

Н.А. Бородачев

**Курсовое проектирование
железобетонных и каменных
конструкций в диалоге с ЭВМ**

Учебное пособие

Издание второе,
переработанное и дополненное

Самара
2014

УДК 624.012.04-52 (075.8)

ББК 38.53

Б 83

Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ: учебное пособие. Издание второе, переработанное и дополненное /Н.А.Бородачев.–

Системно рассмотрены примеры расчета и конструирования железобетонных и каменных конструкций по актуализированным редакциям новых нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций из тяжелого бетона и каменных конструкций применительно к эффективному использованию ЭВМ в режиме автоматизированного управления курсовым проектированием. Даны необходимые методические указания, учитывающие специфику работы студентов в режиме диалога с ЭВМ. Пособие может успешно использоваться и при выполнении курсовых проектов и работ без применения ЭВМ.

Для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки 270100 «Строительство».

Предисловие

Учебное пособие составлено на основании типовой программы курса "Железобетонные и каменные конструкции" для высших учебных заведений. В отличие от издания 1995 г. [3], большее внимание уделено монолитным железобетонным конструкциям. В отличие от издания 2012 г. [4] все примеры расчета и проектирования железобетонных и каменных конструкций соответствуют новым сводам правил [5, 11, 12, 13]. Пособие рассчитано на самостоятельное выполнение студентами курсовых проектов и работ по дисциплине с эффективным использованием ЭВМ в режиме автоматизированного управления курсовым проектированием.

В задачах автоматизированного проектирования стропильных конструкций в виде решетчатых балок, раскосных и безраскосных ферм особое внимание уделяется вопросам учета перераспределения усилий и машинной оптимизации. В приложениях приведены необходимые справочные материалы, учитывающие особенности методики автоматизированного проектирования.

Форма изложения материала учебного пособия отражает специфику выполнения проекта в режиме диалога с ЭВМ. Каждый раздел пособия начинается с указаний по самостояльному изучению соответствующих разделов учебной литературы, за которыми следуют контрольные вопросы. Начало каждого примера расчета сопровождается необходимыми методическими указаниями, учитывающими особенности программной системы для ЭВМ, обеспечивающей эффективный контроль самостоятельной работы студента. По всем этапам проектирования приведены входные и выходные документы студентов, напечатанные ЭВМ в процессе диалога.

В пособии обозначения и единицы измерения физических величин соответствуют основным нормативным документам по проектированию железобетонных и каменных конструкций.

Автор выражает большую благодарность доценту кафедры железобетонных и каменных конструкций Томского государственного архитектурно-строительного университета Пахмурину Олегу Равильевичу за ценные замечания и пожелания при просмотре последней редакции рукописи учебного пособия.

Введение

Что такое АСУ – «Курсовой проект?» В процессе курсового проектирования активно взаимодействуют студенты (объект управления), кафедра и деканат (органы управления). Это взаимодействие осуществляется путем обмена информацией между объектом управления и органами управления.

В отличие от традиционной методики организации курсового проектирования в системе автоматизированного управления курсовым проектированием ЭВМ передаются дополнительно функции управления. В этом случае студент получает подготовленное электронно-вычислительной машиной задание на курсовой проект, в котором ему предписывается четкий график поэтапной работы над проектом в режиме диалога "Студент – ЭВМ".

Выполнив вручную необходимую работу по этапу проектирования, студент обязан заполнить полученными результатами соответствующий контрольный талон приложения к заданию и сдать его для обработки на ЭВМ или самостоятельно ввести информацию в ЭВМ. В случае правильного выполнения задания студент по каждому расчетному этапу проектирования получает от ЭВМ информацию с элементами САПР, значительно облегчающую ему дальнейшую работу над проектом. Если при трехкратной попытке "диалога" с машиной ручная работа будет признана плохой, то студент автоматически лишается ее помощи. Такое же "наказание" ожидает его при работе с отставанием от заданного графика выполнения проекта. Проверку графических этапов проектирования выполняет преподаватель.

При машинном контроле выполнения расчетных этапов проектирования в памяти ЭВМ накапливается объективная информация о ходе курсового проектирования и качестве выполнения проекта. В любой день работы над курсовым проектом (обычно по окончании работы над соответствующим этапом проектирования о графику) на ЭВМ печатаются ведомости текущей успеваемости и справки о ходе курсового проектирования на потоке для студентов, преподавателей, заведующего кафедрой и декана факультета.

Для совершенствования методики руководства курсовым проектированием системой формируются три документа специально для преподавателей: журнал преподавателя, таблица параметров заданий и справка о допущенных студентами ошибках при выполнении курсового проекта.

Таким образом, система автоматизированного управления курсовым проектированием позволяет:

- студентам сократить затраты времени на выполнение расчетной части проекта, развить начальные навыки оптимального проектирования конструкций с использованием ЭВМ, получить более благоприятные условия для ритмичной работы над курсовым проектом;
- преподавателям больше времени уделять индивидуальной работе со студентами, осуществлять действенный контроль за качеством курсового проектирования, совершенствовать методику работы со студентами над курсовым проектом;
- декану и заведующему кафедрой иметь оперативную объективную информацию о ходе курсового проектирования, что позволяет рационально организовать работу с преподавателями и отстающими студентами.

Особенности работы над проектом в режиме диалога с ЭВМ.

Для правильной оценки ЭВМ самостоятельной работы студентов необходимо точно выполнять изложенные ниже методические требования к автоматизированному проектированию каждой конструкции.

Все ручные расчеты, кроме подсчета контрольных сумм, могут выполняться с точностью до трех-четырех значащих цифр.

Контролируемые параметры должны записываться в полном соответствии с заданными единицами измерений с соблюдением следующих правил:

- число символов при записи каждого контролируемого параметра должно быть не более шести, а для контрольной суммы – не более восьми в соответствии с обозначенными на контрольном талоне черточками;
- все действительные числа должны записываться или вводиться с десятичной точкой, которая может занимать любое место в отведенных позициях.
- для целых чисел десятичная точка может отсутствовать.

Для исключения случайных ошибок при перенесении информации с контрольных талонов оператором в ЭВМ следует точно без округления подсчитывать и записывать в соответствующую графу алгебраическую сумму всех контролируемых параметров, включая напечатанный ЭВМ код задания ("точка" в коде задания считается десятичной запятой).

Каждый расчетный этап проектирования может быть проконтролирован на ЭВМ не более трех раз, в течение которых можно исправлять допущенные ошибки, чтобы добиться помощи ЭВМ или улучшить оценку за ручную работу. В зависимости от качества и количества допускаемых ошибок ЭВМ оценивает работу студента на "отлично", "хорошо", "удовлетворительно" или "плохо".

При положительной оценке и выполнении работы в срок студент получает от ЭВМ вспомогательные материалы для проектирования. Если оценка "плохо" не исправлена в течение трех проверок или работа выполнена после срока, то вспомогательные материалы для проектирования направляются преподавателю для контроля дополнительной ручной работы студента.

Результаты контроля этапов печатаются или выводятся на дисплей ЭВМ в форме, совпадающей с контрольным талоном и информацией из двух строк. В первой строке даны значения контролируемых параметров, записанные студентом, а во второй – результаты контроля. Если значения данных ручного счета и ЭВМ близки, то выводятся (или печатаются) числа студента. Если отличие превышает заданную погрешность, то в строке результатов выводятся (или печатаются) символы ******, а при контроле третий раз – правильные значения контролируемых величин.

В графе "Результат ошибок" ЭВМ формирует слово АВАРИЯ, если допущенные студентом ошибки могли бы привести к разрушению конструкции, или РАСХОД – при перерасходе материалов. Для возможности повторного контроля ЭВМ при работе оператора печатает соответствующую контролируемому этапу форму контрольного талона.

Если полученная положительная оценка удовлетворяет студента, то можно не проходить повторного контроля, а перейти к следующему этапу проектирования. Все этапы выполнения проекта должны проходить только в заданной последовательности, и по каждому этапу "диалог с ЭВМ" может считаться завершенным положительной оценкой или оценкой "плохо" – при трехкратном контроле.

Алгоритмы контроля составлены таким образом, что взаимосвязь между данными анализируется последовательно. Это означает, что исправление ошибок в предыдущих взаимосвязанных параметрах задачи требует пересчетов последующих величин.

Если студент решил добровольно отказаться от помощи ЭВМ, и представил проект преподавателю в законченном виде, то на ЭВМ можно проверить всю работу студента за один раз независимо от получаемых оценок. В этом случае перед кодами заданий в контрольных талонах требуется поставить минусы "-". Последнее замечание относится и к отдельным этапам.

Все документы результатов диалога, напечатанные ЭВМ, обязательно подшиваются в пояснительную записку к проекту.

Окончательная оценка работы студента над курсовым проектом производится преподавателем или комиссией, которая учитывает правильность доклада

и ответов на вопросы, качество выполнения графической части проекта и расчетно-пояснительной записи.

И последние пожелания студентам, чтобы совместная работа с ЭВМ была успешной.

Совет первый. Всегда помните, что вы изучаете строительные конструкции, а не выполняете индивидуальное задание по арифметике. Поэтому, приступая к выполнению каждого раздела задания, предварительно изучите соответствующий раздел в учебнике, о чем будут даны неоднократные напоминания. Разбирая примеры расчета конструкций, обязательно знакомьтесь по ссылкам с примерами и формулами учебников, справочников и нормативной литературы.

Совет второй. Не огорчайтесь, если будут ошибки в ваших "ручных расчетах". Работа над ошибками позволит еще глубже изучить дисциплину.

Совет третий. Постарайтесь особое внимание обращать на понимание статической работы конструкции под нагрузкой. Умейте мысленно "разрушать" ее в опасных сечениях. Это поможет вам хорошо усвоить назначение рабочей арматуры в железобетонных элементах.

Совет четвертый. Помните, что кроме ЭВМ у Вас есть еще много помощников. Это преподаватели и наиболее активные студенты, которые всегда помогут разрешить споры с машиной по ошибкам.

Совет пятый. Выполняйте работу в заданный срок, чтобы не лишать себя помощи ЭВМ.

Успеха Вам в самостоятельной работе!

А в т о р

Глава 1

Монолитные железобетонные и каменные конструкции многоэтажных зданий

1.1. Ребристое перекрытие с балочными плитами

Прежде чем выполнить индивидуальное задание, необходимо изучить по учебной литературе особенности расчета и конструирования монолитных ребристых перекрытий и быть готовым к ответам на следующие вопросы:

1. Из каких элементов состоит монолитное ребристое перекрытие?
2. Какова сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия?
3. Как компонуются конструктивные схемы ребристых перекрытий с плитами балочного типа и опертыми по контуру?
4. Каковы особенности статической работы балочных плит и плит, опертых по контуру?
5. Какие бывают схемы армирования монолитных балочных плит?
6. Как составляется расчетная схема и определяются усилия во второстепенной балке?
7. Особенности расчета прочности сечений второстепенной балки в пролетах и на опорах.
8. Какие бывают схемы армирования второстепенных балок и для чего предназначена арматура каждого вида?
9. Как составляется расчетная схема и определяются усилия в главной балке?
10. Особенности расчета главной балки с учетом перераспределения усилий.
11. Какие бывают схемы армирования главных балок и для чего предназначена арматура каждого вида?

Если Вы готовы успешно ответить на поставленные вопросы, то работа над индивидуальным заданием будет проходить с пользой и увлекательно, а приведенные ниже методические указания и примеры расчета помогут Вам в этой работе.

Методические указания. При компоновке конструктивной схемы перекрытия главные балки обязательно располагаются в поперечном направлении здания, т.е. по наибольшему шагу колонн. Привязка наружных кирпичных стен должна быть равна 250 мм от разбивочных осей до внутренних граней стен, а ширина полосы опирания плиты на стену равна 120 мм.

Расстояния между второстепенными балками назначаются с учетом проектирования плиты балочного типа и должны составлять 1/3 или 1/4 номинального пролета главной балки. (Если по заданию не проектируется главная балка,

то допускается принимать размер крайнего пролета плиты меньше среднего не более чем на 20%).

Размеры поперечных сечений балок должны соответствовать унифицированным значениям. Если заданные размеры сечений элементов перекрытия будут значительно отличаться от оптимальных, то ЭВМ не забудет Вам об этом напомнить.

Монолитное перекрытие следует проектировать из тяжелого бетона заданного класса. Плита должна армироваться рулонными сетками по ГОСТ 8478-81 с продольной рабочей арматурой класса Вр500, укладываемыми по направлению главных балок. Армирование второстепенных и главных балок проектируется в виде сварных сеток или каркасов с продольной рабочей арматурой заданного класса. Поперечная рабочая арматура для всех конструктивных элементов класса В500.

При определении нагрузки от массы пола коэффициент надежности должен приниматься 1,2, а остальные коэффициенты надежности по нагрузке и назначению здания учитываются согласно [12].

Нормативная времененная кратковременная нагрузка на перекрытие одинаковая для всех заданий и равна $1,5 \text{ кН}/\text{м}^2$, как часть заданной величины временной нагрузки.

Плотность тяжелого железобетона при определении нагрузок от собственного веса конструкций должна приниматься $25 \text{ кН}/\text{м}^3$.

Для примера возьмем следующие исходные данные из индивидуального задания, напечатанные ЭВМ:

Шаг колонн в продольном направлении, м.	6.00
Шаг колонн в поперечном направлении, м.	8.00
Врем. нормат. нагр. на перекрытие, кН/м ²	10.0
Пост. нормат. нагр. от массы пола, кН/м ²	1.0
Класс бетона монол. констр. и фундамента	В25
Класс арм-ры монол. констр. и фундамента	А400
Класс ответственности здания	II

Решение. Компоновка конструктивной схемы перекрытия. С учетом требований методических указаний главные балки располагаем в поперечном направлении здания, а расстояния между второстепенными балками с учетом пролета главной балки принимаем 2,00 м (1/4 номинального пролета главной балки).

Назначаем предварительно следующие значения геометрических размеров элементов перекрытия:

- высота и ширина поперечного сечения второстепенных балок:

$$h = (1/12 \dots 1/20)l = 1/15 \cdot 6000 = 400 \text{ мм},$$

$$b = (0,3 \dots 0,5)h = 0,5 \cdot 400 = 200 \text{ мм};$$

- высота и ширина поперечного сечения главных балок
 $h = (1/8 \dots 1/15)l = 1/11 \cdot 8000 \approx 750 \text{ мм}, b = 300 \text{ мм};$
- толщину плиты примем 70 мм при максимальном расстоянии между осями второстепенных балок 2000 мм.

Вычисляем расчетные пролеты плиты:

- в коротком направлении

$$l_{01} = l - b/2 - c + a/2 = 2000 - 200/2 - 250 + 120/2 = 1710 \text{ мм},$$

$$l_{02} = l - b = 2000 - 200 = 1800 \text{ мм};$$

- в длинном направлении $l_0 = l - b = 6000 - 300 = 5700 \text{ мм}.$

Поскольку отношение пролетов $5700/1800 = 3,17 > 2$, то плита балочного типа.

Принятая компоновка конструктивной схемы монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами приведена на рис. 1.1.

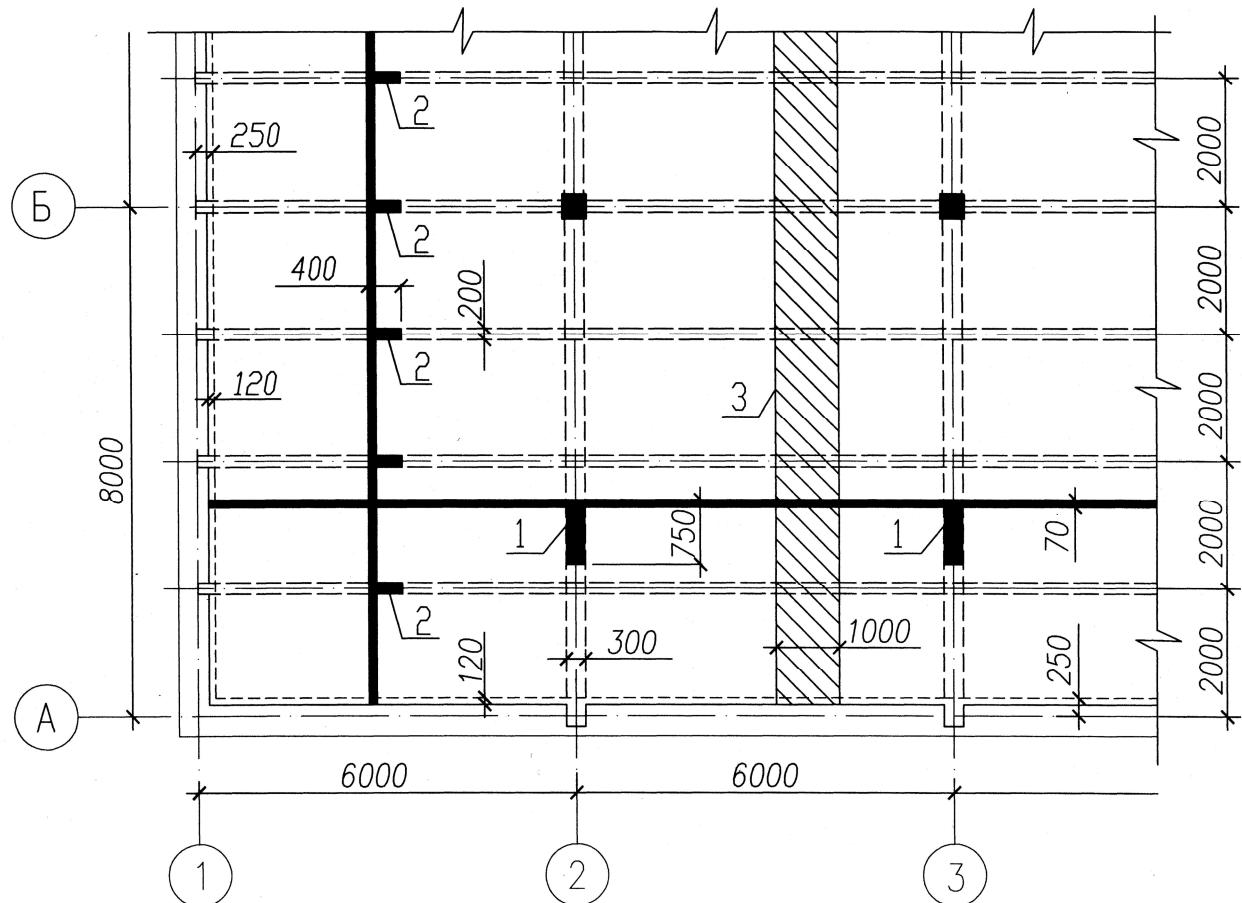


Рис. 1. 1. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия

1 – главные балки; 2 – второстепенные балки; 3 – условная полоса шириной 1 м для расчета плиты

1. 1. 1 Плита и второстепенная балка

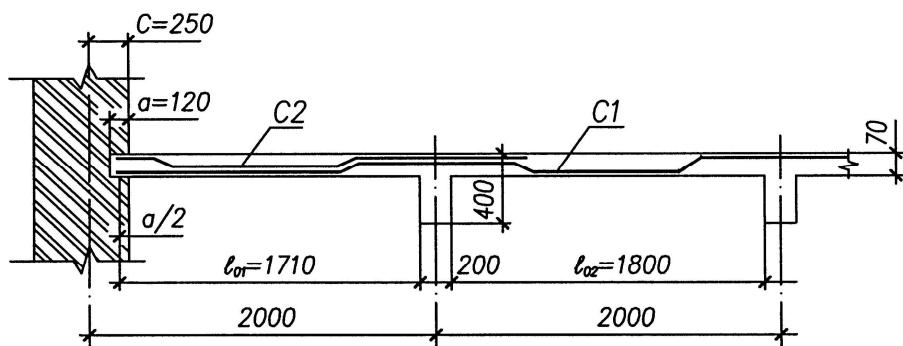
Расчет монолитной плиты. Для расчета монолитной плиты а плане перекрытия условно выделяем полосу шириной 1 м (см. рис. 1.1). Плита будет работать как неразрезная балка, опорами которой служат второстепенные балки и наружные кирпичные стены (рис. 1.2). При этом нагрузка на 1 м плиты будет равна нагрузке на 1m^2 перекрытия. Подсчет нагрузок на плиту дан в таблице 1.1.

Таблица 1.1

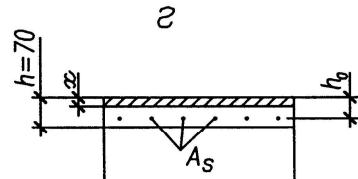
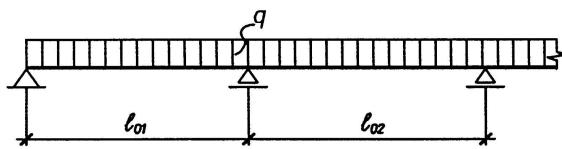
Нагрузки на 1 m^2 плиты монолитного перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, kH/m^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, kH/m^2
Постоянная:			
• от массы плиты ($h=0,07\text{m}$, $\rho=25,0 \text{ kH/m}^3$);	$0,07 \cdot 25,0 = 1,75$	1,1	1,925
• от массы пола (по заданию)	1,00	1,2	1,2
Итого	2,75	–	$g = 3,125$
Временная (по заданию)	10,00	1,2	$v = 12,00$
Всего	12,75	–	15,125

а



б



г

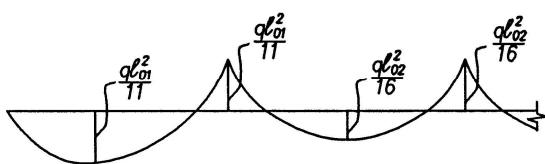


Рис. 1. 2. К расчету монолитной плиты

а – расчетные пролеты и схема армирования; б – расчетная схема; в – эпюра изгибающих моментов; г – расчетное сечение плиты

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м плиты $q = (g + v) \gamma_n = 15,125 \cdot 0,95 = 14,37$ кН/м.

Определим изгибающие моменты в плите с учетом перераспределения усилий (рис. 1.2,в):

- в средних пролетах и на средних опорах:

$$M = q \cdot l_{02}^2 / 16 = 14,37 \cdot 1,8^2 / 16 = 2,91 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- в первом пролете и на первой промежуточной опоре:

$$M = q \cdot l_{01}^2 / 11 = 14,37 \cdot 1,71^2 / 11 = 3,82 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Так как для плиты отношение $h / l_{02} = 70/1800 \approx 1/26 > 1/30$, то в средних пролетах, окаймленных по всему контуру балками, изгибающие моменты уменьшаем на 20%, т.е. они будут равны $0,8 \cdot 2,91 = 2,33$ кН·м.

По приложению I или соответствующим таблицам [5] определим прочностные и деформативные характеристики бетона заданного класса.

Бетон тяжелый, естественного твердения, класса В25:

$$R_b = 14,5 \text{ МПа}; \quad R_{bt} = 1,05 \text{ МПа};$$

Для арматуры сварных сеток класса Вр500 по приложению IV. 1 находим величину $\alpha_R = 0,376$.

Выполним подбор сечений продольной арматуры сеток плиты.

В средних пролетах, окаймленных по контуру балками, и на промежуточных опорах:

$$h_0 = h - a = 70 - 22 = 48 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = 2,33 \cdot 10^6 / (14,5 \cdot 1000 \cdot 48^2) = 0,0697 < \alpha_R = 0,376.$$

Тогда усилие в рабочей продольной арматуре сетки на ширине 1 м будет равно:

$$R_s A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 14,5 \cdot 1000 \cdot 48 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0697}) = 50331 \text{ Н};$$

по приложению III принимаем сетку С1 номер 35 марки: $\frac{4Bp500 - 100}{3Bp500 - 200} 2940$

с $R_s A_s = 53360 \text{ Н} > 50331 \text{ Н}$.

В первом пролете и на первой промежуточной опоре:

$h_0 = h - a = 70 - 25 = 45 \text{ мм}$ ($a=25 \text{ мм}$ принято для двух сеток в расчетном сечении); $\alpha_m = 3,82 \cdot 10^6 / (14,5 \cdot 1000 \cdot 45^2) = 0,130 < \alpha_R = 0,376$; соответственно получим :

$$R_s A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 14,5 \cdot 1000 \cdot 45 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,130}) = 91198 \text{ Н}.$$

Следовательно дополнительная сетка должна иметь несущую способность продольной арматуры не менее $91198 - 53360 = 37838 \text{ Н}$; принимаем сетку С2 номер 37 марки:

$$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{3Bp500 - 200} 2940 \text{ с } R_s A_s = 44270 \text{ Н} > 37838 \text{ Н.}$$

Расчет второстепенной балки. Вычислим расчетный пролет для крайнего пролета балки, который равен расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки (рис. 1. 3, а):

$$l_{01} = l - c/2 - b/2 = 6000 - 250/2 - 300/2 = 5725 \text{ мм} = 5,725 \text{ м.}$$

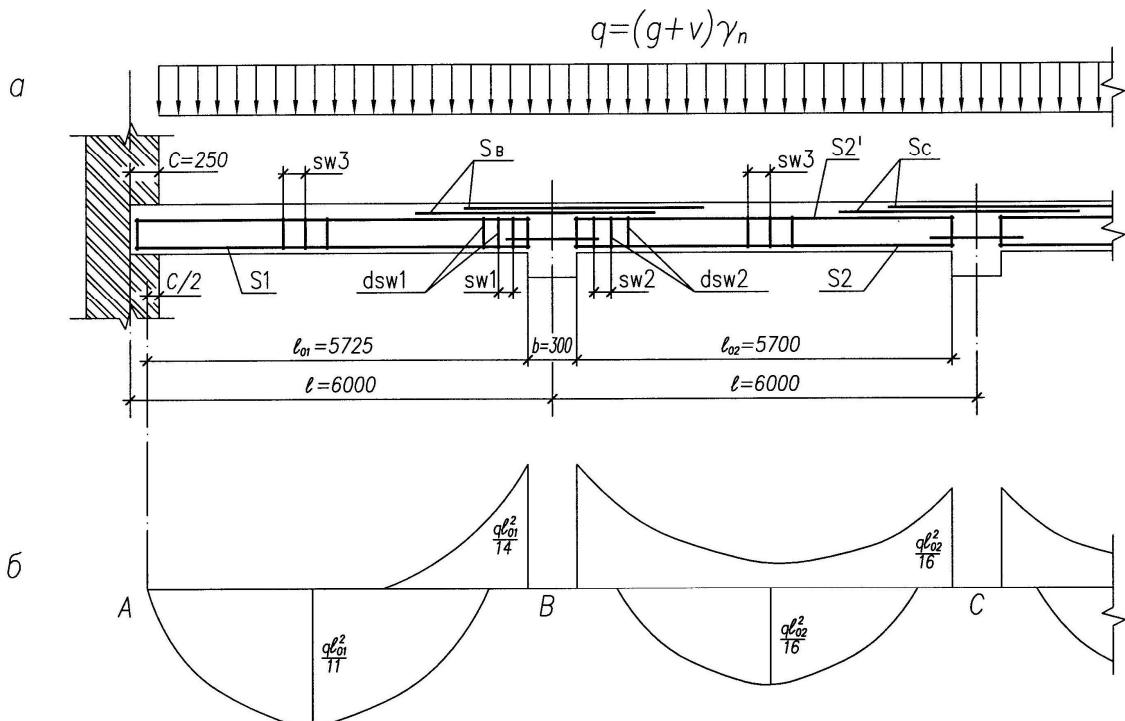


Рис. 1. 3. К расчету второстепенной балки:

а – расчетные пролеты и схема армирования; б – эпюра изгибающих моментов

Определим расчетную нагрузку на 1 м длины второстепенной балки, собираемую с грузовой полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок 2,0 м (см. рис. 1.1).

Постоянная нагрузка:

- от собственного веса плиты и пола (см. расчет плиты) $3,125 \cdot 2,0 = 6,25 \text{ кН/м};$
- от веса ребра балки $0,2 \cdot (0,4 - 0,07) \cdot 25 \cdot 1,1 = 1,815 \text{ кН/м.}$

Итого: $g = 6,25 + 1,815 = 8,065 \text{ кН/м.}$

Временная нагрузка: $v = 12,0 \cdot 2,0 = 24,0 \text{ кН/м.}$

Всего с учетом коэффициента надежности по назначению здания ($\gamma_n = 0,95$ при заданном классе ответственности здания – II)

$$q = (g + v) \gamma_n = (8,065 + 24,0) 0,95 = 30,46 \text{ кН/м.}$$

Изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий в балке, как в статически неопределенной системе (рис. 1.3, б), будут равны:

- в первом пролете :

$$M = q \cdot l_{01}^2 / 11 = 30,46 \cdot 5,725^2 / 11 = 90,76 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- на первой промежуточной опоре:

$$M = q l_{01}^2 / 14 = 30,46 \cdot 5,725^2 / 14 = 71,31 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Максимальная поперечная сила (на первой промежуточной опоре слева) будет равна: $Q = 0,6 q l_{01} = 0,6 \cdot 30,46 \cdot 5,725 = 104,6 \text{ кН}$.

Проверим правильность предварительного назначения высоты сечения второстепенной балки по формуле:

$$h_0 \geq \sqrt{\frac{M}{0,289 R_b b}} = \sqrt{\frac{71,31 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 14,5 \cdot 200}} = 292 \text{ мм},$$

или $h_0 + a = 292 + 45 = 337 \text{ мм} < 400 \text{ мм}$, т.е. увеличивать высоту сечения балки не требуется.

Согласно заданию продольная рабочая арматура для балок класса А400 ($R_s = 350 \text{ МПа}$). Для заданного класса арматуры находим по таблице IV.1 приложения IV $\alpha_R = 0,391$.

Выполним расчеты прочности сечений, нормальных к продольной оси балки, на действие изгибающих моментов.

Сечение в пролете (рис. 1.4, а) $M = 90,76 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

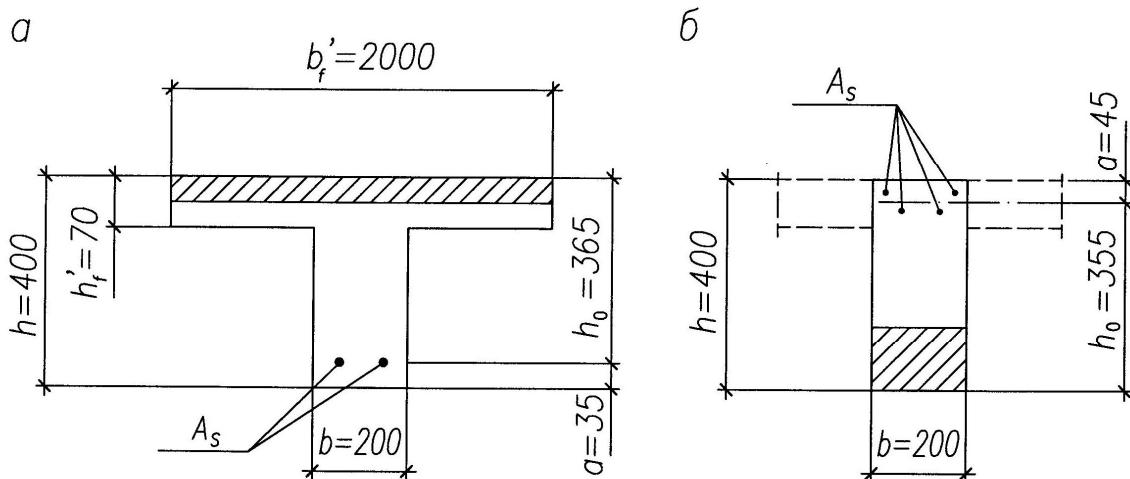


Рис. 1. 4. К расчету продольной арматуры в сечениях второстепенной балки:

a – в пролете; *б* – на опоре

Определим расчетную ширину полки таврового сечения согласно п. 3.26 [7]: при $h_f' / h = 70 / 400 = 0,175 > 0,1$ и $2 \cdot 1 / 6 \cdot l_{01} + b = 2 \cdot 1 / 6 \cdot 5,725 + 200 = 2108 \text{ мм} > 2000 \text{ мм}$ (расстояния между осями второстепенными балками) принимаем $b_f' = 2000 \text{ мм}$.

Вычислим $h_0 = h - a = 400 - 35 = 365$ мм.

Так как $R_b b_f h_f (h_0 - 0,5h_f) = 14,5 \cdot 2000 \cdot 70 (365 - 0,5 \cdot 70) = 669,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 669,9$ кН · м > 90,76 кН · м, то граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f = 2000$ мм. Вычислим $\alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = 90,76 \cdot 10^6 / (14,5 \cdot 2000 \cdot 365^2) = 0,0235 < \alpha_R = 0,391$; тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 14,5 \cdot 2000 \cdot 365 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0235}) / 350 = 719 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø22 A400 ($A_s = 760 \text{ мм}^2$).

Сечение на опоре В (рис. 4, б), $M = 71,31$ кН·м. Вычислим $h_0 = h - a = 400 - 45 = 355$ мм; $\alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = 71,31 \cdot 10^6 / (14,5 \cdot 200 \cdot 355^2) = 0,195 < \alpha_R = 0,391$; тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна: $A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 14,5 \cdot 200 \cdot 355 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,195}) / 350 = 644 \text{ мм}^2$.

Принимаем для проверки расчета 4Ø16A400 ($A_s = 804 \text{ мм}^2$). (При конструировании целесообразно для обеспечения расстояний между стержнями при бетонировании разместить в опорном сечении 5 стержней 3Ø14 + 2Ø16 с суммарной площадью $A_s = 462 + 402 = 864 \text{ мм}^2 > 644 \text{ мм}^2$).

Выполним расчет прочности наиболее опасного сечения второстепенной балки на действие поперечной силы у опоры В слева. (рис. 1.5).

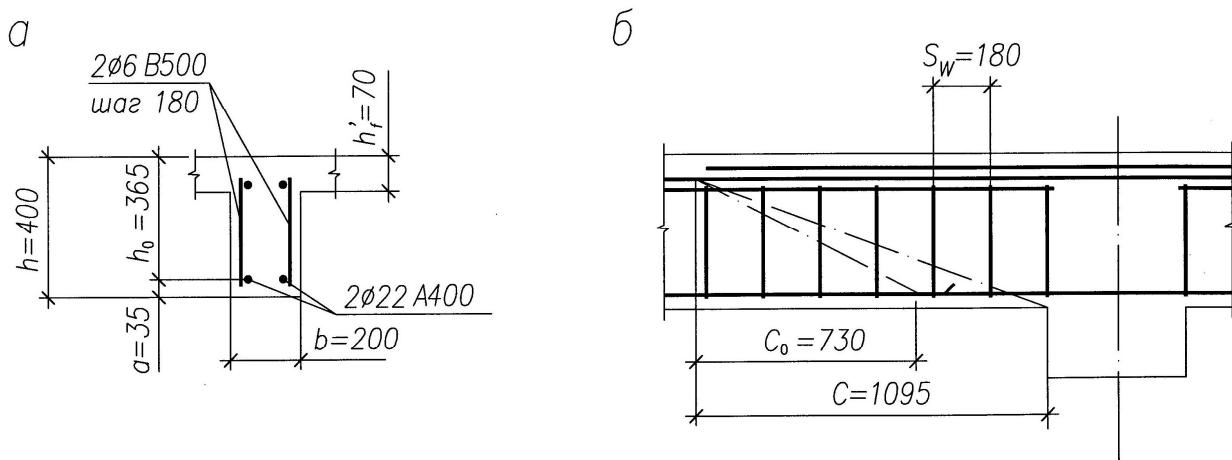


Рис. 1.5. Расчету прочности наклонного сечения второстепенной балки:

a – размеры сечения; *б* – расположение опасного наклонного сечения и опасной наклонной трещины

По таблице II.5. приложения II из условия сварки принимаем поперечные стержни Ø6 мм класса B500 ($R_{sw}=300 \text{ МПа}$, число каркасов – 2 ($A_{sw}=57 \text{ мм}^2$)). Согласно требованиям п. 5.21[7] назначаем шаг поперечных стержней:

$$s_w = 180 \text{ мм} < h_0 / 2 = 365 / 2 = 182,5 \text{ мм}.$$

Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 104,6$ кН, фактическая равномерно распреде-

ленная нагрузка $q_1 = q = 30,46 \text{ кН/м}$.

Проверим прочность наклонной полосы на сжатие из условия (3.43) [7]:

$$0,3R_b bh_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 365 = 317550 \text{ Н} = 317,55 \text{ кН} > Q_{max} = 104,6 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонной полосы ребра балки обеспечена.

По формуле (3.48) [7] определим интенсивность поперечного армирования $q_{sw}=R_{sw}A_{sw}/s_w=300 \cdot 57/180=95,0 \text{ Н/мм}$ (кН/м).

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{95,0}{1,05 \cdot 200} = 0,452 > 0,25$, т.е. условие (3.49) [7] выполнено,

значение M_b определяем по формуле (3.46) [7]:

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 200 \cdot 365^2 = 41,97 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 41,97 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Согласно п. 3.32 [7] определяем длину проекции опасного наклонного сечения

c. Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = 0,452 < 2,0$ то c находим по формуле

$c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{41,97 / 30,46} = 1,174 \text{ м}$; так как $c = 1,174 \text{ м} > 3h_0 = 3 \cdot 0,365 = 1,095 \text{ м}$, принимаем $c = 1,095 \text{ м}$.

Согласно п. 3.31 [7] находим длину проекции наклонной трещины c_0 :

Так как $c_0 = c = 1,095 \text{ м} > 2h_0 = 2 \cdot 0,365 = 0,730 \text{ м}$, то принимаем $c_0 = 0,730 \text{ м}$.

Тогда $Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 95,0 \cdot 0,730 = 52,01 \text{ кН}$; $Q_b = M_b / c = 41,97 / 1,095 = 38,33 \text{ кН}$; $Q = Q_{max} - q_1 c = 104,6 - 30,46 \cdot 1,095 = 71,24 \text{ кН}$.

Проверим условие (3.34)[7]: $Q_b + Q_{sw} = 38,33 + 52,01 = 90,34 \text{ кН} > Q = 71,24 \text{ кН}$, т. е. прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена. Требования п. 3.35 [7] также выполняются, поскольку

$$s_{max} = R_{bt}bh_0^2 / Q_{max} = 1,05 \cdot 200 \cdot 365^2 / (104,6 \cdot 10^3) = 267 \text{ мм} > s_w = 180 \text{ мм}.$$

Вот Вы и закончили требуемый объем ручной работы по расчету монолитной плиты и второстепенной балки и теперь можно начать диалог с ЭВМ. Для этого необходимо заполнить внимательно контрольный талон результатами Вашей самостоятельной работы. Пример заполненного талона и необходимые пояснения даны на рисунке 1.6.

Результаты диалога представлены на рисунке 1.7. Если Вы выполнили работу с хорошим качеством и в срок, то получите от ЭВМ в награду результаты автоматизированного проектирования средних пролетов плит, не окаймленных балками, данные для конструирования среднего пролета второстепенной балки и значения изгибающих моментов в сечениях главной балки. Обозначения в результатах автоматизированного проектирования плиты и второстепенной балки соответствуют рисункам 1.2 и 1.3.

На рисунках 1.8 и 1.9 приведены схемы армирования монолитной плиты и второстепенной балки к рассмотренному примеру расчета.

ПГС	4 курс	п11	гр. I	Код	b. h(см)	h. L(см)	qпл	Номера сеток	qвб	Продольн. арм-ра	d .sw1	Контр.
Бубнов	О.П.	гзадания	в6	г6	пл пл	кн/м	C1	C2	кн/м	S1(n.Ф)	SB(n.Ф)	сумма
Срок сдачи информации	: по 1 этапу до 180210г 102.01	20.40	30.75	7.200	14.37	35	37	30.46	2.22	4.16	6.180	289.75

Пояснения к заполнению контрольного талона:

b.h_{в6} – ширина и высота поперечного сечения второстепенных балок, см;

b.h_{г6} – ширина и высота поперечного сечения главных балок, см;

h. L_{пл пл} – толщина монолитной плиты и расстояние между осями второстепенными балками, см;

qпл – полная расчетная нагрузка на расчетную полосу плиты шириной 1 м с учетом класса ответственности здания, кН/м;

C1 – номер сетки по ГОСТ 8478-81; если количество сеток больше одной, то оно указывается после номера сетки через точку (например, запись 34.2 означает, что сетка с номером 34 принята в расчетном сечении две);

C2 – то же для сеток C2;

qвб – полная расчетная нагрузка на второстепенную балку с грузовой полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок с учетом класса ответственности здания, кН/м;

S1(n.Ф) – количество и диаметр продольной рабочей арматуры в первом(краинем)пролете второстепенной балки (например, 2Ф20 следует записать 2.20);

SB(n.Ф) – то же, для арматуры на первой промежуточной опоре второстепенной балки;

d .sw1 – диаметр и шаг поперечной арматуры в первом пролете у промежуточной опоры;

сумма – подсчитанная **без округления** алгебраическая сумма всех контролируемых параметров, включая напечатанный код задания.

Рис. 1.6. К заполнению контрольного талона для проверки расчета монолитной плиты и второстепенной балки

ПГС	4 курс	П11	гр. I	Код	b.h(cm)	h, L(cm)	qпл	Номера сеток	qвб	продольн.арм-ра	d .sw1	Результаты
Бубнов	О.П.	Гзадачия	в6	г6	пл пл	кн/м	c1	c2	кн/м	s1(n.Ф)	sw1	ошибок
Информация	студента	I 102.01	20.40	30.75	7.200	14.370	35.0	37.0	30.46	2.22	4.16	6.180
Результаты	проверки	I	20.40	30.75	7.200	14.370	35.0	37.0	30.46	2.22	4.16	6.180

Вы отлично выполнили расчет плиты и первого пролета второстепенной балки,
получите дополнительные данные для проектирования плиты и балок:

Монолитная плита (макри сеток)

C1 - 1 шт.	C2 - 1 шт.	C3 - 2 шт.	Продольная арматура (л.Ф)	S1	SB	S2	Sc	Sc' S2'
4Bp500-100	5Bp500-(X200)+100	5Bp500-(X200)+100	арматура (л.Ф)	2.22	4.16	2.18	4.14	2.12
- - - - - 2940	- - - - - 2940	- - - - - 2940	Поперечная арматура(мм)	dsw1	sw1	dsw2	sw2	sw3
3Bp500-200	3Bp500-200	3Bp500-200	арматура(мм)	6.	180.	5.	180.	300.

