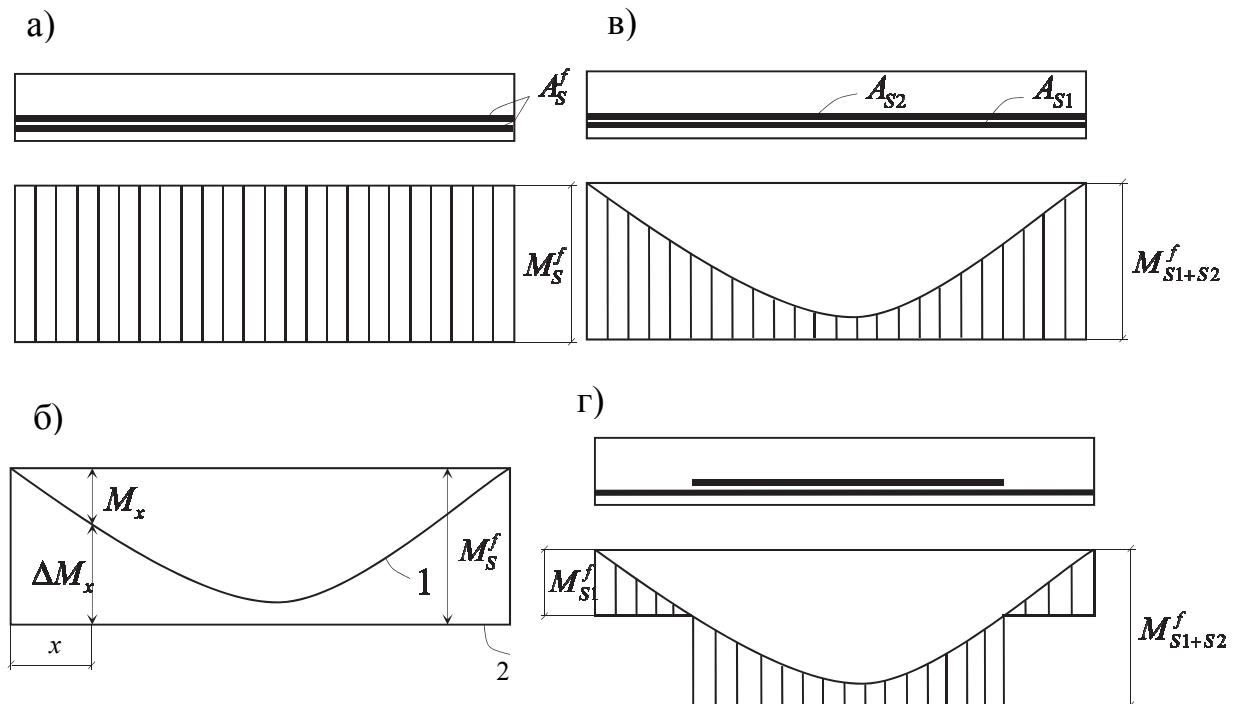


Рис. 2.29. Эпюра материалов арматуры изгибаемого элемента:
 а, б – к построению эпюры материалов; в – запас прочности элемента без обрыва растянутой арматуры в пролете; г – запас прочности элемента с обрывом части растянутой арматуры в пролете;
 1 – эпюра моментов; 2 – эпюра материалов

В результате эпюра материалов имеет ступенчатое очертание.

Рассмотрим построение эпюры материалов для неразрезного ригеля, фактическое армирование которого показано на рис. 2.30.

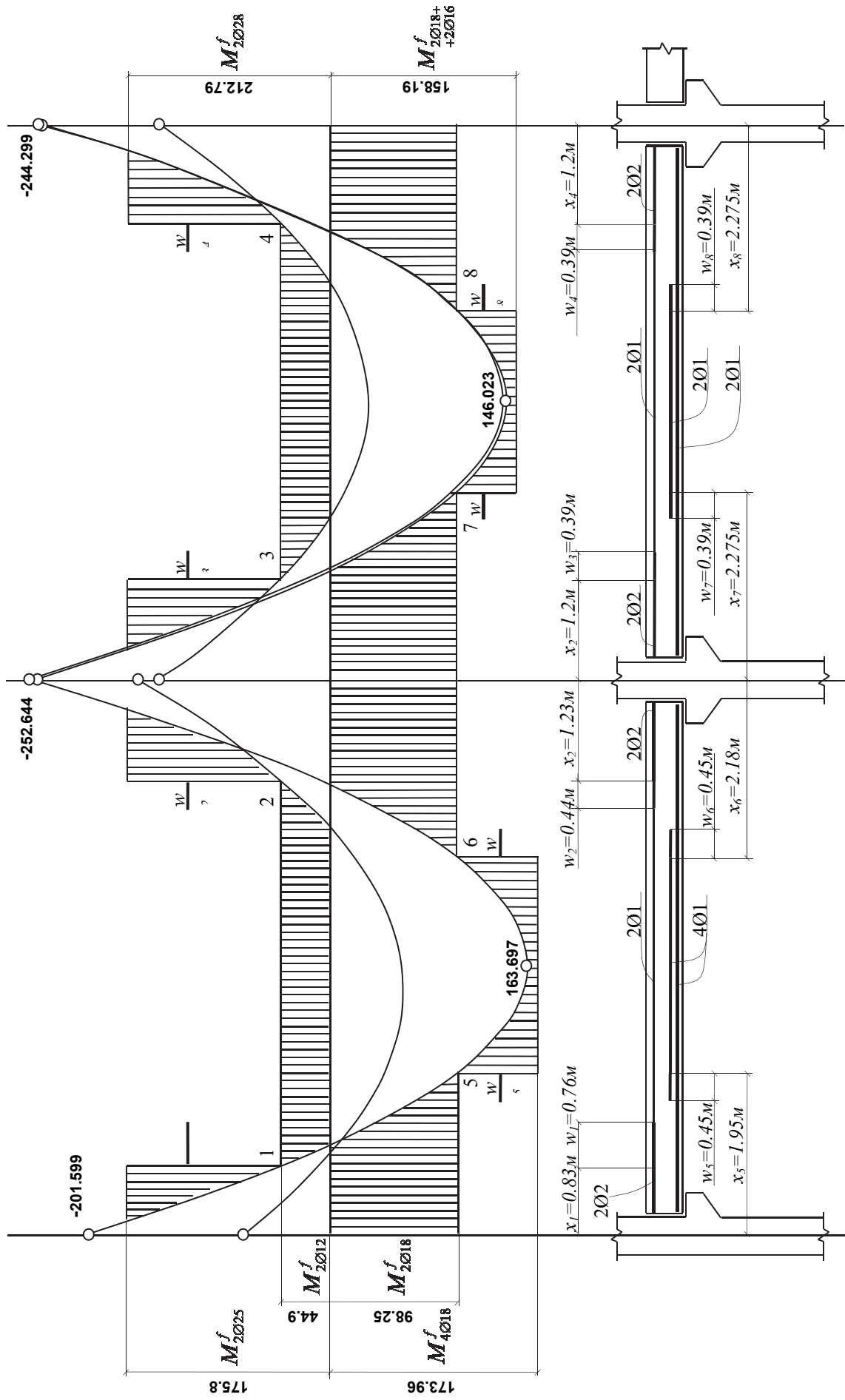


Рис. 2.30. Эпюра материалов неразрезного ригеля

1) Вычислим предельные изгибающие моменты по фактически принятой арматуре для шести расчетных сечений.

Сечение 1-1

$$A_s^f = 9,82 \text{ см}^2; \quad h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{R_s A_s^f}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{355 \cdot 9,82}{11,5 \cdot 25 \cdot 56} = 0,217;$$

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,217(1 - 0,5 \cdot 0,217) = 0,193$$

и фактический момент, согласно (2.8)

$$M^f = 11,5 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 0,193 \cdot 10^{-3} = 175,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Здесь 10^{-3} – множитель перевода единиц измерения.

Сечение 2-2

$$A_s^f = 10,18 \text{ см}^2; \quad h_0 = h - a = 60 - 6 = 54 \text{ см}; \quad \xi = \frac{355 \cdot 10,18}{11,5 \cdot 25 \cdot 54} = 0,233;$$

$$\alpha_m = 0,233(1 - 0,5 \cdot 0,233) = 0,206$$

и
$$M^f = 11,5 \cdot 25 \cdot 54^2 \cdot 0,206 \cdot 10^{-3} = 173,96 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение 3-3

$$A_s^f = 12,32 \text{ см}^2; \quad h_0 = 60 - 4 = 56 \text{ см}; \quad \xi = \frac{355 \cdot 12,32}{11,5 \cdot 25 \cdot 56} = 0,272;$$

$$\alpha_m = 0,272(1 - 0,5 \cdot 0,272) = 0,235$$

и
$$M^f = 11,5 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 0,235 \cdot 10^{-3} = 212,79 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение 4-4

$$A_s^f = 12,32 \text{ см}^2; \quad M^f = 212,79 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение 5-5

$$A_s^f = 9,11 \text{ см}^2; \quad h_0 = 60 - 6 = 54 \text{ см}; \quad \xi = \frac{355 \cdot 9,11}{11,5 \cdot 25 \cdot 54} = 0,208;$$

$$\alpha_m = 0,208(1 - 0,5 \cdot 0,208) = 0,186$$

и
$$M^f = 11,5 \cdot 25 \cdot 54^2 \cdot 0,186 \cdot 10^{-3} = 158,19 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение 6-6

$$A_s^f = 12,32 \text{ см}^2; \quad M^f = 212,79 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2) Определим места теоретического обрыва продольной арматуры. Очевидно, что верхнюю рабочую арматуру, вычисленную по опорным моментам, нерационально вести вдоль всей длины ригеля, так как в пролете растянутыми являются нижние волокна. Поэтому в средней части пролетов ригеля вверху ставим конструктивную продольную арматуру $2\emptyset 12$ А400 с $A_s^f = 2.26 \text{ см}^2$. Вычисляем предельный момент, воспринимаемый этой арматурой при $\xi = 355 \cdot 2,26 / 11,5 \cdot 25 \cdot 56 = 0,0498$ и $\alpha_m = 0.0498 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.0498) = 0.0486$.

Он равен $M_{2\emptyset 12}^f = 11.5 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 0.0486 \cdot 10^{-3} = 44.9 \text{ кНм}$. Далее на рис. 2.30 откладываем в соответствующем масштабе моменты, воспринимаемые опорными сечениями с фактической арматурой и момент, воспринимаемый верхней конструктивной арматурой $M_{2\emptyset 12}^f$. При этом точки 1, 2, 3, 4, где эпюра $M_{2\emptyset 12}^f$ пересекает эпюру моментов от нагрузки M , будут точками теоретического обрыва верхней продольной арматуры.

Аналогично определим точки теоретического обрыва для продольной арматуры, расположенной в нижних волокнах ригеля. Из четырех стержней, вычисленных по максимальным пролетным моментам, до опор доводим два стержня. При этом в первом пролете до опор доводим арматуру $2\emptyset 18$ с $A_s^f = 5.09 \text{ см}^2$, воспринимающую момент $M_{2\emptyset 18}^f = 11.5 \cdot 25 \cdot 56.5^2 \cdot 0.105 \cdot 10^{-3} = 98.25 \text{ кНм}$, где $h_0 = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см}$; $\xi = 355 \cdot 5,09 / 11,5 \cdot 25 \cdot 56,5 = 0,111$ и $\alpha_m = 0.105$. Во втором пролете до опор доводим арматуру $2\emptyset 18$ с $A_s^f = 5,09 \text{ см}^2$ с моментом $M_{2\emptyset 18}^f = 98,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (площадь арматуры, доводимой до опор, должна составлять не менее 50 % общей площади арматуры, вычисленной по максимальному пролетному моменту). Затем откладываем на рис. 2.30 моменты, воспринимаемые нижней арматурой $M_{4\emptyset 18}^f$, $M_{2\emptyset 18+2\emptyset 16}^f$, и момент $M_{2\emptyset 18}^f$, воспринимаемый частью нижней арматуры, доводимой до опор. Тогда точки 5, 6, 7, 8, где эпюра $M_{2\emptyset 18}^f$ пересекает эпюру M , будут точками теоретического обрыва части нижней арматуры.

Заштрихованными участками показано изменение запаса прочности сечений по длине ригеля.

3) Для вычисления расстояния от опоры до места теоретического обрыва стержней x_i можно использовать уравнение моментов (2.3). Перепишав данное уравнение относительно x , получим выражение, например, для второго пролета:

$$x = \left(\frac{l}{2} + \frac{M_{32} - M_{23}}{q \cdot l} \right) \pm \sqrt{\left(\frac{l}{2} + \frac{M_{32} - M_{23}}{q \cdot l} \right)^2 - 2 \frac{M_x - M_{23}}{q}}, \quad (2.9)$$

где M_{23}, M_{32} – значения опорных моментов;

M_x – момент в сечении ригеля на расстоянии x от опоры.

Подставляя в формулу (2.9) значение $M_x = M_{2\emptyset 12}^f$ определим расстояния x_i для четырех опорных сечений. Согласно рис. 2.30, в точке 1 эпюра $M_{2\emptyset 12}^f$ пересекает линию огибающей эпюры, соответствующую комбинации нагружения (1+2), для которой $M_{12} = -202,399 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_{21} = -252,644 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $q = g + v = 28,386 + 35,34 = 63,726 \text{ кН} / \text{м}$, тогда

$$x_1 = \left[\frac{7}{2} + \frac{-252,644 - (-202,599)}{63,726 \cdot 7} \right] - \sqrt{\left[\frac{7}{2} + \frac{-252,644 - (-202,599)}{63,726 \cdot 7} \right]^2 - 2 \frac{(-44,9) - (-202,599)}{63,726}} = 0,83 \text{ м}.$$

В точке 2 эпюра материалов пересекает линию огибающей эпюры, соответствующую комбинации нагружения (1+3), для которой $M_{12} = -72,724 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_{21} = -160,866 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $q = g = 28,386 \text{ кН} / \text{м}$. Тогда расстояние от левой опоры до точки 2 теоретического обрыва будет равно

$$\left[\frac{7}{2} + \frac{-160,866 - (-72,724)}{28,386 \cdot 7} \right] + \sqrt{\left[\frac{7}{2} + \frac{-160,866 - (-72,724)}{28,386 \cdot 7} \right]^2 - 2 \frac{(-44,9) - (-72,724)}{28,386}} = 5,77 \text{ м},$$

а расстояние $x_2 = 7 - 5,77 = 1,23 \text{ м}$.

В точках 3 и 4 прямая $M_{2\emptyset 12}^f$ пересекает линию огибающей эпюры, соответствующую комбинации нагружения (1+2), для которой $M_{23} = -143,862 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_{32} = -143,862 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $q = g = 28,386 \text{ кН} / \text{м}$ и при симметричном графике моментов схемы (1+2) имеем

$$x_3 = x_4 = \frac{7}{2} - \sqrt{\left(\frac{7}{2} \right)^2 - 2 \frac{(-44,9) - (-143,862)}{28,386}} = 1,20 \text{ м}.$$

Для определения расстояний от опор до точек теоретического обрыва нижней арматуры в формулу (2.9) следует подставлять значения моментов, воспринимаемых арматурой, доводимой до опор. Тогда в первом пролете при $M_x = M_{2\emptyset 18}$ согласно огибающей эпюре имеем $M_{12} = -201,444 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_{21} = -252,644 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $q = g + v = 63,726 \text{ кН} / \text{м}$ и

$$x_5 = \left[\frac{7}{2} + \frac{-252,644 - (-201,444)}{63,726 \cdot 7} \right] - \sqrt{\left[\frac{7}{2} + \frac{-252,644 - (-201,444)}{63,726 \cdot 7} \right]^2 - 2 \frac{98,25 - (-201,444)}{63,726}} = 1,95 \text{ м};$$

$$x_6 = 7 - \left(\left[\frac{7}{2} + \frac{-252644 - (-201444)}{637267} \right] + \sqrt{\left[\frac{7}{2} + \frac{-252644 - (-201444)}{637267} \right]^2 - 2 \frac{9825 - (-201444)}{63726}} \right) = 2,18 \text{ м} .$$

Во втором пролете, согласно огибающей эпюре, имеем:

$$M_{23} = -244,299 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{32} = -244,299 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad q = 63,726 \text{ кН} / \text{м} .$$

$$\text{Тогда } x_7 = x_8 = \frac{7}{2} - \sqrt{\left(\frac{7}{2}\right)^2 - 2 \frac{98,25 - (-244,299)}{63,726}} = 2,275 \text{ м} .$$

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва на длину заделки не менее величины w , определяемой по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d , \quad (2.10)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} \text{ – интенсивность предельного усилия в поперечной арма-}$$

туре на участке w ;

d – диаметр обрываемого стержня.

Кроме этого, продольные стержни, обрываемые в пролете, должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее $l_{an} = \lambda_{an} \cdot d$. Здесь значения λ_{an} принимаются по табл. 2.4.

Определим длину заделки стержней для точек 1, 2, 3, 4.

Таблица 2.4

Относительная длина анкеровки арматуры

Расположение арматуры в бетоне	Класс арматуры	Относительная длина анкеровки арматуры $\lambda_{an} = l_{an} / d$ при бетоне классов						
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35
1. Растянутом $l_{an} \geq 250 \text{ мм}$	A240	58	48	42	34	30	27	25
	A300	45	38	34	28	25	23	21
	A400	55	46	40	33	29	26	24
2. Сжатом $l_{an} \geq 200 \text{ мм}$	A240	39	33	29	24	20	19	17
	A300	32	27	24	20	18	16	15
	A400	40	33	29	24	21	19	17

Точка 1. $Q_x = Q_{\max} - q \cdot x_1 = 215,892 - 63,726 \cdot 0,83 = 163 \text{ кН}$,
 где Q_{\max} – поперечная сила на опоре для расчетной комбинации (1+2);
 $q_{sw} = 255 \cdot 1,01 \cdot (100) / 20 = 128,775 \text{ кН / м}$ (согласно принятому поперечному армированию). Тогда по формуле (2.10)

$$w_1 = \frac{163}{2 \cdot 128,775} + 5 \cdot 0,025 = 0,758 \text{ м.}$$

Следовательно, расстояние от опоры до места фактического обрыва стержня $x_1 + w_1 = 0,83 + 0,758 = 1,59 \text{ м}$.

Определим расстояние l_{an} от места обрыва стержня до вертикального сечения, в котором он используется полностью [4] (длину анкеровки) $l_{an} = 33 \cdot 0,025 = 0,825 \text{ м} < 1,59 - 0,2 = 1,39 \text{ м}$. Значит, обрываем стержень на расстоянии 1.59 м от опоры.