Вид на грузки

Значения моментов в сечениях главной балки, кН.м												
от полных нагрузок при $Yf=1$		11	12	13	в	21	22	23	с			
(G= 50.45 кН; P= 114.00 кН)	M _{max}	407.0	485.1	234.3	-116.3	176.7	370.0	234.3	14.0			
от продолжительных нагрузок при $Yf=1$	M _{min}	65.0	29.1	-107.7	-574.4	-165.2	-86.0	-107.7	-474.5			
(G= 50.45 кН; PL= 96.90 кН)	M _{max}	362.6	430.4	203.6	-123.2	150.6	324.5	203.6	-4.3			
от полных нагрузок при $Yf>1$	M _{min}	71.9	42.8	-87.1	-512.5	-140.0	-63.1	-87.1	-419.6			
(G= 56.63 кН; P= 136.80 кН)	M _{max}	479.8	572.8	278.9	-127.1	211.9	438.8	278.9	25.2			
	M _{min}	69.4	25.6	-131.5	-676.7	-198.5	-108.4	-131.5	-561.1			

Теперь, Бубнов О.П. , Вы должны выполнить чертеж плиты и второстепенной балки.

Рис. 1.7. К автоматизированному проектированию монолитной плиты и балок. Результаты диалога с ЭВМ

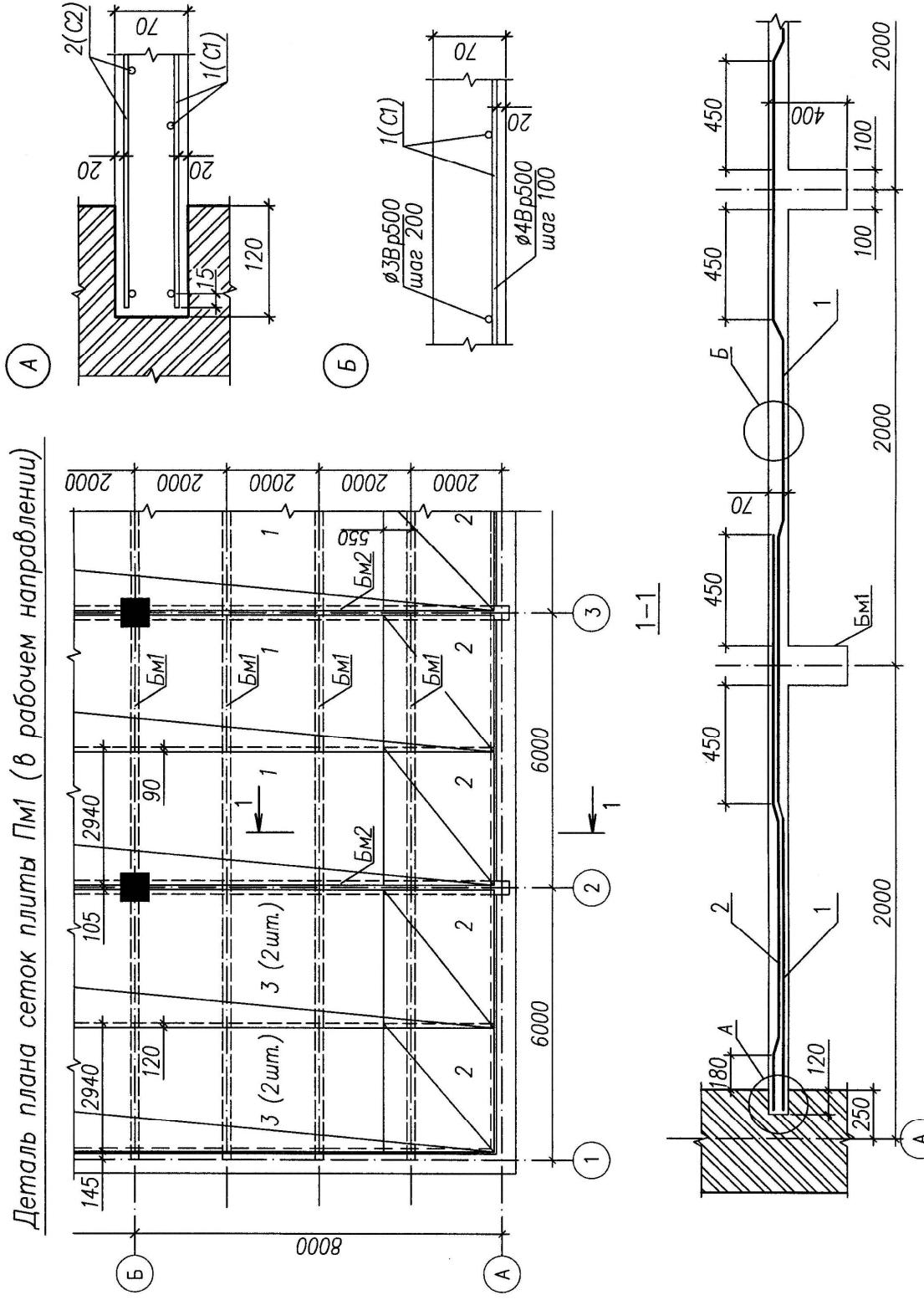
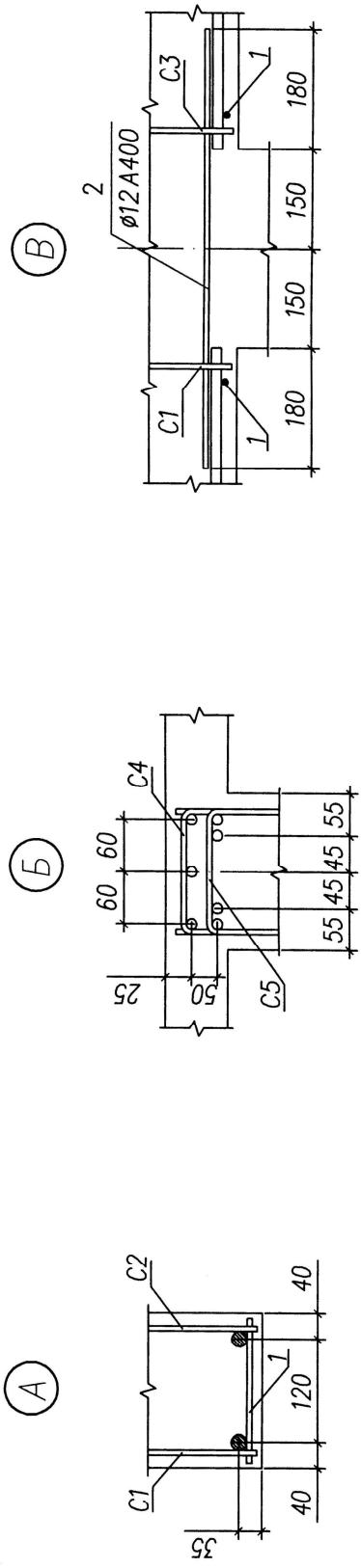
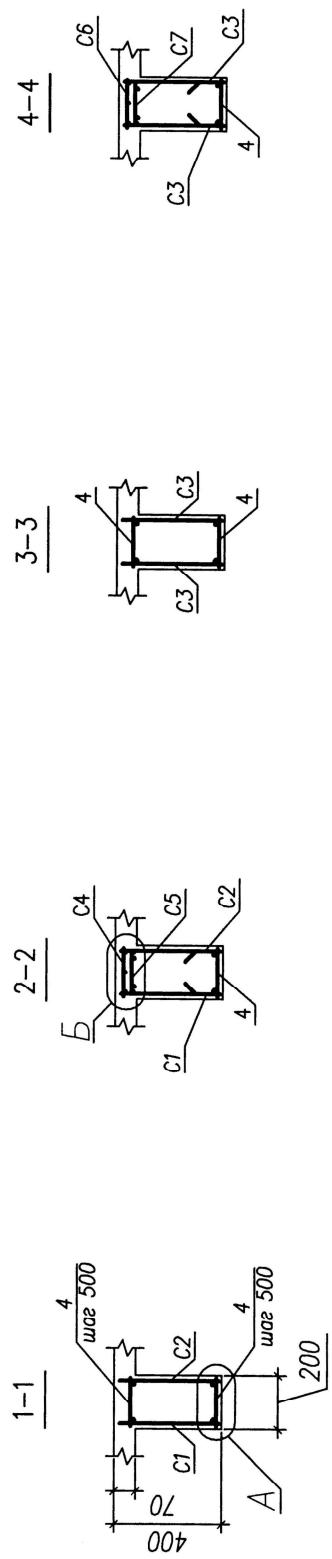
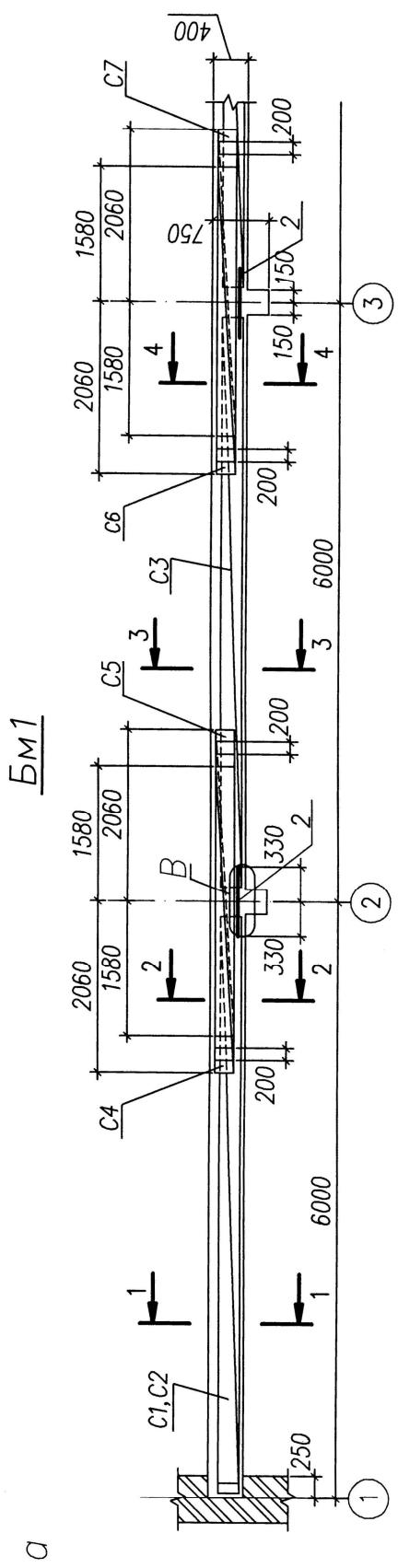


Рис. 1.8. Армирование монолитной плиты



6

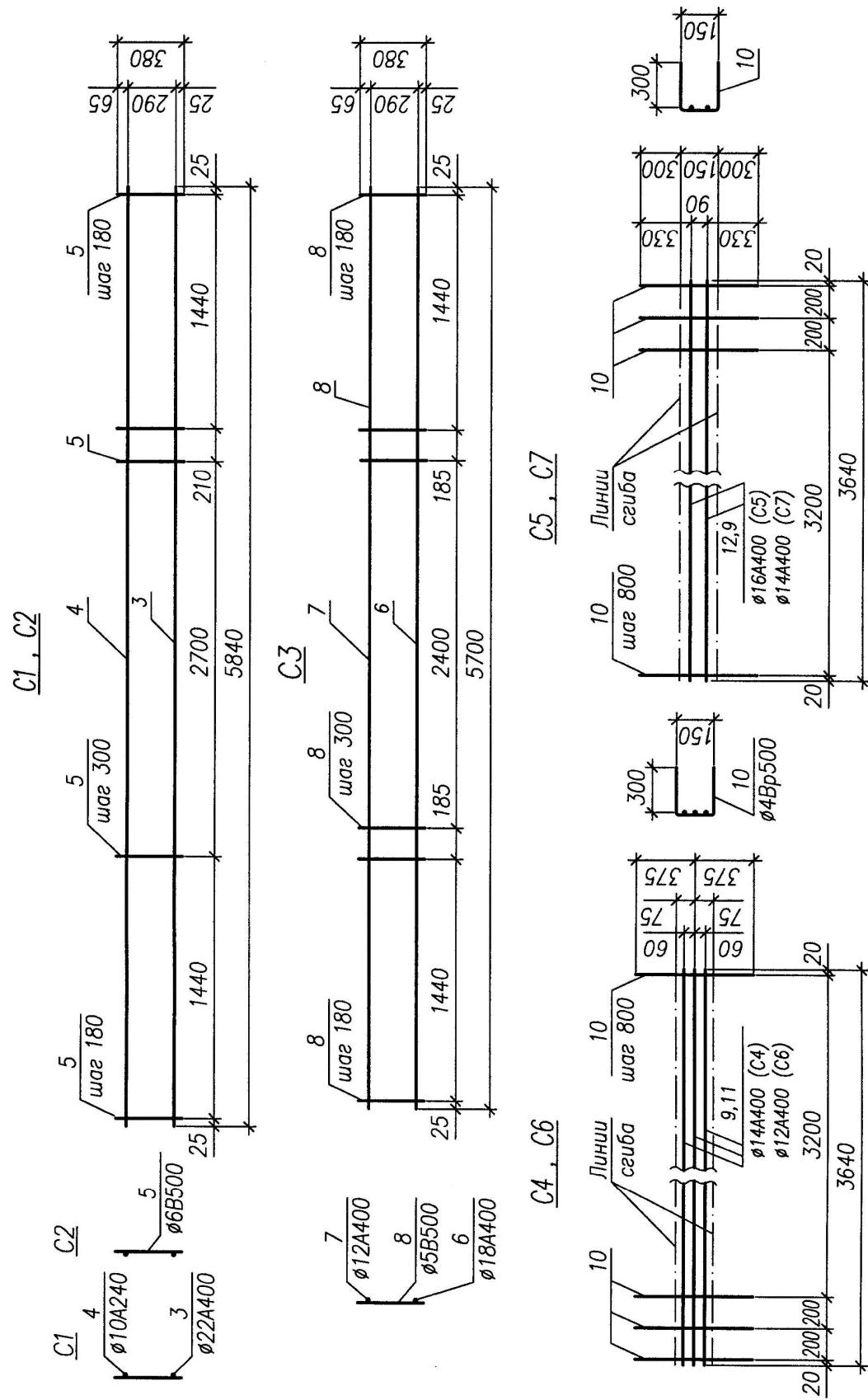


Рис. 1.9. Армирование второстепенной балки:
а – опалубочные размеры и схема армирования; б – арматурные изделия

1.1.2. Главная балка

Методические указания. Расчетная схема главной балки принимается а виде неразрезной балки на шарнирных опорах.. Расчетные пролеты назначают равными расстояниям между осями опор (колонн), а для крайних пролетов - расстоянию от середины площадки опирания на стену до оси колонны. Длина площадки опирания на стену для главной балки должна составлять 380 мм.

Нагрузку, передаваемую второстепенными балками на главную, учитывают в виде сосредоточенных сил и определяют без учета неразрезности второстепенных балок. Вес ребра главной балки – равномерно распределенная нагрузка, однако для упрощения расчета условно считают её действующей тоже в виде сосредоточенных сил, приложенных в местах опирания второстепенных балок и равных весу ребра главной балки на участках между осями примыкающих пролетов плиты.

Статический расчет главной балки следует выполнять с учетом перераспределения изгибающих моментов в её сечениях с удовлетворением требований двух групп предельных состояний (прочности и трещиностойкости). При выполнении курсового проекта с хорошим качеством и в заданный срок ЭВМ напечатает результаты статического расчета главной балки в виде значений ординат огибающих эпюров изгибающих моментов, полученных из автоматизированного расчета упругой системы на действие расчетных нагрузок при коэффициентах надежности $\gamma_f = 1$ (для оценки трещиностойкости) и $\gamma_f > 1$ (для оценки несущей способности).

Для экономичного подбора продольной рабочей арматуры следует выполнить перераспределение изгибающих моментов с учетом возможного образования в стадии разрушения пластических шарниров. Наибольший экономический эффект дает снижение опорных моментов, что позволяет несколько уменьшить и пролетные моменты.

Границы перераспределения моментов определяются условиями обеспечения трещиностойкости сечений. Предельная ширина непродолжительного раскрытия трещин от всех нагрузок должна быть не более 0,4 мм, а ширина продолжительного раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок не должна превышать 0,3 мм. Чтобы выполнялись эти требования в курсовом проекте рекомендуется снижение опорных моментов главной балки не более чем на 30 %, но и не более, чем до величин опорных моментов от продолжительных нагрузок при $\gamma_f = 1$. Численная оценка непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин выполняется ЭВМ при проверке ручного расчета первого пролета главной балки.

Расчет прочности сечений главной балки выполняется в такой же последовательности, как и расчет прочности сечений второстепенной балки. Опасными сечениями на действие изгибающих моментов являются сечения с максимальными по абсолютной величине моментами в пролете и на опоре В.

Для возможности оптимального конструирования арматуры количество стержней продольной арматуры подбирается с учетом последующего обрыва части стержней в пролете и на опоре. Перед подбором арматуры необходимо изучить схему армирования главной балки, что позволит избежать ошибок при назначении положения рабочей арматуры в расчетных сечениях (см. рис. 1.18).

В расчете прочности наклонных сечений слева от опоры В следует учесть, что число поперечных стержней (число срезов) в сечении балки на этом участке равно числу всех сеток в зоне опасного наклонного сечения.

В главной балке необходимо рассчитать дополнительную поперечную арматуру в местах примыкания второстепенных балок к главным.

При успешной самостоятельной работе студента над расчетом и проектированием крайнего пролета главной балки, расчет и конструирование второго пролета выполняет ЭВМ.

Решение. Статический расчет. Принимая длину площадки опирания на стену для главной балки 380 мм, получим величины расчетных пролетов:

$$l_1 = l_4 = 8,00 - 0,25 + 0,5 \cdot 0,38 = 7,94 \text{ м}; \quad l_2 = l_3 = 8,00 \text{ м}.$$

Расчетная схема балки, схемы загружений постоянной и временной нагрузкой (отдельно в каждом пролете) и соответствующие виды эпюр изгибающих моментов представлены на рисунке 1.10.

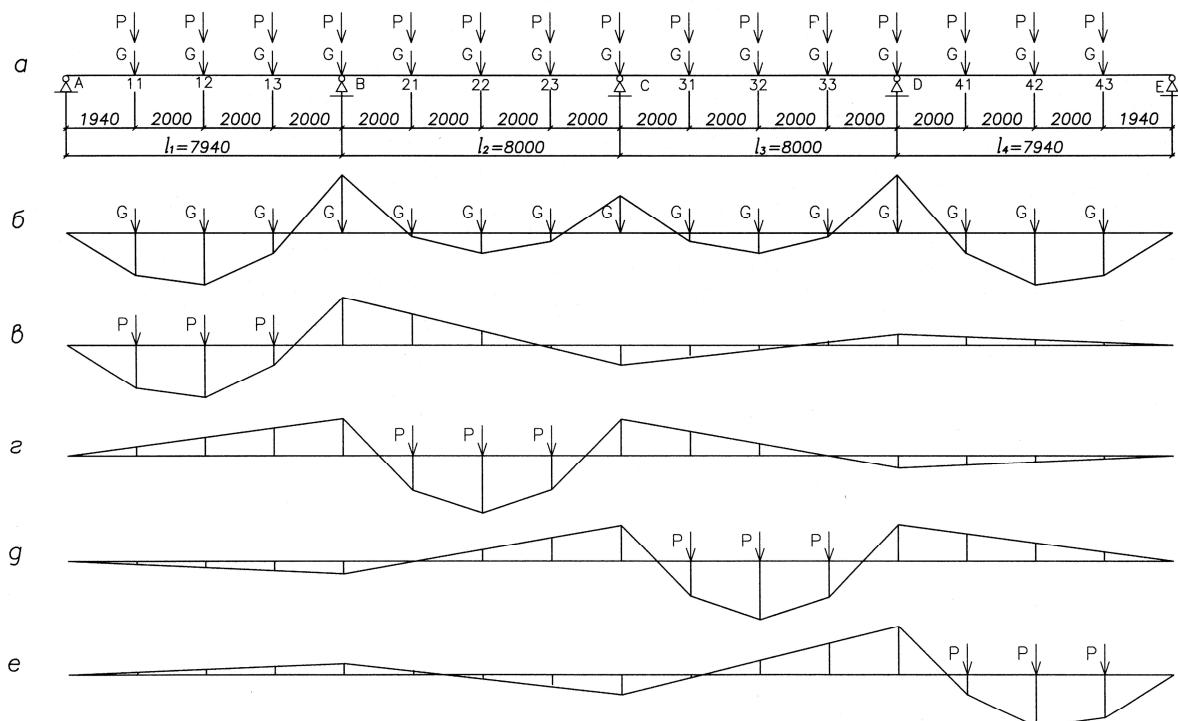


Рис. 1.10. К статическому расчету главной балки:

а – расчетная схема главной балки; б...е – схемы загружений и эпюры изгибающих моментов от постоянной и временной нагрузок для вычисления ординат огибающих эпюр M

Воспользуемся результатами автоматизированного статического расчета главной балки, полученными в награду от успешного выполнения расчета плиты и второстепенной балки (см. рис. 1.7).

Перераспределение усилий изгибающих моментов в первом пролете выполняем в следующей последовательности:

- назначаем величину перераспределенного опорного момента на опоре В $M_{\text{вп}} = -515 \text{ кН}\cdot\text{м}$; в этом случае снижение опорного момента составит $(676,7 - 515)/676,7 \cdot 100 = 23,9 \%$ и $|M_{\text{вп}}| = 515 \text{ кН}\cdot\text{м} > |M_{\text{в}}| = 512,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (от продолжительных нагрузок при $\gamma_f = 1$);
- вычисляем ординаты эпюры M в расчетных сечениях первого пролета главной балки от $M_{\text{вп}} = -515 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (рис. 1.11,*a*);
- вычисляем ординаты балочной эпюры M в расчетных сечениях первого пролета главной балки от постоянной нагрузки при $G = 56,63 \text{ кН}$ (рис. 1.11,*b*);
- вычисляем ординаты балочной эпюры M в расчетных сечениях первого пролета главной балки от полной нагрузки при $G = 56,63 \text{ кН}$ и $P = 136,80 \text{ кН}$ (рис. 1.11,*c*);
- суммируя ординаты эпюр M рисунков 1.11,*a* и 1.11,*b* получаем ординаты огибающей эпюры моментов M_{min} , а суммируя ординаты эпюр M рисунков 1.11,*a* и 1.11,*c* получаем ординаты огибающей эпюры моментов M_{max} (рис. 1.11,*e*).

Поперечные силы вычисляются по участкам как тангенс угла наклона линий эпюры M после перераспределения моментов.

Так для участка балки слева от опоры В получим:

$$Q_{\text{всл,max}} = (-515 - 190,6)/2,0 = -352,8 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{всл,min}} = (-515 + 216,7)/2,0 = -149,2 \text{ кН}.$$

Огибающая эпюра Q дана на рисунке 1.11,*d*.

Для оптимального подбора расчетной площади продольной рабочей арматуры на опоре В главной балки целесообразно вычислить и значения изгибающих моментов по граням колонны. Так как сечения балки и её армирование справа и слева от опоры В одинаковы, находят больший (по абсолютному значению) из изгибающих моментов, которые действуют по грани колонны слева и справа. Размеры сечения колонны можно предварительно принять $b \times h = 400 \times 400 \text{ мм}$.

Например, для сечения балки по грани колонны слева от опоры В значение изгибающего момента будет равно :

$$M_{\text{всл}} = M_{\text{вп}} + 0,5 \cdot Q_{\text{всл,min}} \cdot h = -515 + 0,5 \cdot 149,1 \cdot 0,4 = -485,2 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где h – высота сечения колонны.

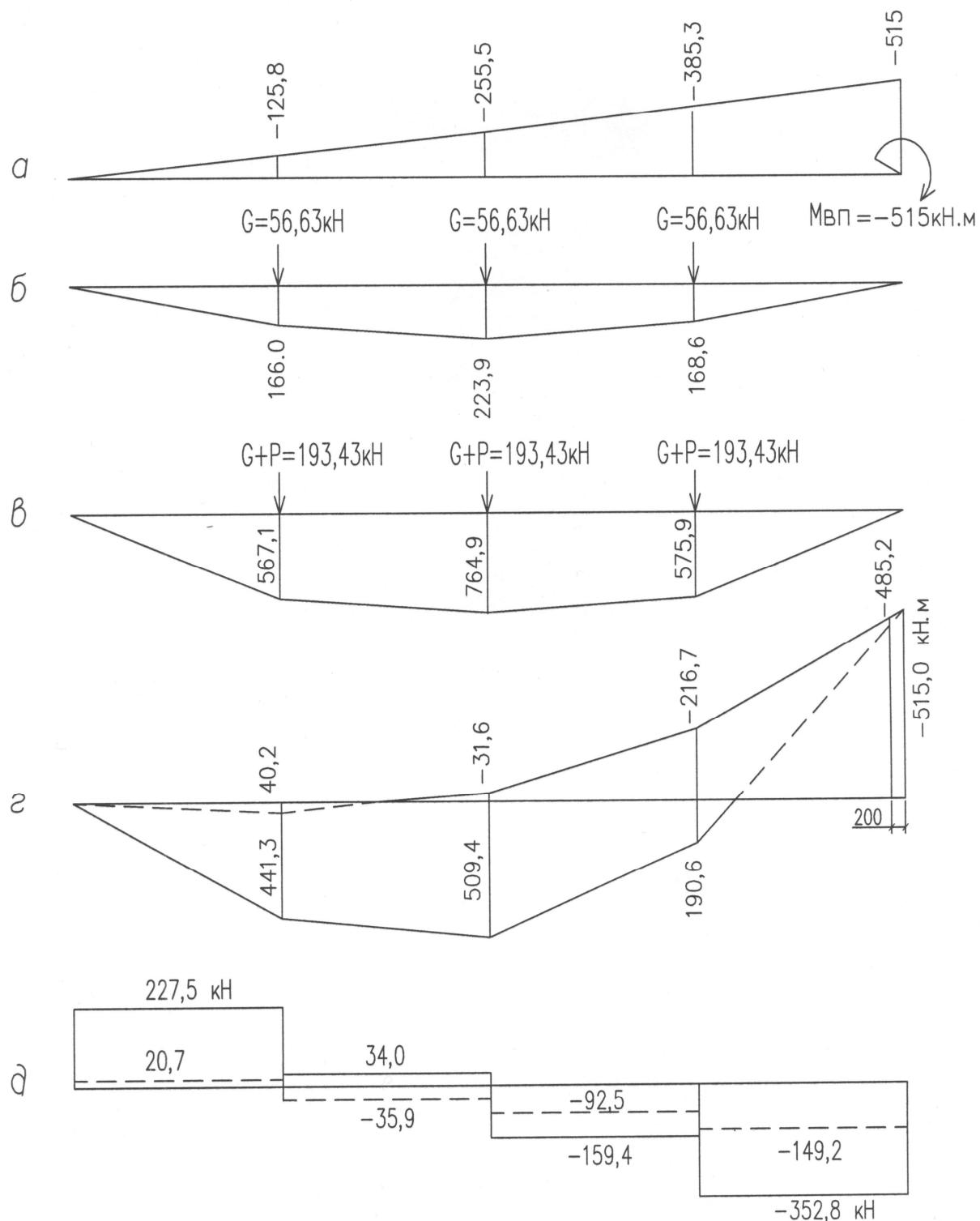


Рис. 1.11. К перераспределению изгибающих моментов и поперечных сил в первом пролете главной балки:

а – эпюра M от опорного перераспределенного момента; б – «балочная» эпюра M от постоянной нагрузки; в – то же от постоянной и временной нагрузок; г – огибающая эпюра M ; д – огибающая эпюра Q

Согласно заданию бетон тяжелый, естественного твердения, класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 1,05$ МПа). Продольная рабочая арматура для балок класса А400 ($R_s=350$ МПа, $\xi_R=0,533$ и $\alpha_R=0,391$).

Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси главной балки.
Сечение в пролете (рис. 1.12, *a*), $M = 509,4$ кН·м.

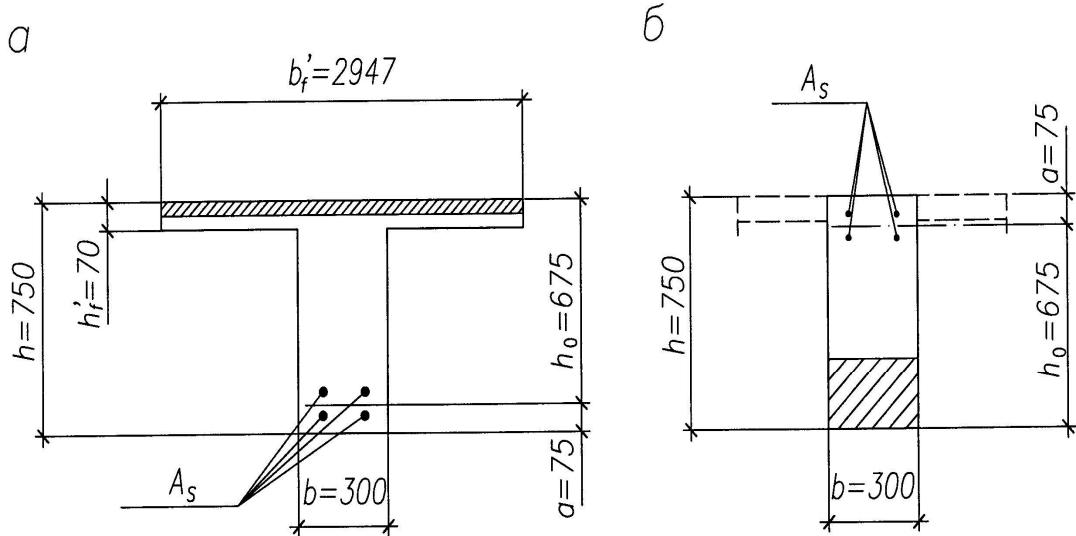


Рис. 1.12. К расчету продольной арматуры в сечениях главной балки:
а – в пролете; *б* – на опоре В

Определяем расчетную ширину полки таврового сечения согласно п. 3.26[7]:

$$b_f' = b + 2 \cdot 1/6 \cdot l_{01} = 0,3 + 2 \cdot 1/6 \cdot 7,94 = 2,947 \text{ м} = 2947 \text{ мм.}$$

Вычислим $h_0 = h - a = 750 - 75 = 675$ мм, где $a=75$ мм принято ориентировочно для арматуры Ø25 ...Ø32 мм с расположением в два ряда.

Так как $R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 14,5 \cdot 2947 \cdot 70 (675 - 0,5 \cdot 70) = 1914,4 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 1914,4 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 509,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то граница сжатой зоны проходит в полке и расчет выполняем как для сечения прямоугольного профиля с шириной $b = b_f' = 2947$ мм. Вычисляем:

$$\alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = 509,4 \cdot 10^6 / (14,5 \cdot 2947 \cdot 675^2) = 0,0262 < \alpha_R = 0,391.$$

Требуемую площадь арматуры вычислим по формуле:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 14,5 \cdot 2947 \cdot 675 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0262}) / 350 = 2185 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø28 A400+2Ø25A400 ($A_s = 1232+982 = 2214 \text{ мм}^2$).

Сечение на опоре В (рис. 1.12, *б*), $M = 515$ кН·м. Вычислим $h_0 = h - a = 750 - 75 = 675$ мм. $\alpha_m = 515 \cdot 10^6 / (14,5 \cdot 300 \cdot 675^2) = 0,260 < \alpha_R = 0,391$. Тогда:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 14,5 \cdot 300 \cdot 675 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,260}) / 350 = 2575 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø32A400 + 2Ø28A400 ($A_s = 1609+1232=2841 \text{ мм}^2$).

Монтажную арматуру принимаем 2Ø12A400 ($A_s = 226 \text{ мм}^2$).

Расчет прочности наиболее опасного наклонного сечения балки.

Выполним расчет прочности наиболее опасного сечения главной балки на действие поперечной силы у опоры В слева. Поперечная сила в расчетном сечении $Q = Q_{\text{всл, max}} = 352,8 \text{ кН}$.

Определим требуемую интенсивность поперечных стержней согласно п. 3.33, а [7]; параметры расчетного наклонного сечения приведены на рисунке 1.13.

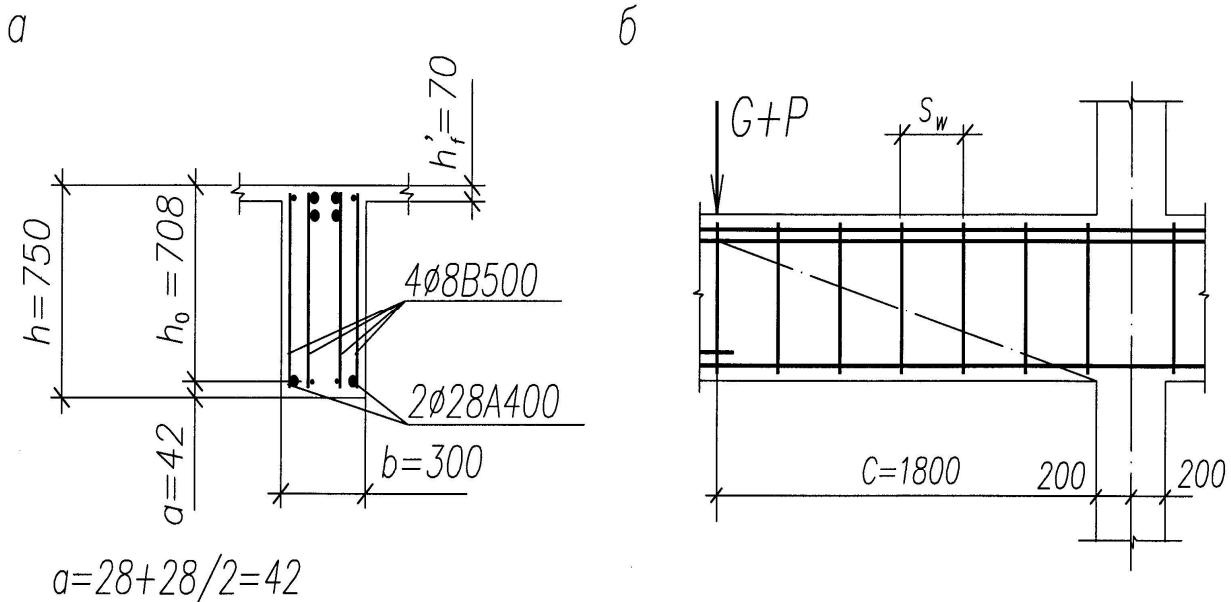


Рис. 1.13. Расчету прочности наклонного сечения главной балки:
а – размеры сечения; б – расположение опасного наклонного сечения

Принимаем длину проекции опасного наклонного сечения c , равной расстоянию от грани колонны до первой силы $c = 1800 \text{ мм}$. Тогда $\alpha = c/h_0 = 1800/708 = 2,542 < 3$; поскольку $\alpha_0 = \alpha = 2,542 > 2$, то принимаем $\alpha_0 = 2$.

Определяем параметры ε_{ep} и ε по формулам:

$$\varepsilon_{ep} = \frac{1,5}{\alpha} + 0,1875\alpha_0 = \frac{1,5}{2,542} + 0,1875 \cdot 2 = 0,965;$$

$$\varepsilon = \frac{Q}{R_{bt}bh_0} = \frac{352,8 \cdot 10^3}{1,05 \cdot 300 \cdot 708} = 1,578.$$

Поскольку $\varepsilon = 1,578 > \varepsilon_{ep} = 0,965$, то требуемую по расчету интенсивность поперечных стержней вычисляем по формуле (3.51)[7]:

$$q_{sw} = R_{bt}b \frac{\varepsilon - 1,5/\alpha}{0,75\alpha_0} = 1,05 \cdot 300 \frac{1,578 - 1,5/2,542}{0,75 \cdot 2} = 207,5 \text{ Н/мм.}$$

Из условия сварки принимаем поперечные стержни $\varnothing 8$ класса В500 ($R_{sw} = 300 \text{ МПа}$); при числе каркасов в расчетном сечении 4 (см. рис. 1.13а) получим $A_{sw} = 201 \text{ мм}^2$; требуемый по расчету шаг поперечных стержней должен быть равен:

$$s_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{300 \cdot 201}{207,5} = 290,6 \text{ мм.}$$

Согласно п. 5.21[7] шаг поперечных стержней у опоры должен быть не более $0,5h_0 = 0,5 \cdot 708 = 354$ мм и не более 300 мм. Максимально допустимый шаг поперечных стержней вычисляем по формуле (3.60)[7] :

$$s_{w,max} = R_{bt} b h_0^2 / Q_{max} = 1,05 \cdot 300 \cdot 708^2 / (352,8 \cdot 10^3) = 448 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечных стержней $s_w = 290$ мм, удовлетворяющий расчетным и конструктивным требованиям с фактической интенсивностью поперечных стержней $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w = 300 \cdot 201 / 290 = 207,9 \text{ Н/мм} > 207,5 \text{ Н/мм}$.

Проверяем прочность наклонной полосы между наклонными трещинами по условию (3.43) [7]:

$0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 708 = 923,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 923,9 \text{ кН} > Q_{max} = 352,8 \text{ кН}$, следовательно, прочность наклонной полосы обеспечена.

Построение эпюры материалов выполняем с целью рационального конструирования продольной арматуры главной балки в соответствии с огибающими эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил. Для этого находим изгибающие моменты, воспринимаемые в расчетных сечениях, с фактически принятой арматурой и уточненных значениях параметров a и h_0 . Поскольку в пролете и на опоре диаметры продольных стержней в рядах разные, то уточненные расстояния от центра тяжести суммарной площади арматуры до растянутой грани вычислены по формуле $a = \sum A_{si} a_i / \sum A_{si}$.

Сечение в пролете с продольной арматурой $2\varnothing 28A400$ (рис. 1.14, δ), $A_s = 1232 \text{ мм}^2$; при $b = b_f$ $x = R_s A_s / (R_b b) = 350 \cdot 1232 / (14,5 \cdot 2947) = 10,09 \text{ мм} < h_f = 70 \text{ мм}$, тогда

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5 x) = 350 \cdot 1232 (708 - 0,5 \cdot 10,09) = 303,1 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 303,1 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Сечение в пролете с продольной арматурой $2\varnothing 28A400 + 2\varnothing 25A400$ (рис. 1.14, ϵ), $a = (1232 \cdot 42 + 982 \cdot 112) / (1232 + 982) = 73 \text{ мм}$; $h_0 = h - a = 750 - 73 = 677 \text{ мм}$;

$$A_s = 2214 \text{ мм}^2; x = 350 \cdot 2214 / (14,5 \cdot 2947) = 18,13 \text{ мм} < h_f = 70 \text{ мм}, \text{ тогда}$$

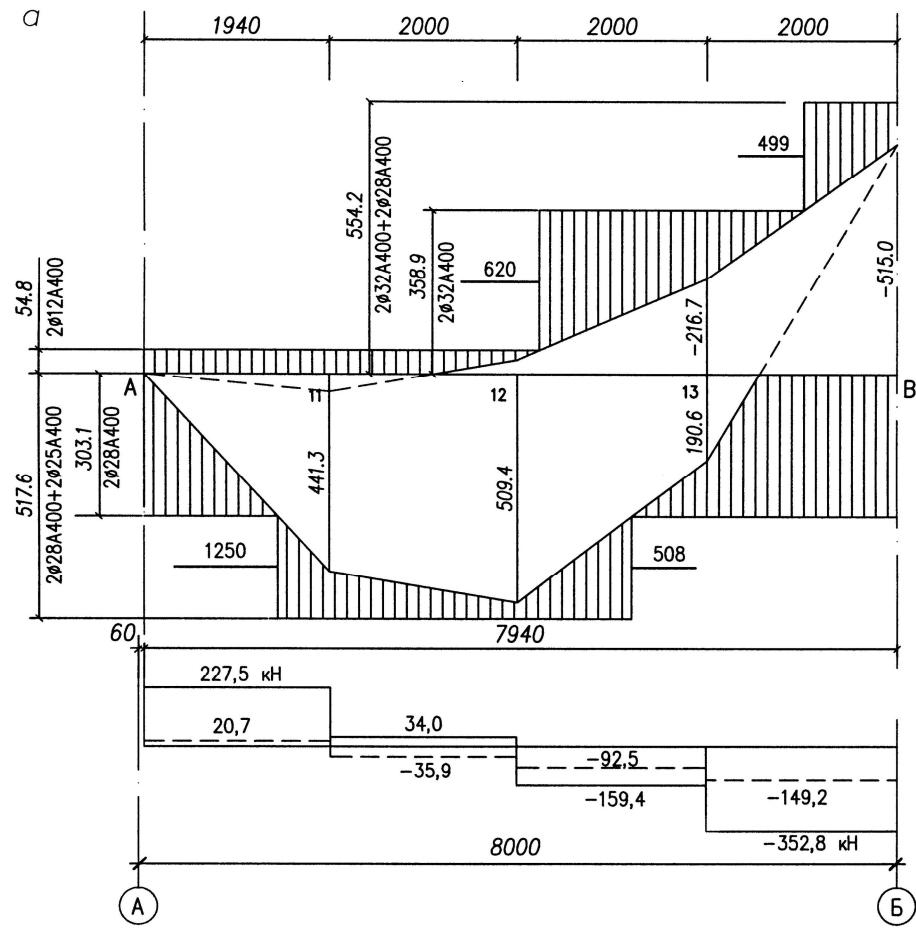
$$M_{ult} = 350 \cdot 2214 (677 - 0,5 \cdot 18,13) = 517,6 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 517,6 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Сечение в пролете с монтажной продольной арматурой в верхней зоне $2\varnothing 12 A400$ (рис. 1.14, ε), $A_s = 226 \text{ мм}^2$; $x = 350 \cdot 226 / (14,5 \cdot 300) = 18,18 \text{ мм}$,

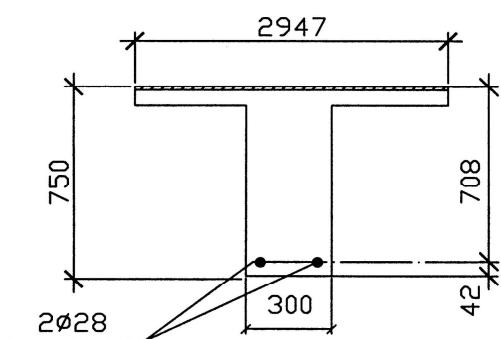
$$M_{ult} = 350 \cdot 226 (702 - 0,5 \cdot 18,18) = 54,8 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 54,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Сечение у опоры В с арматурой в верхней зоне $2\varnothing 32A400$ (рис. 1.14, δ), $A_s = 1609 \text{ мм}^2$; $x = 350 \cdot 1609 / (14,5 \cdot 300) = 129,5 \text{ мм}$,

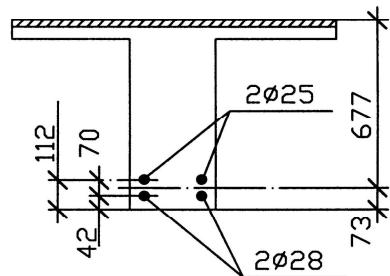
$$M_{ult} = 350 \cdot 1609 (702 - 0,5 \cdot 129,5) = 358,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 358,9 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$



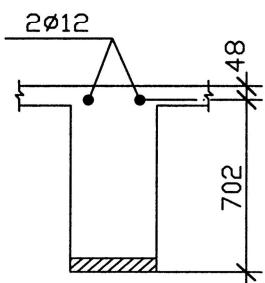
6



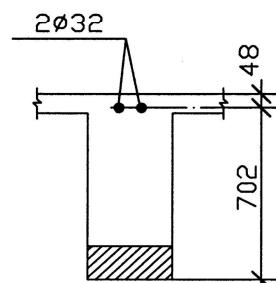
2



g



2



e

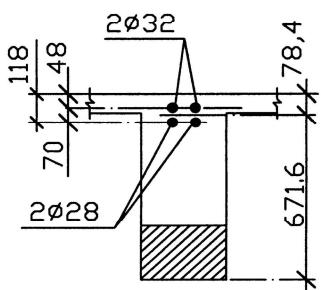


Рис. 1.14. К построению эпюры материалов главной балки
 a – огибающие эпюры M и Q и эпюра продольной арматуры; $b \dots e$ – расчетные

сечения для определения изгибающих моментов по фактически принятой арматуре
Сечение у опоры В с арматурой в верхней зоне $2\varnothing 32$ А400+ $2\varnothing 28$ А400 (рис. 1.14, e), $a=(1609 \cdot 48 + 1232 \cdot 118) / (1609 + 1232) = 78,4$ мм; $h_0=750 - 78,4 = 671,6$ мм; $A_s = 1609 + 1232 = 2841$ мм²; $x=355 \cdot 2841 / (14,5 \cdot 300) = 231,8$ мм, $\xi=x/h_0 = 231,8 / 671,6 = 0,345 < \xi_R = 0,531$, тогда

$$M_{ult} = 350 \cdot 2841 (671,6 - 0,5 \cdot 228,6) = 554,2 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{м} = 554,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Пользуясь полученными значениями изгибающих моментов, графическим способом находим точки теоретического обрыва стержней и соответствующие им величины поперечных сил (рис. 1.14, a).