Точка 2. $Q_x = 111,943 - 28,386 \cdot 1,23 = 77 \text{ кН}$; $q_{sw} = 128,775 \text{ кН / м}$
 и $w_2 = \frac{77}{2 \cdot 128,775} + 5 \cdot 0,028 = 0,44 \text{ м}$. Тогда $x_2 + w_2 = 1,23 + 0,44 = 1,67 \text{ м}$.

Длина зоны анкеровки $l_{an} = 33 \cdot 0,028 = 0,924 \text{ м} < 1,67 - 0,2 = 1,47 \text{ м}$.

Точки 3, 4. $Q_x = 99,351 - 28,386 \cdot 1,2 = 65,3 \text{ кН}$,

$$w_3 = w_4 = \frac{65,3}{2 \cdot 128,775} + 5 \cdot 0,028 = 0,393 \text{ м} ; \quad x_3 + w_3 = x_4 + w_4 = 1,2 + 0,393 = 1,593 \text{ м} ;$$

$$l_{an} = 0,924 \text{ м} < 1,593 - 0,2 = 1,393 \text{ м} .$$

Аналогично вычислим фактическую длину стержней для пролетной арматуры, обрываемой в точках 5, 6, 7, 8.

Точки 5, 6. $Q_{x(5)} = 215,727 - 63,726 \cdot 1,95 = 91,46 \text{ кН}$;

$$Q_{x(6)} = 215,727 - 63,726 \cdot (7 - 2,18) = 91,43 \text{ кН} .$$

Полагая, что в пределах длины w_5 и w_6 остаются поперечные стержни $\varnothing 8$ мм с шагом $S = 200 \text{ мм}$, будем иметь $q_{sw} = 128,775 \text{ кН / м}$

$$\text{и } w_5 = w_6 = \frac{91,46}{2 \cdot 128,775} + 5 \cdot 0,018 = 0,45 \text{ м} .$$

Вычислим расстояние от оси опоры до точки фактического обрыва в первом пролете слева $x_5 - w_5 = 1,95 - 0,45 = 1,5 \text{ м}$ и справа $x_6 - w_6 = 2,18 - 0,45 = 1,73 \text{ м}$.

Точки 7, 8. $Q_x = 223,041 - 63,726 \cdot 2,275 = 78,06 \text{ кН}$;

$$w_7 = w_8 = \frac{78,06}{2 \cdot 128,775} + 5 \cdot 0,018 = 0,39 \text{ м} .$$

Тогда расстояние от оси опоры до точки фактического обрыва во втором пролете слева и справа $x_7 - w_7 = x_8 - w_8 = 2,275 - 0,39 = 1,885 м$.

Длина анкеровки обрываемой арматуры составляет $l_{ан} = 33 \cdot 0,018 = 0,594 м$.

Общий вид эпюры материалов с фактической длиной стержней показан на рис. 2.30.

2.10. Особенности проектирования ригеля связевого каркаса

Ригели типового связевого каркаса проектируют таврового профиля с полкой понизу для опирания плит перекрытия. Такая конструкция позволяет уменьшить высоту этажа на толщину перекрытия. В опорной части ригеля имеются подрезки, соответствующие размеру консоли колонны, поэтому при опирании ригеля на колонну консоль не выступает в интерьере, а оказывается скрытой (рис. 2.31).

Соединение ригеля с колонной предусматривается с минимальным защемлением, обеспечивающим необходимую жесткость рам на монтаже. Опорный момент в стыке принимается равным 55 кН·м. Горизонтальная составляющая момента, действующая в верхней зоне узла, воспринимается специальной накладкой «рыбкой», имеющей соответствующие размеры. Данная накладка приваривается к закладным деталям ригеля и колонны. В нижней части стыка сжимающее усилие передается через сварной шов, соединяющий опорную закладную деталь ригеля и колонны. После многократных воздействий нагрузок на здание в накладке «рыбке», работающей в пластической стадии, постепенно накапливаются остаточные деформации, и опорные моменты в ригелях, вызываемые вертикальной нагрузкой, снижаются. Поэтому ригель связевого каркаса следует рассматривать как шарнирно опертую балку, либо как балку со сниженным опорным моментом, равным $0,5 \cdot 55$ кН·м. В ЦНИИЭП реконструкции городов под руководством проф. Панышина Л.Л. для связевого каркаса предложен стык с меньшей металлоемкостью, в котором верхняя накладка отсутствует вовсе [7].

В заключение отметим, что при расчете продольной арматуры ригеля в пролете следует рассматривать сечение ригеля как прямоугольное с размерами 450×200 мм (см. рис. 2.31), то есть без учета свесов, расположенных в растянутой зоне. Для вычисления продольной арматуры на опоре по моменту $M = 55$ кН·м сечение ригеля принимается прямоугольным с размерами 300×200 мм (за вычетом подрезки). Такое же сечение сохраняется и для расчета прочности наклонных сечений на опоре. Кроме общего изгиба ригеля проверяется местный изгиб его полки и устанавливается соответствующая арматура.

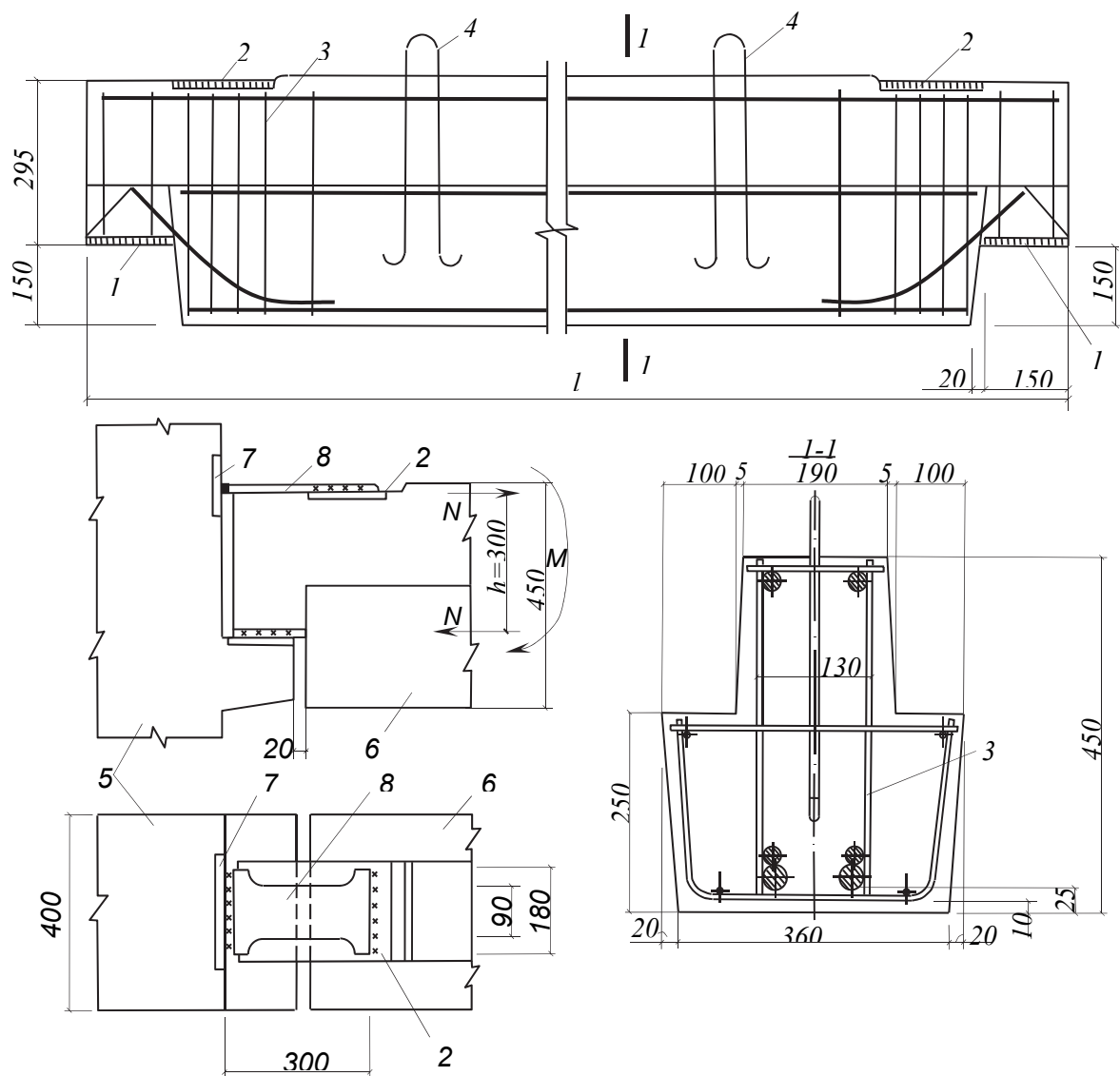


Рис. 2.31. Конструкция ригеля и узла опирания ригеля на колонну в связевом каркасе:

- 1 – нижняя опорная закладная деталь для приварки к консоли колонны;
- 2 – верхняя закладная деталь для приварки «рыбки»;
- 3 – пространственный арматурный каркас; 4 – монтажные петли;
- 5 – колонна; 6 – ригель; 7 – закладные детали колонны;
- 8 – верхняя соединительная накладка «рыбка»

Размеры шейки верхней накладки и длина сварного шва в сжатой зоне определяются по усилию $N = 55 \text{ кН}\cdot\text{м} / 0.3 \text{ м}$ (см. рис. 2.31).

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОЛОННЕ ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

3.1. Общие сведения

При действии постоянных нагрузок от собственного веса конструкций каркаса и вертикальных временных нагрузок на междуэтажных перекрытиях многоэтажных каркасных зданий железобетонные колонны следует рассматривать как внецентренно нагруженные элементы, так как в них возникают продольные силы, вычисленные по соответствующим грузовой площадям, и изгибающие моменты, определяемые для рамных каркасов из рассмотрения равновесия узлов рам.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры колонны нижнего этажа как наиболее нагруженной рекомендуется подбирать по усилиям, найденным для двух схем нагружения. При первой схеме постоянные и временные равномерно распределенные нагрузки действуют на всех этажах и во всех пролетах (рис. 3.1, а), а при второй схеме постоянные и временные нагрузки – на всех этажах и во всех пролетах, за исключением нижнего этажа, где временная нагрузка в среднем пролете отсутствует (рис. 3.1, б). В результате расчета по схеме нагружения №1 определяется максимальная продольная сила и соответствующий изгибающий момент, а по схеме нагружения №2 – максимальный изгибающий момент и соответствующая продольная сила.

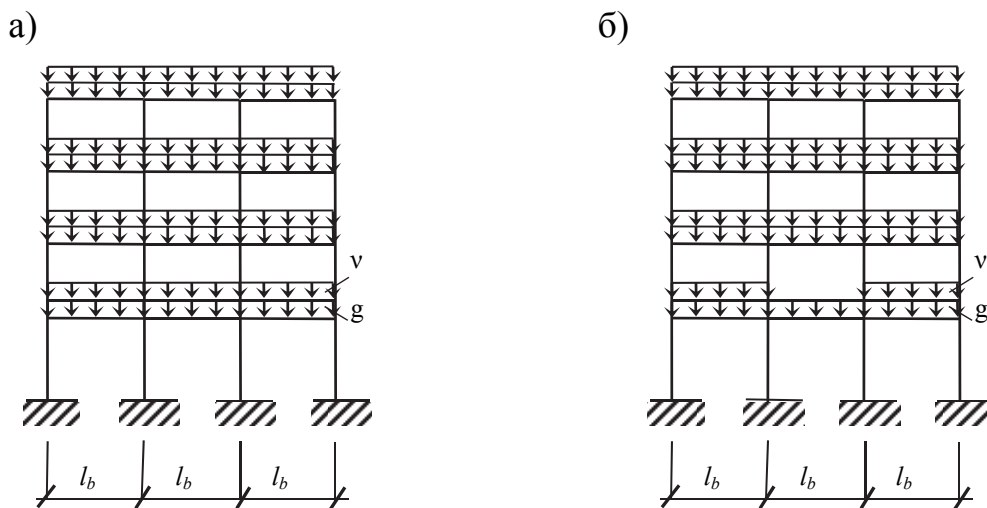


Рис. 3.1. Схемы нагружения многопролетных рам вертикальной нагрузкой при определении усилий в колоннах среднего ряда:
а – схема №1; б – схема №2

3.2. Вычисление продольных усилий

Определим постоянные и временные нагрузки для колонны среднего ряда многоэтажной рамы.

Постоянная нагрузка F_i , действующая на колонну любого i -го этажа, складывается из нагрузки от собственного веса колонны, собственного веса ригеля, опирающегося на эту колонну, и нагрузки от веса перекрытия (веса плит перекрытия, уложенных на ригель, и пола), то есть

$$F_i = F_{c,i} + F_{b,i} + F_{g,i}, \quad (3.1)$$

где $F_{c,i}$ – нагрузка от собственного веса колонны i -го этажа;

$F_{b,i}$ – нагрузка от собственного веса ригеля i -го этажа;

$F_{g,i}$ – нагрузка от собственного веса перекрытия i -го этажа (рис. 3.2, а).

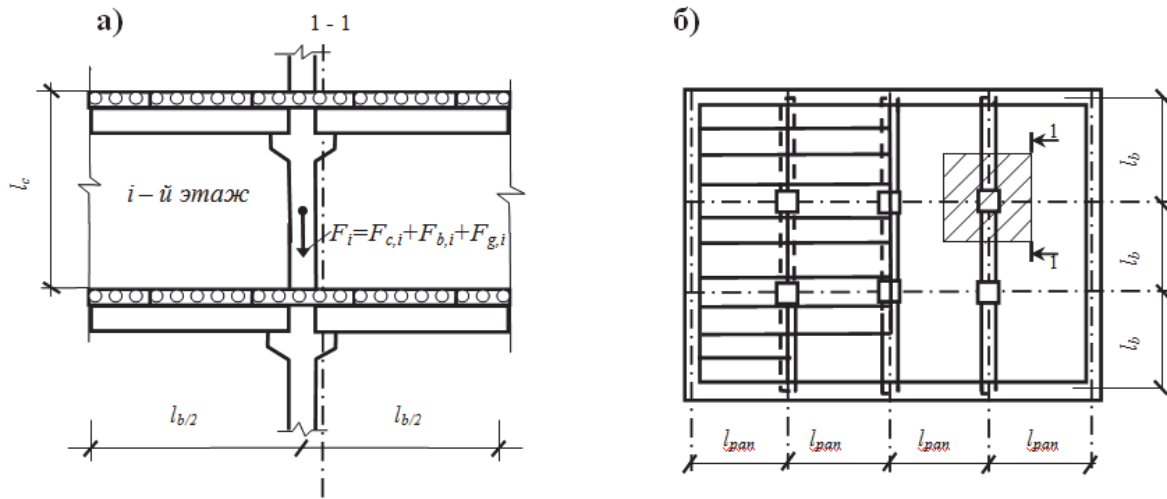


Рис. 3.2. К определению постоянной нагрузки
а – схема постоянных нагрузок; б – грузовая площадь колонны

Очевидно, что расчетные величины F_c и F_b с учетом коэффициента надежности по нагрузке следует определять как произведение объема конструкции на объемный вес железобетона, а F_g – как произведение значения постоянной нагрузки от веса перекрытия на грузовую площадь колонны, то есть

$$F_{c,i} = h_c \cdot b_c \cdot l_c \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n; \quad (3.2)$$

$$F_{b,i} = h_b \cdot b_b \cdot l_b \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n; \quad (3.3)$$

$$F_{g,i} = g \cdot A \cdot \gamma_n, \quad (3.4)$$

где h_c , b_c , l_c и h_b , b_b , l_b – размеры поперечного сечения и длина колонны и ригеля соответственно;

$\gamma_f = 1.1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_n = 0.95$ – коэффициент надежности по ответственности зданий;

g – расчетная постоянная нагрузка от собственного веса перекрытия (плит и пола);

$A = l_b \cdot l_{pan}$ – грузовая площадь средней колонны при пролете ригеля l_b и пролете плиты l_{pan} (рис. 3.2, б).

Постоянная нагрузка, действующая на колонну верхнего этажа, также определяется согласно выражению (3.1), но с заменой в нем слагаемого F_g на F_f , где F_f – вес плит покрытия и кровли.

Временная вертикальная нагрузка от перекрытия одного этажа (рис. 3.3) вычисляется аналогично выражению (3.4), то есть

$$V_i = v \cdot A \cdot \gamma_n, \quad (3.5)$$

в том числе временная длительная V_l и временная кратковременная V_{sh} соответственно

$$V_{l,i} = v_l \cdot A \cdot \gamma_n \quad \text{и} \quad V_{sh,i} = v_{sh} \cdot A \cdot \gamma_n. \quad (3.6)$$

Здесь v , v_l и v_{sh} являются расчетными значениями полной временной, длительной временной и кратковременной нагрузок на 1 м^2 перекрытия.

Для колонны верхнего этажа временной нагрузкой является вес снегового покрова и в этом случае при вычислении временной нагрузки от покрытия V_f в формулу (3.5) следует подставлять величину снеговой нагрузки для данного района строительства.

Продольная сила в нормальном сечении колонны представляет собой сумму всех внешних сил. Очевидно, что наибольшее значение продольной силы будет в сечении колонны нижнего этажа (рис. 3.4), то есть

$$N_1 = \sum_{i=1}^{n-1} F_i + F_f + \sum_{i=1}^{n-1} V_i + V_f. \quad (3.7)$$

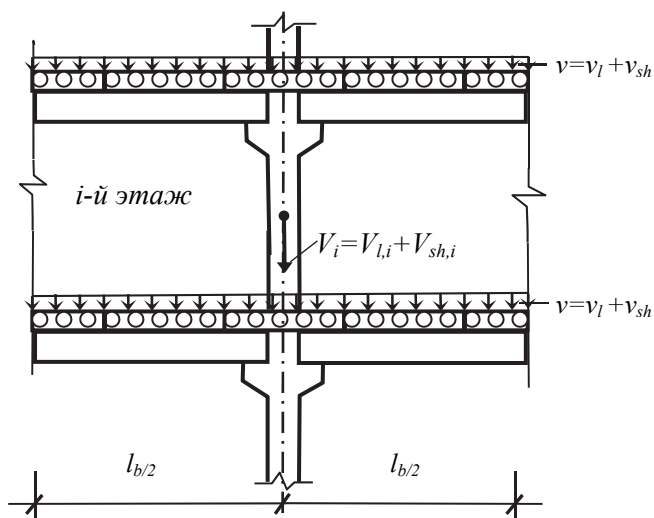


Рис. 3.3. К определению временной нагрузки

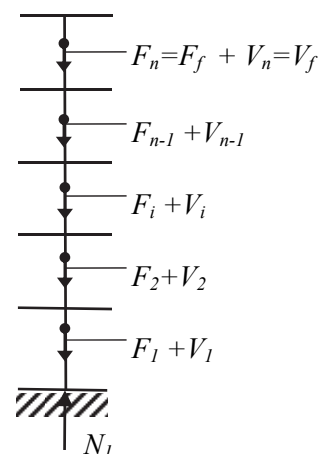


Рис. 3.4. К определению продольной силы

При наличии подвала выражение (3.7) примет вид

$$N_{un} = \sum_{i=1}^n F_i + F_f + \sum_{i=1}^n V_i + V_f, \quad (3.8)$$

где N_{un} – наибольшая продольная сила в нормальном сечении колонны подвала.