Вычисляем необходимую длину анкеровки обрываемых стержней для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающих моментов в соответствии с п. 3.46 [7]:

- для нижней арматуры в пролете $\varnothing 25$ мм при $Q = 159,4$ кН и $q_{sw}=207,9$ кН/м; так как $Q/(2q_{sw})=159,4 \cdot 10^3 / (2 \cdot 207,9) = 383,3$ мм $< h_0=708$ мм, то длину анкеровки обрываемых стержней определяем по формуле (3.79)[7]:

$$w = Q / (2q_{sw}) + 5d = 159,4 \cdot 10^3 / (2 \cdot 207,9) + 5 \cdot 25 = 508 \text{ мм} = 50,8 \text{ см};$$

- для верхней арматуры у опоры В $\varnothing 28$ мм при $Q = 149,2$ кН соответственно получим $w = 149,2 \cdot 10^3 / (2 \cdot 207,9) + 5 \cdot 28 = 499 \text{ мм} = 49,9 \text{ см}$.

Расчет на отрыв в местах примыкания второстепенных балок к главным.

Расчет выполняем в соответствии с методикой п. 3.97 [15]. Расчетная схема для определения длины зоны отрыва представлена на рис.1.15.

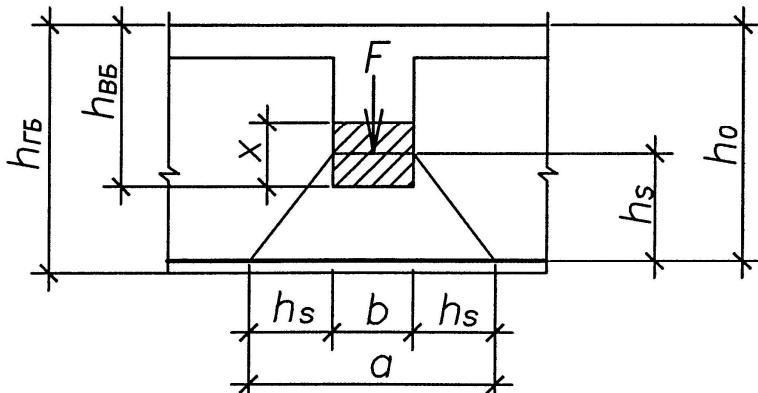


Рис. 1.15. Схема определения длины зоны отрыва в местах примыкания второстепенных балок к главным

В опорном сечении второстепенной балки $a_m = 0,195$ (см. расчет второстепенной балки), следовательно, высота сжатой зоны будет равна $x = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})R_s = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,195}) \cdot 355 = 78$ мм, соответственно получим:

$h_s = h_0 - h_{BБ} + 0,5x = 677 - 400 + 0,5 \cdot 78 = 316$ мм и длину отрыва $a = 2h_s + b = 2 \cdot 316 + 200 = 832$ мм. Отрывающая сила равна сосредоточенной нагрузке на главную балку $F = G + P = 56,63 + 136,80 = 193,43$ кН

При армировании главной балки сварными сетками требуемая суммарная площадь вертикальных стержней будет равна $\sum A_{sw} = F(1 - h_s/h_0)/R_{sw} = 193,43 \cdot 10^3 \times (1 - 316/677) / 280 = 368 \text{ мм}^2$, где $R_{sw} = 280 \text{ МПа}$ для заданного класса продольной рабочей арматуры класса А400.

Принимаем две сетки с вертикальными стержнями 5Ø8А400 в каждой, всего 10Ø8А400 ($\sum A_{sw} = 503 \text{ мм}^2$).

Чтобы получить в награду результаты расчета и конструирования второго пролета главной балки, при успешной самостоятельной работе, необходимо заполнить соответствующий контрольный талон. При заполнении контрольного талона и расшифровке результирующей информации следует руководствоваться рисунком 1.16. Пример заполненного контрольного талона и результатов проверки представлены на рисунке 1.17. Пример конструирования главной балки, соответствующий выполненным выше расчетам, дан на рисунке 1.18.

1.2. Монолитная колонна и центрально нагруженный фундамент под колонну

Прежде чем приступить к выполнению индивидуального задания, как и раньше, рекомендуется изучить соответствующие разделы учебной литературы и быть готовым ответить на следующие вопросы:

1. Как определяется нагрузка на колонну среднего ряда в многоэтажном здании?
2. Какие усилия возникают в сечениях колонн многоэтажных зданий?
3. В каких случаях допускается расчет прочности колонны с учетом случайных эксцентрикитетов?
4. Каково назначение и особенности конструирования поперечной арматуры в колоннах?
5. Какие основные типы фундаментов, применяемые в строительной практике?
6. В чем особенности конструкций монолитных отдельно стоящих фундаментов под монолитные колонны?
7. Каков общий порядок расчета фундамента под колонну?
8. В чём заключаются особенности расчета основания и тела отдельно стоящих центрально нагруженных фундаментов?

Методические указания. В режиме диалога с ЭВМ проектируется средняя колонна первого этажа. Осевая нагрузка на колонну должна вычисляться с учетом следующих особенностей:

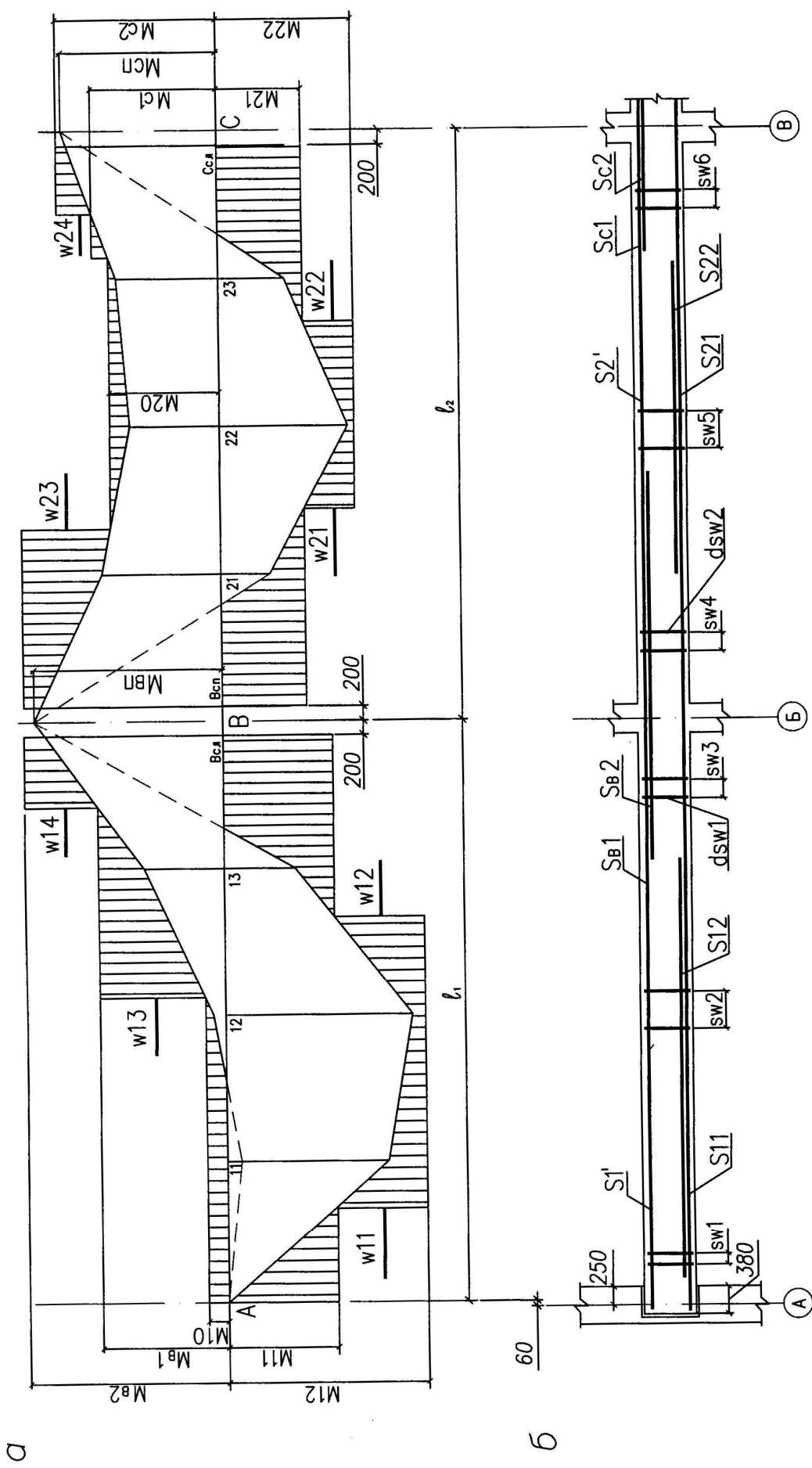


Рис. 1.16. К кодированию и расшифровке параметров арматуры главной балки: *a* – эпюра арматуры;
 δ – схема армирования

С

ПГС 4 курс П11 гр. I Код задания		Продольная арматура (п.Ф)		d .s3(мм)	Моменты (кН.м)	w (см)	Контр. I
Бубнов О.П.	S11	S12	SB1	sw1	M11	M12	14
Срок сдачи информации	: 3 этапу до 403101 102.03	: 2.28	: 2.25	: 2.32	: 2.28	: 8.290	: 515.0
по 3 этапу до 1	-	-	-	-	-	-	-

При заполнении контрольного талона руководствоваться рис. 1.16.

Примечание: Если значение M_{ВП} в контрольном талоне будет равно M_В (по огибающей эпюре М расчета упругой системы), то проверка правильности расчета сечений выполняется по усилиям огибающих эпюр расчета балки как упругой системы.

Б

Бубнов О.П., по Вашим данным в сечении у опоры в ширине раскрытия трещин составляет: acrc1= .296 мм, acrc2= .297 мм. В опасном сечении крайнего пролета ширина раскрытия трещин составляет: acrc1= .296 мм, acrc2= .329 мм.

ПГС 4 курс П11 гр. I Код задания		Продольная арматура (п.Ф)		d .s3(мм)	Моменты (кН.м)	w (см)	Результат
Бубнов О.П.	S11	S12	SB1	sw1	M11	M12	ошибок
Информация студента	I 102.03	2.28	2.25	2.32	8.290	515.0	1
Результаты проверки	I	2.28	2.25	2.32	8.290	515.0	1

Вы отлично выполнили расчет первого пролета главной балки, получите данные для конструирования главной балки:

Ординаты огибающей эпюры моментов после перераспределения усилий в сечениях, кН.м :

	11	12	13	Всп	21	22	23	C
M _{max}	441.3	509.4	190.6	-444.4	-515.0	-452.8	106.5	366.3
M _{min}	40.2	-31.6	-216.7	-485.2	-515.0	-495.6	-321.4	-241.0

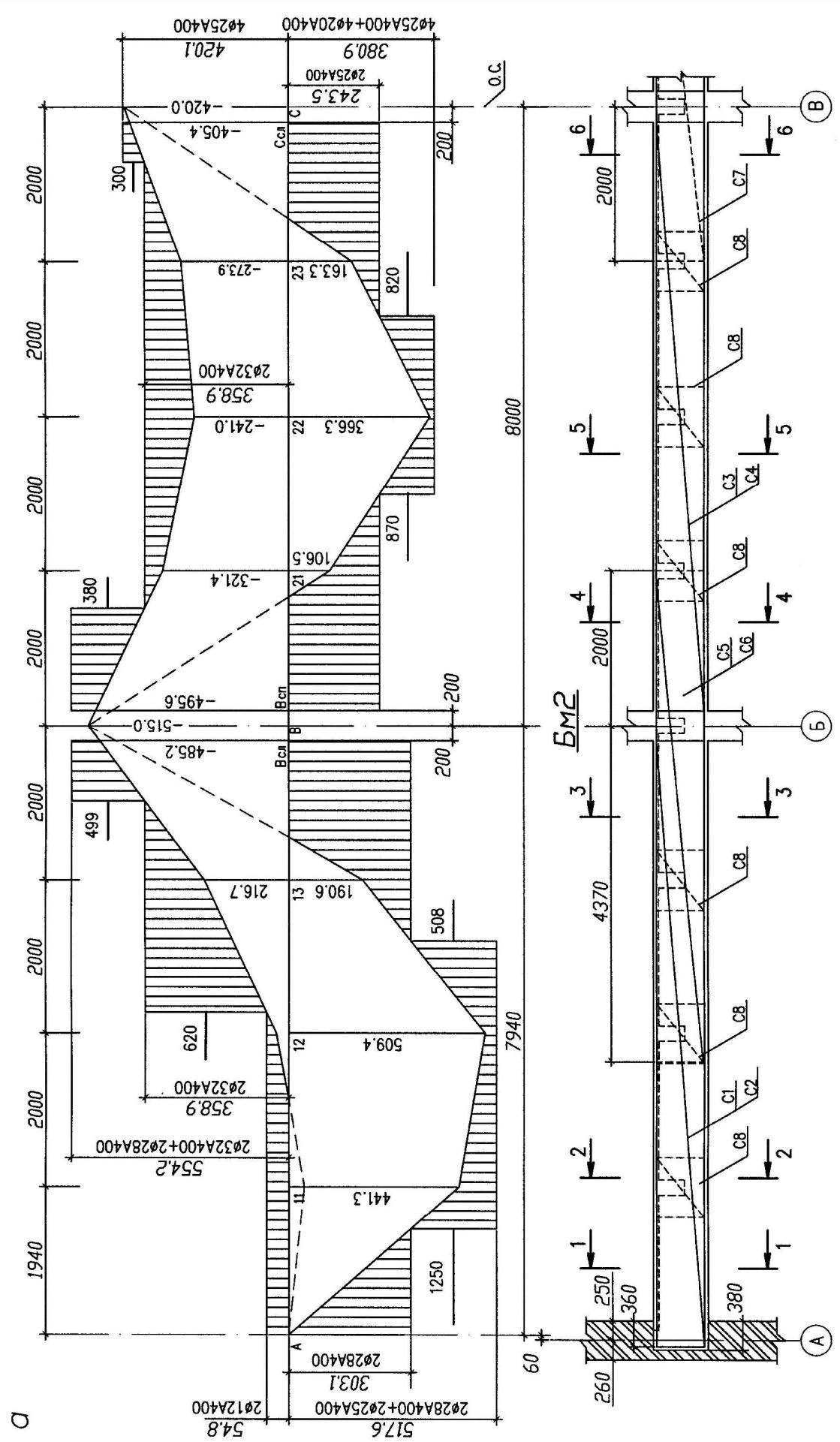
Продольная арматура (п.Ф) S1' 2.12 2.28 2.25 2.32 SB1 2.28 S2' 2.32 2.25 S21 2.20 2.25 Sc1 2.25

Поперечная арматура (мм) d_{sw1} 8. 300. s₁ 300. s₂ 500. s₃ 290. s₄ 300. s₅ 500. s₆ 300. d_{sw2} 8.

Длины заделки стержней (мм) w₁₁ 1250. 508. w₁₂ 620. w₁₃ 499. w₂₁ 870. w₂₂ 820. w₂₃ 380. w₂₄ 300.

Предельные изгибающие моменты (кН.м) M₁₀ 54.8 303.1 M₁₁ 517.6 M₁₂ 358.9 M₂₁ 358.9 M₂₂ 380.9 M_{c1} 231.3 M_{c2} 420.1

Рис. 1.17. К автоматизированному проектированию главной балки: а – заполненный контрольный талон, б – результаты диалога с ЭВМ



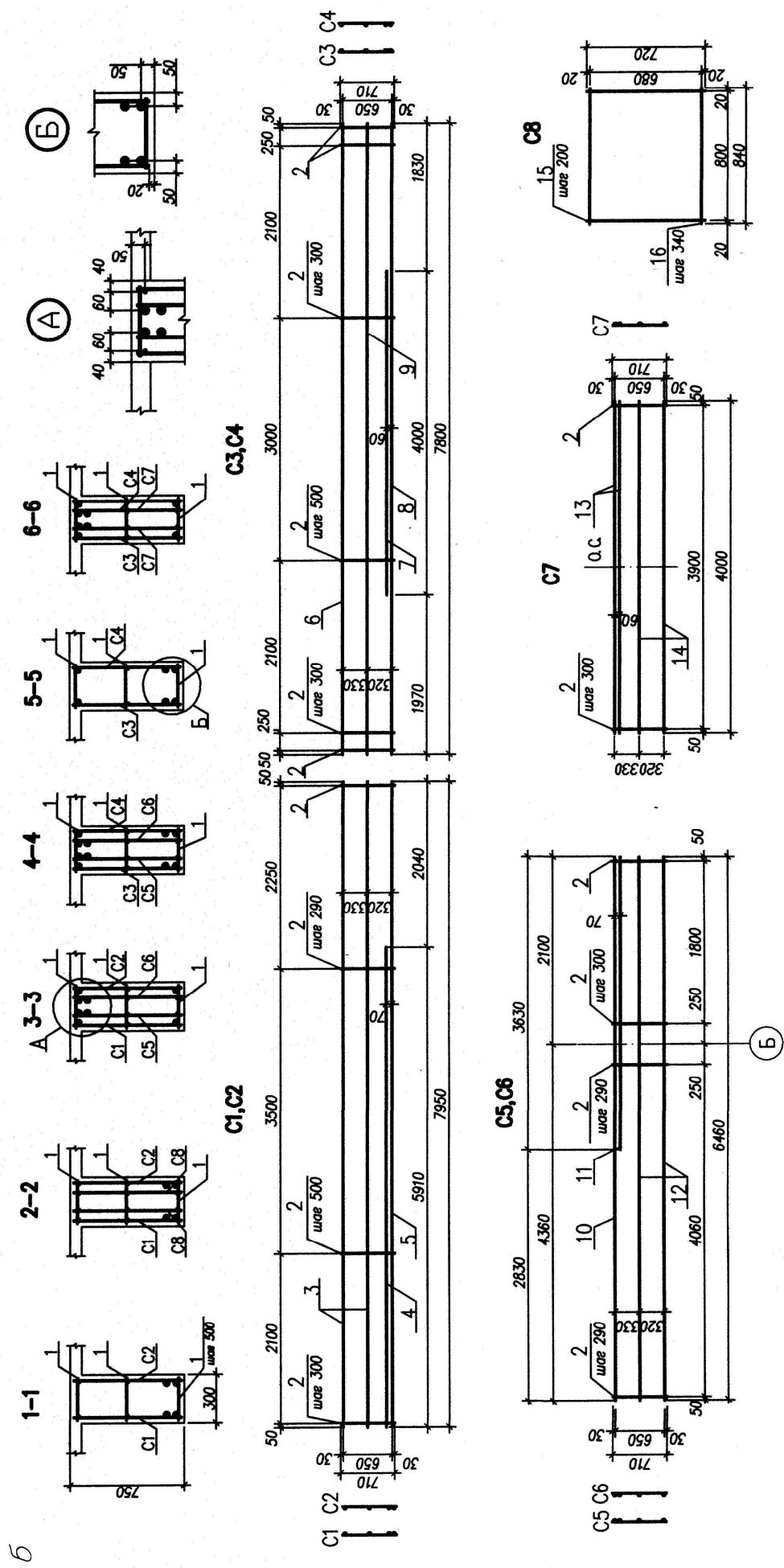


Рис. 1.18. Армирование главной балки: *a* – эпюра материалов, опалубочных размеры и схема армирования;
б – сечения и арматурные изделия

- грузовая площадь для средней колонны принимается равной произведению шага колонн в продольном и поперечном направлениях здания;
- постоянная нагрузка от кровли вычисляется в соответствии с заданным номером типа кровли по приложению XIII;
- снеговая нагрузка на кровлю определяется по заданному району строительства согласно нормативным требованиям[12];
- постоянная нагрузка от элементов перекрытий (покрытия) вычисляется по принятым в расчете монолитного перекрытия размерам сечений элементов (плиты, второстепенных и главных балок);
- постоянная нагрузка от собственного веса колонны должна соответствовать принятым размерам её поперечного сечения;
- времененная нагрузка на перекрытие принимается по заданию, при этом времененная кратковременная нормативная нагрузка на перекрытие одинаковая для всех заданий и равна $1,5 \text{ кН}/\text{м}^2$, как часть заданной величины временной нагрузки;
- высота этажа и количество этажей должны соответствовать индивидуальному заданию.

Классы бетона и продольной рабочей арматуры колонны и фундамента принимаются по заданию. Поперечная арматура в колонне класса В500.

Расчет прочности колонны выполняется на действие продольной силы со случаем эксцентризитетом. Расчетная длина колонны первого этажа принимается равной высоте этажа по заданию.

Монолитный фундамент под колонну проектируется с учетом заданных величин глубины заложения подошвы и условного расчетного сопротивления грунта от действия осевого усилия в рассчитываемой колонне первого этажа. Нормативное усилие для определения размеров подошвы фундамента определяется делением расчетного усилия в колонне на среднее значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,15$.

Размеры фундамента в плане и по высоте не ограничиваются условиями унификации. Размеры поперечного сечения подколонника по сравнению с размерами сечения колонны принимаются увеличенными на 50 мм в каждую сторону. Отметка верха подколонника назначается на 50 мм ниже уровня чистого пола.

Для примера проектирования колонны и фундамента воспользуемся результатами расчета монолитного перекрытия со следующим дополнением из индивидуального задания:

Высота этажа, м	4.20
Количество этажей	4
Тип конструкции кровли	1
Класс бетона монол. констр. и фундамента	B25
Класс арм-ры монол. констр. и фундамента	A400
Глубина заложения фундамента, м	1.50
Расчетное сопротивление грунта, МПа	0.29
Район строительства.	Томск

Решение. Определяем нагрузку на колонну с грузовой площади, соответствующей заданной сетке колонн $6,0 \times 8,0 = 48,0 \text{ м}^2$ и коэффициентом надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$.

Вычисление постоянной нагрузки от собственного веса 1 м^2 кровли (по заданию тип 1) в соответствии с приложением XIII представлено в таблице 1.2.

Таблица 1.2

Постоянная нагрузка от 1 м^2 кровли

Элементы кровли	Нормативная нагрузка, kH/m^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, kH/m^2
Слой гравия, втопленный в битум	0,16	1,3	0,208
Гидроизоляционный ковер – 2 слоя «Унифлекс»	0,09	1,3	0,117
Цементная стяжка ($\delta = 20 \text{ мм}, \rho = 18 \text{ кН/m}^3$)	0,36	1,3	0,468
Утеплитель – керамзит ($\delta = 120 \text{ мм}, \rho = 5 \text{ кН/m}^3$)	0,60	1,3	0,780
Пароизоляция (слой рубероида на битумной мастике)	0,03	1,3	0,039
Итого			1,612

С учетом грузовой площади постоянная нагрузка от собственного веса кровли будет равна $1,612 \cdot 48,0 = 77,38 \text{ кН}$.

Постоянная нагрузка от собственного веса железобетонной плиты перекрытия (покрытия) при толщине плиты 70 мм, плотности железобетона $\rho = 25 \text{ кН/m}^3$ и коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ на грузовую площадь составит $0,07 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 48,0 = 92,40 \text{ кН}$.

Постоянная нагрузка от веса ребер второстепенных балок перекрытия (покрытия) при количестве балок на грузовой площади 4 шт. длиной 6,0 м и

размерами сечения ребра $0,2 \times 0,33$ м будет равна $0,2 \cdot 0,33 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 4 \cdot 6,0 = 43,56$ кН.

Постоянная нагрузка от веса ребер главных балок перекрытия (покрытия) на грузовой площади длиной 8,0 м и размерами сечения ребра $0,3 \times 0,68$ м составляет $0,3 \cdot 0,68 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 8,0 = 44,88$ кН.

Постоянная нагрузка от веса колонны сечением 400×400 мм при высоте этажа 4,20 м будет равна $0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 4,20 = 18,48$ кН.

Итого постоянная нагрузка на колонну первого этажа от веса всех железобетонных конструкций здания (при количестве этажей – 4) будет равна $4 \cdot (92,40 + 43,56 + 44,88 + 18,48) = 797,28$ кН.

Постоянная нагрузка на колонну от массы пола 3-х этажей (по заданию $g_n = 1,0$ кН/м²) при $\gamma_f = 1,2$ составит $3 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 48,0 = 172,8$ кН.

Нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие определяем по формуле (10.1) [12]:

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 1,68 \text{ кН/м}^2,$$

где $c_e = 1,0$ – коэффициент, учитывающий снос снега от ветра, принят по формуле (10.4) [12];

$c_t = 1,0$ – термический коэффициент, принят по формуле (10.6) [12];

$\mu = 1,0$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке, принят в соответствии с п. 10.2 [12];

$S_g = 2,4$ кПа – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли для г. Томск (IV снеговой район) в соответствии с таблицей 10.1 [12].

Расчетное значение снеговой нагрузки будет равно:

$$S = S_0 \gamma_f = 1,68 \cdot 1,4 = 2,352 \text{ кН/м}^2,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по снеговой нагрузке согласно п. 10.12 [12].

При этом длительная составляющая будет равна $0,7 \cdot 2,352 = 1,646$ кН/м², где коэффициент 0,7 принят по п. 10.11 [12].

С учетом грузовой площади получим следующие величины нагрузки от снега на колонну: от полной снеговой нагрузки – $2,352 \cdot 48,0 = 112,9$ кН, а для длительной составляющей снеговой нагрузки – $1,646 \cdot 48,0 = 79,0$ кН.

От полной временной нагрузки на перекрытиях 3-х этажей (по заданию $v = 10,0$ кН/м²) при $\gamma_f = 1,2$ нагрузка на колонну составит $3 \cdot 10,0 \cdot 1,2 \cdot 48,0 = 1728,0$ кН, соответственно длительная составляющая будет равна $3 \cdot (10,0 - 1,5) 1,2 \cdot 48,0 = 1468,8$ кН.

Суммарная величина продольной силы в колонне первого этажа будет $77,38+797,28+172,8+112,9+1728,0 = 2888,36$ кН, в том числе длительно составляющая равна $77,38+797,28+172,8+79,0+1468,8 = 2595,26$ кН.

С учетом класса ответственности здания при $\gamma_n = 0,95$ максимальная величина продольной силы в колонне составит $N = 2888,36 \cdot 0,95 = 2743,9$ кН; в том числе длительно действующая $N_l = 2595,26 \cdot 0,95 = 2465,5$ кН.

Характеристики бетона и арматуры для колонны. По заданию бетон класса B25. Поскольку колонна бетонируется в вертикальном положении, то согласно п.6.1.12[5], расчетное сопротивление бетона умножаем на коэффициент условия работы $\gamma_{b3} = 0,85$. Тогда получим $R_b = 14,5 \cdot 0,85 = 12,325$ МПа. Продольная рабочая арматура класса A400, $R_{sc} = 350$ МПа. Поперечная арматура класса B500.

Расчет прочности сечения колонны выполняем по формулам п.3.58 [7] на действие продольной силы со случайным эксцентрикитетом, поскольку класс тяжелого бетона ниже В35, а $l_0 = 4200$ мм $< 20h = 20 \cdot 400 = 8000$ мм.

По таблице IV.3 приложения IV при $l_0 / h = 4200/400 = 10,5$ и $N_l / N = 2465,5 / 2743,9 = 0,898$ находим коэффициенты $\varphi_b = 0,888$ и $\varphi_{sb} = 0,902$. Принимая ориентировочно значение $\varphi \approx (\varphi_b + \varphi_{sb})/2 = (0,888 + 0,902)/2 = 0,895$ вычисляем требуемую площадь сечения продольной арматуры по формуле (3.97) [7]:

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A}{R_{sc}} = \frac{\frac{2746,1 \cdot 10^3}{0,895} - 12,325 \cdot 160000}{350} = 3122 \text{ мм}^2,$$

где $A = bh = 400 \cdot 400 = 160000$ мм².

Принимаем 4Ø32 A400 ($A_{s,tot} = 3217$ мм²).

Выполним проверку прочности сечения колонны с учетом площади сечения фактически принятой арматуры.

Вычисляем $a_s = R_{sc} A_{s,tot} / (R_b A) = 350 \cdot 3217 / (12,325 \cdot 160000) = 0,554$; тогда

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \quad a_s = 0,889 + 2(0,902 - 0,889)0,554 = 0,916 > \varphi_{sb} = 0,902.$$

При $\varphi = \varphi_{sb} = 0,902$ несущая способность расчетного сечения колонны первого этажа будет равна:

$$N_{ult} = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,902(12,325 \cdot 160000 + 350 \cdot 3217) = 2794,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 2794,4 \text{ кН} > N = 2746,1 \text{ кН},$$

следовательно, прочность колонны обеспечена. Так же удовлетворяются требования п. 5.12 [7] по минимальному армированию, поскольку:

$$\mu = A_{s,tot} / A \cdot 100\% = 3217 / 160000 \cdot 100 = 2,01\% > 0,4\%$$

Поперечную арматуру в колонне конструируем в соответствии с требованиями п. 5.23[7] из арматуры класса В500 диаметром 8 мм, устанавливаемую с шагом $s_w = 450$ мм $< 15d = 15 \cdot 32 = 480$ мм и не более 500 мм (рис. 1.19, *a*).

Фундамент проектируем под рассчитанную выше колонну с расчетным усилием на подколонник $N = 2743,9$ кН.

Характеристики бетона и арматуры для фундамента. По заданию бетон тяжелый класса В25. Поскольку плитная часть фундамента бетонируется в горизонтальном положении расчетные сопротивления бетона будут равны $R_b = 14,5$ МПа и $R_{bt} = 1,05$ МПа. Продольная рабочая арматура сетки класса А400, $R_s = 350$ МПа.

Для определения размеров подошвы фундамента вычислим нормативное усилие от колонны принимая среднее значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,15$, соответственно получим $N^n = N/\gamma_{fm} = 2743,9 / 1,15 = 2386,0$ кН.

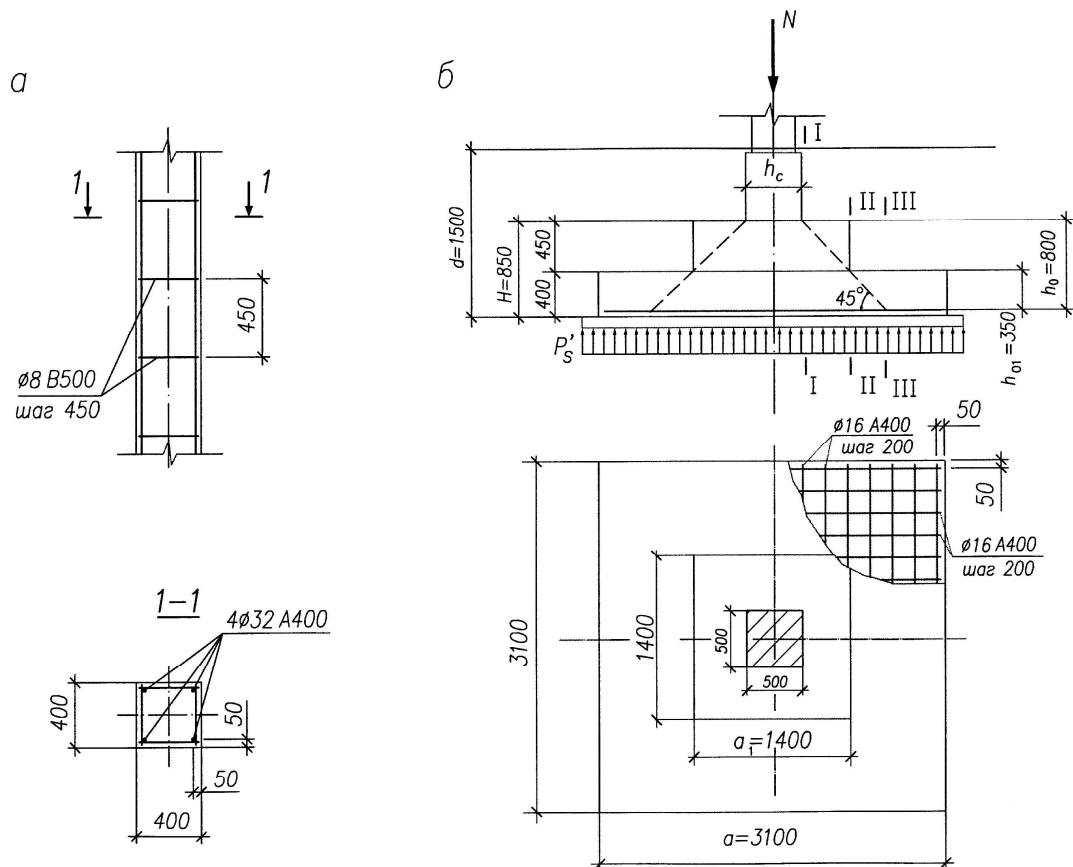


Рис. 1.19. К расчету колонны и фундамента: *a* – деталь армирования колонны; *б* – расчетные сечения и деталь армирования фундамента

По заданию грунт основания имеет расчетное сопротивление $R_0 = 0,29 \text{ МПа} = 290 \text{ кН/м}^2$, а глубина заложения фундамента равна $d = 1,5 \text{ м}$.

Принимая средний вес единицы объема бетона фундамента и грунта на обрезах $\gamma_{mt}=20 \text{ кН/м}^3$, вычислим требуемую площадь подошвы фундамента по формуле :

$$A = N^*/(R_0 - \gamma_{mt}d) = 2386,0/(290 - 20 \cdot 1,5) = 9,18 \text{ м}^2.$$

Размер стороны квадратной подошвы фундамента должен быть не менее $a = \sqrt{A} = \sqrt{9,18} = 3,03 \text{ м}$; назначаем $a = 3,10 \text{ м}$, тогда фактическая площадь подошвы фундамента составит $A = 3,10^2 = 9,61 \text{ м}^2$ а давление под подошвой фундамента от расчетной нагрузки будет равно $p_s' = N/A = 2743,9/9,61 = 286 \text{ кН/м}^2 = 0,286 \text{ МПа}$.

Принимаем размеры сечения подколонника $h_c \times b_c = 500 \times 500 \text{ мм}$. Высота фундамента должна удовлетворять двум условиям: прочности плитной части фундамента на продавливание и надежной анкеровки продольной рабочей арматуры колонны в фундаменте.

Рабочую высоту фундамента (рис. 1.19, б) по условию прочности на продавливание вычислим по формуле :

$$h_0 = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p_s'}} = -\frac{500 + 500}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2746,1 \cdot 10^3}{1,05 + 0,286}} = 467 \text{ мм},$$

тогда $H = h_0 + 50 = 467 + 50 = 517 \text{ мм}$.

Необходимую длину анкеровки сжатой арматуры колонны в фундаменте находим согласно требованиям п.п. 10.3.23–10.3.25 [5].

Базовую (основную) длину анкеровки арматурного стержня Ø32A400 в бетоне класса В25 определим по формуле (10.1)[5]

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{350 \cdot 804,3}{2,625 \cdot 100,5} = 1067,1 \text{ мм},$$

где: A_s и u_s – соответственно площадь и периметр анкеруемого арматурного стержня Ø32 мм;

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры, определяемое по формуле (10.2)[5]: $R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,05 = 2,625 \text{ МПа}$,

здесь $\eta_1=2,5$ для арматуры классов А400 и А500 и $\eta_2=1,0$ при диаметре анкеруемой арматуры $\leq 32 \text{ мм}$ ($\eta_2=0,9$ при диаметре арматуры 36 и 40 мм).

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры колонны определим по формуле (10.3)[5]:

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,75 \cdot 1067,1 \frac{3122}{3217} = 777 \text{ мм},$$

где $A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ –площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивлением и фактически установленная; $\alpha = 0,75$ для сжатых стержней.

Тогда высота фундамента по условию анкеровки арматуры должна быть не менее $H = l_{an} + 50 = 777 + 50 = 827$ мм.

С учетом удовлетворения двух условий принимаем окончательно фундамент высотой $H = 850$ мм, двухступенчатый, с высотой нижней ступени $h_1 = 400$ мм.

С учетом бетонной подготовки под подошвой фундамента будем иметь рабочую высоту $h_0 = 850 - 50 = 800$ мм и для первой ступени $h_{01} = 400 - 50 = 350$ мм.

Выполним проверку условия прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении III – III. Для единицы ширины этого сечения ($b = 1$ мм) находим: $Q = 0,5 (a - h_c - 2h_0) b p_s' = 0,5(3100 - 500 - 2 \cdot 800)1 \cdot 0,286 = 143,0$ Н.

Поскольку $Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_{01} = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 350 = 183,7$ Н > Q = 143,0 Н, то прочность нижней ступени по наклонному сечению обеспечена.

Площадь сечения арматуры подошвы квадратного фундамента определим из условия расчета фундамента на изгиб в сечениях I – I и II – II.

Изгибающие моменты вычисляем по формулам:

$$M_I = 0,125 p_s' (a - h_c)^2 a = 0,125 \cdot 0,286 (3100 - 500)^2 \cdot 3100 = 749,2 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм};$$

$$M_{II} = 0,125 p_s' (a - a_1)^2 a = 0,125 \cdot 0,286 (3100 - 1400)^2 \cdot 3100 = 320,3 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Сечение арматуры одного и другого направления на всю ширину фундамента определим из условий:

$$A_{sI} = M_I / (0,9 h_0 R_s) = 749,2 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 800 \cdot 350) = 2973 \text{ мм}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / (0,9 h_{01} R_s) = 320,3 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 350 \cdot 350) = 2905 \text{ мм}^2.$$

Нестандартную сварную сетку конструируем с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой 16Ø16 A400 ($A_s = 3217 \text{ мм}^2$). Соответственно получим фактические проценты армирования расчетных сечений:

$$\mu_I = A_s / (a_1 h_0) \cdot 100 = 3217 / (1400 \cdot 800) \cdot 100 = 0,287 \text{ \%};$$

$$\mu_{II} = A_s / (a h_{01}) \cdot 100 = 3217 / (3100 \cdot 350) \cdot 100 = 0,297 \text{ \%}, \text{ что больше } \mu_{min} = 0,10\%.$$

Средний шаг стержней в сетке вычислим по формуле:

$$s = (a - 100) / (n - 1) = (3100 - 100) / (16 - 1) = 200 \text{ мм},$$

где n – число стержней в сетке.

Заполненный контрольный талон и результаты проверки расчетов колонны и фундамента представлены на рисунке 1.20.

На рисунках 1.21. 1.22. приведены соответствующие расчетам примеры конструирования колонны и фундамента.

ПГС	4 курс	П11	гр. I	Код	$N(kN)$	Колонна	$S+S'$	$d \cdot sw$ (мм)	Размеры фундамента(см)	Кол-во A (см2)	сетка	контр.
Бубнов	О.П.				max	$b \cdot h$ (см)	(п.Ф)	a	a_1	$N.h1$	стуپеней	сумма
Срок сдачи информации					:	:	:	:	:			
по 5 этапу до 180310	102.05				2743.9	40.40	4.32	8.450	310	140	85.40	2
												29.73
												16.200
												3482.45

Пояснения к заполнению контрольного талона:

N – максимальная величина продольной силы в колонне, кН;

max

$b \cdot h$ – размеры сечения колонны, см;

$S+S' (п.Ф)$ – количество и диаметр стержней продольной рабочей арматуры;

a – шаг стержней колонны, см;

A_{Smax} – площадь арматуры по расчету в наиболее опасном сечении, см²,

$\Phi. шаг$ – диаметр и шаг рабочей арматуры в сетке фундамента, мм.

d_{sw} – диаметр и шаг поперечных стержней, мм;

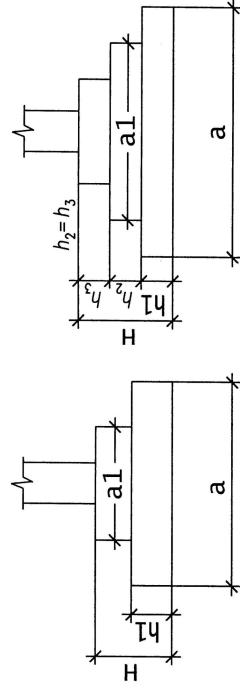
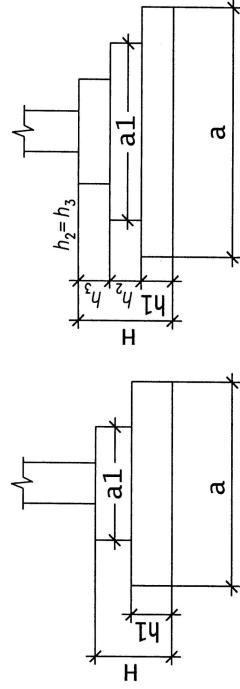
a – размер стороны квадратной подошвы фундамента, см;

a_1 – размер тела фундамента над первой ступенью, см;

$N.h1$ – высота фундамента и высота нижней ступени, см;

A – площадь арматуры по расчету в наиболее опасном сечении, см²,

$\Phi. шаг$ – диаметр и шаг рабочей арматуры в сетке фундамента, мм.