В качестве примера определим продольные усилия для колонны трехэтажного здания с подвалом по исходным данным, приведенным в разделе 2, а именно: $h_c = 0.4$ м; $b_c = 0.4$ м; $l_c = 4.2$; $h_b = 0.6$ м; $b_b = 0.25$ м; $l_b = 7$ м; $\rho = 25000$ Н/м³; $l_{pan} = 6.2$ м; $g = 4.154$ кН/м²; $v = 6$ кН/м²; $v_{sh} = 1.2$ кН/м²; $v_l = 4.8$ кН/м².

Вначале вычислим поэтажные постоянные и временные нагрузки согласно (3.1) – (3.6):

$$F_{c,i} = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 4.2 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 17.556 \text{ кН};$$

$$F_{b,i} = 0.6 \cdot 0.25 \cdot 7 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 27.43 \text{ кН};$$

$$F_{g,i} = 4.154 \cdot 7 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 171.269 \text{ кН};$$

$$F_i = 17.556 + 27.43 + 171.269 = 216.225 \text{ кН};$$

$$V_i = 6 \cdot 7 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 247.38 \text{ кН};$$

$$V_{l,i} = 4.8 \cdot 7 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 197.904 \text{ кН};$$

$$V_{sh,i} = 1.2 \cdot 7 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 49.476 \text{ кН}.$$

Постоянная нагрузка от веса покрытия

$$F_f = g_f \cdot A \cdot \gamma_n = 5 \cdot 7 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 206.15 \text{ кН}.$$

Здесь $g_f = 5$ кН/м² – равномерно распределенная нагрузки от веса плит покрытия и кровли, принимаемая по заданию на проектирование.

Расчетная временная нагрузка от веса снегового покрова

$$V_f = s_g \cdot A \cdot \gamma_n = 1.8 \cdot 7 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 57.7 \text{ кН},$$

в том числе её длительная составляющая

$$V_{f,l} = s_{g,l} \cdot A \cdot \gamma_n = 0.9 \cdot 7 \cdot 6.2 \cdot 0.95 = 17.31 \text{ кН}.$$

Здесь $s_g = 1.8$ кН/м² и $s_{g,l} = 0.9$ кН/м² – расчетное значение веса снегового покрова и его составляющая длительного действия (принимается по заданию на проектирование в соответствии с районом строительства – приложения 10 – 11).

Теперь определим значения продольной силы для колонны подвала, как наиболее нагруженной, по формуле (3.8):

– при схеме нагружения №1 (см. рис. 3.1, а)

$$N_{un}^I = 3 \cdot F_i + 3 \cdot V_i + F_f + V_f = 3 \cdot (216.225 + 247.38) + 206.15 + 57.7 = 1655 \text{ кН};$$

в том числе от действия только длительных нагрузок

$$N_{un,l}^I = 3 \cdot (216.225 + 197.904) + 206.15 + 17.31 = 1466 \text{ кН};$$

– при схеме нагружения №2 (см. рис. 3.1, б)

$$N_{un}^{II} = 1655 - \frac{247.38}{2} = 1531 \text{ кН};$$

в том числе от действия только длительных нагрузок

$$N_{un,l}^{II} = 1466 - \frac{197.904}{2} = 1367 \text{ кН}.$$

3.3. Вычисление изгибающих моментов

Для нахождения изгибающих моментов от действия вертикальных нагрузок в наиболее нагруженных колоннах каркасного здания согласно [8] следует выполнить расчет одноэтажной трехпролетной рамы нижнего этажа.

С этой целью вначале вычисляются изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля по формуле

$$M = \alpha \cdot g \cdot l_b^2. \quad (3.9)$$

В формуле (3.9) g является равномерно распределенной погонной нагрузкой, действующей по длине ригеля с расчетным пролетом l_b , а величина α – табличным коэффициентом. Значения коэффициентов α для здания с неполным и полным каркасами приведены соответственно в табл. 3.1 и 3.2 в зависимости от параметра $2.5/k$ (здесь k есть отношение погонной жесткости ригеля к погонной жесткости стойки).

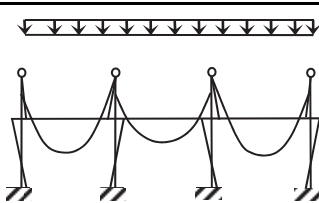
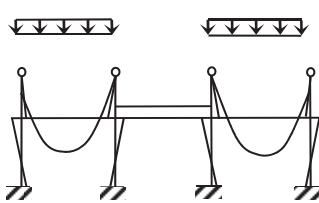
Таблица 3.1

Ригели рамы нижнего этажа, шарнирно опертые на крайние колонны

Схемы загрузки и эпюры моментов	$\frac{2.5}{k}$	Опорные моменты	
		M_{21}	M_{23}
<p>1</p>	0.5	0.1066	0.095
	1	0.1108	0.093
	2	0.115	0.0897
	3	0.118	0.088
	5	0.12	0.087
<p>2</p>	0.5	0.0712	0.0356
	1	0.083	0.0278
	2	0.096	0.0193
	3	0.103	0.0147
	5	0.11	0.010

Таблица 3.2

Ригели рамы нижнего этажа на крайних опорах,
жестко соединенные с колоннами

Схемы загрузки и эпюры моментов	$\frac{2.5}{k}$	Опорные моменты	
		M_{21}	M_{23}
1 	0.5	0.099	0.092
	1	0.097	0.088
	2	0.094	0.086
	3	0.092	0.085
	5	0.090	0.084
2 	0.5	0.061	0.031
	1	0.066	0.022
	2	0.071	0.014
	3	0.074	0.011
	5	0.077	0.007

Далее из рассмотрения равновесия узлов рамы ($\sum M$ в узле равна нулю) вычисляются изгибающие моменты в колоннах. Так, для колонны первого этажа и колонны подвала, расположенных по оси среднего ряда (рис. 3.5), будем иметь

$$M_{c,1} = 0.6 \cdot \Delta M ; M_{c,un} = 0.4 \cdot \Delta M , \quad (3.10)$$

где $\Delta M = M_{21} - M_{23}$ – разность опорных моментов в сечениях ригеля, прилегающих к узлу рамы.

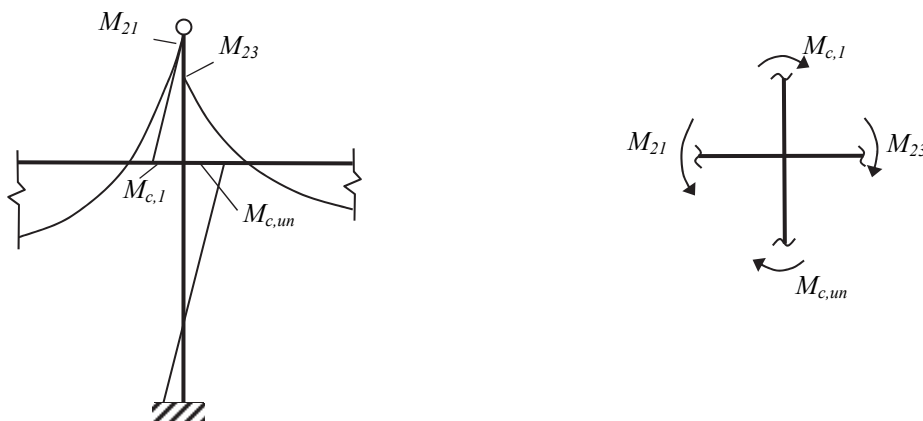


Рис. 3.5. К определению изгибающих моментов в колоннах

Тогда, при первой схеме нагружения (см. рис. 3.1, а) значения изгибающих моментов в колонне первого этажа $M_{c,1}$ и в колонне подвала $M_{c,un}$ согласно (3.10):

$$M_{21} = \alpha_{21} \cdot (g + v) \cdot l_b^2, \quad M_{23} = \alpha_{23} \cdot (g + v) \cdot l_b^2$$

и $M_{c,1} = 0.6 \cdot [\alpha_{21} \cdot (g + v) \cdot l_b^2 - \alpha_{23} \cdot (g + v) \cdot l_b^2] = 0.6 \cdot (\alpha_{21} - \alpha_{23}) \cdot (g + v) \cdot l_b^2;$ (3.11)

$$M_{c,un} = 0.4 \cdot (\alpha_{21} - \alpha_{23}) \cdot (g + v) \cdot l_b^2. \quad (3.12)$$

Значения изгибающих моментов при второй схеме нагружения:

$$M_{21} = \alpha_{21} \cdot g \cdot l_b^2 + \alpha_{21}^v \cdot v \cdot l_b^2, \quad M_{23} = \alpha_{23} \cdot g \cdot l_b^2 + \alpha_{23}^v \cdot v \cdot l_b^2$$

и $M_{c,1} = 0.6 \cdot [(\alpha_{21} \cdot g \cdot l_b^2 + \alpha_{21}^v \cdot v \cdot l_b^2) - (\alpha_{23} \cdot g \cdot l_b^2 + \alpha_{23}^v \cdot v \cdot l_b^2)];$ (3.13)

$$M_{c,un} = 0.4 \cdot [(\alpha_{21} \cdot g \cdot l_b^2 + \alpha_{21}^v \cdot v \cdot l_b^2) - (\alpha_{23} \cdot g \cdot l_b^2 + \alpha_{23}^v \cdot v \cdot l_b^2)]. \quad (3.14)$$

Здесь α_{21}^v и α_{23}^v – значения параметров α при нагружении ригеля нижнего этажа временной нагрузкой через пролет.

Вычислим изгибающие моменты в сечениях колонны по исходным данным, приведенным в подразделе 3.2, при

$$k = \frac{E_b \cdot b_b \cdot h_b^3 \cdot l_c}{E_c \cdot b_c \cdot h_c^3 \cdot l_b} = \frac{0.25 \cdot 0.6^3 \cdot 4.2}{0.4 \cdot 0.4^3 \cdot 7} = 1.266 \quad \text{и} \quad \frac{2.5}{k} = \frac{2.5}{1.266} = 1.975.$$

Здесь $E_b = E_c$, так как ригель и колонна проектируются из бетона одного класса.

Первая схема нагружения (см. рис. 3.1, а).

В этом случае постоянная и временная нагрузки действуют во всех пролетах ригеля, поэтому при определении коэффициентов α используем схему 1 табл. 3.2 (здания с полным каркасом):

$$\alpha_{21} = 0.094, \quad \alpha_{23} = 0.086.$$

Согласно (3.11) и (3.12), изгибающие моменты для колонны нижнего этажа и колонны подвала

$$M_{c,1}^I = 0.6 \cdot (0.094 - 0.086) \cdot (28.386 + 35.34) \cdot 7^2 = 15 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{c,un}^I = 0.4 \cdot (0.094 - 0.086) \cdot (28.386 + 35.34) \cdot 7^2 = 10 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

в том числе от действия только длительных нагрузок

$$M_{c,1,l}^I = 0.6 \cdot (0.094 - 0.086) \cdot (28.386 + 28.272) \cdot 7^2 = 13.3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{c,un,l}^I = 0.4 \cdot (0.094 - 0.086) \cdot (28.386 + 28.272) \cdot 7^2 = 8.9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Здесь 28.386 кН/м; 35.34 кН/м; 28.272 кН/м – постоянная, полная временная и временная длительная погонные равномерно распределенные нагрузки на ригель, принимаемые по подразделу 2.3.

Вторая схема нагружения (см. рис. 3.1, б).

При данной комбинации нагружения постоянная нагрузка действует во всех пролетах, поэтому коэффициенты α сохраняют свои значения

$\alpha_{21} = 0.094$, $\alpha_{23} = 0.086$. Временная нагрузка действует через пролет, и величины α^v принимаются по схеме 2 табл. 3.2:

$$\alpha_{21}^v = 0.07088, \quad \alpha_{23}^v = 0.0142.$$

Тогда, согласно (3.13) и (3.14),

$$M_{c,1}'' = 0.6 \cdot [(0.094 \cdot 28.386 \cdot 7^2 + 0.07088 \cdot 35.34 \cdot 7^2) - (0.086 \cdot 28.386 \cdot 7^2 + 0.0142 \cdot 35.34 \cdot 7^2)] = 65.6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{c,un}'' = 65.6 \cdot \frac{0.4}{0.6} = 43.7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

в том числе от действия только длительных нагрузок

$$M_{c,1,l}'' = 0.6 \cdot [(0.094 \cdot 28.386 \cdot 7^2 + 0.07088 \cdot 28.272 \cdot 7^2) - (0.086 \cdot 28.386 \cdot 7^2 + 0.0142 \cdot 28.272 \cdot 7^2)] = 53.8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{c,un,l}'' = 53.8 \cdot \frac{0.4}{0.6} = 35.9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Итоговые значения внутренних усилий в колонне для двух комбинаций нагрузок представлены на рис. 3.6.

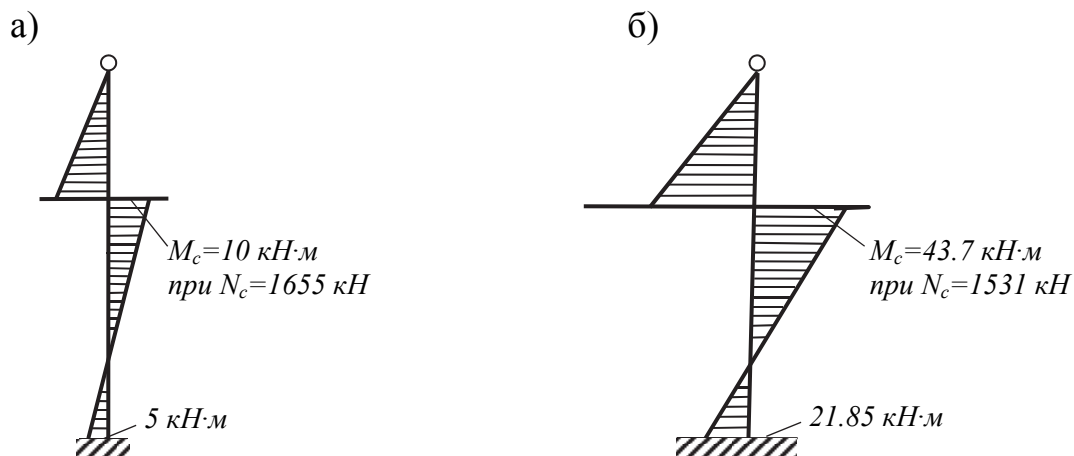


Рис. 3.6. Эпюры изгибающих моментов и соответствующие значения продольных сил для колонны подвала:
а – схема №1; б – схема №2

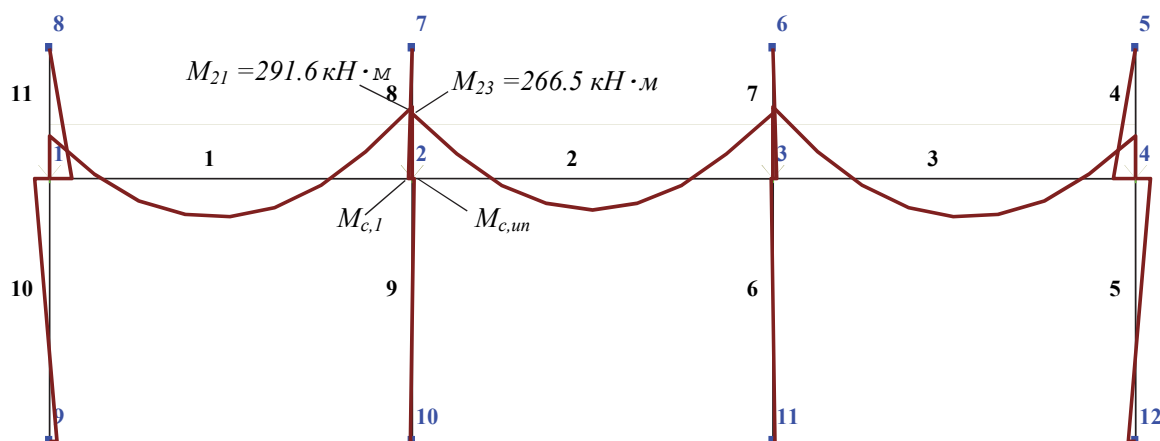
3.4. Автоматизированный расчет рамы нижнего этажа

Автоматизированный статический расчет железобетонных конструкций с использованием программного комплекса «Ли́ра» успешно применяется при проектировании зданий и сооружений. В рамках курсового проекта определим изгибающие моменты в элементах рамы нижнего этажа по программе «Ли́ра».

Значения вычисленных изгибающих моментов для всех элементов рамы приведены на рис. 3.7, б и 3.8, б, а эпюры моментов для средней колонны – на рис. 3.7, в и 3.8, в.

Первая схема нагружения.