ПГС	4 курс	П11	гр. I	Код	$N(kN)$	Колонна	$S+S'$	$d \cdot sw$ (мм)	размеры фундамента(см)	кол-во A (см2)	сетка	результат
Бубнов	О.П.				max	$b \cdot h$ (см)	(п.Ф)	a	a_1	$N.h1$	стуپеней	ошибок
Информация студента	I	102.05			2743.9	40.40	4.32	8.450	310.	140.	85.40	2.
результаты проверки	I				2743.9	40.40	4.32	8.450	310.	140.	85.40	2.

Вы отлично выполнили этот этап проектирования.

Получите данные для расчета кирпичного столба на высоте 2/3 H:
 $N = 775$ кН; $Ng = 648$ кН; $e_0 = 6,0$ см; $H = 4.8$ м; кирпич силикатный полнотелый.

Рис. 1.20. К автоматизированному проектированию колонны и фундамента: a – заполненный контрольный талон; σ – результаты диалога с ЭВМ

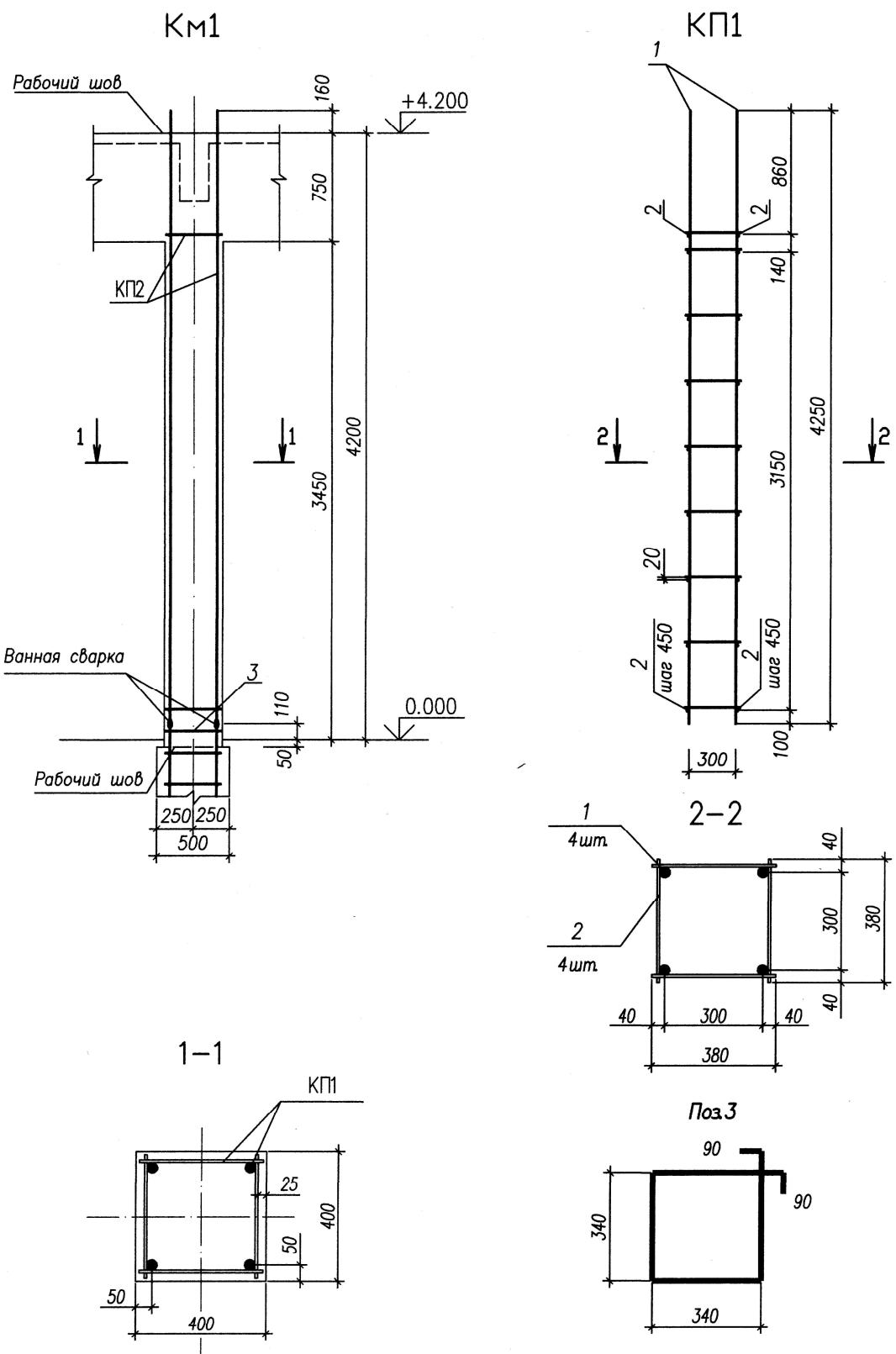


Рис. 1.21. Армирование монолитной колонны

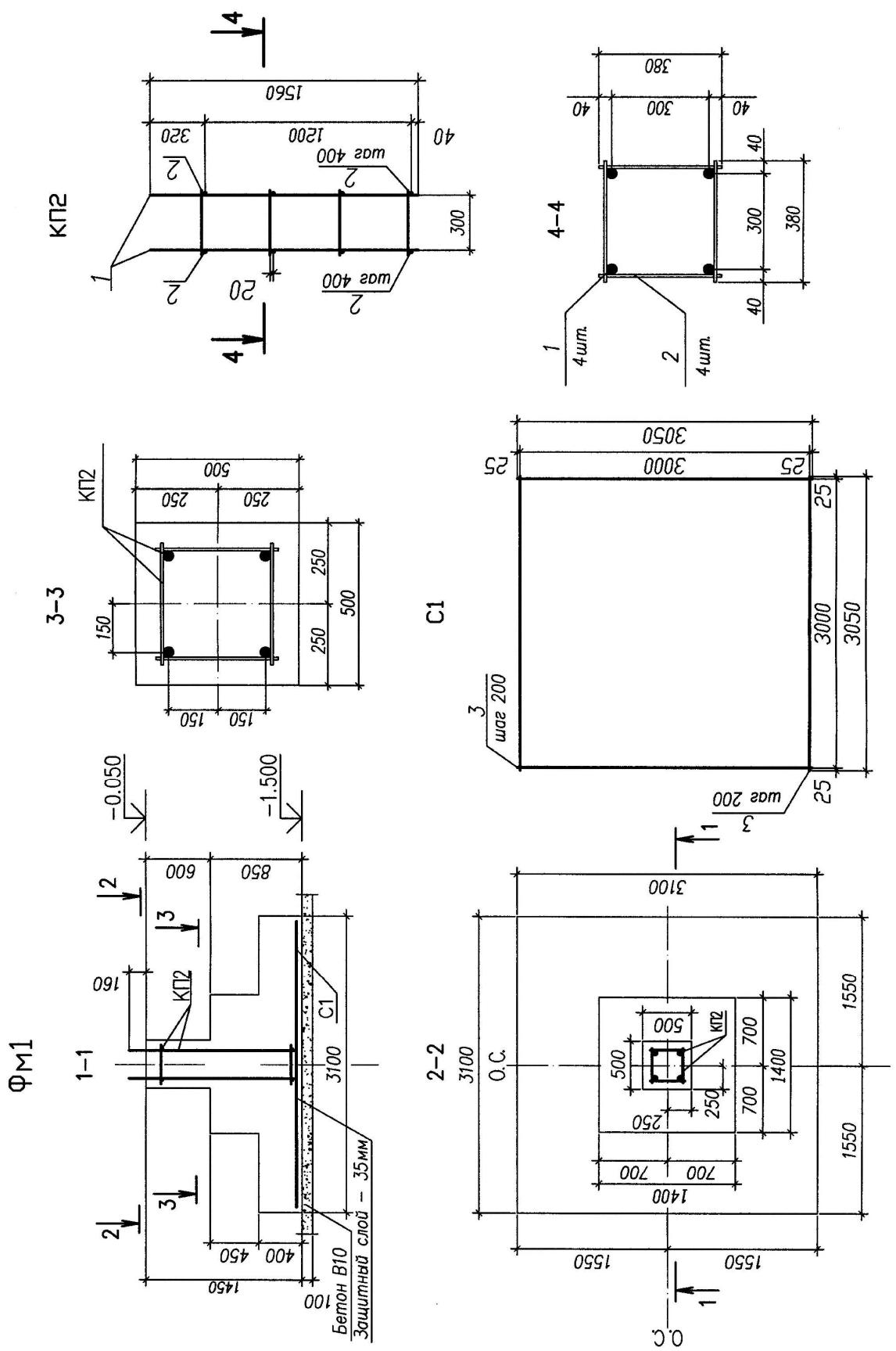


Рис. 1.22. Монолитный фундамент под монолитную колонну

1.3 Кирпичный столб с сетчатым армированием

До выполнения индивидуального задания следует ознакомиться с методикой расчета и проектирования каменных и армокаменных конструкций по учебникам и своду правил [11] и быть готовым ответить на следующие вопросы:

1. Какие бывают стадии работы каменной кладки под нагрузкой?
2. Каково назначение раствора в каменной кладке?
3. Как влияет марка камня и раствора на прочность каменной кладки при сжатии?
4. В чем заключается учет гибкости и длительности действия нагрузки при расчете сжатых элементов из каменной кладки?
5. Какие имеются виды сетчатого армирования каменной кладки?
6. Почему ограничивается количество арматуры и расстояние между сетками в кладке?
7. Каков характер разрушения кладки с сетчатым армированием?
8. В каких случаях не рекомендуется сетчатое армирование?

Методические указания. Данные для проектирования кирпичного столба с сетчатым армированием, при выполнении проекта в режиме диалога с ЭВМ печатаются после проверки расчета колонны и фундамента. Проектирование кирпичного столба рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- по заданному расчетному усилию N и эксцентризитету его относительно центра тяжести сечения e_0 , принимая величину средних напряжений в кладке не более 3 МПа, находится ориентировочно требуемая площадь сечения столба, по которой назначаются размеры ширины b и высоты h сечения с учетом кратности размера кирпича;
- для принятых размеров сечения столба вычисляется максимальное напряжение в кладке и назначаются марки кирпича и раствора с учетом того, чтобы расчетное сопротивление неармированной кладки было не менее 0,6 от максимального (для случая расчета армированной кладки);
- определяется требуемое армирование кладки (в %), по которому назначаются диаметр, размер ячейки и шаг сеток; сетки проектируются из проволочной арматуры класса Вр500 или А240;
- выполняется проверка несущей способности принятого конструктивного решения кирпичного столба с сетчатым армированием; при этом допуска-

ется, что фактическая несущая способность столба может быть до 1,5 раза выше заданной величины продольной силы N .

Если сечение столба будет принято прямоугольным ($b < h$), то следует произвести проверку несущей способности в перпендикулярной плоскости действия момента на случай центрального сжатия.

Все расчеты должны выполняться с учетом заданного ЭВМ вида кирпича.

Рассмотрим пример проектирования кирпичного столба по следующим исходным данным, полученным от ЭВМ (см. рис. 1.20) для наиболее опасного сечения на высоте $2/3 H$: величина расчетной продольной силы $N = 775$ кН; величина расчетной продольной силы от длительных нагрузок $N_g = 648$ кН; эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения $e_0 = 6,0$ см = =60 мм; расчетная высота столба $l_0 = H = 4,8$ м = 4800 мм; кирпич силикатный полнотелый.

Решение. Определим требуемые размеры поперечного сечения столба, принимая величину средних напряжений в кладке $\sigma = 2,5$ МПа, тогда получим $A = N/\sigma = 775 \cdot 10^3 / 2,5 = 0,31 \cdot 10^6$ мм². Назначаем размеры сечения кирпичного столба с учетом кратности размерам кирпича $b = 510$ мм и $h = 640$ мм с $A = 510 \cdot 640 = 0,3264 \cdot 10^6$ мм² = 0,3264 м². (рис. 1.23).

Так как заданная величина эксцентриситета $e_0 = 60$ мм < $0,17h = 0,17 \cdot 640 = 109$ мм, то согласно 7.31 [11], столб можно проектировать с сетчатым армированием.

Вычисляем максимальное (у наиболее сжатой грани) напряжение в кладке с принятymi размерами сечения, пользуясь формулами (13) и (14) [11]:

$$\sigma_{max} = N/(m_g \varphi_1 A_c \omega) = 775 \cdot 10^3 / (1 \cdot 0,9 \cdot 0,2652 \cdot 10^6 \cdot 1) = 3,25 \text{ МПа},$$

где $A_c = A(1 - 2e_0/h) = 0,3264 \cdot 10^6 (1 - 2 \cdot 60/640) = 0,2652 \cdot 10^6$ мм², а значения коэффициентов $m_g = 1$, $\varphi_1 = 0,9$ и $\omega = 1$ принято предварительно ориентировано.

Тогда расчетное сопротивление неармированной кладки должно быть не менее $0,6 \cdot 3,25 = 1,95$ МПа.

По таблице 2 [11] принимаем для кладки столба марку кирпича 150 и марку раствора 75 ($R = 2,0$ МПа). Так как площадь сечения столба $A = 0,3264$ м² > 0,3 м², то, согласно п. 6.12 [11], расчетное сопротивление кладки не корректируем.

Преобразуя формулу (31)[11], вычислим требуемый процент армирования кладки, принимая значение $R_{skb} = \sigma_{max} = 3,25$ МПа, тогда получим:

$$\mu = \frac{(R_{skb} - R)100}{2R_s \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)} = \frac{(3,25 - 2,0)100}{2 \cdot 249 \left(1 - \frac{2 \cdot 60}{320}\right)} = 0,40\% > 0,1$$

где $R_s = 0,6 \cdot 415 = 249$ МПа для арматуры сеток класса Вр500 с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{cs} = 0,6$ (см. табл. 14 [11]), а $y = h/2 = 640/2 = 320$ мм.

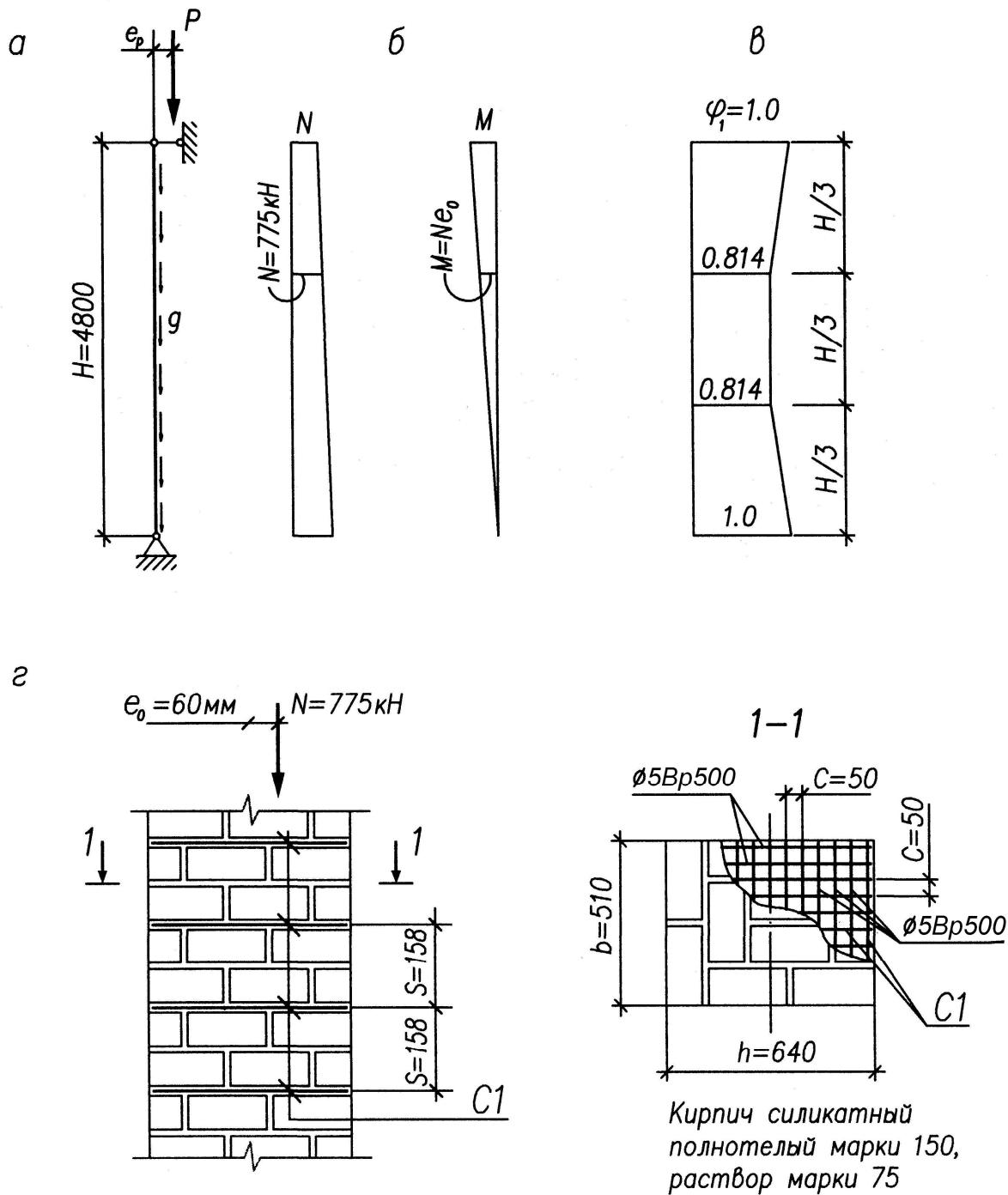


Рис. 1.23. К расчету кирпичного столба с сетчатым армированием:

- α – расчетная схема;
- β – эпюры усилий N и M ;
- γ – эпюра коэффициента φ_1 ;
- δ – схема армирования столба

Для диаметра арматуры сеток 5 мм ($A_{st} = 19,6 \text{ мм}^2$) и шага сеток $s = 158 \text{ мм}$ (через каждые два ряда кладки при толщине шва 14 мм), вычислим размер ячейки сетки с перекрестным расположением стержней, который должен быть не более:

$$c = 2A_{st} \cdot 100 / (\mu s) = 2 \cdot 19,6 \cdot 100 / (0,40 \cdot 158) = 62 \text{ мм.}$$

Принимаем размер $c = 50 \text{ мм}$, при этом получим фактический процент сечочного армирования каменной кладки

$\mu = 2A_{st} \cdot 100 / (cs) = 2 \cdot 19,6 \cdot 100 / (50 \cdot 158) = 0,496\%$, что не превышает предельного значения

$$\mu_{max} = \frac{50R}{(1 - 2e_0/y)R_s} = \frac{50 \cdot 2,0}{(1 - 2 \cdot 60/320)249} = 0,677\%.$$

Определяем фактическую несущую способность запроектированного сечения кирпичного столба с сетчатым армированием (рис. 1.23, ε).

Согласно п. 7.3 [11], для определения коэффициентов продольного изгиба расчетная высота столба при неподвижных шарнирных опорах будет равна $l_0 = H = 4800 \text{ мм}$, соответственно гибкость в плоскости действия изгибающего момента $\lambda_h = l_0/h = 4800/640 = 7,5$.

Высота сжатой части сечения $h_c = h - 2e_0 = 640 - 2 \cdot 60 = 520 \text{ мм}$ и соответствующая ей гибкость $\lambda_{hc} = l_0/h = 4800/520 = 9,2$.

При $\lambda_h < 10$ по таблице 21 [11] находим $\eta = 0$, тогда коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, будет равен $m_g = 1$.

Вычисляем прочностные и деформативные характеристики армированной кладки:

- расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии:

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y} \right) = 2 + \frac{2 \cdot 0,496 \cdot 249}{100} \left(1 - \frac{2 \cdot 60}{320} \right) = 3,54 \text{ МПа} < 2R = 4 \text{ МПа};$$

- упругую характеристику кладки с сетчатым армированием по формуле (4) [11]:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 750 \frac{4,0}{6,98} = 430,$$

где $\alpha = 750$ принимаем по таблице 16 [11] для силикатного полнотелого кирпича; $R_u = kR = 2 \cdot 2,0 = 4 \text{ МПа}$; а $R_{sku} = kR + 2R_{sn} \mu/100 = 2 \cdot 2,0 + 2(0,6 \cdot 500) \times 0,496 / 100 = 6,98 \text{ МПа}$.

Пользуясь таблицей 19 [11], по величинам гибкостей λ_h и λ_{hc} и значению упругой характеристики армированной кладки α_{sk} находим значение коэффициентов продольного изгиба для армированной кладки при внецентренном сжатии $\varphi = 0,844$ и $\varphi_c = 0,784$; соответственно получим $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0,844 + 0,784)/2 = 0,814$.

Коэффициент ω , учитывающий повышение расчетного сопротивления кладки при внецентренном сжатии, определяем по таблице 20 [11], где

$$\omega = 1 + e_0/h = 1 + 60/640 = 1,09 < 1,45.$$

Тогда фактическая несущая способность запроектированного кирпичного столба при внецентренном сжатии будет равна:

$$N_u = m_g \varphi_1 R_{sk} A_c \omega = 1 \cdot 0,814 \cdot 3,54 \cdot 0,2652 \cdot 10^6 \cdot 1,09 = 833 \cdot 10^3 \text{ Н} = 833 \text{ кН.}$$

Так как сечение прямоугольного профиля и $b < h$, то по требованию п. 7.11[11] выполняем проверку несущей способности столба на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной действию изгибающего момента, в соответствии с п. 7.30 [11].

Поскольку при центральном сжатии армирование кладки не должно быть более $50R / R_s = 50 \cdot 2,0 / 249 = 0,402 \% < \mu = 0,496\%$, то в расчете на центральное сжатие принимаем $\mu = 0,402\%$, соответственно получим следующие значения прочностных и деформативных характеристик армированной кладки:

$$R_{sk} = R + 2\mu R_s / 100 = 2,0 + 2 \cdot 0,402 \cdot 249 / 100 = 4,0 \text{ МПа} \leq 2R = 4,0 \text{ МПа};$$

$$\alpha_{sk} = 468 \text{ и } \varphi = 0,794 \text{ при } \lambda_h = l_0 / h = 4800 / 510 = 9,4.$$

Тогда несущая способность при центральном сжатии составит:

$$N_u = m_g \varphi R_{sk} A = 1 \cdot 0,794 \cdot 4,0 \cdot 0,3264 \cdot 10^6 = 1037 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1037 \text{ кН} > 833 \text{ кН.}$$

Следовательно, фактическая несущая способность столба будет определяться случаем внецентренного сжатия и составит $N_u = 833 \text{ кН} > 775 \text{ кН}$, поэтому прочность кирпичного столба обеспечена.

Теперь можно заполнить контрольный талон, как это показано на рисунке 1.24 для рассмотренного примера расчета и получить от ЭВМ результаты проверки.

C

ПГС 4 курс П11 гр.П Код									b	h	Марка	Марка	Сетчатое армирование	N(кН) Оценка	Контр.
Бубнов	О.П.	Издания	(см)	кирпича	раствора	d(мм)	c(мм)	s(мм)	тип	факт.	чертежа	сумма			
Срок сдачи информации	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:			
по 6 этапу до 270310г	102.06	51	64	150	75	5	50	158	1	833	5	1494.06			

Пояснения к заполнению контрольного талона:

- b – ширина сечения кирпичного столба, см;
- h – высота сечения кирпичного столба, см;
- d – диаметр арматуры сетки, мм;
- c – размер ячейки сетки, мм;
- s – шаг сеток, мм;
- тип – если сетки типа «зигзаг», то следует записать 2;
- N – расчетная несущая способность кирпичного столба с фактом практически принятыми параметрами, кН;

Оценку чертежа колонны и фундамента записывает преподаватель.

б

ПГС 4 курс П11 гр.П Код									b	h	Марка	Марка	Сетчатое армирование	N(кН) Оценка	Результаты
Бубнов	О.П.	Издания	(см)	кирпича	раствора	d(мм)	c(мм)	s(мм)	тип	факт.	чертежа	ошибок			
Информация студента	I	102.06	51.	64.	150.	5.	60.	158.	1.	833.	5.	I			
Результаты проверки	I	51.	64.	150.	75.	5.	60.	158.	1.	833.	5.	I			

Вы отлично выполнили расчет кирпичного столба, желаю успешной защиты проекта, до новых встреч «ЭВМ».

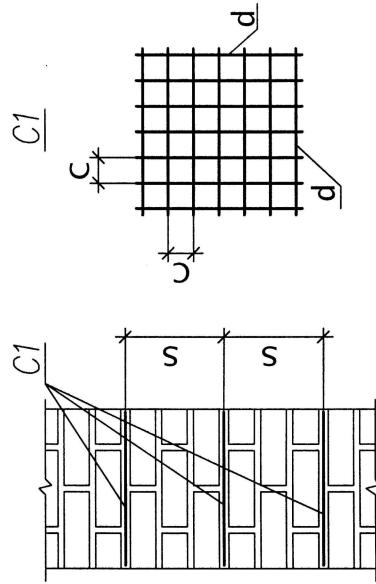


Рис. 1.24. К автоматизированному расчету кирпичного столба с сечением армированием:

a – заполненный контрольный талон; б – результаты диалога с ЭВМ

Глава 2

Сборные железобетонные конструкции многоэтажных зданий

2.1. Балочные сборные перекрытия

До выполнения индивидуального задания необходимо изучить соответствующие разделы учебной литературы и быть готовым к ответам на следующие вопросы.

1. Какие конструктивные элементы входят в состав балочного сборного перекрытия?
2. В чем заключается компоновка конструктивной схемы перекрытия?
3. Каковы типы сборных плит (по форме поперечного сечения) и как определяются их основные размеры?
4. Схемы армирования сборных плит перекрытий и назначение каждого вида арматуры.
5. Какова последовательность расчета плит перекрытий?
6. Как производится расчет полок плит перекрытий на местный изгиб?
7. Какова расчетная схема ригеля сборных перекрытий в зданиях с полным и неполным каркасом?
8. Какова последовательность расчета ригеля?
9. Схемы армирования ригеля и назначение каждого вида арматуры.
10. Какие применяются типы стыков ригелей с колоннами, их достоинства и недостатки?

Методические указания. Компоновка конструктивной схемы балочного сборного перекрытия заключается в выборе направления ригелей и установлении размеров плит перекрытия.

При выполнении задания в режиме диалога с ЭВМ направление ригелей должно всегда быть поперек здания. Тип плиты перекрытия принимается в соответствии с индивидуальным заданием (<РЕБР.> – ребристая, <КРУГ.> – с круглыми пустотами <ОВАЛ.> – с овальными пустотами).

Ширина проектируемой плиты назначается в пределах 1 – 3 м, а размещение отверстий в многопустотных плитах должно соответствовать их типовым размерам. Примеры компоновки конструктивных схем балочного сборного перекрытия и поперечных сечений плит перекрытий даны на рисунках 2.1 и 2.2.

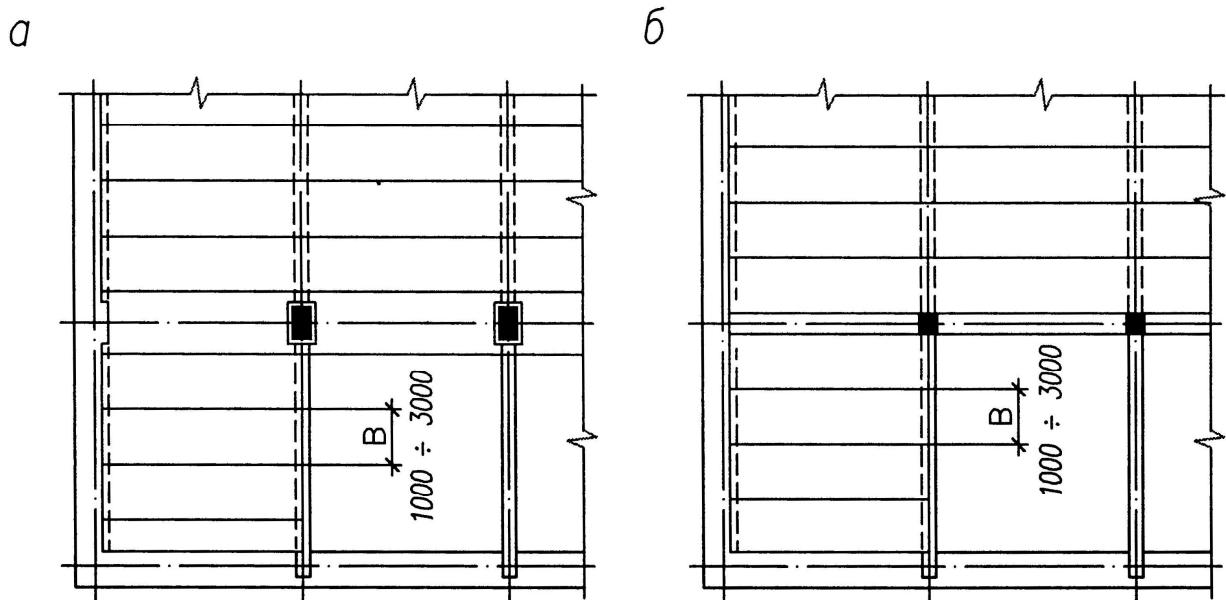


Рис. 2.1. Раскладка плит сборных перекрытий: *α* – ребристых; *β* – ребристых и пустотных

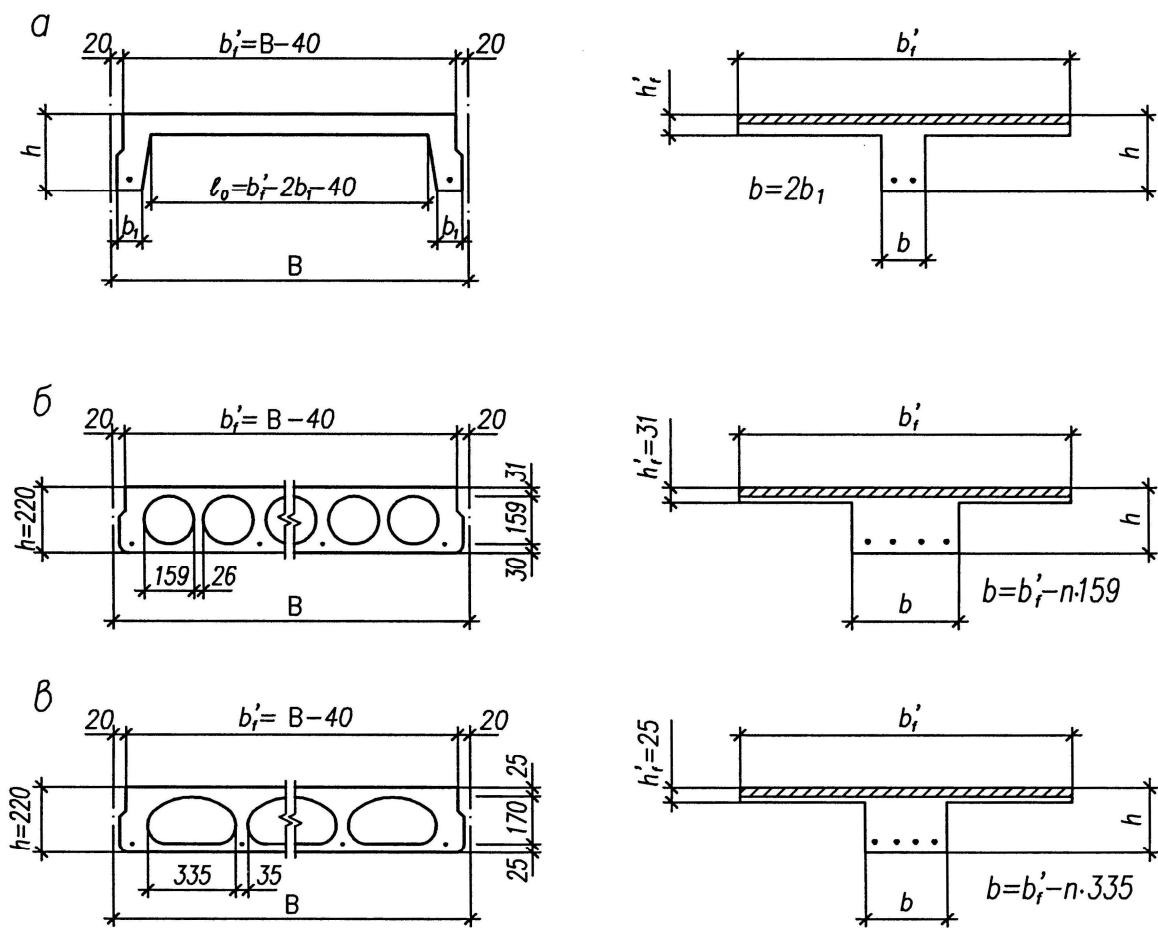


Рис. 2.2. Формы поперечных сечений плит перекрытий и эквивалентные сечения для расчета по несущей способности: *α* – для ребристых плит; *β* – для плит с круглыми пустотами; *γ* – для плит с овальными пустотами

При определении нагрузок от массы плиты необходимо принимать следующие значения приведенной толщины бетона: для ребристых плит – 10,5 см, для плит с круглыми пустотами – 12 см, для плит с овальными пустотами – 9,2 см. Плотность тяжелого железобетона должна приниматься 25 кН/м^3 .

Величина постоянной расчетной нагрузки от массы пола вычисляется со средним значением коэффициента надежности по нагрузке равным 1,2. Остальные коэффициенты надежности по нагрузке принимаются в соответствии с [12].

Нормативная времененная кратковременная нагрузка на перекрытие однаковая для всех заданий и равна $1,5 \text{ кН/м}^2$, как часть заданной величины временной нагрузки.

Для определения расчетного пролета плиты ширина сечения ригеля назначается равной 250 мм.

Класс напрягаемой арматуры принимается в соответствии с индивидуальным заданием. Способ натяжения проволочной арматуры всегда механический, независимо от указанного в задании.

Поперечная арматура проектируется из стали класса В500. При расчете прочности плиты по наклонным сечениям величина потерь предварительного напряжения принимается приблизительно равной $0,3\sigma_{sp}$.

Условия твердения бетона принимаются по индивидуальному заданию. Если в задании нет указаний по условиям твердения бетона, то принимается тепловая обработка при атмосферном давлении.

При расчете плиты по предельным состояниям второй группы необходимо учитывать, что при механическом способе натяжения арматуры расстояния между упорами на 1 м больше номинальной длины плиты. При электротермическом способе натяжения арматура натягивается на упоры форм.

Величина передаточной прочности бетона должна удовлетворять требованиям п. 6.1.6 [5]. Потери предварительного напряжения арматуры необходимо вычислять в соответствии с требованиями п.п. 9.1.2–9.1.10 [5] с учетом заданных особенностей изготовления плиты.

Прогиб плиты вычисляется только от длительного действия нагрузки.

Если вычисленные значения ширины раскрытия трещин и прогибов окажутся более допускаемых, то можно не выполнять повторных расчетов. Эту работу выполнит ЭВМ, но при условии правильных значений, полученных студентом. Успешной работе над расчетом плиты Вам помогут примеры, иллюстрирующие особенности проектирования плит трех типов с различными вариантами расчетов.

2.1.1. Ребристая плита

Данные для проектирования, напечатанные ЭВМ:

Шаг колонн в продольном направлении, м	6.00
Врем. нормат. нагр. на перекрытие, кН/м ²	7.5
Пост. нормат. нагр. от массы пола, кН/м ²	0.8
Класс бетона предв. напряж. конструкций.	В30
Класс предв. напрягаемой арматуры	к(к-7)
Способ натяжения арматуры на упоры	МЕХАНИЧ.
Условия твердения бетона	ЕСТЕСТВ.
Тип плиты перекрытия	<РЕБР.>
Влажность окружающей среды,	70 %
Класс ответственности здания	II

Решение. По результатам компоновки конструктивной схемы перекрытия пусть принята номинальная ширина плиты 1400 мм. Расчетный пролет плиты при опирании на ригель поверху $l_0 = l - b/2 = 6000 - 250/2 = 5875$ мм = 5,875 м.

Подсчет нагрузки на 1 м² перекрытия приведен в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Нагрузки на 1 м² ребристой плиты

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная: от массы ребристой плиты $\delta = 0,105$ м ($\rho = 25$ кН/м ³)	$0,105 \cdot 25 = 2,63$	1,1	2,89
от массы пола (по заданию)	0,80	1,2	0,96
Итого:	3,43	—	3,85
Временная (по заданию)	7,50	1,2	9,00
В том числе: длительная	6,00	1,2	7,20
кратковременная	1,50	1,2	1,80
Полная нагрузка	10,93	—	12,85
В том числе постоянная и длительная	9,43	—	—

Расчетные нагрузки на 1 м длины при ширине плиты 1,4 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (класс ответственности здания II):

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$q = 12,85 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 17,09 \text{ кН/м}.$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

полная $q_{tot} = 10,93 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 14,54 \text{ кН/м};$

длительная $q_l = 9,43 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 12,54 \text{ кН/м}.$

Расчетные усилия:

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = ql_0^2 / 8 = 17,09 \cdot 5,875^2 / 8 = 73,73 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = ql_0 / 2 = 17,09 \cdot 5,875 / 2 = 50,20 \text{ кН}.$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$M_{tot} = q_{tot} l_0^2 / 8 = 14,54 \cdot 5,875^2 / 8 = 62,73 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_l = q_l l_0^2 / 8 = 12,54 \cdot 5,875^2 / 8 = 54,10 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Назначаем геометрические размеры сечения плиты (рис. 2.3, а).

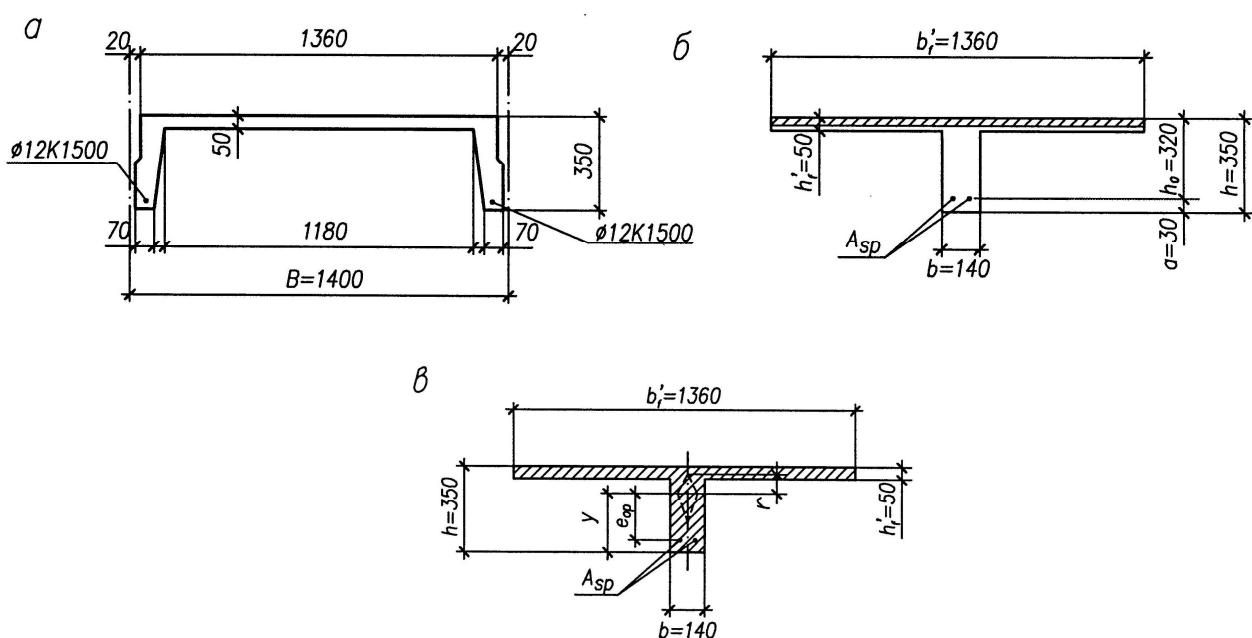


Рис. 2.3. Поперечные сечения ребристой плиты: а – основные размеры; б – к расчету по прочности; в – к расчету по образованию трещин

Нормативные и расчетные характеристики бетона класса В30 находим по приложению I: $R_{b,n} = R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}; R_b = 17,0 \text{ МПа}; R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,75 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}; E_b = 32500 \text{ МПа}.$

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса K1500 находим по таблицам прил. II:

$$R_{s,n} = R_{s,ser} = 1500 \text{ МПа}; R_s = 1300 \text{ МПа}; E_s = 195000 \text{ МПа}.$$

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры в соответствии с требованиями п. 9.1.1[5] $\sigma_{sp}=1000$ МПа $< 0,8R_{s,n}=0,8\cdot1500=1200$ МПа и не менее $0,3R_{s,n}=0,3\cdot1500=450$ МПа.

Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы.

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси, $M=73,73\text{кН}\cdot\text{м}$. Сечение тавровое (рис. 2.3, б) с полкой в сжатой зоне. Согласно п. 8.1.11 [5] при $h_f'/h=50/350=0,142>0,1$ расчетная ширина полки $b_f'=1360$ мм. $h_0=h-a=350-30=320$ мм. Проверяем условие (3.23) [9]:

$$R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f') = 17,0 \cdot 1360 \cdot 50 (320 - 0,5 \cdot 50) = 341,0 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = \\ = 341,0 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 73,73 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b=b_f'=1360$ мм согласно п. 3.14[9].

Определим значение α_m по формуле (3.9) [9] :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{73,73 \cdot 10^6}{17,0 \cdot 1360 \cdot 320^2} = 0,0311.$$

По таблице IV.2. приложения IV для класса арматуры K1500 и $\sigma_{sp}/R_s=0,6$ находим $\xi_R=0,34$.

Требуемую площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (3.10) [9], для этого определяем $\xi=1-\sqrt{1-2\alpha_m}=1-\sqrt{1-2\cdot0,0311}=0,0316$ и коэффициент γ_{s3} , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, согласно п.3.9 [9]. Так как $\xi/\xi_R=0,0316/0,34<0,6$ принимаем $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда получим:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,0316 \cdot 17,0 \cdot 1360 \cdot 320}{1,1 \cdot 1300} = 163 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø12K1500 ($A_{sp}=181,2 \text{ мм}^2$).