а)



б)

Таблица усилий						
Файл Редактировать Опции						
Таблица усилий						
№ элем	№ сечен	Усилия			Тип элем	№ загруз
		M _y (кН*м)	Q _z (кН)	Q _y (кН)		
1	1	-177.356	206.718	0.000	10	1
1	2	-291.615	-239.364	0.000	10	1
2	1	-266.489	223.041	0.000	10	1
2	2	-266.489	-223.041	0.000	10	1
3	1	-291.615	239.364	0.000	10	1
3	2	-177.356	-206.718	0.000	10	1
4	1	0.000	-49.910	0.000	10	1
4	2	-104.812	-49.910	0.000	10	1
5	1	72.544	-26.045	0.000	10	1
5	2	-36.844	-26.045	0.000	10	1
6	1	-4.622	3.381	0.000	10	1
6	2	9.580	3.381	0.000	10	1
7	1	-15.546	7.403	0.000	10	1
7	2	0.000	7.403	0.000	10	1
8	1	15.546	-7.403	0.000	10	1
8	2	0.000	-7.403	0.000	10	1
9	1	9.580	-3.381	0.000	10	1
9	2	-4.622	-3.381	0.000	10	1
10	1	-36.844	26.045	0.000	10	1
10	2	72.544	26.045	0.000	10	1
11	1	-104.812	49.910	0.000	10	1
11	2	0.000	49.910	0.000	10	1

в)

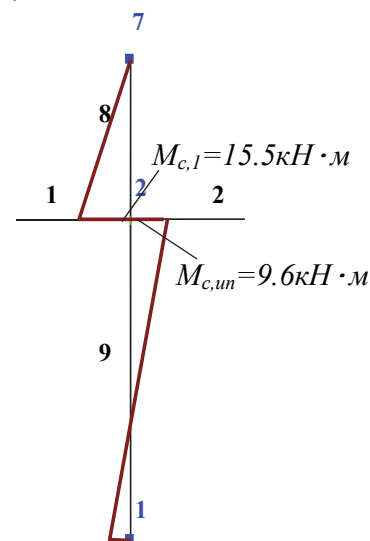
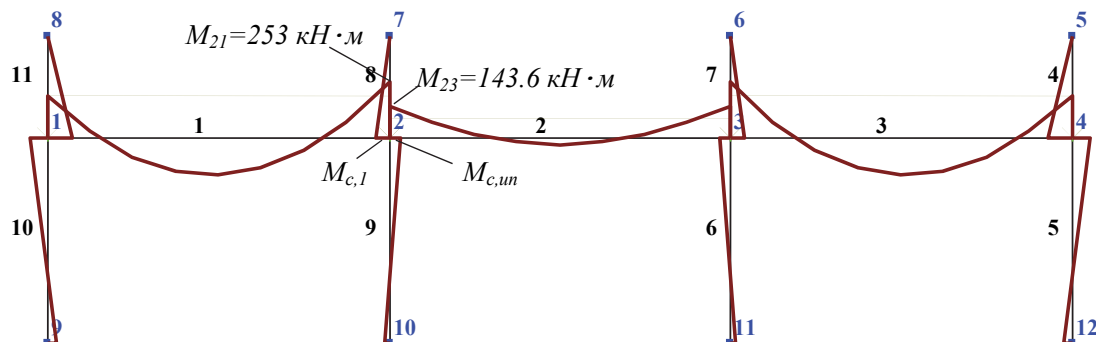


Рис. 3.7. Расчет рамы по схеме №1: а – эпюры моментов в раме; б – таблица усилий; в – эпюры моментов в колонне

Вторая схема нагружения

а)



б)

Таблица усилий						
Файл Редактировать Опции						
Таблица усилий						
№ элем	№ сечен	Усилия			Тип элем	№ загруз
		M _y (кН*м)	Q _z (кН)	Q _y (кН)		
1	1	-191.138	214.205	0.000	10	2
1	2	-252.988	-231.877	0.000	10	2
2	1	-143.564	99.351	0.000	10	2
2	2	-143.564	-99.351	0.000	10	2
3	1	-252.988	231.877	0.000	10	2
3	2	-191.138	-214.205	0.000	10	2
4	1	0.000	-53.911	0.000	10	2
4	2	-113.213	-53.911	0.000	10	2
5	1	77.925	-27.955	0.000	10	2
5	2	-39.488	-27.955	0.000	10	2
6	1	-21.680	15.526	0.000	10	2
6	2	43.530	15.526	0.000	10	2
7	1	-65.894	31.378	0.000	10	2
7	2	0.000	31.378	0.000	10	2
8	1	65.894	-31.378	0.000	10	2
8	2	0.000	-31.378	0.000	10	2
9	1	43.530	-15.526	0.000	10	2
9	2	-21.680	-15.526	0.000	10	2
10	1	-39.488	27.955	0.000	10	2
10	2	77.925	27.955	0.000	10	2
11	1	-113.213	53.911	0.000	10	2
11	2	0.000	53.911	0.000	10	2

в)

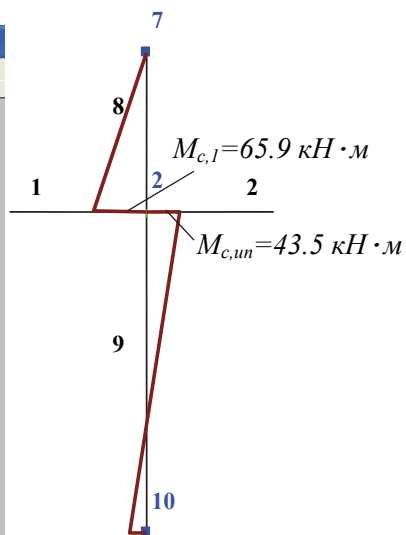


Рис. 3.8. Расчет рамы по схеме №2: а – эпюра моментов в раме; б – таблица усилий; в – эпюра моментов в колонне

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем пособии приведены примеры проектирования изгибаемых сборных предварительно напряженных и обычных железобетонных конструкций по двум группам приведенных состояний. Вычисления сопровождаются необходимыми теоретическими положениями.

Наряду с вышеуказанными расчетами в составе курсового проекта следует выполнить конструирование железобетонной колонны каркаса, а также конструирование отдельного фундамента под колонну.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

Нормативная литература

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. – М. : Госстрой России, 2004.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М. : Минстрой РФ, 2007. – 85 с.
3. Свод правил 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М. : Госстрой России, 2003.
4. Свод правил 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М. : Госстрой России, 2004.
5. ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. (к СП 52-101-2003). – М. : Госстрой России, 2005. – 170 с.
6. ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. (к СП 52-102-2004). – М. : Госстрой России, 2005. – 114 с.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. – М. : ГП ЦПП, 1996. – 76 с.

Учебная литература

8. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции: Общий курс : учеб. для вузов / В. Н. Байков, З. Е. Сигалов. – 6-е изд. – М. : АСВ, 2010. – 767 с.
9. Железобетонные и каменные конструкции / В. М. Бондаренко, Р. О. Бакиров, В. Г. Назаренко, В. И. Римшин. – 6-е изд. – М. : Высш. шк.. 2010 – 887 с.
10. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / под ред. П. Ф. Дроздова. – М. : Стройиздат, 1986. – 351 с.

Научно-исследовательская литература

11. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / под ред. А. А. Гвоздева. – М. : Стройиздат, 1978. – 204 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

РАСЧЁТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА, МПа

Расчётное сопротивление	Класс бетона по прочности на 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	19,5	22	25	27.5	30	33
Растяжение осевое R_{bt}	0.56	0.75	0.90	1.05	1.15	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80

Примечание. Расчетные сопротивления бетона умножаются на коэффициент условий работы $\gamma_{bt} = 0.9$ при действии только постоянных и длительных нагрузок

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

НОРМАТИВНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА, МПа

Нормативное сопротивление	Класс бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$	7.5	11.0	15.0	18.5	22.0	25.5	29.0	32.0	36.0	39.5	43.0
Растяжение осевое $R_{bt,n}$	0.85	1.1	1.35	1.55	1.75	1.95	2.10	2.25	2.45	2.60	2.75

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЁТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ, МОДУЛЬ УПРУГОСТИ
СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативное сопротивление $R_{sn} = R_{s,ser}$, МПа	Расчётное сопротивление, МПа			Модуль упругости E_s , МПа
			растяжению		сжатию R_{sc}^{**}	
			продольной R_s	поперечной и отогнутой R_{sv}		
A240 (A-I)	6-40	240	215	170	215	200 000
A300 (A-II)	10-40	300	270	215	270	200 000
A400 (A-III, A400C)	6-40	400	355	285	355	200 000
A500 (A500C)	6-40	500	435	300	400 (435)**	200 000
A600 (A-IV, Ат-IVC)	10-40	600	520	300	400 (470)**	200 000
A800 (A-V, Ат-V)	10-40	800	695	300	400 (500)**	200 000
A1000 (A-VI, Ат-VI)	10-40	1000	830	300	400 (500)**	200 000
A540 (A-IIIв)	20-40	540	450*	300	200	200 000

Примечание:
* если при упрочнении вытяжкой арматуры класса A540 контролируется удлинение и напряжение арматуры, расчетное сопротивление растяжению R_s допускается принимать 490 МПа;
** значения R_{sc} в скобках используются при расчете на действие только постоянных и длительных нагрузок

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЁТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ, МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ПРОВОЛОЧНОЙ АРМАТУРЫ И ПРОВОЛОЧНЫХ КАНАТОВ

Класс	Диаметр, мм	Нормативное сопротивление $R_{sn} = R_{s,ser}$, МПа	Расчётное сопротивление, МПа			Модуль упругости E_s , МПа
			растяжению		сжатию R_{sc}	
			Продольной R_s	Поперечной и отогнутой R_{sw}		
В500 (Вр-I)	3-12	500	415	300	360 (415)	200 000
Вр1200	8	1200	1000	300	400 (500)	200 000
Вр1300	7	1300	1070	300	400 (500)	200 000
Вр1400	4, 5, 6	1400	1170	300	400 (500)	200 000
Вр1500 (Вр-II)	3	1500	1250	300	400 (500)	200 000
К1400	15	1400	1170	300	400 (500)	180 000
К1500 (К-7)	6, 9, 12	1500	1250	300	400 (500)	180 000
К1500 (К-19)	14	1500	1250	300	400 (500)	180 000