Расчет полки на местный изгиб. Расчетный пролет согласно рисунку 2.3, а будет равен $l_0=b_f'-b-40=1360-140-40=1180$ мм = 1,18 м.

Нагрузка на 1 м² полки толщиной 50 мм будет равна :

$$q=(h_f' \rho \gamma_f + g_f \gamma_f + v \gamma_f) \gamma_n = (0,05 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,8 \cdot 1,2 + 7,5 \cdot 1,2) 0,95 = 10,77 \text{ кН/м},$$

где h_f' – толщина полки плиты, м;

ρ – плотность тяжелого железобетона, кН/м³;

γ_f – коэффициенты надежности по нагрузке;

g_f – постоянная нормативная нагрузка от массы пола, кН/м²;

v – временная нормативная нагрузка, кН/м²;

γ_n – коэффициент надежности по назначению здания.

Изгибающий момент для полосы шириной 1 м определяем с учетом частичной заделки полки плиты в ребрах по формуле $M = ql_0^2/11 = 10,77 \cdot 1,18^2/11 = 1,36$ кН·м. Рабочая высота расчетного сечения прямоугольного профиля $h_o = h - a = 50 - 22 = 28$ мм. Арматура Ø4B500 ($R_s = 435$ МПа, $\alpha_R = 0,372$). Тогда, при $\alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = 1,36 \cdot 10^6 / (17,0 \cdot 1000 \cdot 28^2) = 0,102 < \alpha_R = 0,372$, требуемая площадь продольной рабочей арматуры сетки на ширине 1 м будет равна:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 17,0 \cdot 1000 \cdot 28 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,102}) / 435 = 118 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой Ø4B500 с шагом $s = 100$ мм (10Ø4 B500, $A_s = 126 \text{ мм}^2$).

Проверка прочности ребристой плиты по сечениям, наклонным к продольной оси. Согласно требованиям п. 5.12 [9] будем армировать каждое ребро плиты плоским каркасом с поперечными стержнями из арматуры класса В500, диаметром 4 мм ($A_{sw} = 2 \cdot 12,6 = 25,2 \text{ мм}^2$, $R_{sw} = 300$ МПа) с шагом $s_w = 150 \text{ мм} < h_0/2 = 320/2 = 160$ мм.

Усилие обжатия от растянутой продольной арматуры $P = \sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 \times 1000 \cdot 181,2 = 126840$ Н (коэффициент 0,7 учитывает, что потери предварительного напряжения приблизительно будут равны $0,3\sigma_{sp}$). Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 50,20$ кН, сплошная равномерно распределенная нагрузка $q_1 = q = 17,09$ кН/м,

Геометрические размеры расчетного сечения даны на рисунке 2.3, б.

Прочность бетонной полосы проверяем из условия (3.49) [9].

$$0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 17,0 \cdot 140 \cdot 320 = 228480 \text{ Н} > Q_{max} = 50,20 \text{ кН},$$

т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

Прочность по наклонным сечениям проверяем из условия (3.50) [9].

По формуле (3.55) [9] определим усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента:

$$q_{sw} = R_{sw} A_w / s_w = 300 \cdot 25,5 / 150 = 50,4 \text{ Н/мм}.$$

По формуле (3.53а) [9] определяем коэффициент φ_n . Для этого, принимая $A_1 = bh = 140 \cdot 350 = 49000 \text{ мм}^2$, вычислим:

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{126840}{17,0 \cdot 49000} = 0,1523, \text{ тогда}$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,1523 - 1,16 \cdot 0,1523^2 = 1,217.$$

Проверим условие (3.56) [9]:

$$0,25\varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,217 \cdot 1,15 \cdot 140 = 49,98 \text{ Н/мм} < q_{sw} = 50,4 \text{ Н/мм},$$

т.е. условие (3.56) [9] выполняется, и M_b будем вычислять по формуле (3.52) [9]: $M_b=1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,217 \cdot 1,15 \cdot 140 \cdot 320^2 = 30,09 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$

Находим $Q_{b,min} = 0,5\varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,217 \cdot 1,15 \cdot 140 \cdot 320 = 31350 \text{ Н} = 31,35 \text{ кН}.$

Определяем длину проекции c невыгоднейшего наклонного сечения и проекцию наклонной трещины c_0 согласно п.3.33 [9].

Так как

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{30,09 \cdot 10^6}{17,09}} = 1327 \text{ мм} > \frac{2h_o}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 320}{1 - 0,5 \frac{50,4}{1,217 \cdot 1,15 \cdot 140}} = 734 \text{ мм},$$

то $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = 1327 \text{ мм}$, но $3h_0 = 3 \cdot 320 = 960 \text{ мм} < c$, поэтому принимаем $c = 3h_0 = 960 \text{ мм}$. Поскольку $c_0 = c = 960 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 320 = 640 \text{ мм}$, принимаем $c_0 = 640 \text{ мм}.$

Тогда $Q_b = M_b/c = 30,09 \cdot 10^6 / 960 = 31340 \text{ Н} = 31,34 \text{ кН} < Q_{b,min} = 31,35 \text{ кН}$, поэтому принимаем $Q_b = Q_{b,min} = 31,35 \text{ кН}.$

Проверяем условие (3.50) [9], принимая Q в конце наклонного сечения, т.е. $Q = Q_{max} - q_1 c = 50,20 - 17,09 \cdot 0,96 = 33,79 \text{ кН};$

$$Q_b + 0,75q_{sw}c_0 = 31,35 + 0,75 \cdot 50,4 \cdot 0,64 = 55,54 \text{ кН} > Q = 33,79 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Согласно п. 3.36 [9] определим $s_{w,max}$ по формуле (3.67) [9]:

$$s_{w,max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,217 \cdot 1,15 \cdot 140 \cdot 320^2}{50200} = 399 \text{ мм} > s_w = 150 \text{ мм}$$

т.е. требования и п. 3.36 [9] удовлетворены.

Теперь можно заполнить контрольный талон для диалога с ЭВМ, как показано к описанному примеру на рисунке 2.4.

При успешной работе Вы можете получить от ЭВМ помощь в расчете геометрических характеристик и расчетных коэффициентов для приведенного сечения плиты, что значительно облегчит Вам выполнение расчета плиты по предельным состояниям второй группы.

Помните, что диалог с ЭВМ по каждому расчетному этапу может быть не более трех раз. Не ленитесь правильно подсчитывать контрольную сумму в талоне, это позволит ЭВМ без задержек проверить Вашу самостоятельную работу и помочь Вам.

ПГС	4 курс	п11	гр.П	Код	Размеры плиты (см)	q кН/м	$s(n.\phi)$	Сетка	Попереч. арм-ра	G(МПа)	Контр.
Арбузов	Г.В.				h	b	hf'	ф.шаг	n.dsw	sp	сумма
Срок сдачи информации											
по 1 этапу до 180210	113.01	:	140	35	:	14	5	17.09	2.12	2.04	1492.36

Пояснения к заполнению контрольного талона:

- B** – номинальная ширина сборной плиты, см;
- h** – толщина плиты (высота сечения), см;
- b** – суммарная ширина ребер приведенного сечения при расчете несущей способности, см;
- hf'** – толщина верхней полки плиты, см;

q – полная расчетная нагрузка на 1м плиты с учетом коэффициента γ_n , в кН/м;

$s(n.\phi)$ – количество и диаметр стержней продольной предварительно напрягаемой арматуры

r (например, 2Ø14 следует записать 2.14, 10Ø8 как 10.08);

Сетка – диаметр (целая часть) и шаг (дробная часть) рабочей арматуры сетки в верхней полке плиты

Ф.шаг (например, для арматуры Ø4B500 с шагом 150 мм следует записать 4.150);

$n.dsw$ – количество "резцов" и диаметр поперечной арматуры (например 2Ø6 следует записать 2.06);

sw – шаг поперечных стержней, в мм;

G

– величина начального предварительного напряжения арматуры, в МПа.

6

ПГС	4 курс	п11	гр.П	Код	Размеры плиты (см)	h	b	hf'	q кН/м	$s(n.\phi)$	Сетка	Попереч. арм-ра	G(МПа)	Результаты
Арбузов	Г.В.										ф.шаг	n.dsw	sp	ошибок
Информация студента														
Результаты проверки	I	1-113.01	140.0	35.0	14.00	5.00	17.09	2.12	4.100	2.04	160.	1000.0		I
			140.0	35.0	14.00	5.00	17.09	2.12	4.100	2.04	160.	1000.0		

Вы отлично выполнили расчет плиты по несущей способности,

получите геометрические характеристики приведенного сечения:

$A=1100E+06 \text{ мм}^2$; $Ared=1110E+06 \text{ мм}^2$; $Sred=.2843E+08 \text{ мм}^2$; $U=256.1 \text{ мм}$; $I_1=1176E+10 \text{ мм}^4$; $wred=.4592E+07 \text{ мм}^3$; $r=41.4 \text{ мм}$.

Рис. 2.4. К автоматизированному расчету ребристой плиты по предельным состояниям первой группы:

a – заполненный контрольный талон; b – результаты диалога с ЭВМ

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы. Согласно требованиям п. 8.2.6 [5], представленным в таблице IV.4 приложения IV в ребристой плите, армированной напрягаемой арматурой класса К1500 диаметром 12 мм, допускается предельная ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0,2$ мм и непродолжительного – $a_{crc,ult} = 0,3$ мм.

По таблице Е.1 поз. 2 [12] для расчетного пролета 5,875 м относительное значение предельного прогиба из эстетико-психологических требований равно $1/150 - (1/150 - 1/200) \cdot (5,875 - 3) / (6 - 3) = 0,00507$, и следовательно, величина предельного прогиба составляет $f_{ult} = 0,00507 \cdot 5875 = 29,8$ мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения плиты, рассчитанные ЭВМ, имеют следующие значения:

- площадь бетонного сечения $A = 0,1100 \cdot 10^6$ мм²;
- площадь приведенного сечения $A_{red} = 0,1111 \cdot 10^6$ мм²;
- статический момент приведенного сечения $S_{red} = 0,2843 \cdot 10^8$ мм³;
- расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения $y = 255,9$ мм;
- момент инерции приведенного сечения $I_{red} = 0,1180 \cdot 10^{10}$ мм⁴;
- момент сопротивления приведенного сечения $W_{red} = 0,4612 \cdot 10^7$ мм³;
- расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядревой точки $r = 41,5$ мм;

Назначаем передаточную прочность бетона $R_{bp} = 20$ МПа, удовлетворяющую требованиям п. 6.1.6 [5].

Определим потери предварительных напряжений.

Потери от релаксации напряжений в арматуре согласно п.9.1.3 [5] равны:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1000}{1500} - 0,1 \right) 1000 = 46,67 \text{ МПа.}$$

Потери от температурного перепада при заданном естественном твердении бетона отсутствуют, т.е $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

Потери от деформации стальной формы отсутствуют, поскольку усилие передается на упоры стенда, т.е $\Delta\sigma_{sp3} = 0$.

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, определяем по формуле (9.7)[5]:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{7000} 195000 = 55,71 \text{ МПа,}$$

где $\Delta l = 2$ мм (принято при отсутствии данных), а $l = 7000$ мм – расстояние между наружными гранями упоров (на 1000 мм больше номинальной длины плиты).

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры находим по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 46,67 + 0 + 0 + 55,71 = 102,38 \text{ МПа.}$$

Тогда усилие обжатия с учетом первых потерь будет равно:

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 181,2(1000 - 102,38) = 162648 \text{ Н} = 162,6 \text{ кН.}$$

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры эксцентрикитет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен $e_{0p1} = y - a_p = 255,6 - 30 = 225,9$ мм.

Проверим максимальное сжимающее напряжение бетона σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя σ_{bp} по формуле (9.14)[5] при $y_s = y = 255,9$ мм и принимая момент от собственного веса плиты равным нулю:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{0p1}y_s}{I_{red}} = \frac{162,6 \cdot 10^3}{0,1111 \cdot 10^6} + \frac{162,6 \cdot 10^3 \cdot 225,9 \cdot 255,9}{0,1180 \cdot 10^{10}} = 9,43 \text{ МПа}$$

$< 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 20 = 18$ МПа, т.е. требование п. 9.1.11[5] выполняется.

Определим вторые потери напряжений согласно пп. 9.1.8 и 9.1.9 [5].

Потери от усадки равны $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,0002 \cdot 195000 = 39$ МПа,

где $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$ – деформация усадки бетона классов В35 и ниже.

Для нахождения потерь от ползучести бетона вычислим напряжение в бетоне σ_{bp} в середине пролета балки от действия силы $P_{(1)}$ и изгибающего момента M_w от массы плиты.

Нагрузка от собственной массы плиты (см. табл. 2.1) равна $q_w = 2,63 \cdot 1,4 = 3,68$ кН/м, тогда $M_w = q_w l_0^2 / 8 = 3,68 \cdot 5,875^2 / 8 = 15,88$ кН·м.

Напряжение σ_{bp} на уровне напрягаемой арматуры (т.е. при $y_{sp} = e_{0p1}$) , будет равно:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{(P_{(1)}e_{0p1} - M_w)y_{sp}}{I_{red}} = \frac{162,6 \cdot 10^3}{0,1111 \cdot 10^6} + \frac{(162,6 \cdot 10^3 \cdot 225,9 - 15,88 \cdot 10^6)225,9}{0,1180 \cdot 10^{10}} = \\ &= 1,464 + 3,992 = 5,456 \text{ МПа (сжатие).} \end{aligned}$$

Напряжения σ_{bp} на уровне крайнего сжатого волокна при эксплуатации соответственно будут равны:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{(P_{(1)}e_{0p1} - M_w)(h - y)}{I_{red}} = \frac{162,6 \cdot 10^3}{0,1111 \cdot 10^6} - \frac{(162,6 \cdot 10^3 \cdot 225,9 - 15,88 \cdot 10^6)(350 - 255,9)}{0,1180 \cdot 10^{10}} = \\ &= 1,464 - 1,663 = -0,199 \text{ МПа} < 0, \text{ (растяжение).} \end{aligned}$$

Потери от ползучести бетона определяем по формуле (9.9)[5], принимая значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b по классу бетона равному $R_{bp} = 20$ МПа, поскольку передаточная прочность бетона R_{bp} меньше 70% класса бетона В30. Для бетона класса В20 по таблицам I.3 и I.4 приложения I находим $E_b = 27500$ МПа, $\varphi_{b,cr} = 2,8$ (при влажности 70%).

Тогда потери от ползучести соответственно будут равны:

- на уровне растянутой напрягаемой арматуры

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 2,8 \cdot 7,091 \cdot 5,456}{1 + 7,091 \cdot 0,00165 \left(1 + \frac{225,9^2 \cdot 0,1111 \cdot 10^6}{0,1180 \cdot 10^{10}}\right)(1 + 0,8 \cdot 2,8)} =$$

$$= 71,10 \text{ МПа},$$

где $\alpha = E_{sp}/E_b = 195000/27500 = 7,091$, а $\mu_{sp} = A_{sp}/A = 181,2/110000 = 0,00165$.

- на уровне крайнего сжатого волокна потери напряжений от ползучести (и усадки) бетона равны нулю, так как $\sigma'_{bp} < 0$.

Следовательно, полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры составляют:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} =$$

$$= 46,67 + 0 + 0 + 55,71 + 39 + 71,10 = 212,48 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

С учетом всех потерь напряжения в напрягаемой арматуре будут равны:

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 1000 - 212,48 = 787,52 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь определяем по формуле (9.13)[5]

$$P = \sigma_{sp(2)} A_{sp} = 787,52 \cdot 181,2 = 142,7 \cdot 10^3 \text{ Н} = 142,7 \text{ кН.}$$

Эксцентрикитет усилия обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен $e_{0p} = e_{0p1} = 225,9$ мм.

Выполним проверку образования трещин в плите для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчета по деформациям.

Определяем момент образования трещин по формуле (9.36)[5]:

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{op} + r) = 1,3 \cdot 0,4612 \cdot 10^7 \cdot 1,75 +$$

$$+ 142,7 \cdot 10^3 (225,9 + 41,5) = 48,65 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 48,65 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $\gamma = 1,3$ принято по таблице IV.5 приложения IV.

Поскольку $M_{tot} = 62,73 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{crc} = 48,65 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то трещины образуются.

Расчет по раскрытию трещин выполняем в соответствии с требованиями пп. 4.8–4.12 [9].

Определим по формуле (4.12) [9] приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок $\sigma_s = \sigma_{sl}$, т.е. принимаем $M = M_l = 54,10 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Поскольку $e_{sp} = y - a_{sp} - e_{0p} = 255,9 - 30 - 225,9 = 0$, получаем

$$M_s = M_l = 54,10 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ тогда } \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{54,10 \cdot 10^6}{142,7 \cdot 10^3 \cdot 320} = 1,184.$$

Вычисляем коэффициент, φ_f , учитывающий работу свесов в сжатой зоне сечения по формуле $\varphi_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} = \frac{(1360 - 140)50}{140 \cdot 320} = 1,362$.

Согласно п. 8.2.16 [5], коэффициент приведения напрягаемой канатной арматуры к бетону будет равен: $\alpha_{s1} = 0,0015E_s/Rb,ser = 0,0015 \cdot 195000/22,0 = 13,30$, следовательно

$$\mu\alpha_{s1} = 0,00404 \cdot 13,30 = 0,054, \text{ где } \mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{181,2}{140 \cdot 320} = 0,00404.$$

По таблице IV.6 приложения IV при $\mu\alpha_{s1} = 0,054$, $\varphi_f = 1,362$ и $e_s / h_0 = 1,184$ находим $\zeta = 0,87$, тогда $z = \zeta h_0 = 0,87 \cdot 320 = 278,4 \text{ мм}$. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [9] составит:

$$\sigma_s = \sigma_{sl} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{54,10 \cdot 10^6 / 278,4 - 142,7 \cdot 10^3}{181,2} = 284,9 \text{ МПа.}$$

Аналогично определяем значение $\sigma_{s,crc}$ при $M = M_{crc} = 48,65 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$M_s = M_{crc} = 48,65 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ тогда } \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{48,65 \cdot 10^6}{142,7 \cdot 10^3 \cdot 320} = 1,065.$$

По таблице IV.6 при $\mu\alpha_{s1} = 0,054$, $\varphi_f = 1,362$ и $e_s / h_0 = 1,065$ находим $\zeta = 0,875$; $z = \zeta h_0 = 0,875 \cdot 320 = 280,0 \text{ мм}$, тогда:

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{48,65 \cdot 10^6 / 280,0 - 142,7 \cdot 10^3}{181,2} = 171,4 \text{ МПа.}$$

По формуле (4.17)[9] при $\sigma_s = \sigma_{sl} = 284,9$ МПа определим коэффициент ψ_s , учитывающий неравномерность деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами,

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{171,4}{284,9} = 0,519.$$

Определим расстояния между трещинами l_s . Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, будет равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P / R_{bt,ser}} = \frac{0,2843 \cdot 10^8}{0,1111 \cdot 10^6 + 142,7 \cdot 10^3 / 1,75} = 147,6 \text{ мм, а с учетом неупругих}$$

деформаций растянутого бетона $y_t = k y_0 = 0,9 \cdot 147,6 = 132,8$ мм, что меньше $< h/2 = 350/2 = 175$ мм. Поскольку $y_t > 2a = 2 \cdot 30 = 60$ мм, принимаем $y_t = 132,8$ мм, тогда площадь растянутого бетона будет равна $A_{bt} = b y_t = 140 \cdot 132,8 = 18592 \text{ мм}^2$.

Тогда $l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5 \frac{18592}{181,2} 12 = 615,6$ мм.

Так как вычисленное $l_s > 400$ мм и $l_s > 40 d_s = 40 \cdot 12 = 480$ мм, принимаем $l_s = 400$ мм.

По формуле (8.128)[5] определяем ширину продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок:

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,519 \frac{284,9}{195000} 400 = 0,212 \text{ мм} > a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм},$$

где $\varphi_1 = 1,4$ – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

$\varphi_2 = 0,5$ – коэффициент, учитывающий профиль арматуры;

$\varphi_3 = 1,0$ – для изгибаемых элементов.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин при от действия всех нагрузок вычислим по формуле (4.19)[8]:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3},$$

где a_{crc2} – ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок при $\varphi_1 = 1,0$ (т.е. при $M = M_{tot}$);

a_{crc3} – ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок при $\varphi_1 = 1,0$ (т.е. при $M = M_l$);

По формуле (4.12) [9] определим приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия всех нагрузок $\sigma_s = \sigma_{stot}$, т.е. принимаем $M = M_{tot} = 62,73$ кН·м. Соответственно получим :

$$M_s = M_{tot} = 62,73 \text{ кН·м}; \quad \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{62,73 \cdot 10^6}{142,7 \cdot 10^3 \cdot 320} = 1,374.$$

По таблице IV.6 приложения IV при $\mu\alpha_{s1} = 0,054$, $\varphi_f = 1,362$ и $e_s / h_0 = 1,374$ находим $\zeta = 0,87$, тогда $z = \zeta h_0 = 0,87 \cdot 320 = 278,4$ мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [9] составит:

$$\sigma_s = \sigma_{stot} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{62,73 \cdot 10^6 / 278,4 - 142,7 \cdot 10^3}{181,2} = 456,0 \text{ МПа.}$$

По формуле (4.17)[9] при $\sigma_s = \sigma_{stot} = 456,0$ МПа определим коэффициент

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{171,4}{456,0} = 0,699.$$

По формуле (8.128)[5] определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок:

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,699 \frac{456,0}{195000} 400 = 0,327 \text{ мм.}$$

Вычислим ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок (при $\varphi_1 = 1,0$):

$$a_{crc,3} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,519 \frac{284,9}{195000} 400 = 0,151 \text{ мм.}$$

Тогда ширина непродолжительного раскрытия трещин при от действия всех нагрузок будет равна:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,212 + 0,327 - 0,151 = 0,388 > a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм.}$$

Определение прогиба плиты в середине пролета от действия постоянных и длительных нагрузок выполняем в соответствии с требованиями пп.4.16–4.20 и 4.24[9].

Вычисляем величину приведенного модуля деформации сжатого бетона по формуле $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red} = 22,0 / 0,0028 = 7857$ МПа, где $\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$ при заданной влажности 70% (см. табл.I.4 приложения I).

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону для арматуры растянутой зоны будет равно:

$$\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{195000}{0,519 \cdot 7857} = 47,82.$$

Тогда при $\varphi_f = 1,362$, $\mu\alpha_{s2}=0,00404 \cdot 47,82=0,193$ и $e_s/h_0 = 1,184$ по таблице IV.7 приложения IV находим $\varphi_c = 0,350$.

Согласно формуле (4.40) [9] кривизна от длительных нагрузок будет равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{54,10 \cdot 10^6}{0,350 \cdot 140 \cdot 320^3 \cdot 7857} = 0,4288 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

По формуле (4.31) [9] определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом вследствие усадки и ползучести бетона

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0} = \frac{110,1 - 0}{195000 \cdot 320} = 0,1764 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм,}$$

где $\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 39,0 + 71,1 = 110,1$ МПа.

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (0,4288 - 0,1764) \cdot 10^{-5} = 0,2524 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Прогиб балки определяем по формуле (4.25)[9] принимая согласно таблице IV.8 приложения IV значение $S = 5/48$:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} Sl_0^2 = 0,2524 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5875^2 = 9,1 \text{ мм} < f_{ult} = 29,8 \text{ мм.}$$

Вот и закончился самый трудоемкий этап в расчете плиты перекрытия. Для диалога с ЭВМ необходимо еще назначить геометрические размеры поперечного сечения ригеля и определить на него нагрузку, как показано в разделе 2.3. Заполненный контрольный талон и результаты диалога с ЭВМ приведены на рисунке 2.5. На рисунке 2.6 приведена схема армирования ребристой плиты к приведенному выше расчету, а на рисунке 2.13 дан пример печати ординат огибающих эпюров M и Q , которые выдаются в награду за успешную работу.

Поскольку в рассматриваемом примере при ручном счете не были удовлетворены требования по трещиностойкости, то в результатах диалога ЭВМ выдает уточненные значения конструктивных параметров, необходимых для конструирования плиты.

а

ПГС	4 курс П11	гр.П	Код	R(МПа)	G (МПа)	b _p	sp2	(кН)	(кН.м)	Mcrc	acrc1	acrc2	f	Ригель	Контр.	
Арбузов Г.В.			Гзадания												сумма	1
Срок сдачи информации	но 2 этапу до 2502101 113.02	:	20	5.46	787.5	142.7	48.65	0.212	0.388	9.1	30.60	77.98	1235.610			1

Пояснения к заполнению контрольного талона:

R – передаточная прочность бетона, МПа;

b_p – напряжения в бетоне на уровне растянутой арматуры S_p с учетом всех потерь от ползучести бетона, МПа;

G – предварительные напряжения арматуры S_p с учетом всех потерь, МПа;

Sp2

P – усилие обжатия бетона с учетом полных потерь, кН;
Mcrc – момент образования трещин в нижней зоне плиты, кН·м;

acrc1 – ширина продолжительного раскрытия трещин по выполненному расчету, мм;
acrc2 – ширина непродолжительного раскрытия трещин по выполненному расчету, мм;

f – прогиб плиты по выполненному расчету, мм;
b.h – предварительно назначенные размеры поперечного сечения ригеля,

(например при b = 300 мм и h = 600 мм, следует записать 30.60);

q – полная расчетная нагрузка на ригель, кН·м

б

Арбузов Г.В.	, для расчета прогиба плита работает с трещинами,
Арбузов Г.В.	, ширина прорыва превышает допустимую,
Арбузов Г.В.	, ширина непродолжительного раскрытия трещин превышает допустимую,
Арбузов Г.В.	, для удовлетворения требований пригодности плиты к нормальному эксплуатации рекомендую Вам при конструировании принять следующие значения проектных параметров: класс бетона В30; Rbp=25.0 МПа; Sp(n.Ф) – 2.12 ; Gsp=1100.0 МПа. В этом случае acrc1= .109 мм; acrc2= .290 мм; f= 4.19 мм.

ПГС	4 курс П11	гр.П	Код	R(МПа)	G (МПа)	b _p	sp2	(кН)	(кН.м)	Mcrc	acrc1	acrc2	f	Ригель	Результаты	
Арбузов Г.В.			Гзадания												ошибок	1
Информация студента	но 2 этапу до 2502101 113.02	:	20.0	5.46	787.50	142.70	48.65	.212	.388	9.1	30.60	77.98			1	
Результаты проверки			20.0	5.46	787.50	142.70	48.65	.212	.388	9.1	30.60	77.98			1	

Вы отлично выполнили расчет плиты по II группе предельных состояний.

Рис. 2.5. К автоматизированному расчету ребристой плиты по предельным состояниям второй группы:

a – заполненный контрольный талон; *б* – результаты диалога с ЭВМ

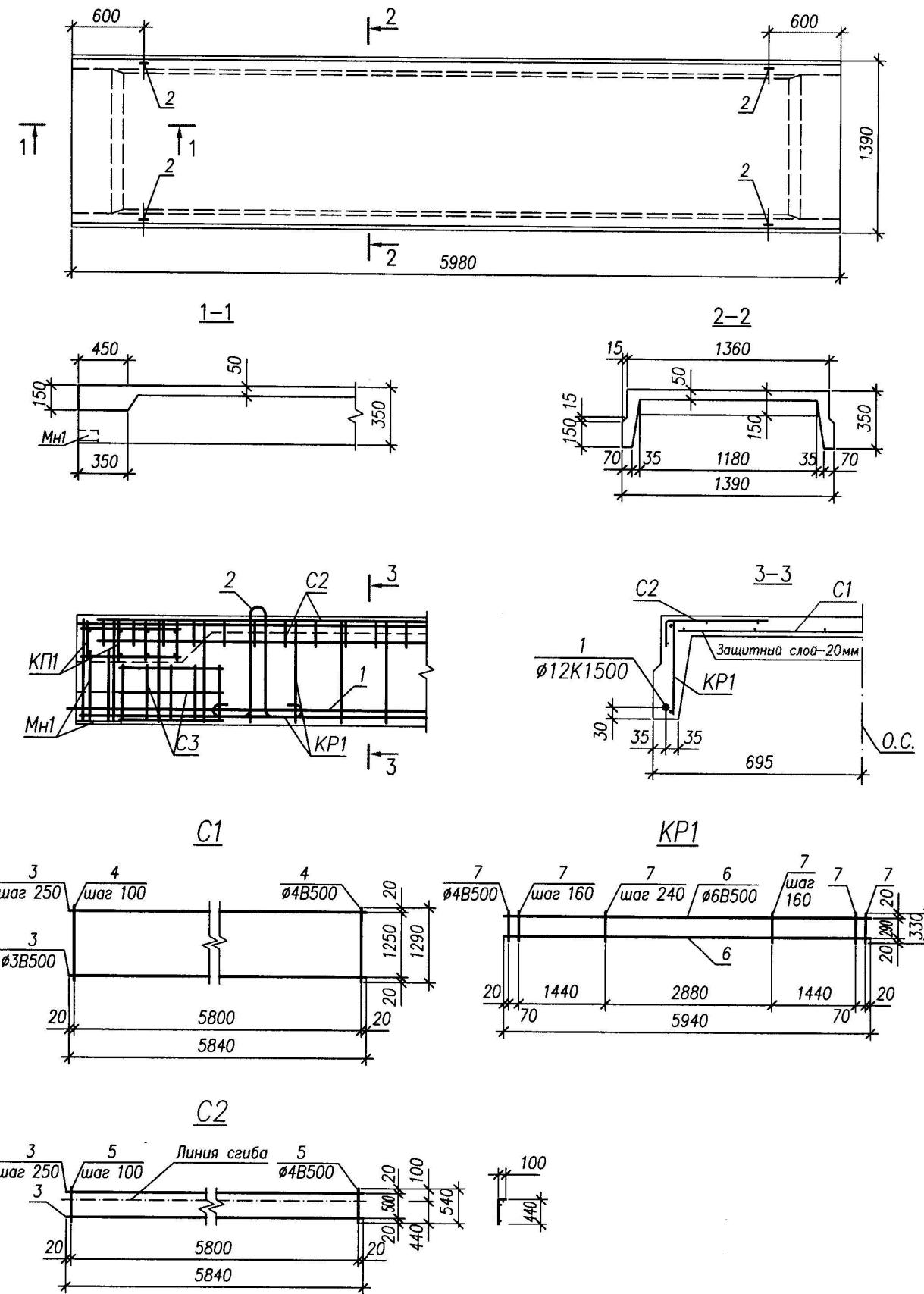


Рис. 2.6. Армирование ребристой плиты

2.1.2. Плита с овальными пустотами

Данные для проектирования, напечатанные ЭВМ:

Шаг колонн в продольном направлении, м	5 .90
Врем.нормат.нагр. на перекрытие, кН/м ²	10 .0
Пост.нормат.нагр. от массы пола, кН/м ²	0 .9
Класс бетона предв. напряж. конструкций.	В30
Класс предв. напрягаемой арматуры	A1000
Способ натяжения арматуры на упоры	ЭЛ.ТЕРМ.
Условия твердения бетона	ТЕПЛ.ОБР
Тип плиты перекрытия	<ОВАЛ.>
Влажность окружающей среды,	60 %
Класс ответственности здания	I

Решение. По результатам компоновки конструктивной схемы перекрытия пусть принята номинальная ширина плиты 1200 мм. Расчетный пролет плиты при опирании на ригель поверху $l_0 = l - b/2 = 5900 - 250/2 = 5775$ мм = 5,775 м.
Подсчет нагрузки на 1 м² перекрытия приведен в таблице 2.2.

Таблица 2.2

Нагрузки на 1 м² плиты с овальными пустотами

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная: от массы плиты $\delta = 0,092$ м ($\rho = 25$ кН/м ³)	$0,092 \cdot 25 = 2,3$	1,1	2,53
от массы пола (по заданию)	0,90	1,2	1,08
Итого:	3,2	–	3,61
Временная (по заданию)	10,0	1,2	12,00
В том числе: длительная	8,50	1,2	10,20
кратковременная	1,50	1,2	1,80
Полная нагрузка	13,2	–	15,61
В том числе постоянная и длительная	11,7	–	–

Расчетные нагрузки на 1 м длины при ширине плиты 1,2 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1,0$ (класс ответственности здания I):

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$q = 15,61 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 18,73 \text{ кН/м};$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$\text{полная } q_{tot} = 13,2 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 15,84 \text{ кН/м};$$

$$\text{длительная } q_l = 11,7 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 14,04 \text{ кН/м.}$$

Расчетные усилия:

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = ql_0^2 / 8 = 18,73 \cdot 5,775^2 / 8 = 78,08 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$Q = ql_0 / 2 = 18,73 \cdot 5,775 / 2 = 54,08 \text{ кН.}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$M_{tot} = q_{tot} l_0^2 / 8 = 15,84 \cdot 5,775^2 / 8 = 66,03 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M_l = q_l l_0^2 / 8 = 14,04 \cdot 5,775^2 / 8 = 58,53 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Назначаем геометрические размеры сечения плиты (рис. 2.7, а).

Нормативные и расчетные характеристики бетона класса В30 находим по таблицам приложения I:

$$R_{b,n} = R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}; R_b = 17,0 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,75 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}; E_b = 32500 \text{ МПа.}$$

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса А1000 находим по таблицам приложения II:

$$R_{s,n} = R_{s,ser} = 1000 \text{ МПа}; R_s = 870 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа.}$$

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры в соответствии с требованиями п. 9.1.1 [5] $\sigma_{sp} = 600 \text{ МПа} < 0,8R_{s,n} = 0,8 \cdot 1000 = 800 \text{ МПа}$ и не менее $0,3R_{s,n} = 0,3 \cdot 1000 = 300 \text{ МПа.}$

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси, $M = 78,08 \text{ кН}\cdot\text{м.}$ Сечение тавровое (рис. 2.7, б) с полкой в сжатой зоне. Согласно п. 8.1.11 [5] при $h_f' / h = 25 / 220 = 0,11 > 0,1$ расчетная ширина полки $b_f' = 1160 \text{ мм.}$ $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм.}$

Проверяем условие (3.23)[9]:

$$R_b b_f' h_f' (h_o - 0,5h_f') = 17,0 \cdot 1160 \cdot 25 (190 - 0,5 \cdot 25) = \\ 87,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 87,5 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 78,08 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f' = 1160 \text{ мм}$ согласно п. 3.14 [9].

Определим значение α_m по формуле (3.9) [9]:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{78,08 \cdot 10^6}{17,0 \cdot 1160 \cdot 190^2} = 0,1097.$$

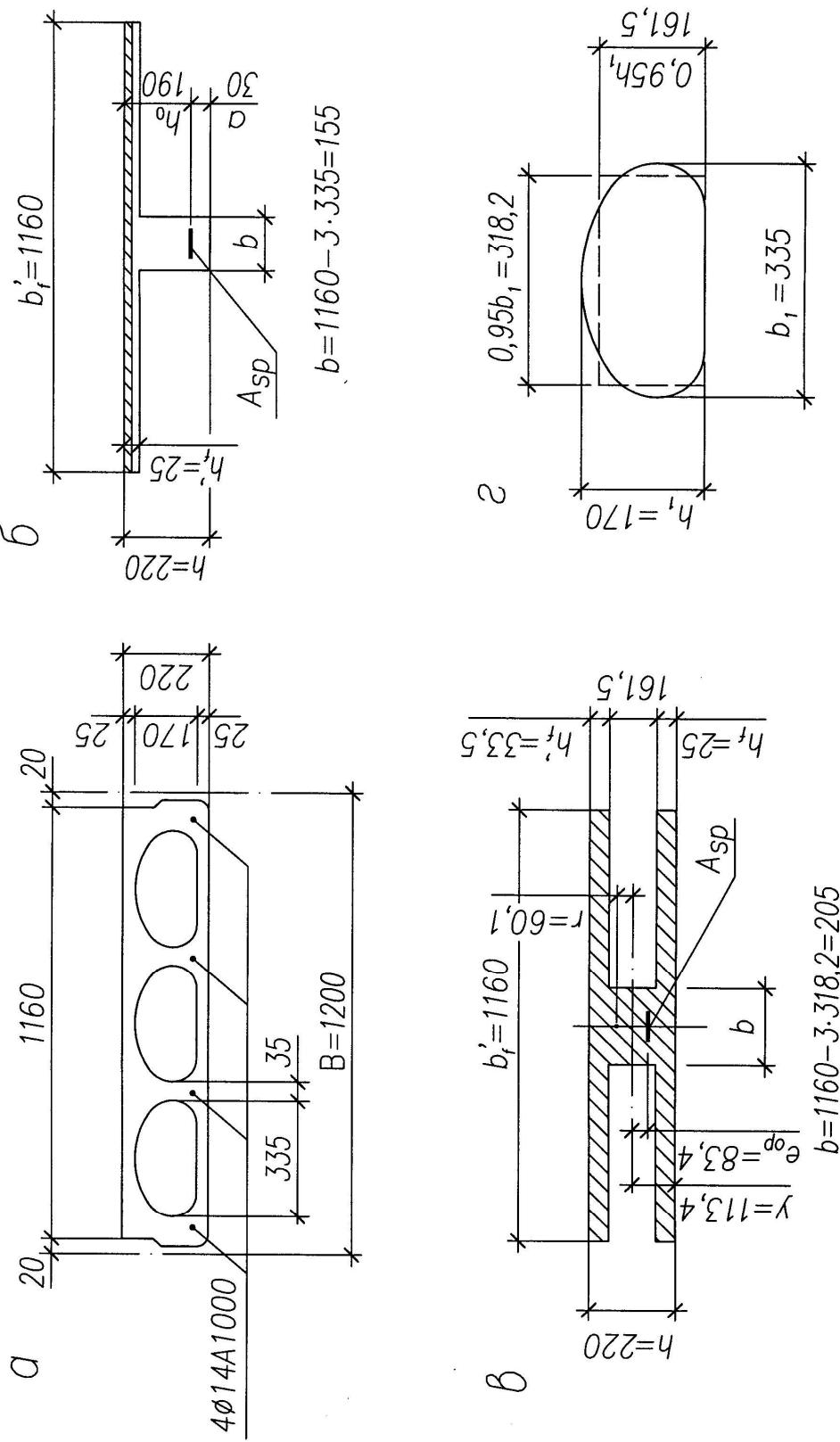


Рис. 2.7. Поперечные сечения плиты с овальными пустотами: *a* – основные размеры; *b* – к расчету по прочности; *c* – к расчету по второй группе предельных состояний; *d* – к расчету эквивалентного сечения

По таблице IV.2. приложения IV для класса арматуры A1000 и $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ находим $\xi_R = 0,39$.

Требуемую площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (3.10) [9], для этого определяем:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1097} = 0,1165$$

и коэффициент γ_{s3} , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, согласно п.3.9 [9].

Так как $\xi/\xi_R = 0,1165/0,39 = 0,30 < 0,6$ принимаем $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда получим

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,1165 \cdot 17,0 \cdot 1160 \cdot 190}{1,1 \cdot 870} = 456 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø14A1000 ($A_{sp} = 616 \text{ мм}^2$).

Расчет полки на местный изгиб. Расчетный пролет согласно рисунку 2.7, *a* будет равен $l_0 = 335 \text{ мм} = 0,335 \text{ м}$.

Нагрузка на 1 м² полки толщиной 25 мм будет равна:

$$q = (h_f' \rho \gamma_f + g_f \gamma_f + v \gamma_f) \gamma_n = (0,025 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,9 \cdot 1,2 + 10,0 \cdot 1,2) 1,0 = 13,77 \text{ кН/м},$$

где h_f' – толщина полки плиты, м;

ρ – плотность тяжелого железобетона, кН/м³;

γ_f – коэффициенты надежности по нагрузке;

g_f – постоянная нормативная нагрузка от массы пола, кН/м²;

v – временная нормативная нагрузка, кН/м²;

γ_n – коэффициент надежности по назначению здания.

Изгибающий момент для полосы шириной 1 м определяем с учетом частичной заделки полки плиты в ребрах по формуле $M = q l_0^2 / 11 = 13,77 \cdot 0,335^2 / 11 = 0,14 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Размещаем арматурную сетку в середине сечения полки, тогда $h_0 = h_f' / 2 = 25 / 2 = 12,5 \text{ мм}$. Назначаем диаметр рабочей арматуры сетки 3 мм класса B500 ($R_s = 435 \text{ МПа}$, $\alpha_R = 0,372$).

При $\alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = 0,14 \cdot 10^6 / (17,0 \cdot 1000 \cdot 12,5^2) = 0,0527 < \alpha_R = 0,372$, требуемая площадь продольной рабочей арматуры сетки на ширине 1 м будет равна:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 17,0 \cdot 1000 \cdot 12,5 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0527}) / 435 = 26,5 \text{ мм}^2$$

Принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой Ø3B500 с шагом $s = 200 \text{ мм}$ (5Ø3B500, $A_s = 35,3 \text{ мм}^2$).

Проверка прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси. Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 54,08 \text{ кН}$, сплошная равномерно распределен-

ная нагрузка $q_1 = q = 18,73$ кН/м, геометрические размеры расчетного сечения даны на рисунке 2.7, б.

Поскольку п. 5.12 [9] допускает не устанавливать поперечную арматуру в многопустотных плитах, то выполним сначала проверку прочности наклонных сечений плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры согласно п. 3.40 [9].

Проверяем условие (3.70) [9]. Так как $2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 155 \cdot 190 = 84669$ Н = 84,7 кН > $Q_{max} = 54,08$ кН, то условие (3.70) [9] выполняется.

Проверим условие (3.71) [9], принимая приближенно значение $Q_b = Q_{b,min}$, а величину проекции опасного наклонного сечения $c = h_0$ (минимальное значение).

Находим усилие обжатия от растянутой арматуры $P \approx 0,7\sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 \cdot 600 \cdot 616 = 258720$ Н = 258,72 кН (коэффициент 0,7 учитывает, что потери предварительного напряжения приблизительно будут равны $0,3\sigma_{sp}$). По формуле (3.53 а) [9] определяем коэффициент φ_n . Вычислим площадь бетонного сечения плиты без учета свесов сжатой полки (см. рис. 2.7в):

$$A_1 = 205 \cdot 220 + 25(1160 - 205) = 68975 \text{ мм}^2; \text{ соответственно находим}$$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{258720}{17,0 \cdot 68975} = 0,2206;$$

$$\text{тогда: } \varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,2206 - 1,16 \cdot 0,2206^2 = 1,296.$$

Находим $Q_{b,min} = 0,5\varphi_n R_{bt} bh_0 = 0,5 \cdot 1,296 \cdot 1,15 \cdot 155 \cdot 190 = 21946$ Н = 21,95 кН. Поскольку $Q = Q_{max} - q_1 c = 58,04 - 18,73 \cdot 0,19 = 54,48$ кН > $Q_{b,min} = 21,95$ кН, то для прочности наклонных сечений плиты требуется поперечная арматура.

Устанавливаем в каждом ребре плиты плоский каркас с поперечными стержнями из арматуры класса В500, диаметром 3 мм ($A_{sw} = 4 \cdot 7,1 = 28,3$ мм², $R_{sw} = 300$ МПа) с шагом $s_w = 90$ мм < $h_0/2 = 190/2 = 95$ мм.

Прочность бетонной полосы проверяем из условия (3.49) [9].

$$0,3R_{bt}bh_0 = 0,3 \cdot 17,0 \cdot 155 \cdot 190 = 150195 \text{ Н} = 150,2 \text{ кН} > Q_{max} = 54,08 \text{ кН},$$

т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

Прочность по наклонным сечениям проверяем по условию (3.50) [9].

По формуле (3.55) [9] определим усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 28,3}{90} = 94,33 \text{ Н/мм.}$$

Проверим условие (3.56) [9]:

$$0,25\varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,296 \cdot 1,15 \cdot 155 = 57,75 \text{ Н/мм} < q_{sw} = 94,33 \text{ Н/мм},$$

т.е. условие (3.56) [9] выполняется, и M_b будем вычислять по формуле (3.52) [9]:

$$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,296 \cdot 1,15 \cdot 155 \cdot 190^2 = 12,51 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c и проекцию наклонной трещины c_0 согласно п.3.33 [9].

$$\text{Так как } \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{12,51 \cdot 10^6}{18,73}} = 817 \text{ мм} > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 190}{1 - 0,5 \frac{94,33}{1,296 \cdot 1,15 \cdot 155}} = 477 \text{ мм},$$

$$\text{то } c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = 817 \text{ мм, но так как } 3h_0 = 3 \cdot 190 = 570 \text{ мм} < c, \text{ принимаем } c =$$

$=3h_0 = 570$ мм. Поскольку $c_0=c=570$ мм $> 2h_0=2 \cdot 190=380$ мм, принимаем $c_0=380$ мм.

Тогда $Q_b = M_b/c = 12,51 \cdot 10^6 / 570 = 21940 \text{ Н} = 21,94 \text{ кН} < Q_{b,min} = 21,95 \text{ кН}.$
Поэтому принимаем $Q_b = Q_{b,min} = 21,95 \text{ кН}.$

Проверяем условие (3.50) [9], принимая Q в конце наклонного сечения, т.е. $Q = Q_{max} - q_1 c = 54,08 - 18,73 \cdot 0,57 = 43,40 \text{ кН};$

$$Q_b + 0,75q_{sw}c_0 = 21,95 + 0,75 \cdot 94,33 \cdot 0,38 = 48,83 \text{ кН} > Q = 43,40 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Согласно п. 3.36 [9] определим $s_{w,max}$ по формуле (3.67) [9]:

$$s_{w,max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,295 \cdot 1,15 \cdot 155 \cdot 190^2}{54080} = 154 \text{ мм} > s_w = 90 \text{ мм},$$

т.е. требования и п. 3.36 [9] удовлетворены.

Теперь следует заполнить контрольный талон для диалога с ЭВМ. Если Вы вдруг опоздали с выполнением расчета, то Вас ждет дополнительная ручная работа по расчету геометрических характеристик приведенного сечения плиты, как это сделано в рассматриваемом примере. Информация с промежуточными результатами расчетов в этом случае направляется Вашему преподавателю.

На рисунке 2.8 приведены заполненный контрольный талон и результаты диалога с ЭВМ по рассматриваемому примеру расчета.

С

ПГС		4 курс	П11	гр.П	Код	Размеры плиты (см)	q кН/м	$s(n, \phi)$	сетка	Попереч. арм-ра	G(МПа)	контр.
Гришин	Н.П.	издания	в	h	b	hf'	p	n.dsw	n.dsw	sp	сумма	
Срок сдачи информации	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	1	
по 1 этапу до 18.02.01г	116.01	120	22	15.5	2.5	18.73	4.14	3.200	4.03	90	600	996.11

Обозначение контролируемых параметров дано на рисунке 2.4

б

ПГС		4 курс	П11	гр.П	Код	Размеры плиты (см)	q кН/м	$s(n, \phi)$	сетка	Попереч. арм-ра	G(МПа)	результат
Гришин	Н.П.	издания	в	h	b	hf'	p	n.dsw	n.dsw	sp	ошибок	
Информация студента	I-116.01	120.0	22.0	15.50	2.50	18.73	4.14	3.200	4.03	90.	600.0	1
Результаты проверки	I	120.0	22.0	15.50	2.50	18.73	4.14	3.200	4.03	90.	600.0	1

Вы отлично выполнили расчет плиты по несущей способности,
но так как Вы, Гришин Н.П. , отстали от графика, то
геометрические характеристики приведенного сечения вычисляйте самостоятельно.

β

Кафедра ЖБК Преподаватель – доц. Иванов Н.И. факультет ПГС 4 курс, группа П11 , студент – Гришин Н.П.

Нормативные нагрузки и усилия: $g_c = 2.30 \text{ кН}/\text{м}^2$; $g = 3.84 \text{ кН}/\text{м}$; $v=12.00 \text{ кН}/\text{м}$; $q_{tot}=15.84 \text{ кН}/\text{м}$; $q_1=14.04 \text{ кН}/\text{м}$;
 $M_{tot}= 66.03 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_1= 58.53 \text{ кН}\cdot\text{м}$; коэффициенты : $\gamma_f=1.20$; $\gamma_n=1.00$.

Расчетные нагрузки и усилия : $q= 18.73 \text{ кН}/\text{м}$; $M= 78.08 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $Q= 54.08 \text{ кН}$; $q_{pl}= 13.77 \text{ кН}/\text{м}$; $M_{pl}= 14 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Требуемая площадь арматуры: $A_{sp}= 456.0 \text{ мм}^2$; в сетке $As= 26.6 \text{ мм}^2/\text{м}$.

Основные характеристики материалов : $R_b, ser=22.00 \text{ МПа}$; $R_{bt, ser}= 1.75 \text{ МПа}$; $R_b=17.00 \text{ МПа}$; $R_{bt}= 1.15 \text{ МПа}$; $E_b=32500.0 \text{ МПа}$;
 $R_s, n=1000.0 \text{ МПа}$; $R_s= 870.0 \text{ МПа}$; $E_s=200000.0 \text{ МПа}$; $G_s= 600.0 \text{ МПа}$.

$A=.1010E+06 \text{ мм}^2$; $A_{red}=.1048E+06 \text{ мм}^2$; $S_{red}=.1188E+08 \text{ мм}^3$; $y=113.4 \text{ мм}$; $I_{red}=.7145E+09 \text{ мм}^4$; $w_{red}=.6303E+07 \text{ мм}^3$; $r= 60.1 \text{ мм}$.

Размеры эквивалентного сечения : $b = 205. \text{ мм}$; $h = 220. \text{ мм}$; $bf' = bf = 1160. \text{ мм}$; $hf' = 33.5 \text{ мм}$; $hf = 25.0 \text{ мм}$.

Рис. 2.8. К автоматизированному расчету плиты с овальными пустотами по предельным состояниям первой группы:

a – заполненный контрольный талон; *б* – результаты диалога с ЭВМ; *в* – информация для преподавателя

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы. Согласно требованиям п. 8.2.6 [5], представленным в таблице IV.4 приложения IV, в плите, армированной напрягаемой арматурой класса А1000, допускается предельная ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0,2$ мм и непродолжительного – $a_{crc,ult} = 0,3$ мм.

По таблице Е.1 поз. 2 [12] для расчетного пролета 5,775 м относительное значение предельного прогиба из эстетических требований равно $1/150 - (1/150 - 1/200) \cdot (5,775 - 3) / (6 - 3) = 0,005125$, и следовательно, величина предельного прогиба составляет $f_{ult} = 0,005125 \cdot 5775 = 29,6$ мм.

Заменяя овальное очертание пустот эквивалентным прямоугольным (рис. 2.7, 2), получим геометрические размеры расчетного сечения плиты для проверки предельных состояний второй группы (рис. 2.7, 8).

Геометрические характеристики приведенного сечения определяем по формулам (2.11)–(2.13) и (4.4)–(4.5)[9].

Площадь бетонного сечения:

$$A = 1160(33,5 + 25) + 205 \cdot 161,5 = 0,1010 \cdot 10^6 \text{ мм}^2.$$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 0,1010 \cdot 10^6 + 6,154 \cdot 616 = 0,1048 \cdot 10^6 \text{ мм}^2,$$

где $\alpha = E_s/E_b = 200000/32500 = 6,154$.

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани расчетного сечения:

$$\begin{aligned} S_{red} = S + \alpha A_{sp} a_p &= 1160 \cdot 33,5(220 - 33,5/2) + 1160 \cdot 25(25/2) + \\ &+ 205 \cdot 161,5(25 + 161,5/2) + 6,154 \cdot 616 \cdot 30 = 0,1188 \cdot 10^8 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

$$y = S_{red}/A_{red} = 0,1188 \cdot 10^8 / 104800 = 113,4 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$\begin{aligned} I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 &= 1160 \cdot 33,5^3 / 12 + 1160 \cdot 33,5(106,6 - 33,5/2)^2 + 1160 \cdot 25^3 / 12 + \\ &+ 1160 \cdot 25(113,4 - 25/2)^2 + 205 \cdot 161,5^3 / 12 + 205 \cdot 161,5(113,4 - 25 - 161,5/2)^2 + \\ &+ 154 \cdot 616(113,6 - 30)^2 = 0,7145 \cdot 10^9 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно грани, растянутой от внешней нагрузки:

$$W_{red} = I_{red} / y = 0,7145 \cdot 10^9 / 313,4 = 0,6303 \cdot 10^7 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки:

$$r = W_{red} / A_{red} = 0,6303 \cdot 10^7 / 104800 = 60,1 \text{ мм.}$$

Назначаем передаточную прочность бетона $R_{bp} = 20$ МПа, удовлетворяющую требованиям п. 6.1.6 [5].

Определим потери предварительных напряжений.

Потери от релаксации напряжений в арматуре согласно п.9.1.3 [5] равны $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 600 = 18$ МПа.

Потери от температурного перепада при электротермическом способе натяжения арматуры на упоры формы отсутствуют, так как форма нагревается вместе с изделием, т.е. $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери $\Delta\sigma_{sp3} = 0$ и $\Delta\sigma_{sp4} = 0$.

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры находим по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 18 + 0 + 0 + 0 = 18,0 \text{ МПа.}$$

Тогда усилие обжатия с учетом первых потерь будет равно:

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 616(600 - 18,0) = 358510 \text{ Н} = 358,5 \text{ кН.}$$

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры эксцентрикитет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен $e_{0p1} = y - a_p = 113,4 - 30 = 83,4$ мм.

Проверим максимальное сжимающее напряжение в бетоне σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя σ_{bp} по формуле (9.14)[5] при $y_s = y = 113,4$ мм и принимая изгибающий момент от собственного веса плиты равным нулю:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{0p1}y_s}{I_{red}} = \frac{358,5 \cdot 10^3}{0,1048 \cdot 10^6} + \frac{358,5 \cdot 10^3 \cdot 83,4 \cdot 113,4}{0,7145 \cdot 10^9} = \\ &= 3,42 + 4,75 \text{ МПа} = 8,17 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

т.е. требование п. 9.1.11[5] выполняется.

Определим вторые потери напряжений согласно пп.9.1.8 и 9.1.9 [5].

Потери от усадки бетона равны $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40$ МПа, где $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$ – деформация усадки бетона классов В35 и ниже,

С учетом тепловой обработки бетона при атмосферном давлении (по заданию) необходимо умножить полученный результат на коэффициент 0,85. Тогда окончательно получим $\Delta\sigma_{sp5} = 40 \cdot 0,85 = 34$ МПа.

Для нахождения потерь от ползучести бетона вычислим напряжение в бетоне σ_{bp} в середине пролета балки от действия силы $P_{(1)}$ и изгибающего момента M_w от массы плиты.

Нагрузка от собственной массы плиты (см. табл. 2.2) равна:

$$q_w = 2,3 \cdot 1,2 = 2,76 \text{ кН/м},$$

тогда:

$$M_w = q_w l_0^2 / 8 = 2,76 \cdot 5,775^2 / 8 = 11,51 \text{ кН\cdot м}.$$

Напряжение σ_{bp} на уровне напрягаемой арматуры (т.е. при $y_{sp} = e_{0p1}$) , будет равно:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{(P_{(1)}e_{0p1} - M_w)y_{sp}}{I_{red}} = \frac{358,5 \cdot 10^3}{0,1048 \cdot 10^6} + \frac{(358,5 \cdot 10^3 \cdot 83,4 - 11,51 \cdot 10^6)83,4}{0,7145 \cdot 10^9} = \\ &= 3,42 + 2,15 = 5,57 \text{ МПа (сжатие).} \end{aligned}$$

Напряжения σ'_{bp} на уровне крайнего сжатого волокна при эксплуатации соответственно будут равны:

$$\begin{aligned} \sigma_{bp}' &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{(P_{(1)}e_{0p1} - M_w)(h - y)}{I_{red}} = \frac{358,5 \cdot 10^3}{0,1048 \cdot 10^6} - \frac{(358,5 \cdot 10^3 \cdot 83,4 - 11,51 \cdot 10^6)(220 - 113,4)}{0,7145 \cdot 10^9} = \\ &= 3,42 - 2,74 = 0,68 \text{ МПа} > 0, (\text{сжатие}). \end{aligned}$$

Потери от ползучести бетона определяем по формуле (9.9)[5], принимая значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b по классу бетона равному $R_{bp} = 20$ МПа, поскольку передаточная прочность бетона R_{bp} меньше 70% класса бетона В30. Для бетона класса В20 по таблицам I. 3 и I .4 приложения I находим $E_b = 27500$ МПа, $\varphi_{b,cr} = 2,8$ (при влажности 60%).

Тогда потери от ползучести соответственно будут равны:

- на уровне растянутой напрягаемой арматуры:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0,8\varphi_{b,cr}\right)} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 2,8 \cdot 7,273 \cdot 5,57}{1 + 7,273 \cdot 0,00610\left(1 + \frac{83,4^2 \cdot 0,1048 \cdot 10^6}{0,7145 \cdot 10^9}\right)\left(1 + 0,8 \cdot 2,8\right)} = \\ &= 70,30 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где $\alpha = E_{sp} / E_b = 200000 / 27500 = 7,273$, а $\mu_{sp} = A_{sp} / A = 616 / 101000 = 0,00610$.

С учетом тепловой обработки бетона при атмосферном давлении (по заданию) необходимо умножить полученный результат на коэффициент 0,85. Тогда окончательно получим $\Delta\sigma_{sp6} = 70,3 \cdot 0,85 = 59,7$ МПа.

- на уровне крайнего сжатого волокна потери напряжений от ползучести (при отсутствии арматуры в сжатой при эксплуатации зоне бетона) составят:

$$\Delta\sigma'_{sp6} = 0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma'_{bp} = 0,8 \cdot 2,8 \cdot 7,273 \cdot 0,68 = 11,1 \text{ МПа.}$$

С учетом тепловой обработки бетона получим $\Delta\sigma'_{sp6} = 11,1 \cdot 0,85 = 9,43$ МПа.

Следовательно, полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры составляют:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{sp(2)} &= \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{s4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = \\ &= 18 + 0 + 0 + 0 + 34 + 59,7 = 111,7 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}\end{aligned}$$

С учетом всех потерь напряжения в напрягаемой арматуре будут равны:

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 600 - 111,7 = 488,3 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь определяем по формуле (9.13)[5]:

$$P = \sigma_{sp(2)} A_{sp} = 488,3 \cdot 616 = 300,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 300,8 \text{ кН.}$$

Эксцентриситет усилия обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен $e_{0p} = e_{0p1} = 83,4$ мм.

Выполним проверку образования трещин в плите для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчета по деформациям.

Определяем момент образования трещин по формуле (9.36)[5]:

$$\begin{aligned}M_{crc} &= \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P (e_{0p} + r) = 1,20 \cdot 0,6303 \cdot 10^7 \cdot 1,75 + \\ &+ 300,8 \cdot 10^3 (83,4 + 60,1) = 56,40 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 56,40 \text{ кН} \cdot \text{м},\end{aligned}$$

где $\gamma = 1,20$ принято по табл. IV.5 приложения IV при

$$b_f/b = 1160/205 = 5,66 > 4 \text{ и } h_f/h = 25/220 = 0,11 < 0,2.$$

Поскольку $M_{tot} = 66,03 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 54,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то трещины образуются.

Расчет по раскрытию трещин выполняем в соответствии с требованиями пп. 4.8 – 4.12 [9].

Определим по формуле (4.12) [9] приращение напряжения в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок $\sigma_s = \sigma_{sl}$, т.е. принимаем $M = M_l = 58,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Поскольку $e_{sp} = y - a_{sp} - e_{0p} = 113,4 - 30 - 83,4 = 0$, получаем:

$$M_s = M_l = 54,10 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

тогда:

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{58,53 \cdot 10^6}{300,8 \cdot 10^3 \cdot 190} = 1,024.$$

Вычисляем коэффициент, φ_f , учитывающий работу свесов в сжатой зоне сечения по формуле:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} = \frac{(1160 - 205)33,5}{205 \cdot 190} = 0,821.$$

Согласно п. 8.2.16 [5], коэффициент приведения напрягаемой канатной арматуры к бетону будет равен: $\alpha_{s1}=0,0015E_s/Rb,ser=0,0015 \cdot 200000/22,0=13,64$, следовательно:

$$\mu\alpha_{s1}=0,0158 \cdot 13,64 = 0,216,$$

$$\text{где } \mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{616}{205 \cdot 190} = 0,0158.$$

По таблице IV.6 приложения IV при $\mu\alpha_{s1}=0,216$, $\varphi_f=0,821$ и $e_s/h_0 = 1,024$ находим $\zeta = 0,846$, тогда $z=\zeta h_0 = 0,846 \cdot 190 = 160,7$ мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [9] составит:

$$\sigma_s = \sigma_{sl} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{58,53 \cdot 10^6 / 160,7 - 300,8 \cdot 10^3}{616} = 103,0 \text{ МПа.}$$

Аналогично определяем значение $\sigma_{s,crc}$ при $M=M_{crc} = 56,40$ кН·м.

$$M_s = M_{crc} = 56,40 \text{ кН·м,}$$

$$\text{тогда } \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{56,40 \cdot 10^6}{300,8 \cdot 10^3 \cdot 190} = 0,987.$$

По таблице IV.6 при $\mu\alpha_{s1}=0,216$, $\varphi_f=0,821$ и $e_s/h_0 = 0,987$ находим:

$$\zeta=0,845 \text{ и } z=\zeta h_0=0,845 \cdot 190=160,6 \text{ мм,}$$

$$\text{тогда } \sigma_s = \sigma_{s,crc} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{56,40 \cdot 10^6 / 160,6 - 300,8 \cdot 10^3}{616} = 81,8 \text{ МПа.}$$

По формуле (4.17)[9] при $\sigma_s = \sigma_{sl} = 120,4$ МПа определим коэффициент ψ_s , учитывающий неравномерность деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{81,8}{103,0} = 0,365.$$

Определим расстояния между трещинами l_s . Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, будет равна:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P / R_{bt,ser}} = \frac{0,1188 \cdot 10^8}{0,1048 \cdot 10^6 + 300,8 \cdot 10^3 / 1,75} = 42,9 \text{ мм},$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона $y_t = k y_0 = 0,95 \cdot 42,9 = 40,7$ мм, что меньше $h/2 = 220/2 = 110$ мм.

Поскольку $y_t < 2a_p = 2 \cdot 30 = 60$ мм, принимаем $y_t = 60,0$ мм, тогда площадь растянутого бетона будет равна $A_{bt} = b y_t + (b_f - b) h_f = 206 \cdot 60 + (1160 - 205)25 = 36175$ мм².

Следовательно:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5 \frac{36175}{616} 14 = 411,1 \text{ мм.}$$

Поскольку вычисленное значение $l_s > 400$ мм и $l_s > 40$ $d_s = 40 \cdot 14 = 560$ мм, принимаем $l_s = 400$ мм.

По формуле (8.128)[5] определяем ширину продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных длительных нагрузок:

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,365 \frac{103,0}{200000} 400 = 0,053 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм},$$

где $\varphi_1 = 1,4$ – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

$\varphi_2 = 0,5$ – коэффициент, учитывающий профиль арматуры;

$\varphi_3 = 1,0$ – для изгибаемых элементов.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок вычислим по формуле (4.19)[8]:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3},$$

где a_{crc2} – ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия

всех нагрузок при $\varphi_1 = 1,0$ (т.е. при $M = M_{tot}$);

a_{crc3} – ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок при $\varphi_1 = 1,0$ (т.е. при $M = M_l$).

По формуле (4.12) [9] определим приращение напряжения в напрягаемой арматуре от действия всех нагрузок $\sigma_s = \sigma_{stot}$, т.е. принимаем $M = M_{tot} = 66,03$ кН·м. Соответственно получим:

$$M_s = M_{tot} = 66,03 \text{ кН·м}; \quad \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{66,03 \cdot 10^6}{300,8 \cdot 10^3 \cdot 190} = 1,155.$$

По таблице IV.6 приложения IV при $\mu\alpha_{s1}=0,216$, $\varphi_f=0,821$ и $e_s / h_0 = 1,155$ находим $\zeta = 0,841$, тогда $z=\zeta h_0 = 0,841 \cdot 190 = 159,8$ мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [9] составит:

$$\sigma_s = \sigma_{stot} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{66,03 \cdot 10^6 / 159,8 \cdot 300,8 \cdot 10^3}{616} = 182,5 \text{ МПа.}$$

По формуле (4.17)[9] при $\sigma_s = \sigma_{stot} = 181,6$ МПа определим коэффициент

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{81,8}{182,5} = 0,641.$$

По формуле (4.7)[9] определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок:

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,641 \frac{182,5}{200000} 400 = 0,117 \text{ мм.}$$

Вычислим ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок (при $\varphi_1 = 1,0$):

$$a_{crc,3} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,365 \frac{103,0}{200000} 400 = 0,038 \text{ мм.}$$

Тогда ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок будет равна:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,053 + 0,117 - 0,038 = 0,132 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм.}$$

Определение прогиба плиты в середине пролета от действия постоянных и длительных нагрузок выполняем в соответствии с требованиями пп.4.16–4.20 и 4.24[9].

Вычисляем величину приведенного модуля деформации сжатого бетона по формуле: $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red} = 22,0 / 0,0028 = 7857$ МПа, где $\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$ при заданной влажности 60% (см. табл. I.4 приложения I).

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону для арматуры растянутой зоны будет равно:

$$\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0,365 \cdot 7857} = 69,74.$$

Тогда при $\varphi_f = 0,821$, $\mu\alpha_{s2}=0,0158 \cdot 69,74=1,102$ и $e_s / h_0 = 1,024$ по таблице IV.7 приложения IV находим $\varphi_c = 0,738$.

Согласно формуле (4.40) [9] кривизна от длительных нагрузок будет равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{58,53 \cdot 10^6}{0,738 \cdot 205 \cdot 190^3 \cdot 7857} = 0,7179 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

По формуле (4.31) [9] определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом вследствие усадки и ползучести бетона:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0} = \frac{93,7 - 43,43}{200000 \cdot 190} = 0,1323 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм,}$$

где $\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 34,0 + 59,7 = 93,7 \text{ МПа,}$

$$\sigma'_{sb} = \Delta\sigma'_{sp5} + \Delta\sigma'_{sp6} = 34,0 + 9,43 = 43,43 \text{ МПа.}$$

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (0,7179 - 0,1323) \cdot 10^{-5} = 0,5856 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Прогиб балки определяем по формуле (4.25)[9] принимая согласно таблице IV.8 приложения IV значение $S = 5/48$:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l_0^2 = 0,5856 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5775^2 = 20,3 \text{ мм} < f_{ult} = 29,6 \text{ мм.}$$

Для диалога с ЭВМ необходимо еще назначить геометрические размеры поперечного сечения ригеля и определить на него нагрузку, как показано в разделе 2.3.

На рисунке 2.9 приведены заполненный контрольный талон по примеру расчета и результаты диалога при выполнении расчета после заданного срока. Схема армирования плиты с овальными пустотами к рассмотренному примеру расчета дана на рисунке 2.10.

С

ГГС	4 курс	п11	гр.П	Код	R(МПа)	G (МПа)	P (МПа)	Mcrc	acrc1	f	Ригель	Контр.
Гришин	Н.П.			издания	bp	bp	sp2	(кН.м)	(кН.м)	(мм)	b.h(см) q(кН/м)	сумма
Срок сдачи информации	:	:	:	:	:	:	:		:			
по 2 этажу до 250210г	116.02		20	5.57	488.3	300.8	56.40		0.053	0.132	20.3	25.60

Обозначение контролируемых параметров дано на рис. 2.5

б

Гришин Н.П. , для расчета прогиба плиты работает с трещинами,

ГГС	4 курс	п11	гр.П	Код	R(МПа)	G (МПа)	P (МПа)	Mcrc	acrc1	f	Ригель	Результат
Гришин	Н.П.			издания	bp	bp	sp2	(кН)	(мм)	(мм)	b.h(см) q(кН/м)	ошибок
Информация студента		I 116.02	20.0	5.57	488.30	300.80	56.40		.053	.132	20.3	25.60
Результаты проверки	I	20.0	5.57	488.30	300.80	56.40		.053	.132	.132	20.3	25.60

Вы отлично выполнили расчет плиты по II группе предельных состояний, но так как Вы, Гришин Н.П. , отстали от графика, то сожалею, что статический расчет ригеля будете выполнять без моей помощи.

б

кафедра ЖБК Преподаватель – доц. Иванов Н.И. факультет ПГС 4 курс, группа п11 , студент – Гришин Н.П.

DGsp1 = 18.0 МПа; DGsp2= .0 МПа; DGsp4= .0 МПа; DGsp(1)= 18.0 МПа; P(1)= 358.3 кН; Gmax= 8.16 МПа; DGsp5= 34.0 МПа; Mw= 11.5 кН.м; Gbp= 5.56 МПа; Gbp'= .68 МПа; DGsp6= 59.7 МПа; DGsp(2)= 93.7 МПа; DGsp(1)+DGsp(2)=111.7 МПа.

as1 = 13.6 ; фиф = .819; mas1 = .215; es/ho = 1.025; z = 159.9 мм; z1 = 160.8 мм; Gs = 182.6 МПа; Gs1 = 103.1 МПа; Gs, crc = 81.58 МПа; psis = .643; psis1 = .367; ls = 400. мм.

Eb, red = 7857. МПа; as2 = 69.3; mas2 =1.094; фис = .737; (1/r)3 = .7176E-05 1/мм; (1/r)4 = .1324E-05 1/мм.

Рис. 2.9. К автоматизированному расчету плиты с овальными пустотами по предельным состояниям второй группы:

a – заполненный контрольный талон; б – результаты диалога с ЭВМ; в – информация для преподавателя

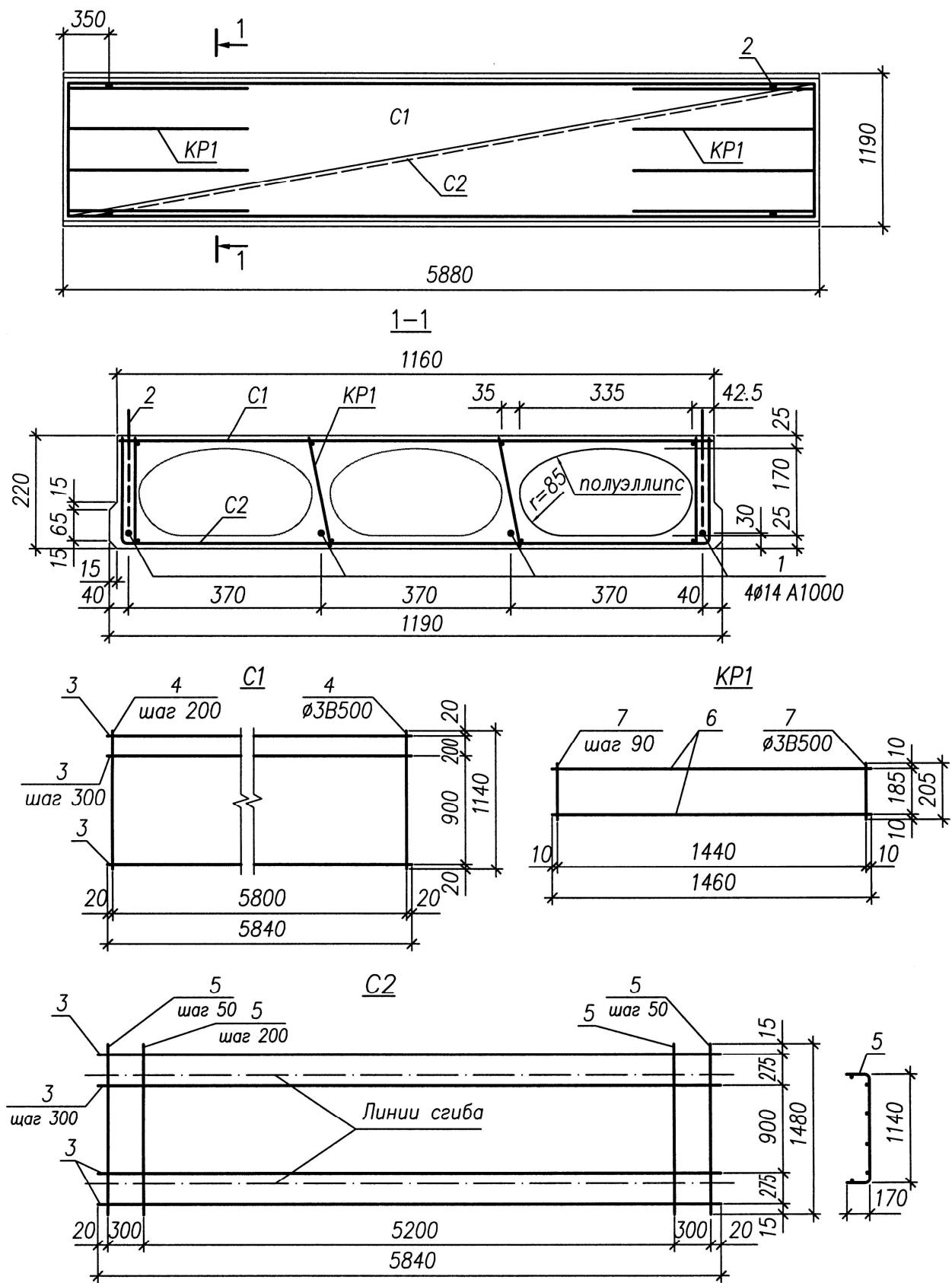


Рис. 2.10. Армирование плиты с овальными пустотами

2.1.3. Плита с круглыми пустотами

Данные для проектирования, напечатанные ЭВМ:

шаг колонн в продольном направлении, м	6.00
Врем.нормат.нагр. на перекрытие, кН/м ²	4.0
Пост.нормат.нагр. от массы пола, кН/м ²	1.2
Класс бетона предв. напряж. конструкций.	В35
Класс предв. напрягаемой арматуры	Вр
Способ натяжения арматуры на упоры	МЕХАНИЧ.
Условия твердения бетона	ТЕПЛ.ОБР.
Тип плиты перекрытия	<КРУГ.>
Влажность окружающей среды,	50 %
Класс ответственности здания	II

Решение. По результатам компоновки конструктивной схемы перекрытия пусть принята номинальная ширина плиты 2200 мм. Расчетный пролет плиты при опирании на ригель поверху $l_0 = l - b / 2 = 6000 - 250/2 = 5875$ мм = 5,875 м.

Подсчет нагрузки на 1 м² перекрытия приведен в таблице 2.3.

Таблица 2.3

Нагрузки на 1 м² плиты с круглыми пустотами

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная: от массы плиты $\delta = 0,12 \text{ м}$ ($\rho = 25 \text{ кН/м}^3$)	$0,12 \cdot 25 = 3,0$	1,1	3,30
от массы пола (по заданию)	1,2	1,2	1,44
Итого:	4,2	—	4,74
Временная (по заданию)	4,0	1,2	4,80
В том числе: длительная	2,5	1,2	3,00
кратковременная	1,5	1,2	1,80
Полная нагрузка	8,2	—	9,54
В том числе постоянная и длительная	6,7	—	—

Расчетные нагрузки на 1 м длины при ширине плиты 2,2 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (класс ответственности здания II):

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$q = 9,54 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 19,94 \text{ кН/м};$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$\text{полная } q_{tot} = 8,2 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 17,14 \text{ кН/м};$$

$$\text{длительная } q_l = 6,7 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 14,00 \text{ кН/м.}$$

Расчетные усилия:

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = ql_0^2 / 8 = 19,94 \cdot 5,875^2 / 8 = 86,03 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$Q = ql_0 / 2 = 19,94 \cdot 5,875 / 2 = 58,57 \text{ кН};$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$M_{tot} = q_{tot} l_0^2 / 8 = 17,14 \cdot 5,875^2 / 8 = 73,95 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M_l = q_l l_0^2 / 8 = 14,0 \cdot 5,875^2 / 8 = 60,40 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Назначаем геометрические размеры сечения плиты (рис. 2.11, а).

Нормативные и расчетные характеристики бетона класса В35 находим по таблицам приложения I:

$$R_{b,n} = R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}; R_b = 19,5 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,30 \text{ МПа}; E_b = 34500 \text{ МПа},$$

$$\varphi_{b,cr} = 2,1 \text{ (при влажности 50%).}$$

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса В1300 находим по таблицам приложения II:

$$R_{s,n} = R_{s,ser} = 1300 \text{ МПа}; R_s = 1130 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа.}$$

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры в соответствии с требованиями п. 9.1.1 [5] $\sigma_{sp} = 1000 \text{ МПа} < 0,8R_{s,n} = 0,8 \cdot 1300 = 1040 \text{ МПа}$ и не менее $0,3R_{s,n} = 0,3 \cdot 1300 = 390 \text{ МПа.}$

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы. Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси, $M = 86,03 \text{ кН}\cdot\text{м.}$ Сечение тавровое (рис. 2.11, б) с полкой в сжатой зоне. Согласно п. 8.1.11 [5] при $h_f' / h = 31 / 220 = 0,14 > 0,1$ расчетная ширина полки $b_f' = 2160 \text{ мм. } h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм.}$

Проверяем условие (3.23) [9]:

$$R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f') = 19,5 \cdot 2160 \cdot 31(190 - 0,5 \cdot 31) =$$

$$= 227,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 227,8 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 86,03 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f' = 2160 \text{ мм}$ согласно п. 3.14 [9].

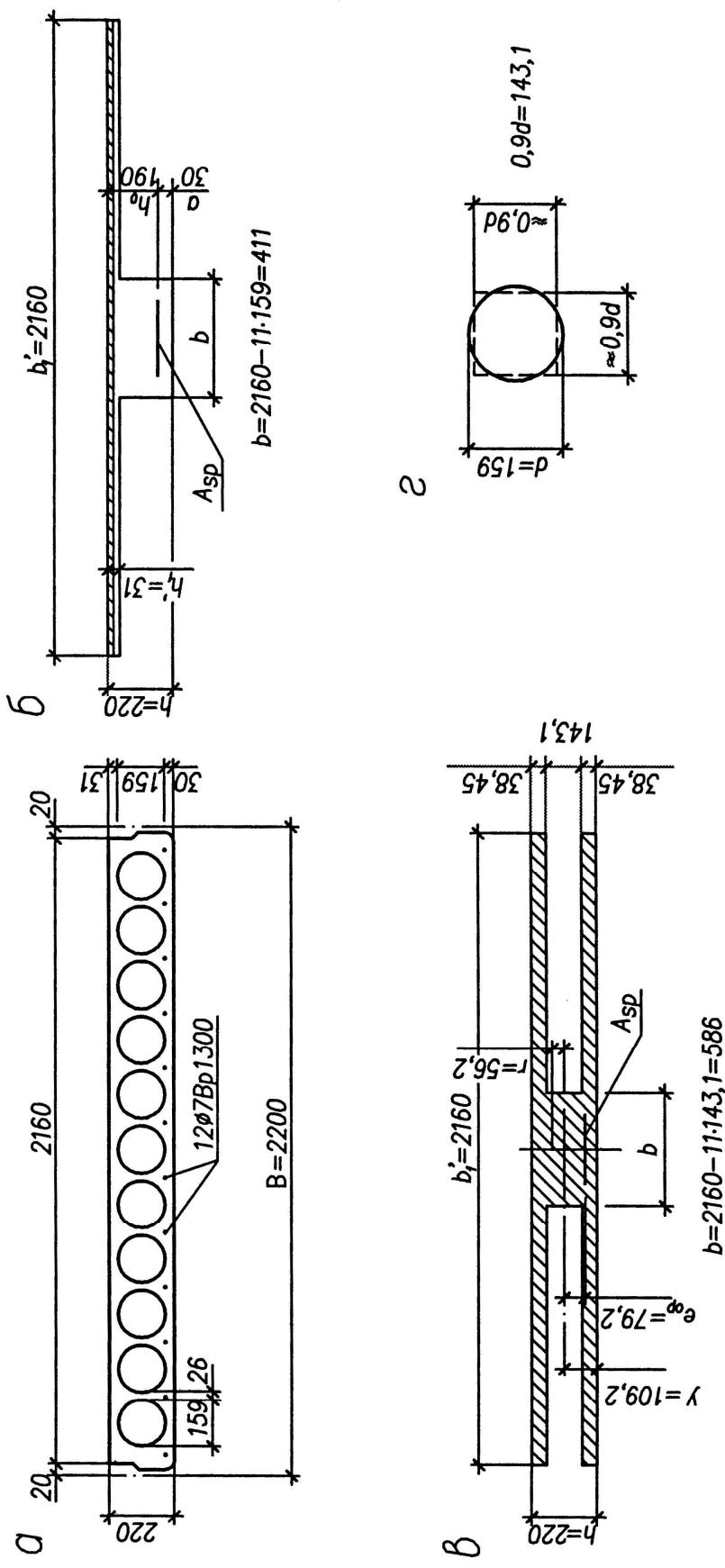


Рис. 2.11. Поперечные сечения плиты с круглыми пустотами: а – основные размеры; б – к расчету по прочности; в – к расчету по второй группе предельных состояний; г – к расчету эквивалентного сечения

Определяем значение α_m по формуле (3.9) [9] :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{86,03 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 2160 \cdot 190^2} = 0,05658.$$

По таблице IV.2. приложения IV для класса арматуры Вр1300 и $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ находим $\xi_R = 0,36$.

Площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (3.10) [9], для этого вычисляем $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05658} = 0,05828$ и коэффициент γ_{s3} , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, согласно п. 3.9 [9].

Так как $\xi/\xi_R = 0,05828/0,37 < 0,6$ принимаем $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда получим:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,05828 \cdot 19,5 \cdot 2160 \cdot 190}{1,1 \cdot 1130} = 375 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 12Ø7Вр1300 ($A_{sp} = 462 \text{ мм}^2$).

Проверка прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси. Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 58,57 \text{ кН}$, сплошная равномерно распределенная нагрузка $q_1 = q = 19,94 \text{ кН/м}$, геометрические размеры расчетного сечения даны на рис. 2.11, б, в.

Поскольку п. 5.12 [9] допускает не устанавливать поперечную арматуру в многопустотных плитах, то выполним сначала проверку прочности наклонных сечений плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры согласно п. 3.40 [9].

Проверяем условие (3.70) [9].

Так как $2,5R_b b h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 441 \cdot 190 = 272,3 \cdot 10^3 \text{ Н} = 232,3 \text{ кН} > Q_{max} = 58,57 \text{ кН}$, то условие (3.70) [9] выполняется.

Проверим условие (3.71) [9], принимая приближенно значение $Q_b = Q_{b,min}$, а величину проекции опасного наклонного сечения $c = h_0$ (минимальное значение).

Находим усилие обжатия от растянутой арматуры $P \approx 0,7\sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 \cdot 1000 \cdot 462 = 323,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 324,4 \text{ кН}$.

По формуле (3.53 а) [9] определяем коэффициент φ_n . Вычислим площадь бетонного сечения плиты без учета свесов сжатой полки (см. рис. 2.11в) $A_1 = 586 \cdot 220 + 38,45(2160 - 586) = 189440 \text{ мм}^2$; соответственно получим:

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{323400}{19,5 \cdot 189440} = 0,0875,$$

тогда:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,0875 - 1,16 \cdot 0,0875^2 = 1,131.$$

Находим $Q_{b,min} = 0,5\varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,131 \cdot 1,3 \cdot 411 \cdot 190 = 61598 \text{ Н} = 61,60 \text{ кН}$. Поскольку $Q = Q_{max} - q_1 c = 58,57 - 19,94 \cdot 0,19 = 54,78 \text{ кН} < Q_{b,min} = 61,60 \text{ кН}$, следовательно, для прочности наклонных сечений плиты не требуется поперечная арматура.

Теперь можно заполнить контрольный талон для диалога с ЭВМ, как показано на рисунке 2.12 к описанному примеру.

При Вашей успешной работе ЭВМ поручено вычислить за Вас геометрические характеристики для приведенного сечения плиты, что облегчит Вам выполнение расчета плиты по предельным состояниям второй группы.

Помните, что диалог с ЭВМ по каждому расчетному этапу может быть не более трех раз. Не ленитесь правильно подсчитывать контрольную сумму в талоне, это позволит ЭВМ без задержек проверить Вашу самостоятельную работу и помочь Вам.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы. Согласно требованиям п. 8.2.6 [5], представленным в таблице IV.4 приложения IV, в плите, армированной напрягаемой арматурой класса Вр1300, допускается предельная щирина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм}$ и непродолжительного – $a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$.

По таблице Е.1 поз. 2 [12] для расчетного пролета 5,875 м относительное значение предельного прогиба из эстетических требований равно

$1/150 - (1/150 - 1/200) \cdot (5,875 - 3)/(6 - 3) = 0,00507$, и, следовательно, величина предельного прогиба составляет $f_{ult} = 0,00507 \cdot 5875 = 29,8 \text{ мм}$.