Примечание. Значения R_{sc} в скобках используют при расчете на действие только постоянных и длительных нагрузок

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

НАЧАЛЬНЫЙ МОДУЛЬ УПРУГОСТИ БЕТОНА E_b ПРИ СЖАТИИ И РАСТЯЖЕНИИ, МПа

Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие										
	В10	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
Тяжёлый естественного твердения	19.0	24.0	27.5	30.0	32.5	34.5	36.0	37.0	38.0	39.0	39.5

Примечание. Данные таблицы при пользовании необходимо умножать на 10^3

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

РАСЧЁТНЫЕ ПЛОЩАДИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ И МАССА АРМАТУРЫ; СОРТАМЕНТ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ, ОБЫКНОВЕННОЙ И ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРНОЙ ПРОВОЛОКИ

Диаметр, мм	Расчётные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м	Сортамент горячей чеканной арматуры периодического профиля из стали классов								Сортамент арматурной проволоки															
												A300	A240, A400, A500	A600	A800	A1000	B500	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1500														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10																									
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X		
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X		
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	-	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X			
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-

Продолжение прил. 6

20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	X	X	X	X	X	X	X	X	X
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	X	X	X	X	X	X	X	X	X
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	X	X	X	X	X	X	X	X	X
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	X	X	X	X	X	X	X	X	X
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	X	X	X	X	X	X	X	X	X
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990	X	X	X	X	X	X	X	X	X
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,870	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Примечание. Знаком «X» отмечены прокатываемые диаметры арматуры																				

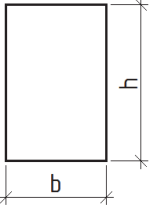
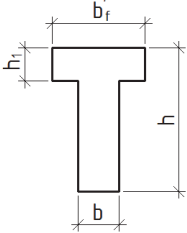
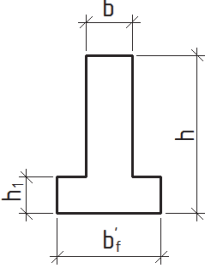
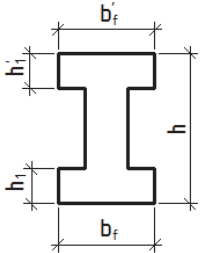
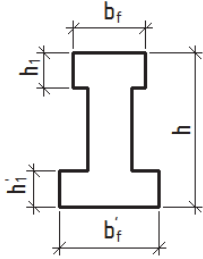
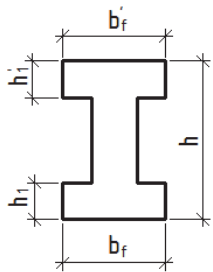
ПРИЛОЖЕНИЕ 7

СОРТАМЕНТ АРМАТУРНЫХ КАНАТОВ

Класс каната	Номинальный диаметр каната, мм	Диаметр проволоки, мм	Площадь поперечного сечения каната, см ²	Теоретическая масса 1 м длины каната, кг
K1400	15	5.0	1.416	1.116
K1500	6	2.0	0.227	0.173
K1500	9	3.0	0.510	0.402
K1500	12	4.0	0.906	0.714
K1500	14	2.8	1.287	1.014

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА γ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ $M_{срс}$

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1.30	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1.30	
3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: а) при $b'f/b \leq 2$ б) при $b'f/b > 2$	1.20 1.15	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b'f/b = b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b'f/b = b_f/b \leq 6$ в) при $b'f/b = b_f/b > 6$	1.30 1.25 1.20	 $b'_f = b_f$ $h'_f = h_f$
5. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b_f/b \leq 6$ в) при $b_f/b > 6$	1.20 1.15 1.10	
6. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения hf/h б) при $b_f/b > 4$ и $hf/h \geq 0.2$ в) при $b_f/b > 4$ и $hf/h < 0.2$	1.25 1.20 1.25	

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ ПРОГИБЫ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

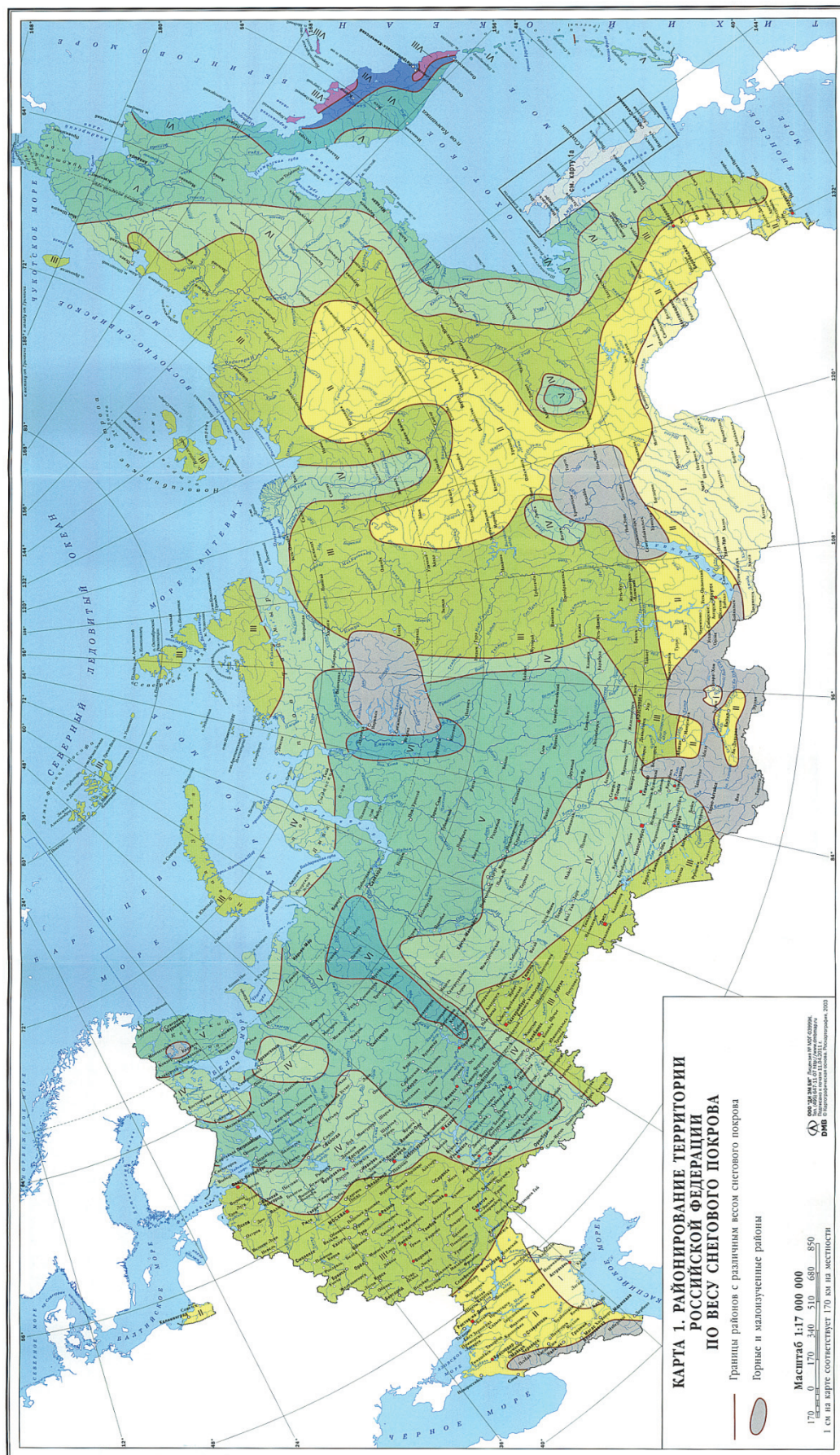
Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
1. Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов): покрытий и перекрытий, открытых для обзора при пролете l , м: $l \leq 1$ $l = 3$ $l = 6$ $l = 24(12)$ $l \geq 36(24)$	Эстетико-психологические	$l/120$ $l/150$ $l/200$ $l/250$ $l/300$	Постоянные и временные длительные
2. Элементы лестниц (марши, площадки, косяки), балконов, лоджий	Эстетико-психологические	Те же, что в поз. 1	
Примечания: 1. Для промежуточных значений l в позиции 1 предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией. 2. В позиции 1 цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно. 3. l – расчетный пролет элемента конструкции			

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

РАСЧЕТНОЕ ЗНАЧЕНИЕ ВЕСА СНЕГОВОГО ПОКРОВА

Снеговые районы РФ	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа (кгс/м ²)	0.8 (80)	1.2 (120)	1.8 (180)	2.4 (240)	3.2 (320)	4.0 (400)	4.8 (480)	5.6 (560)

РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ РФ ПО ВЕСУ СНЕГОВОГО ПОКРОВА



Учебное издание

Дзюба Виктор Александрович

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ**

Учебное пособие

Научный редактор – кандидат технических наук,
профессор О. Е. Сысоев

Редактор Ю. Н. Осинцева

Подписано в печать 16.01.2013.

Формат 60 × 84 1/16. Бумага 65 г/м². Ризограф EZ570E.
Усл. печ. л. 6,27. Уч.-изд. л. 6,00. Тираж 200 экз. Заказ 25300.

Редакционно-издательский отдел
Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения
высшего профессионального образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»
681013, Комсомольск-на-Амуре, пр. Ленина, 27.

Полиграфическая лаборатория
Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения
высшего профессионального образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный технический университет»
681013, Комсомольск-на-Амуре, пр. Ленина, 27.