Геометрические характеристики приведенного сечения плиты, (рис.2.11, в), рассчитанные ЭВМ, имеют следующие значения:

- площадь бетонного сечения $A = 0,2499 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$;
- площадь приведенного сечения $A_{red} = 0,2526 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$;

ПГС 4 курс П11 гр. I Код		Размеры плиты (см)		q кН/м	$s(n.\phi)$	сетка	Попереч. арм-ра	G (МПа)	Контр. I
Давыдов Ф.И.	Гзадания	b	h	h_f'			$n.dsw$	sp	сумма I
Срок сдачи информации	: по 1 этапу до 180210г 117.01	: 220	: 22	: 41.1	: 3.1	: 19.94	: 12.07	: 0	: 1000 : 1425.22 I

Пояснения к заполнению контрольного талона:

- b – номинальная ширина сборной плиты, см;
- h – толщина плиты (высота сечения), см;
- b – суммарная ширина ребер приведенного сечения при расчете несущей способности, см;
- h_f' – толщина верхней полки плиты, см;
- q – полная расчетная нагрузка на 1м плиты с учетом коэффициента γ_n , в кН/м;
- $s(n.\phi)$ – количество и диаметр стержней продольной предварительной напрягаемой арматуры
- p (например, 2014 следует записать 2.14, а 1008 как 10.08);
- сетка** – диаметр (целая часть) рабочей арматуры сетки в верхней полке плиты
- шаг** (например, для арматуры Ø4B500 с шагом 150 мм следует записать 4.150);
- $n.dsw$ – количество "реззов" и диаметр поперечной арматуры (например 206 следует записать 2.06);
- sw – шаг поперечных стержней, в мм;
- G – величина начального предварительного напряжения арматуры, в МПа.

sp
 σ

ПГС 4 курс П11 гр. I Код		Размеры плиты (см)		q кН/м	$s(n.\phi)$	сетка	Попереч. арм-ра	G (МПа)	Результат I
Давыдов Ф.И.	Гзадания	b	h	h_f'			$n.dsw$	sp	ошибок I
Информация студента	I 117.01	220.0	22.0	41.10	3.10	19.94	12.07	.000 .00	1000.0
Результаты проверки	I	220.0	22.0	41.10	3.10	19.94	12.07	.000 .00	1000.0

Вы отлично выполнили расчет плиты по несущей способности,
получите геометрические характеристики приведенного сечения:

$A = 2499E+06 \text{ mm}^2$; $Ared = 2526E+06 \text{ mm}^2$; $Sred = 2757E+08 \text{ mm}^3$; $y = 109.2 \text{ mm}$; $Ired = 1549E+10 \text{ mm}^4$; $wred = 1419E+08 \text{ mm}^3$; $r = 56.2 \text{ mm}$.
Размеры эквивалентного сечения: $b = 586. \text{ mm}$; $h = 220. \text{ mm}$; $b_f' = 2160.0 \text{ mm}$; $h_f' = 38.45 \text{ mm}$; $h_f = 38.45 \text{ mm}$.

Рис. 2.12. К автоматизированному расчету плиты с круглыми пустотами по предельным состояниям первой группы:
 a – заполненный контрольный талон; σ – результаты диалога с ЭВМ

- статический момент приведенного сечения $S_{red} = 0,2757 \cdot 10^8 \text{ мм}^3$;
- расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения $y = 109,2 \text{ мм}$;
- момент инерции приведенного сечения $I_{red} = 0,1549 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4$;
- момент сопротивления приведенного сечения $W_{red} = 0,1419 \cdot 10^8 \text{ мм}^3$;
- расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки $r = 56,2 \text{ мм}$;

Назначаем передаточную прочность бетона $R_{bp} = 25 \text{ МПа}$, удовлетворяющую требованиям п. 6.1.6 [5].

Определим потери предварительных напряжений.

Потери от релаксации напряжений в арматуре согласно п. 9.1.3 [5] равны:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1000}{1300} - 0,1 \right) 1000 = 69,23 \text{ МПа.}$$

Согласно п. 9.1.4 [5] потери от температурного перепада при $\Delta t = 65^\circ$ составляют:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа.}$$

Потери от деформации стальной формы отсутствуют, поскольку усилие передается на упоры стенда, т.е. $\Delta\sigma_{sp3} = 0$.

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, определяем по формуле (9.7)[5]:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{7000} 200000 = 57,14 \text{ МПа,}$$

где $\Delta l = 2 \text{ мм}$ (принято при отсутствии данных), а $l = 7000 \text{ мм}$ – расстояние между наружными гранями упоров (на 1000 мм больше номинальной длины плиты).

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры находим по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 69,23 + 81,25 + 0 + 57,14 = 207,6 \text{ МПа.}$$

Тогда усилие обжатия с учетом первых потерь будет равно:

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 462(1000 - 207,6) = 366,0 \cdot 10^3 \text{ Н} = 366,0 \text{ кН.}$$

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры эксцентрикитет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен $e_{0p1} = y - a_p = 109,2 - 30 = 79,2$ мм.

Проверим максимальное сжимающее напряжение в бетоне σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя σ_{bp} по формуле (9.14)[5] при $y_s = y = 109,2$ мм и принимая момент от собственного веса плиты равным нулю:

$$\begin{aligned}\sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{0p1}y_s}{I_{red}} = \frac{366,0 \cdot 10^3}{0,2526 \cdot 10^6} + \frac{366,0 \cdot 10^3 \cdot 79,2 \cdot 109,2}{0,1549 \cdot 10^{10}} = \\ &= 1,449 + 2,043 = 3,49 \text{ МПа} < 0.9R_{bp} = 0,9 \cdot 25 = 22,5 \text{ МПа},\end{aligned}$$

т.е. требование п. 9.1.11[5] выполняется.

Определим вторые потери напряжений согласно пп.9.1.8 и 9.1.9 [5].

Потери от усадки равны $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40$ МПа, где $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$ – деформация усадки бетона классов В35 и ниже.

С учетом тепловой обработки бетона при атмосферном давлении (по заданию) необходимо умножить полученный результат на коэффициент 0,85. Тогда окончательно получим $\Delta\sigma_{sp5} = 40 \cdot 0,85 = 34$ МПа.

Для нахождения потерь от ползучести бетона вычислим напряжение в бетоне σ_{bp} в середине пролета балки от действия силы $P_{(1)}$ и изгибающего момента M_w от массы плиты.

Нагрузка от собственной массы плиты (см. табл. 2.3) равна:

$$q_w = 3,0 \cdot 2,2 = 6,6 \text{ кН/м},$$

тогда:

$$M_w = q_w l_0^2 / 8 = 6,6 \cdot 5,875^2 / 8 = 28,48 \text{ кН·м}.$$

Напряжение σ_{bp} на уровне напрягаемой арматуры (т.е. при $y_{sp} = e_{0p1}$), будет равно:

$$\begin{aligned}\sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{(P_{(1)}e_{0p1} - M_w)y_{sp}}{I_{red}} = \frac{366,0 \cdot 10^3}{0,2526 \cdot 10^6} + \frac{(366,0 \cdot 10^3 \cdot 79,2 - 28,48 \cdot 10^6)79,2}{0,1549 \cdot 10^{10}} = \\ &= 1,449 + 0,026 = 1,475 \text{ МПа (сжатие).}\end{aligned}$$

Напряжения σ'_{bp} на уровне крайнего сжатого волокна при эксплуатации соответственно будут равны:

$$\begin{aligned}\sigma'_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{(P_{(1)}e_{0p1} - M_w)(h - y)}{I_{red}} = \frac{366,0 \cdot 10^3}{0,2526 \cdot 10^6} - \frac{(366,0 \cdot 10^3 \cdot 79,2 - 28,48 \cdot 10^6)(220 - 109,2)}{0,1549 \cdot 10^{10}} = \\ &= 1,449 - 0,036 = 1,413 \text{ МПа} > 0, \text{ (сжатие).}\end{aligned}$$

Потери от ползучести бетона определяем по формуле (9.9)[5], принимая значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b по заданному классу бетона В35, поскольку принятая передаточная прочность бетона больше 70% класса бетона В35, т.е. $R_{bp} = 25 \text{ МПа} > 0,7 \cdot 35 = 24,5 \text{ МПа}$. Для бетона класса В35 (см. выше) имеем $E_b = 34500 \text{ МПа}$ и $\varphi_{b,cr} = 2,1$ (при влажности 50%).

Тогда потери от ползучести соответственно будут равны:

- на уровне растянутой напрягаемой арматуры:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 2,1 \cdot 5,797 \cdot 1,475}{1 + 5,797 \cdot 0,00185 \left(1 + \frac{79,2^2 \cdot 0,2526 \cdot 10^6}{0,1549 \cdot 10^{10}}\right)(1 + 0,8 \cdot 2,1)} = \\ &= 13,58 \text{ МПа},\end{aligned}$$

где $\alpha = E_{sp} / E_b = 200000 / 34500 = 5,797$,

$$\mu_{sp} = A_{sp} / A = 462 / 249900 = 0,00185.$$

С учетом тепловой обработки бетона при атмосферном давлении (по заданию) необходимо умножить полученный результат на коэффициент 0,85. Тогда окончательно получим $\Delta\sigma_{sp6} = 13,58 \cdot 0,85 = 11,54 \text{ МПа}$.

- на уровне крайнего сжатого волокна потери напряжений от ползучести (при отсутствии арматуры в сжатой при эксплуатации зоне бетона) составят:

$$\Delta\sigma'_{sp6} = 0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma'_{bp} = 0,8 \cdot 2,1 \cdot 5,797 \cdot 1,413 = 13,69 \text{ МПа}.$$

С учетом тепловой обработки бетона получим $\Delta\sigma'_{sp6} = 13,69 \cdot 0,85 = 11,64 \text{ МПа}$.

Следовательно, полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры составляют:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{sp(2)} &= \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = \\ &= 69,23 + 81,25 + 0 + 57,14 + 34 + 11,54 = 253,1 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

С учетом всех потерь напряжения в напрягаемой арматуре будут равны:

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 1000 - 253,1 = 746,9 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь определяем по формуле (2.17)[9]:

$$P = \sigma_{sp(2)} A_{sp} = 746,9 \cdot 462 = 345,0 \cdot 10^3 \text{ Н} = 345,0 \text{ кН.}$$

Эксцентризитет усилия обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен $e_{0p} = e_{0p1} = 79,2$ мм.

Выполним проверку образования трещин в плите для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчета по деформациям.

Определяем момент образования трещин по формуле (9.36)[5]:

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P (e_{0p} + r) = 1,25 \cdot 0,1419 \cdot 10^8 \cdot 1,95 + 345,0 \cdot 10^3 (79,2 + 56,2) = \\ = 81,30 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 81,30 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $\gamma = 1,25$ принято по таблице IV.5 приложения IV при

$$h_f' = h_f; b_f' / b = b_f / b = 2160 / 586 = 3,69 < 6.$$

Поскольку $M_{tot} = 73,95 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 81,30 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то трещины в нижней зоне не образуются, т.е. не требуется расчет ширины раскрытию трещин. (Примеры расчета ширины раскрытия трещин, если они образуются, приведены в пп. 2.1.1 и 2.1.2).

Определение прогиба балки в середине пролета от действия постоянных и длительных нагрузок выполняем в соответствии с требованиями пп.4.16–4.20 и 4.23[9].

Для нахождения кривизн определим значения модулей деформации сжатого бетона и коэффициентов приведения арматуры к бетону:

- при непродолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = 0,85 E_b = 0,85 \cdot 34500 = 29325 \text{ МПа}; \alpha = E_s / E_{b1} = 200000 / 29325 = 6,82;$$

- при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{34500}{1 + 2,1} = 11129 \text{ МПа}; \alpha = E_s / E_{b1} = 200000 / 11129 = 17,97.$$

В соответствии с рис. 2.11, в по формулам (2.11)–(2.13)[9] определяем характеристики приведенного сечения:

- при непродолжительном действии нагрузки:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 586 \cdot 143,1 + 2 \cdot 2160 \cdot 38,45 + 6,82 \cdot 462 = \\ = 249960 + 3151 = 0,2531 \cdot 10^6 \text{ мм}^2;$$

$$S_{red} = S + \alpha A_{sp} a_p = 586 \cdot 143,1(220/2) + 2160 \cdot 38,45(220 - 38,45/2) + \\ + 2160 \cdot 38,45(38,45/2) + 6,82 \cdot 462 \cdot 30 = 0,2750 \cdot 10^8 + 94525 = 0,2759 \cdot 10^8 \text{ мм}^3. \\ y = S_{red}/A_{red} = 0,2759 \cdot 10^8 / 253100 = 109,0 \text{ мм.}$$

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 = 586 \cdot 143,1^3 / 12 + 586 \cdot 143,1(110 - 109)^2 + 2160 \cdot 38,45^3 / 12 + \\ + 2160 \cdot 38,45(220 - 109 - 38,45/2)^2 + 2160 \cdot 38,45^3 / 12 + 2160 \cdot 38,45(109 - 38,45/2)^2 + \\ 6,82 \cdot 462(109 - 30)^2 = 0,1532 \cdot 10^{10} + 0,1966 \cdot 10^4 = 0,1552 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4.$$

- при продолжительном действии нагрузки:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 249960 + 17,97 \cdot 462 = 0,2583 \cdot 10^6 \text{ мм}^2;$$

$$S_{red} = S + \alpha A_{sp} a_p = 0,2750 \cdot 10^8 + 17,97 \cdot 462 \cdot 30 = 0,2774 \cdot 10^8 \text{ мм}^3.$$

$$y = S_{red}/A_{red} = 0,2774 \cdot 10^8 / 258300 = 107,4 \text{ мм.}$$

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 = 586 \cdot 143,1^3 / 12 + 566 \cdot 143,1(110 - 107,4)^2 + \\ + 2160 \cdot 38,45^3 / 12 + 2160 \cdot 38,45(220 - 107,4 - 38,45/2)^2 + 2160 \cdot 38,45^3 / 12 + \\ + 2160 \cdot 38,45(107,4 - 38,45/2)^2 + 17,97 \cdot 462(107,4 - 30)^2 = 0,1584 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4.$$

Находим кривизну балки при продолжительном действии постоянной и длительной нагрузок по формуле (4.32)[9]:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M}{E_b I_{red}} = \frac{60,40 \cdot 10^6}{11129 \cdot 0,1584 \cdot 10^{10}} = 0,3426 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Кривизны от усилия предварительного обжатия P будут равны:

- от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{Pe_{0p}}{E_b I_{red}} = \frac{345,0 \cdot 10^3 \cdot 79,2}{29325 \cdot 0,1552 \cdot 10^{10}} = 0,0600 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм};$$

- от продолжительного предварительного действия усилия обжатия

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{Pe_{0p}}{E_b I_{red}} = \frac{345,0 \cdot 10^3 \cdot 79,2}{11129 \cdot 0,1584 \cdot 10^{10}} = 0,1550 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Кривизна, обусловленная выгибом балки вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, определенная по формуле (4.31)[9] составляет:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0} = \frac{45,54 - 45,64}{200000 \cdot 190} = -0,00026 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

где $\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 34,0 + 11,54 = 45,54 \text{ МПа}$

и $\sigma'_{sb} = \Delta'_{sp5} + \Delta'_{sp6} = 34,0 + 11,64 = 45,64 \text{ МПа.}$

Найдем:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,0600 \cdot 10^{-5} + (-0,00026 \cdot 10^{-5}) = 0,0597 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Поскольку $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ менее кривизны от усилия предварительного обжатии

при продолжительном его действии, то принимаем $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,1547 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$

Тогда полная кривизна от действия постоянных и длительных нагрузок будет равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \right] = (0,3426 - 0,1547) \cdot 10^{-5} = 0,1879 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Прогиб балки определяем по формуле (4.25)[9] принимая согласно таблице IV.8 приложения IV значение $S = 5/48$:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} Sl_0^2 = 0,1879 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5875^2 = 6,8 \text{ мм} < f_{ult} = 29,8 \text{ мм.}$$

Для диалога с ЭВМ необходимо еще назначить геометрические размеры поперечного сечения ригеля и определить на него нагрузку, как показано в разделе 2.3.

На рисунке 2.13 приведены заполненный контрольный талон по примеру расчета и результаты диалога с ЭВМ. Схема армирования плиты с круглыми пустотами к рассмотренному примеру расчета дана на рисунке 2.14.

5

ПГС	4 курс	П11	гр. I	код	R(МПа)	G (МПа)	P	Mcrc	acrc2	f	Ригель	Контр.
давыдов	Ф.И.	задания	bp	sp2	(кН)	(кН.м)	(кН.м)	(мм)	(мм)	b.h(см)	q(кН/м)	сумма
Срок сдачи информации	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	I
по 2 этапу до 2502101	117.02	25	1.47	746.9	335.0	81.30	0	0	6.8	25.60	58.30	1397.39

Обозначение контролируемых параметров дано на рисунке 2.5

Давыдов Ф.И., для расчета прогиба плиты работает без трещин,

ПГС	4 курс п11	гр.Г	Код	R(МПа)	G (МПа)	P	Mcrcs	acrc1	acrc2	f	Ригель	b.h(см)	q(кН/м)	Результаты
девыдов	Ф.И.	Із задания	bp	bp	sp2	(кН)	(кН.м)	(мм)	(мм)	(мм)				ошибок
Информация	студента	I 117.02	25.0	1.47	746.90	335.00	81.30	.000	.000	6.8	25.60	58.30	I	
результаты проверки	I	I	25.0	1.47	746.90	335.00	81.30	.000	.000	6.8	25.60	58.30	I	

Вы отлично выполнили расчет плиты по II группе предельных состояний,

получите уточченные размеры сечения ригеля $b \times h = 25 \times 55 \text{ см}$,

В Награду получите онлайн-огибайки эпюю МИО для расчета нигеля

Н О М Е Н А С Е Ч Е Н И Й

Расстояния от опор до сечений с максимальными моментами: $x_1 = 3.00$ м; $x_2 = 3.56$ м.

Рис. 2.13. К автоматизированному расчету плиты с круглыми пустотами по предельным состояниям второй группы:

a – заполненный контрольный талон; *б* – результаты диалога с ЭВМ;

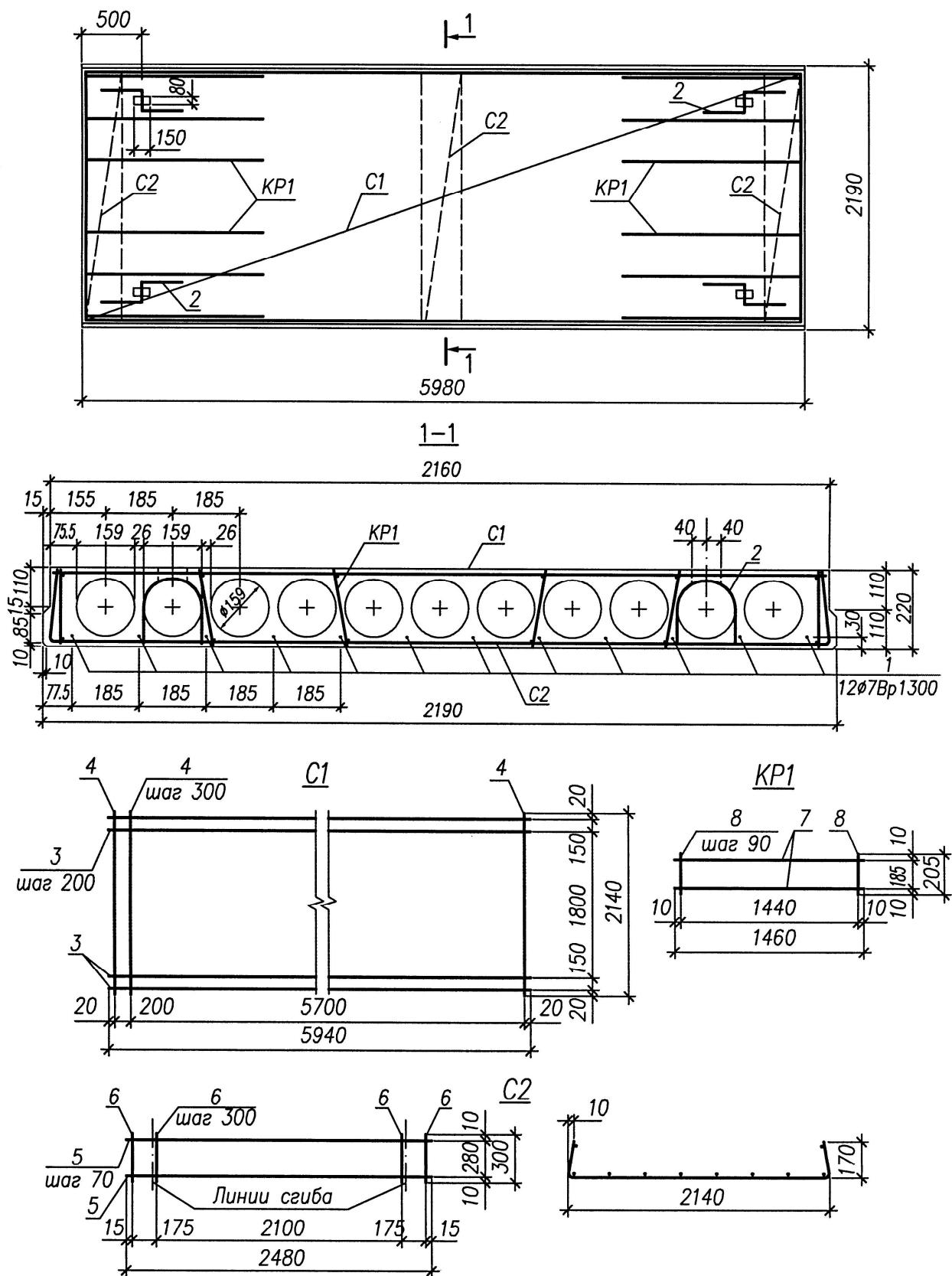


Рис. 2.14. Армирование плиты с круглыми пустотами

2.1.4. Неразрезной ригель

Методические указания. Неразрезной ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах ригель можно рассматривать как неразрезную балку. При этом возможен учет пластических деформаций, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями

Если проект выполняется в режиме диалога с ЭВМ, то необходимо удовлетворить следующие требования: класс бетона и продольной рабочей арматуры принимается в соответствии с индивидуальным заданием для сборных конструкций; класс поперечной арматуры должен быть В500; геометрические размеры поперечного сечения ригеля для подбора арматуры должны приниматься уточненными ЭВМ; при необходимости расчета огибающих эпюр ригеля вручную, методика построения эпюр должна соответствовать рисунку 2.15; при построении огибающих эпюр, рассчитанных ЭВМ, руководствоваться рисунком 2.16; допускается два варианта схем армирования ригеля согласно рисунку 2.16, *б* и *в*.

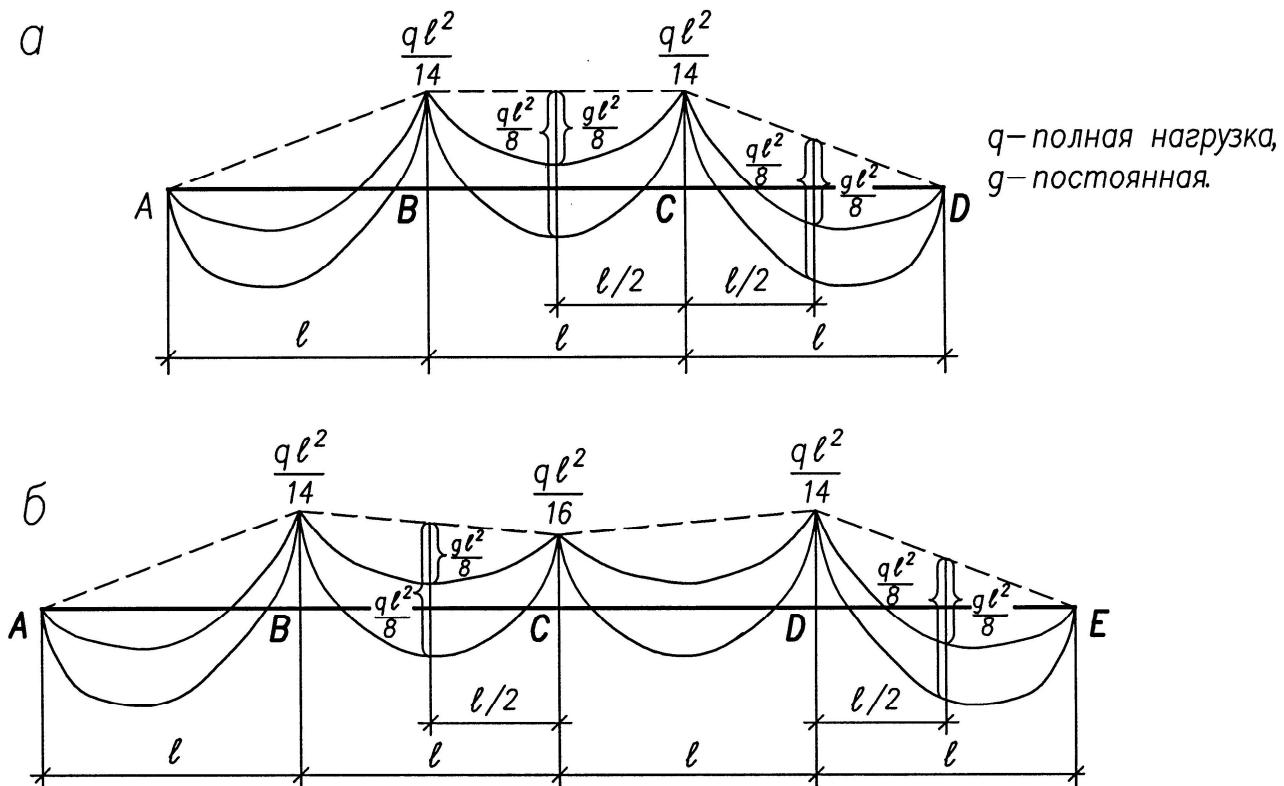


Рис. 2.15. К ручному построению огибающей эпюры изгибающих моментов:
а – для 3–х пролетного ригеля ; *б* – для 4–х пролетного ригеля

Методику проектирования крайнего пролета ригеля рассмотрим на примере со следующими исходными данными, напечатанными ЭВМ:

Шаг колонн в продольном направлении, м	6.00
Шаг колонн в поперечном направлении, м	7.00
Врем. нормат. нагр. на перекрытие, кН/м ²	4.0
Пост. нормат. нагр. от массы пола, кН/м ²	1.2
Класс бетона для сборных конструкций	В30
Класс арм-ры сборных ненапр. конструкций	А400
Тип плиты перекрытия	<КРУГ.>
Класс ответственности здания	II

Решение. Назначаем предварительные размеры поперечного сечения ригеля. Высота сечения $h=(1/10...1/12)l=(1/10...1/12)7000=600$ мм. Ширина сечения ригеля $b = (0,3 \dots 0,4)h = 250$ мм.

Вычисляем расчетную нагрузку на 1 м длины ригеля. Нагрузка на ригеле от многопустотных плит считается равномерно распределенной. Ширина грунтовой полосы на ригель равна шагу колонн в продольном направлении здания 6 м. Подсчет нагрузок на 1 м² перекрытия приведен в примере расчета плиты с круглыми пустотами в таблице 2.3.

Постоянная нагрузка на ригель будет равна:

- от перекрытия (с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$) $4,74 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 27,02$ кН/м;
- от веса ригеля (сечение $0,25 \times 0,6$ м, плотность железобетона $\rho = 25$ кН/м³, с учетом коэффициентов надежности $\gamma_f = 1,1$ и $\gamma_n = 0,95$), $0,25 \cdot 0,60 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 3,92$ кН/м. Итого: $g = 27,02 + 3,92 = 30,94$ кН/м.

Временная нагрузка (с учетом $\gamma_n=0,95$) $v = 4,8 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 27,36$ кН/м.

Полная нагрузка $q = g + v = 30,94 + 27,36 = 58,3$ кН/м.

В результате диалога с ЭВМ (см. рис. 2.13, б) получены уточненные размеры сечения ригеля $b=250$ мм, $h=550$ мм и ординаты огибающих эпюр M и Q .

Характеристики бетона и арматуры для ригеля.

Бетон класса В30, $R_b = 17,0$ МПа, $R_{bt} = 1,15$ МПа.

Продольная рабочая арматура класса А400, $R_s = 350$ МПа. По таблице IV.1 приложения IV для элемента без предварительного напряжения с арматурой класса А400 находим: $\zeta_R = 0,533$ и $\alpha_R = 0,391$. Поперечная рабочая арматура класса В500, $R_{sw} = 300$ МПа.

Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси.
Принимаем схему армирования ригеля согласно рисунку 2.16, в.

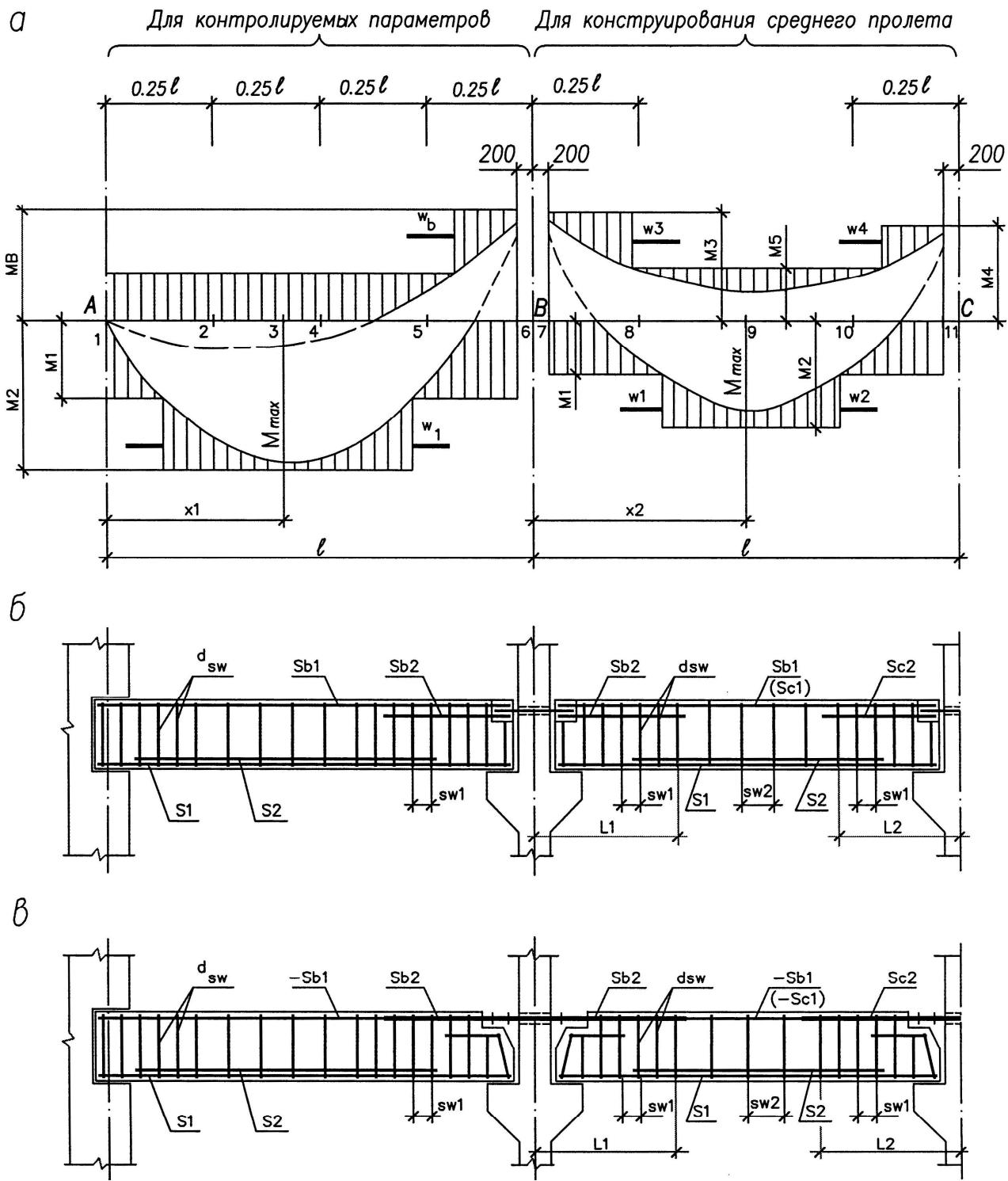


Рис. 2.16. К кодированию и расшифровке параметров неразрезного ригеля:
а – эпюра арматуры; *б* – надопорная арматура в ригеле располагается в два ряда (арматура SB1 кодируется положительным кодом); *в* – надопорная арматура в ригеле располагается в один ряд (арматура SB1 кодируется отрицательным кодом)

Сечение в пролете (рис. 2.17, а), $M = 262,3$ кН·м, $h_0 = 550 - 60 = 490$ мм.

Подбор продольной арматуры производим согласно п. 3.21[7].

$$\text{Вычисляем } \alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = 262,3 \cdot 10^6 / (17,0 \cdot 250 \cdot 490^2) = 0,257 < \alpha_R = 0,391.$$

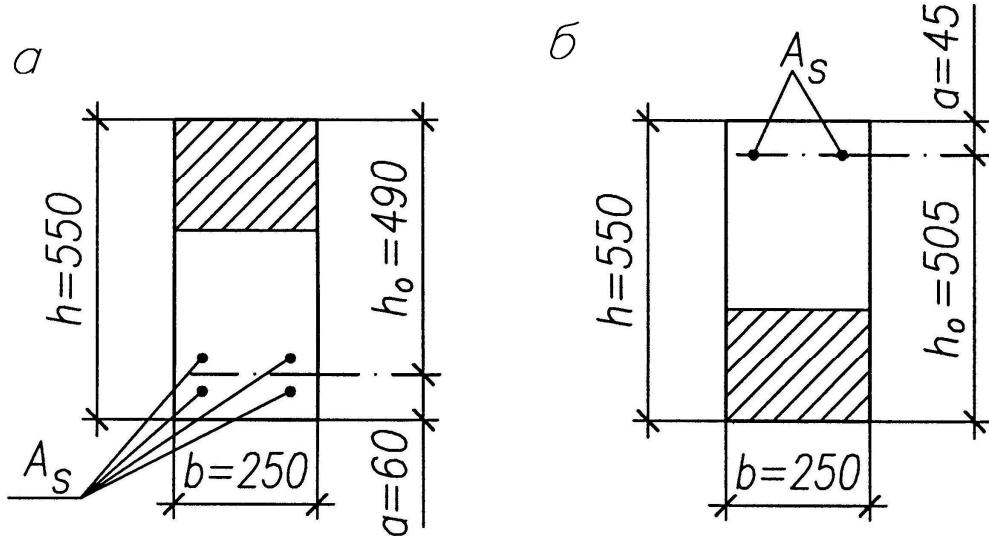


Рис. 2.17. К подбору продольной арматуры в ригеле:

а – сечение в пролете; б – сечение на опоре

Требуемую площадь арматуры вычислим по формуле:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 17,0 \cdot 250 \cdot 490 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,257}) / 350 = 1802 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø25A400 ($A_s = 1963 \text{ мм}^2$).

Сечение на опоре (рис. 2.17, б), $M = 178,2$ кН·м, $h_0 = 550 - 45 = 505$ мм.

$$\alpha_m = 178,2 \cdot 10^6 / (17,0 \cdot 250 \cdot 505^2) = 0,1644 < \alpha_R = 0,391, \text{ тогда:}$$

$$A_s = 17,0 \cdot 250 \cdot 505 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1644}) / 350 = 1077 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø28A400 ($A_s = 1232 \text{ мм}^2$).

Монтажную арматуру принимаем 2Ø12A400 ($A_s = 226 \text{ мм}^2$).

Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси,

$Q_{max} = 221,5$ кН, $q_1 = q = 58,3$ кН/м (Н/мм).

Определим требуемую интенсивность поперечных стержней согласно п. 3.33, б [7], принимая в опорном сечении $h_0 = 512$ мм (см. рис. 2.18, а).

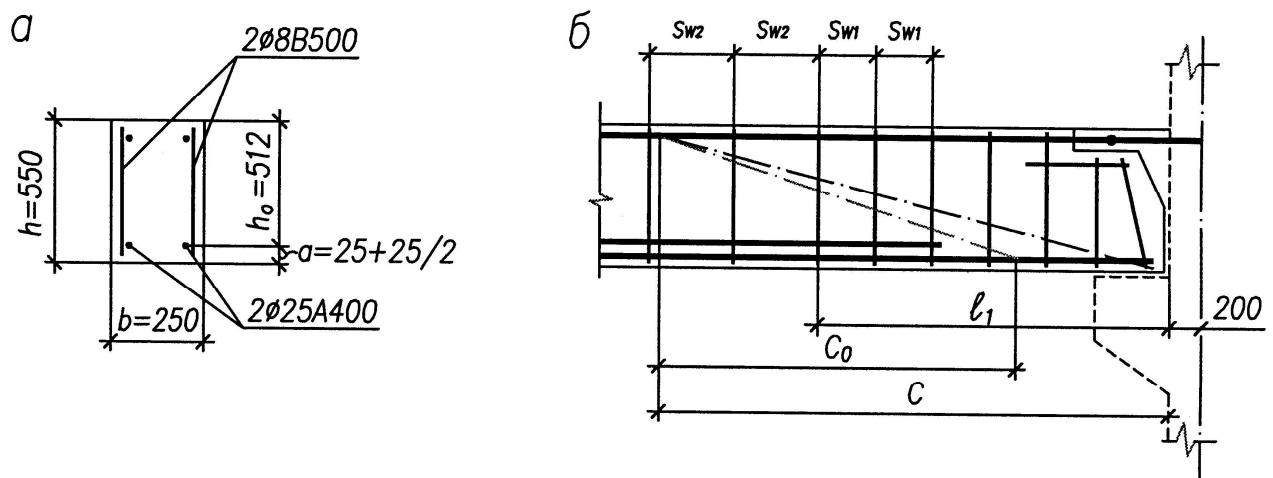


Рис. 2. 18. К расчету прочности ригеля по наклонным сечениям:

a – расчетное сечение у опоры В; *б* – к определению l_1

По формуле (3.46) [7] находим:

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,15 \cdot 250 \cdot 512^2 = 113,05 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 113,05 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\text{Вычислим } Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{113,05 \cdot 58,3} = 162,4 \text{ кН.}$$

Поскольку $Q_{b1} < 2M_b/h_0 - Q_{max} = 2 \cdot 113,05 / 0,512 - 221,5 = 220,1$ кН, то требуемую интенсивность поперечных стержней q_{sw} определяем по формуле (3.53) [7], так как $Q_{b1} > R_{bt}bh_0 = 1,15 \cdot 250 \cdot 512 = 147200 \text{ Н} = 147,4 \text{ кН}$.

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5h_0} = \frac{221,5 - 162,4}{1,5 \cdot 0,512} = 76,9 \text{ кН/м(Н/мм)},$$

при этом соблюдается условие (3.49) [7]:

$$q_{sw} > 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 1,15 \cdot 250 = 71,9 \text{ Н/мм.}$$

По условию сварки принимаем поперечные стержни Ø8 класса В500 ($R_{sw}=300$ МПа); при двух каркасов в расчетном сечении получим $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$; требуемый по расчету шаг поперечных стержней должен быть равен:

$$s_w = \frac{R_{sw}A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{300 \cdot 101}{76,9} = 394 \text{ мм.}$$

Согласно п. 5.21[7] шаг поперечных стержней у опоры должен быть не более $0,5h_0 = 0,5 \cdot 512 = 256$ мм и не более 300 мм. Максимально допустимый шаг поперечных стержней вычисляем по формуле (3.60)[7]:

$$s_{max} = R_{bt}bh_0^2 / Q_{max} = 1,15 \cdot 250 \cdot 512^2 / (221,5 \cdot 10^3) = 340 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечных стержней у опоры $s_{w1} = 250$ мм, удовлетворяющий расчетным и конструктивным требованиям с фактической интенсивностью поперечных стержней $q_{sw1} = R_{sw} A_{sw} / s_{w1} = 300 \cdot 101 / 250 = 121,2 \text{ Н/мм} > 76,9 \text{ Н/мм}$.

Шаг поперечных стержней в пролете ригеля должен быть не более $0,75h_0 = 0,75 \cdot 512 = 384$ мм и не более 500 мм. Принимаем шаг поперечных стержней в пролете $s_{sw} = 380$ мм, удовлетворяющий конструктивным требованиям с фактической интенсивностью поперечных стержней $q_{sw2} = R_{sw} A_{sw} / s_{w2} = 300 \cdot 101 / 380 = 79,7$ Н/мм.

Для определения минимальной длины участка ригеля с интенсивностью поперечных стержней q_{sw1} в соответствии с п. 3.34[7] находим

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(121,2 - 79,7) = 31,1 \text{ Н/мм.}$$

Так как $\Delta q_{sw} < q_1 = 58,3$ Н/мм, то величину l_1 (см. рис. 2.18, б) вычисляем по формуле (3.58)[7]:

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0,75q_{sw1}c_0 - Q_{max} + q_1c}{\Delta q_{sw}} = \\ = 1,536 - \frac{113,05 / 1,536 + 0,75 \cdot 121,2 \cdot 1,024 - 221,54 + 58,3 \cdot 1,536}{31,1} = 0,421 \text{ м,}$$

$$\text{где } c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{113,05}{58,3 - 31,1}} = 2,04 \text{ м} > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 0,512}{1 - 0,5 \frac{121,2}{1,15 \cdot 250}} = 1,30 \text{ м; но}$$

поскольку $c = 2,04 \text{ м} > 3h_0 = 3 \cdot 0,512 = 1,536 \text{ м}$, принимаем $c = 1,536 \text{ м}$; с учетом условия $c_0 = c$, но не более $2h_0$, принимаем $c_0 = 2 \cdot 0,512 = 1,024 \text{ м}$.

При конструировании ригеля фактическая длина l_1 принимается с учетом длины обрываемых стержней продольной рабочей арматуры.

Проверяем прочность наклонной полосы между наклонными трещинами по условию (3.43) [7]:

$$0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 17,0 \cdot 250 \cdot 512 = 652,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 652,8 \text{ кН} > Q_{max} = 221,5 \text{ кН},$$

следовательно, прочность и наклонной полосы обеспечена.

Построение эпюры материалов выполняем с целью рационального конструирования продольной арматуры ригеля в соответствии с огибающей эпюрой изгибающих моментов (рис. 2.19, а).

Определяем изгибающие моменты, воспринимаемые в расчетных сечениях, по фактически принятой арматуре.

Сечение в пролете с продольной арматурой 2Ø25A400 (рис. 2.19, б), $A_s = 982 \text{ мм}^2$; $x = R_s A_s / (R_b b) = 350 \cdot 982 / (17,0 \cdot 250) = 76,4 \text{ мм}$, $\zeta = x/h_0 = 76,4/512 = 0,160 < \xi_R = 0,533$; тогда

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 350 \cdot 982 (512 - 0,5 \cdot 76,4) = 162,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{м} = 162,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

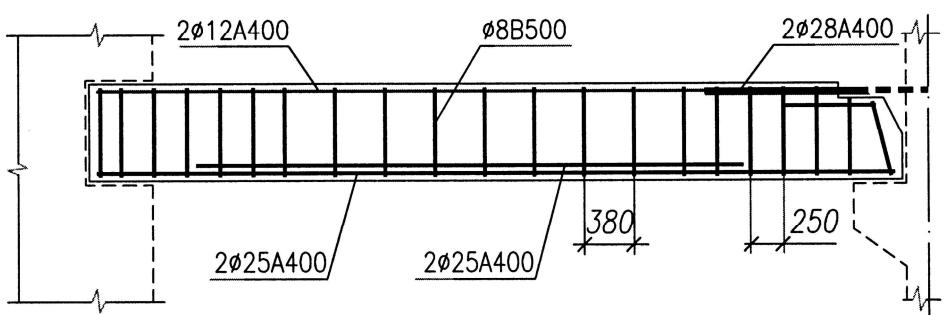
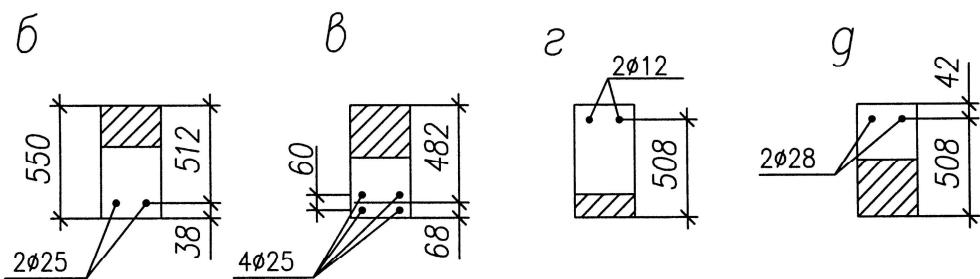
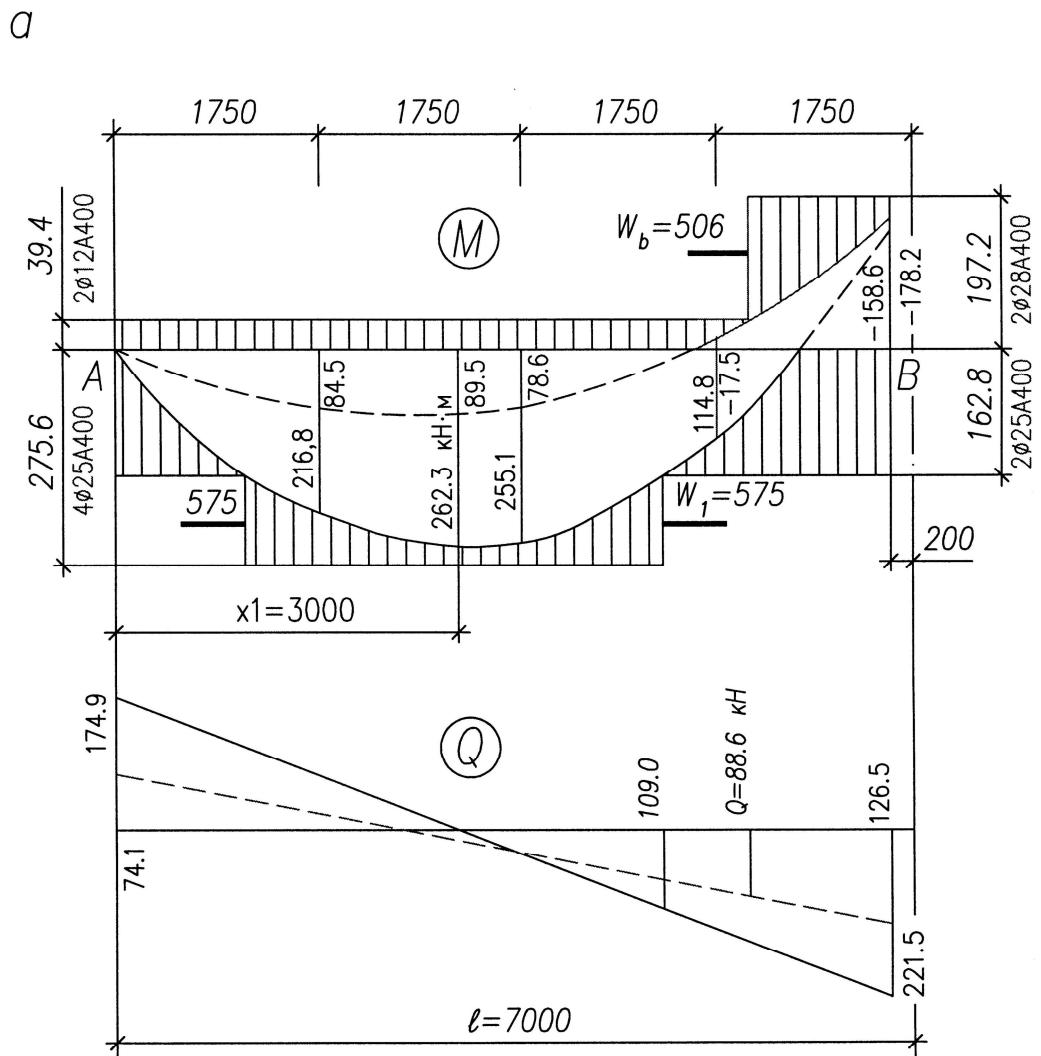


Рис. 2.19. К построению эпюры материалов ригеля

a – огибающие эпюры M и \bar{Q} и эпюра продольной арматуры; *b* . . . *d* – расчетные сечения для определения изгибающих моментов по фактически принятой арматуре; *e* – схема армирования

Сечение в пролете с продольной арматурой 4Ø25A400 (рис. 2.19, ε),
 $A_s = 1963 \text{ мм}^2$; $x = 350 \cdot 1963 / (17,0 \cdot 250) = 161,7 \text{ мм}$, $\xi = 161,7 / 482 = 0,335 < \xi_R = 0,533$;
 тогда $M_{ult} = 350 \cdot 1963 (482 - 0,5 \cdot 161,7) = 275,6 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 275,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Сечение в пролете с конструктивной арматурой в верхней зоне 2Ø12A400 (рис. 2.19, ε), $A_s = 226 \text{ мм}^2$; $x = 350 \cdot 226 / (17,0 \cdot 250) = 18,6 \text{ мм}$, тогда

$$M_{ult} = 350 \cdot 226 (508 - 0,5 \cdot 18,6) = 40,0 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 39,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Сечение у опоры с арматурой в верхней зоне 2Ø28A400 (рис. 2.19, δ),
 $A_s = 1232 \text{ мм}^2$; $x = 350 \cdot 1232 / (17,0 \cdot 250) = 101,5 \text{ мм}$, $\xi = 101,5 / 508 = 0,200 < \xi_R = 0,533$;
 тогда $M_{ult} = 350 \cdot 1232 (508 - 0,5 \cdot 101,5) = 197,2 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 197,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Пользуясь полученными значениями изгибающих моментов, графическим способом находим точки теоретического обрыва стержней и соответствующие им значения поперечных сил (рис. 2.19, α).

Вычисляем необходимую длину заведения обрываемых стержней за точки теоретического обрыва для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающих моментов согласно п. 3.47 [7].

Для нижней арматуры по эпюре Q_{max} графическим способом находим поперечную силу в точке теоретического обрыва стержней Ø25 мм $Q = 109 \text{ кН}$. Поскольку $\frac{Q}{2q_{sw}} = \frac{109,0}{2 \cdot 121,2} = 0,45 \text{ м} < h_0 = 0,512 \text{ м}$, то длину заведения обрываемых стержней за точки теоретического обрыва вычисляем по формуле (3.79)[7]:

$$w_1 = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s = \frac{109,0 \cdot 10^3}{2 \cdot 121,2} + 5 \cdot 25 = 575 \text{ мм.}$$

Для верхней арматуры Ø28 мм у опоры В по эпюре Q_{min} находим $Q = 88,6 \text{ кН}$, соответственно получим:

$$w_b = \frac{88,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 121,2} + 5 \cdot 28 = 506 \text{ мм.}$$

Чтобы получить в награду результаты расчета и конструирования второго пролета ригеля, разумеется, при успешной самостоятельной работе, необходимо заполнить соответствующий контрольный талон, как это показано на рисунке 2.20. При заполнении контрольного талона и расшифровке результирующей информации Вам следует руководствоваться рисунком 2.16.

Если вдруг возникнет необходимость проектировать самостоятельно и второй пролет ригеля, то теперь Вам это сделать легче, так как методику проектирования вы, надеюсь, освоили.

Для помощи в оформлении графической части проекта на рисунке 2.21 приведена схема армирования ригеля к рассмотренному примеру.

C

ПГС 4 курс П11 гр.И Код			Продольная арматура(н.ф)			Моменты (кН.м)			Контр. I		
ПГС	4 курс	П11	гр.И	Код	Продольная арматура(н.ф)	s_w	M_1	M_2	w (мм)	b	сумма
Давыдов Ф.И.				Гзадания	s_1	s_2	s_{b1}	s_{b2}			I
Срок сдачи информации	:	:	:	:	:	:	:	:			I
по 4 этапу до 110310и	117.04	2.25	2.25	-2.12	2.28	8.250	162.8	275.6	197.2	575	506
											1846.55
											I

При заполнении контрольного талона руководствоваться рисунком 2.16

б

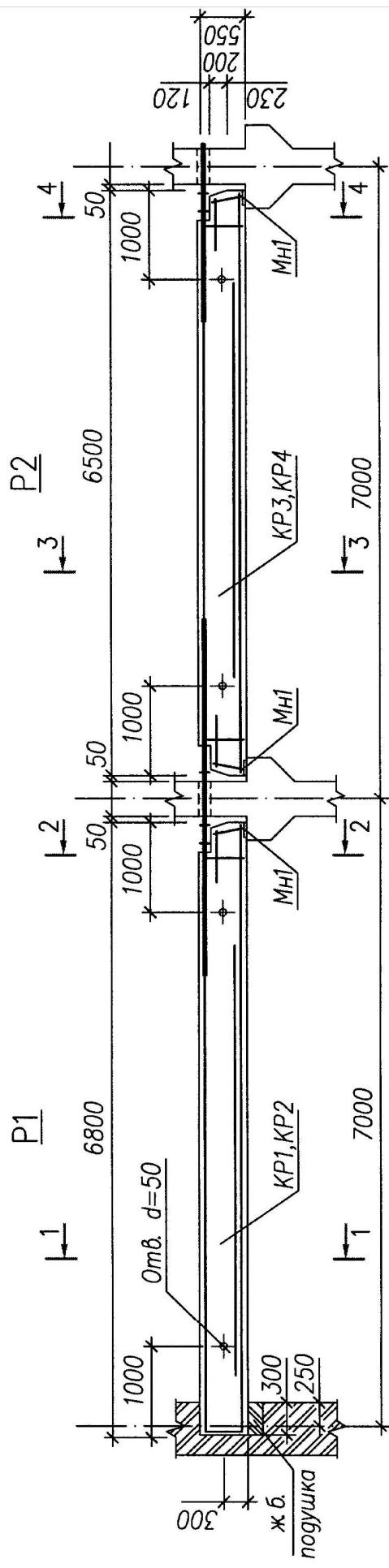
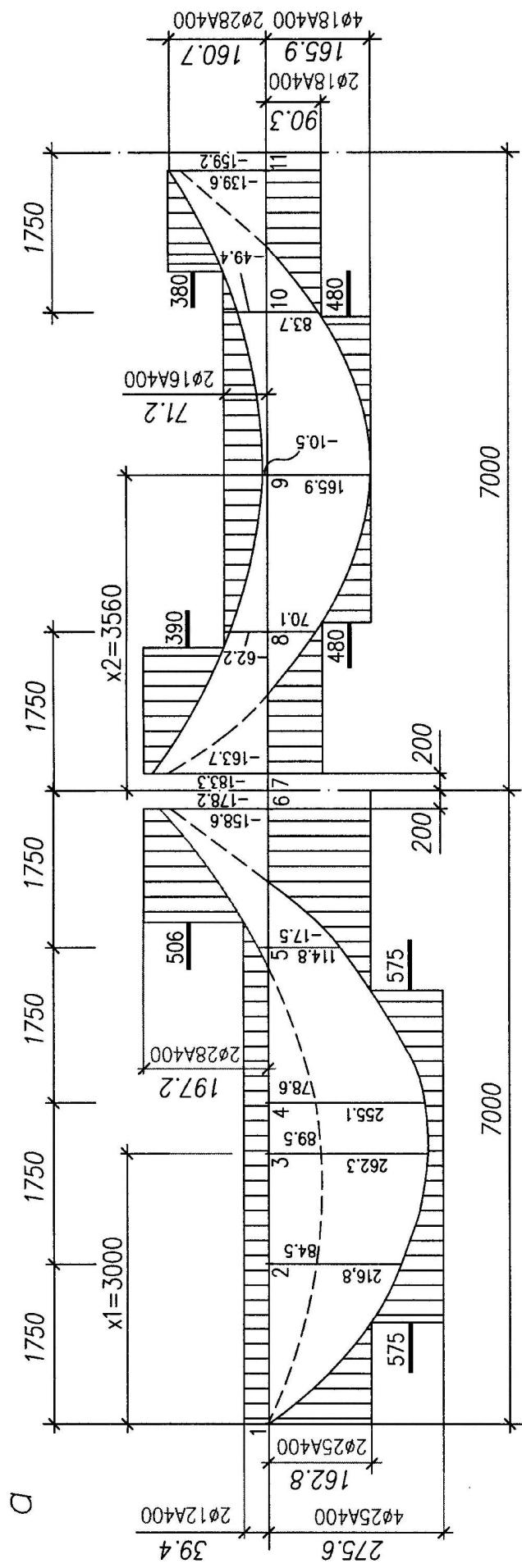
ПГС 4 курс П11 гр.И Код			Продольная арматура(н.ф)			Моменты (кН.м)			Результат ошибок		
ПГС	4 курс	П11	гр.И	Код	Продольная арматура(н.ф)	s_w	M_1	M_2	w (мм)	b	Результат ошибок
Давыдов Ф.И.				Гзадания	s_1	s_2	s_{b1}	s_{b2}			I
Информация студента	I	117.04	2.25	2.25	-2.12	2.28	8.250	162.8	275.6	197.2	575.
Результаты проверки	I	2.25	2.25	-2.12	2.28	8.250	162.8	275.6	197.2	575.	506.
											I

Вы отлично выполнили расчет крайнего пролета ригеля,
получите данные для конструирования среднего пролета ригеля:

Продольная арматура (н.ф)			Поперечная арматура			Поперечная арматура			Длины заделки стержней (мм)		
s_1	s_2	s_{b1}	s_{b2}	s_{c1}	s_{c2}	d_{sw} (мм)	s_{w1} (мм)	s_{w2} (мм)	L_1 (мм)	L_2 (мм)	
2.18	2.18	-2.16	2.28	-2.16	2.25	8.	250.	380.	1960.	1820.	

Моменты сечений (кН.м)					Длины заделки стержней (мм)			
M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	w_1	w_2	w_3	w_4
90.3	165.9	199.7	162.8	72.1	480.	480.	390.	380.

Рис. 2.20. К автоматизированному расчету неразрезного ригеля:
a – заполненный контрольный талон; *б* – результаты диалога с ЭВМ



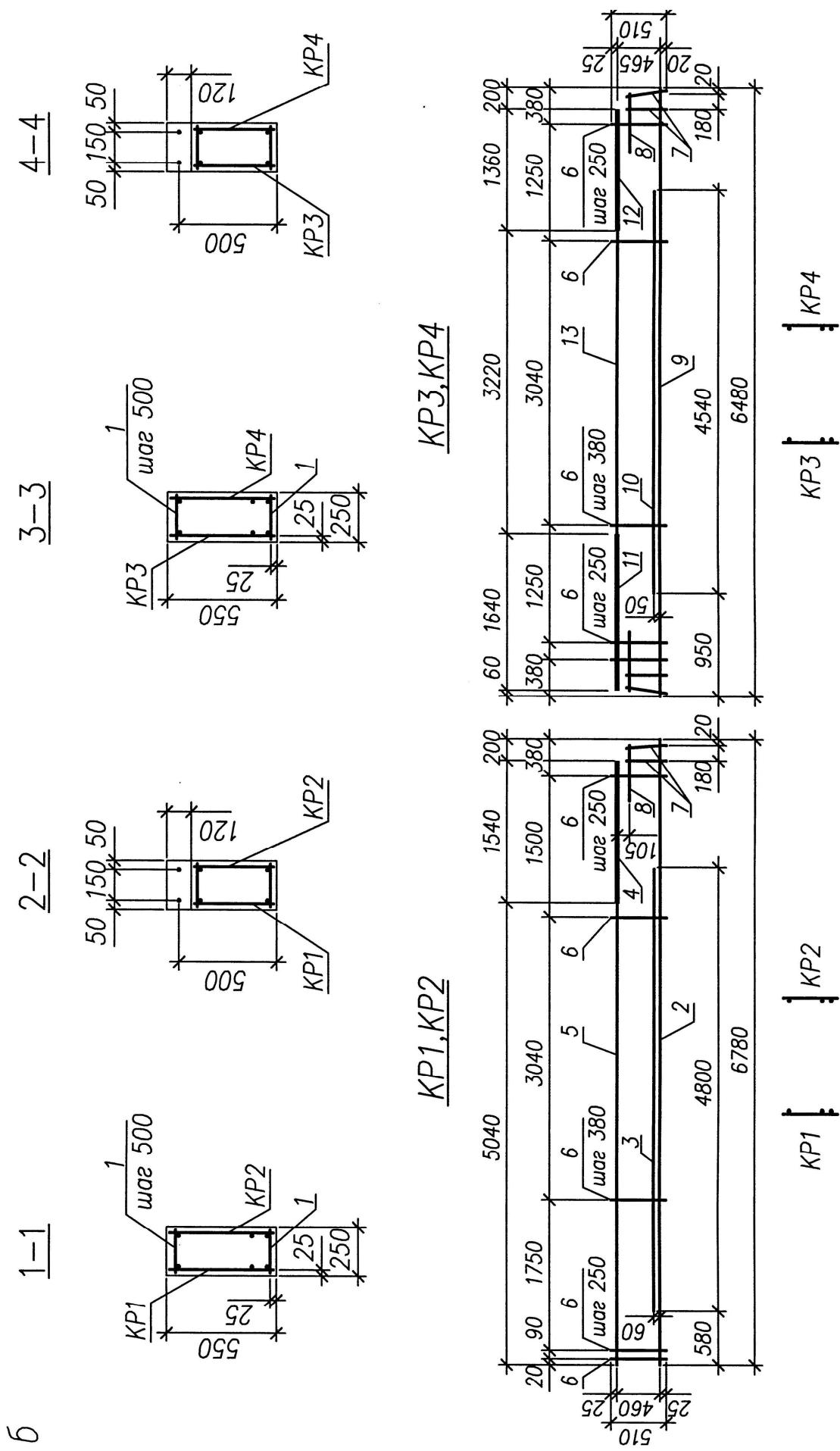


Рис. 2.21. Армирование неразрезного ригеля: а – эпюра материалов, опалубочные размеры и схема армирования;
 δ – сечения и арматурные изделия

2.2. Сборная железобетонная колонна и центрально нагруженный фундамент под колонну

Прежде чем приступить к выполнению индивидуального задания, как и раньше, рекомендую Вам изучить соответствующие разделы учебной литературы и быть готовым ответить на следующие вопросы:

1. Как определяется нагрузка на колонну среднего ряда в многоэтажном здании?
2. Какие усилия возникают в сечениях колонн многоэтажных зданий?
3. В каких случаях допускается расчет колонны с учетом случайных эксцентрикитетов?
4. Каково назначение и особенности конструирования поперечной арматуры в колоннах?
5. Каковы основные типы фундаментов, применяемых в строительной практике?
6. В чем особенности конструкций сборных и монолитных отдельно стоящих фундаментов под колонны?
7. Каков общий порядок расчета фундамента под колонну?
8. В чем заключаются особенности расчета основания и тела отдельно стоящих центрально нагруженных фундаментов?

Изложенные ниже примеры расчета колонны и фундамента помогут Вам при выполнении индивидуального задания.

Методические указания. В режиме диалога с ЭВМ проектируется средняя колонна первого этажа. Осевая нагрузка на колонну должна вычисляться с учетом следующих особенностей:

- грузовая площадь для средней колонны принимается равной произведению шага колонн в продольном и поперечном направлениях здания;
- постоянная нагрузка от кровли вычисляется в соответствии с заданным номером типа кровли по приложению XIII;
- снеговая нагрузка на кровлю определяется по заданному району строительства согласно нормативным требованиям [12];
- постоянная нагрузка от собственного веса ригеля и колонны должна соответствовать принятым размерам её поперечного сечения;

- временная нагрузка на перекрытие принимается по заданию, при этом временная кратковременная нормативная нагрузка на перекрытие одинаковая для всех заданий и равна $1,5 \text{ кН}/\text{м}^2$, как часть заданной величины временной нагрузки;
- высота этажа и количество этажей должны соответствовать индивидуальному заданию.

Классы бетона и продольной арматуры колонны принимаются по заданию для сборных конструкций. Класс поперечной арматуры В500.

Расчет прочности колонны выполняется на действие продольной силы со случайным эксцентризитетом.

Фундамент под сборную колонну проектируется с учетом заданных величин глубины заложения и расчетного сопротивления грунта при действии осевого усилия в рассчитываемой колонне первого этажа. Нормативное усилие для определения размеров подошвы фундамента определяется делением расчетного усилия в колонне на среднее значение коэффициента надежности по нагрузке $y_{fm} = 1,15$. Классы бетона и арматуры для фундамента принимаются по индивидуальному заданию. Предполагается надежная (равнопрочная) заделка стыка колонны с фундаментом.

Размеры фундамента в плане и по высоте не ограничиваются условиями унификации.

В примерах проектирования колонны и фундамента воспользуемся исходными данными из расчета неразрезного ригеля (см. п. 2.2) со следующим дополнением из индивидуального задания:

Высота этажа, м	4.80
Количество этажей	4
Тип конструкции кровли	2
Класс бетона монол. констр. и фундамента	В20
Класс арм-ры монол. констр. и фундамента	А400
Глубина заложения фундамента, м	1.50
Расчетное сопротивление грунта, мПа.	0.30
Район строительства.	Самара

Решение. Определим нагрузку на колонну с грузовой площади, соответствующей заданной сетке колонн $7 \times 6 = 42 \text{ м}^2$ и коэффициентом надежности по назначению здания $y_n = 0,95$.

Вычисление постоянной нагрузки от собственного веса 1 м^2 кровли (по заданию тип 2) в соответствии с приложением XIII представлено в таблице 2.4.

Таблица 2.4

Постоянная нагрузка от 1 м² кровли

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Слой гравия, втопленный в битум	0,16	1,3	0,208
Гидроизоляционный ковер – 2 слоя «Техноэласт»	0,12	1,3	0,156
Цементная стяжка ($\delta = 25$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³)	0,45	1,3	0,585
Утеплитель – пенобетон ($\delta = 110$ мм, $\rho = 5$ кН/м ³)	0,55	1,3	0,715
Обмазочная пароизоляция	0,05	1,3	0,065
Итого			1,729

С учетом грузовой площади постоянная нагрузка от собственного веса кровли будет равна $1,729 \cdot 42,0 = 72,62$ кН.

Постоянная нагрузка от железобетонных конструкций одного этажа:

- от перекрытия (см. табл. 2.3) $3,3 \cdot 42,0 = 138,6$ кН;
- от собственного веса ригеля сечением $0,25 \times 0,55$ м длиной 7 м при плотности железобетона $\rho = 25$ кН/м³ и $y_f = 1,1$ будет равна $0,25 \cdot 0,55 \cdot 7,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 26,47$ кН;
- от собственного веса колонны сечением $0,3 \times 0,3$ м при высоте этажа 4,8 м составит $0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,8 \cdot 25 \cdot 1,1 = 11,88$ кН.

Итого постоянная нагрузка на колонну первого этажа от веса всех железобетонных конструкций здания (при заданном количестве этажей – 4) будет равна $4 \cdot (138,6 + 26,47 + 11,88) = 707,80$ кН.

Постоянная нагрузка на колонну от массы пола 3-х этажей (по заданию $g_n = 1,2$ кН/м²) при $y_f = 1,2$ составит $3 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 42,0 = 181,44$ кН.

Нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие определяем по формуле (10.1) [12]:

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 1,68 \text{ кН/м}^2,$$

где $c_e = 1,0$ – коэффициент, учитывающий снос снега от ветра, принят по формуле (10.4) [12];

$c_t = 1,0$ – термический коэффициент, принят по формуле (10.6) [12];

$\mu = 1,0$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке, принят в соответствии с п. 10.2 [12];

$S_g = 2,4$ кПа – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли для г. Самара (IV снеговой район) в соответствии с таблицей 10.1 [12].

Расчетное значение снеговой нагрузки будет равно:

$$S = S_0 \gamma_f = 1,68 \cdot 1,4 = 2,352 \text{ кН/м}^2,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по снеговой нагрузке согласно п. 10.12 [12].

При этом длительная составляющая будет равна $0,7 \cdot 2,352 = 1,646 \text{ кН/м}^2$, где коэффициент 0,7 принят по п. 10.11 [12].

С учетом грузовой площади получим следующие величины нагрузки от снега на колонну: от полной снеговой нагрузки – $2,352 \cdot 42,0 = 98,8 \text{ кН}$, а для длительной составляющей снеговой нагрузки – $1,646 \cdot 42,0 = 69,1 \text{ кН}$.

От полной временной нагрузки на перекрытия 3-х этажей (по заданию $v = 4,0 \text{ кН/м}^2$) при $\gamma_f = 1,2$ нагрузка на колонну составит $3 \cdot 4,0 \cdot 1,2 \cdot 42,0 = 604,8 \text{ кН}$, соответственно длительная составляющая будет равна $3 \cdot (4,0 - 1,5) \cdot 1,2 \cdot 42,0 = 378,0 \text{ кН}$.

Суммарная величина продольной силы в колонне первого этажа будет $72,62 + 707,8 + 181,44 + 98,8 + 604,8 = 1665,5 \text{ кН}$, в том числе длительно составляющая равна $72,62 + 707,8 + 181,44 + 69,1 + 378,0 = 1408,0 \text{ кН}$.

С учетом класса ответственности здания при $\gamma_n = 0,95$ максимальная величина продольной силы в колонне составит $N = 1665,5 \cdot 0,95 = 1582,2 \text{ кН}$; в том числе длительно действующая $N_l = 1408,0 \cdot 0,95 = 1337,6 \text{ кН}$.

Характеристики бетона и арматуры для колонны. По заданию бетон класса В30, $R_b = 17,0 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$. Продольная рабочая арматура класса А400, $R_{sc} = 350 \text{ МПа}$. Поперечная арматура класса В500.

Расчет прочности сечения колонны выполняем по формулам п.3.64 [7] на действие продольной силы со случайным эксцентрикитетом, поскольку класс тяжелого бетона ниже В35, а $l_0 = 4800 \text{ мм} < 20h = 20 \cdot 300 = 6000 \text{ мм}$.

По таблице. IV.3 приложения IV при $l_0 / h = 4800/300 = 16,0$ и $N_l / N = 1337,6 / 1582,2 = 0,845$ находим коэффициенты $\varphi_b = 0,778$ и $\varphi_{sb} = 0,856$. Принимая ориентировочно значение $\varphi \approx (\varphi_b + \varphi_{sb})/2 = (0,778 + 0,856)/2 = 0,817$ вычисляем требуемую площадь сечения продольной арматуры по формуле (119) [7]:

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{R_b} A - \frac{1582,2 \cdot 10^3}{0,817} - 17,0 \cdot 90000}{\frac{R_{sc}}{350}} = \frac{1582,2 \cdot 10^3}{0,817} - 17,0 \cdot 90000 = 1162 \text{ мм}^2,$$

где $A = bh = 300 \cdot 300 = 90000 \text{ мм}^2$. Принимаем 4Ø20A400 ($A_{s,tot} = 1256 \text{ мм}^2$).

Выполним проверку прочности сечения колонны с учетом площади сечения фактически принятой арматуры.

Вычисляем:

$$\alpha_s = R_{sc} A_{s,tot} / (R_b A) = 350 \cdot 1256 / (17,0 \cdot 90000) = 0,287;$$

$$\text{тогда } \varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \quad \alpha_s = 0,778 + 2(0,856 - 0,778)0,287 = 0,823 < \varphi_{sb} = 0,875.$$

При этом несущая способность расчетного сечения колонны первого этажа будет равна:

$$N_{ult} = \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,823 (17,0 \cdot 90000 + 350 \cdot 1256) = 1621,0 \cdot 10^3 \text{ Н} = \\ = 1621,0 \text{ кН} > N = 1582,2 \text{ кН},$$

следовательно, прочность колонны обеспечена.

Так же удовлетворяются требования п. 5.12 [7] по минимальному армированию, поскольку:

$$\mu = A_{s,tot} / A \cdot 100\% = 1256 / 90000 \cdot 100 = 1,40\% > 0,4\% \text{ (при } l_0 / h = 16,0).$$

Поперечную арматуру в колонне конструируем в соответствии с требованиями п. 5.23[7] из арматуры класса В500 диаметром 5 мм, устанавливаемую с шагом $s_w = 15d = 15 \cdot 20 = 300$ мм < 500 мм (рис. 2.22,*a*).

Фундамент проектируем под рассчитанную выше колонну с расчетным усилием на подколонник $N = 1582,2$ кН.

Характеристики бетона и арматуры для фундамента.

По заданию бетон тяжелый класса В20. Расчетные сопротивления бетона будут равны $R_b = 11,5$ МПа и $R_{bt} = 0,9$ МПа.

Рабочая арматура сетки класса А400, $R_s = 350$ МПа.

Для определения размеров подошвы фундамента вычислим нормативное усилие от колонны, принимая среднее значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,15$, соответственно получим $N^n = N / \gamma_{fm} = 1582,2 / 1,15 = 1375,8$ кН.

По заданию грунт основания имеет расчетное сопротивление $R_0 = 0,30$ МПа = 300 кН/м², а глубина заложения фундамента $d = 1,5$ м.

Принимая средний вес единицы объема бетона фундамента и грунта на обрезах $\gamma_{mt} = 20$ кН/м³, вычислим требуемую площадь подошвы фундамента по формуле :

$$A = N^n / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 1375,8 / (300 - 20 \cdot 1,5) = 5,10 \text{ м}^2.$$

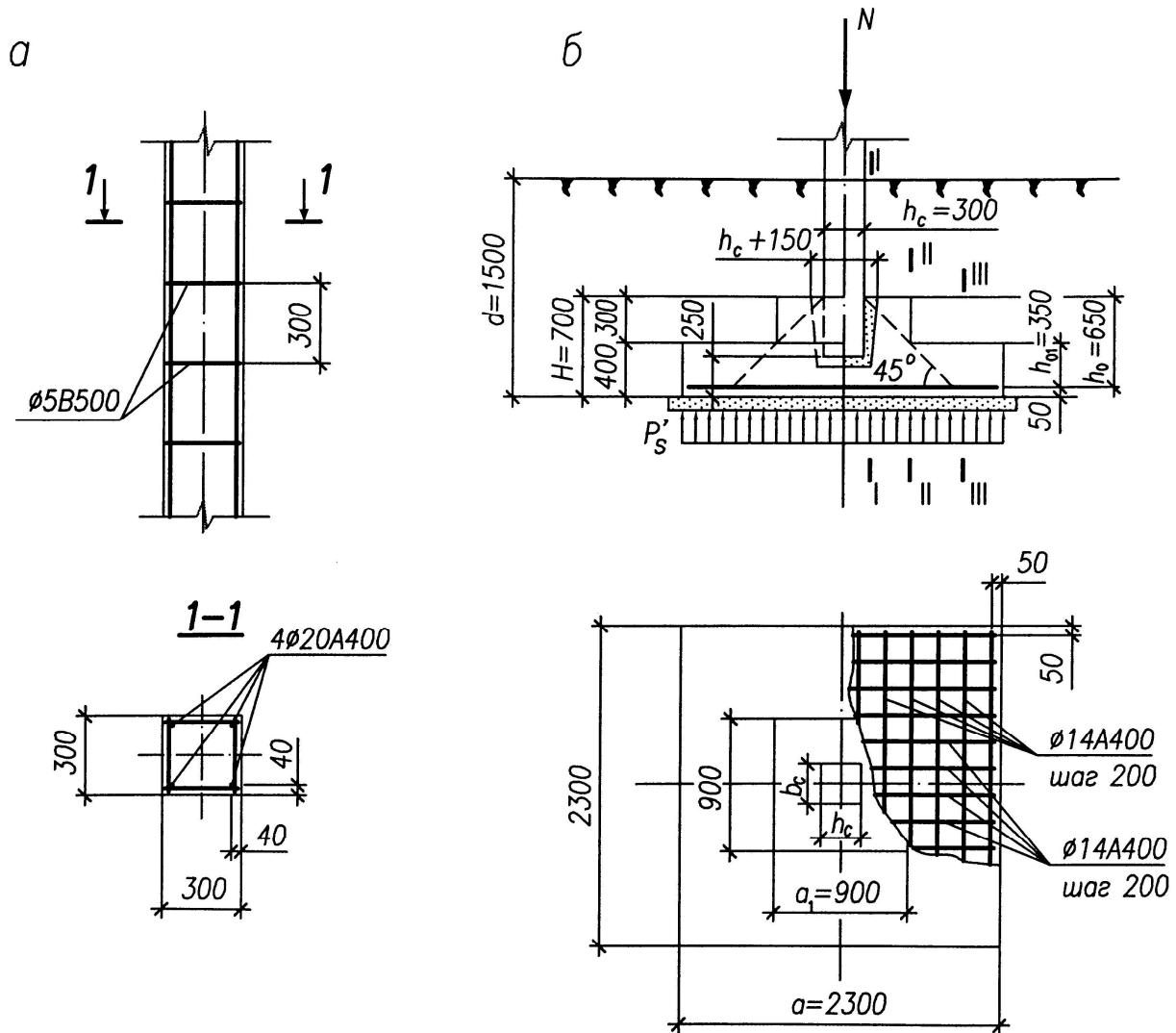


Рис. 2.22. К расчету колонны и фундамента: *а* – деталь армирования колонны; *б* – расчетные сечения и деталь армирования фундамента

Размер стороны квадратной подошвы фундамента должен быть не менее $a = \sqrt{A} = \sqrt{5,10} = 2,26$ м; назначаем $a = 2,30$ м, тогда фактическая площадь подошвы фундамента составит:

$A = 2,30^2 = 5,29$ м², а давление под подошвой фундамента от расчетной нагрузки будет равно:

$$p_s' = N/A = 1582,2 / 5,29 = 299 \text{ кН/м}^2 = 0,299 \text{ МПа.}$$

Размеры сечения колонны $h_c \times b_c = 300 \times 300$ мм. Высота фундамента должна удовлетворять двум условиям: прочности плитной части фундамента на продавливание и надежного стыка сборной колонны в фундаменте.

Рабочую высоту фундамента (рис. 2.22, *б*) по условию прочности на продавливание вычислим по формуле:

$$h_0 = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p_s}} = -\frac{300 + 300}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1584,1 \cdot 10^3}{0,9 + 0,299}} = 425 \text{ мм},$$

тогда $H = h_0 + 50 = 425 + 50 = 475$ мм.

Для проектирования стыка колонны с фундаментом необходимо определить длину анкеровки сжатой арматуры колонны в фундаменте согласно требованиям п.п. 5.32–5.33[7].

Базовую (основную) длину анкеровки арматурного стержня Ø20A400 в бетоне колонны класса В30 находим по формуле (5.1)[7]:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{350 \cdot 314,2}{2,875 \cdot 62,83} = 608,8 \text{ мм},$$

где: A_s и u_s – соответственно площадь и периметр анкеруемого арматурного стержня Ø20 мм;

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры, определяемое по формуле (5.2)[7]:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,15 = 2,875 \text{ МПа},$$

здесь $\eta_1=2,5$ для арматуры классов А400 и А500 и $\eta_2=1,0$ при диаметре анкеруемой арматуры ≤ 32 мм ($\eta_2=0,9$ при диаметре арматуры 36 и 40 мм).

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры колонны вычисляем по формуле (5.3)[7]:

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,75 \cdot 608,8 \frac{1162}{1256} = 422 \text{ мм},$$

где $A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивлением и фактически установленная; $\alpha = 0,75$ для сжатых стержней.

Глубина заделки колонны в фундамент должна быть не менее $h_c = 300$ мм и по условию анкеровки арматуры не менее $l_{an} + 10 = 422 + 10 = 432$ мм. Принимаем глубину заделки колонны в фундамент 450 мм > 432 мм. Тогда минимальная высота фундамента по сборной колонне по конструктивным требованиям будет равна $450 + 250 = 700$ мм.

С учетом удовлетворения двух условий принимаем окончательно фундамент высотой $H = 700$ мм, двухступенчатый, с высотой нижней ступени $h_1 = 400$ мм.

С учетом бетонной подготовки под подошвой фундамента будем иметь рабочую высоту $h_0 = 700 - 50 = 650$ мм и для первой ступени $h_{01} = 400 - 5 = 350$ мм (рис. 2.22, б).

Выполним проверку условия прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинаящемся в сечении III – III. Для единицы ширины этого сечения ($b = 1$ мм) находим: $Q = 0,5(a - h_c - 2h_0)b p_s' = 0,5(2300 - 300 - 2 \cdot 650)1 \cdot 0,299 = 104,6$ Н.

Поскольку $Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_{01} = 0,5 \cdot 0,90 \cdot 1 \cdot 350 = 157,5$ Н $> Q = 104,6$ Н, то прочность нижней ступени по наклонному сечению обеспечена.

Площадь сечения арматуры подошвы квадратного фундамента определим из условия расчета фундамента на изгиб в сечениях I – I и II – II.

Изгибающие моменты вычисляем по формулам:

$$M_I = 0,125p_s'(a - h_c)^2 a = 0,125 \cdot 0,299(2300 - 300)^2 2300 = 343,8 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм};$$

$$M_{II} = 0,125p_s'(a - a_1)^2 a = 0,125 \cdot 0,299(2300 - 900)^2 2300 = 168,5 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Сечение арматуры одного и другого направления на всю ширину фундамента определим из условий:

$$A_{sI} = M_I / (0,9h_0 R_s) = 343,8 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 650 \cdot 350) = 1679 \text{ мм}^2 = 16,8 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / (0,9h_{01} R_s) = 168,5 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 350 \cdot 350) = 1528 \text{ мм}^2 = 15,3 \text{ см}^2.$$

Нестандартную сварную сетку конструируем с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой 12Ø14 A400 ($A_s = 1847 \text{ мм}^2$). Соответственно получим фактический процент армирование расчетных сечений:

$$\mu_I = A_s / (a_1 h_0) \cdot 100 = 1847 / (900 \cdot 650) \cdot 100 = 0,31 \%;$$

$$\mu_{II} = A_s / (a h_{01}) \cdot 100 = 1847 / (2300 \cdot 350) \cdot 100 = 0,23 \%, \text{ что больше } \mu_{min} = 0,10\%.$$

Средний шаг стержней в сетке вычислим по формуле:

$$s = (a - 100) / (n - 1) = (2300 - 100) / (12 - 1) = 200 \text{ мм},$$

где n – число стержней в сетке.

Для диалога с ЭВМ снова необходимо заполнить контрольный талон, как это сделано для примера расчета на рисунке 2.23. Примеры конструирования сборной колонны и монолитного фундамента приведены на рисунках 2.24 и 2.25.

ПГС	4 курс П11	гр.П	Код	N(кН)	колонна	$S+S'$	$d \cdot s(\text{мм})$	размеры фундамента(см)	кол-во А (см2)	сетка	контр. I
Давыдов Ф.И.				max	b.h(см)	(п.Ф)	d_{sw}	a	a_1	ступеней	smax
Срок сдачи информации:	:	:	:							ф.шаг	
по 6 этапу до 250310г	117.06	1582.2	30.30	4.20	5.300	230	90	70.40	2	16.80	14.200
											2162.46

Пояснения к заполнению контрольного талона:

N – максимальная величина продольной силы в колонне, кН;

max

b.h – размеры сечения колонны, см;

$S+S'$ (п.Ф) – количество и диаметр стержней продольной рабочей арматуры;

$d \cdot s_{sw}$ – диаметр и шаг поперечных стержней, мм;

a – размер стороны квадратной подошвы фундамента, см;

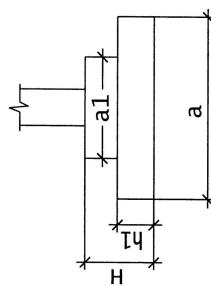
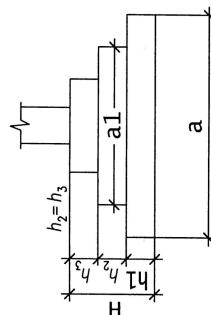
a1 – размер тела фундамента над первой ступенью, см;

H.h1 – высота фундамента и высота нижней ступени, см;

A_{smax} – площадь арматуры по расчету в наиболее опасном сечении, см²;

ф.шаг – диаметр и шаг рабочей арматуры в сетке фундамента, мм.

Обозначения геометрических размеров фундаментов



ПГС	4 курс П11	гр.П	Код	N(кН)	b.h	$S+S'$	$d \cdot s(\text{мм})$	размеры фундамента(см)	кол-во А (см2)	сетка	результат
Давыдов Ф.И.				max	(см)	(п.Ф)	d_{sw}	a	a_1	ступеней	smax
Информация студента	I	117.06	1582.2	30.30	4.20	5.300	230.	90.	70.40	2.	16.80
Результаты проверки	I	1582.2	30.30	4.20	5.300	230.	90.	70.40	2.	16.80	14.200

ПГС	4 курс П11	гр.П	Код	N(кН)	b.h	$S+S'$	$d \cdot s(\text{мм})$	размеры фундамента(см)	кол-во А (см2)	сетка	результат
Давыдов Ф.И.				max	(см)	(п.Ф)	d_{sw}	a	a_1	ступеней	smax
Информация студента	I	117.06	1582.2	30.30	4.20	5.300	230.	90.	70.40	2.	16.80
Результаты проверки	I	1582.2	30.30	4.20	5.300	230.	90.	70.40	2.	16.80	14.200

Вы отлично выполнили этот этап проектирования.
Желаю успешной защиты проекта, до новых встреч «ЭВМ».

Рис. 2.23. К автоматизированному проектированию сборной колонны и фундамента: а – заполненный контрольный талон;
б – результаты диалога с ЭВМ

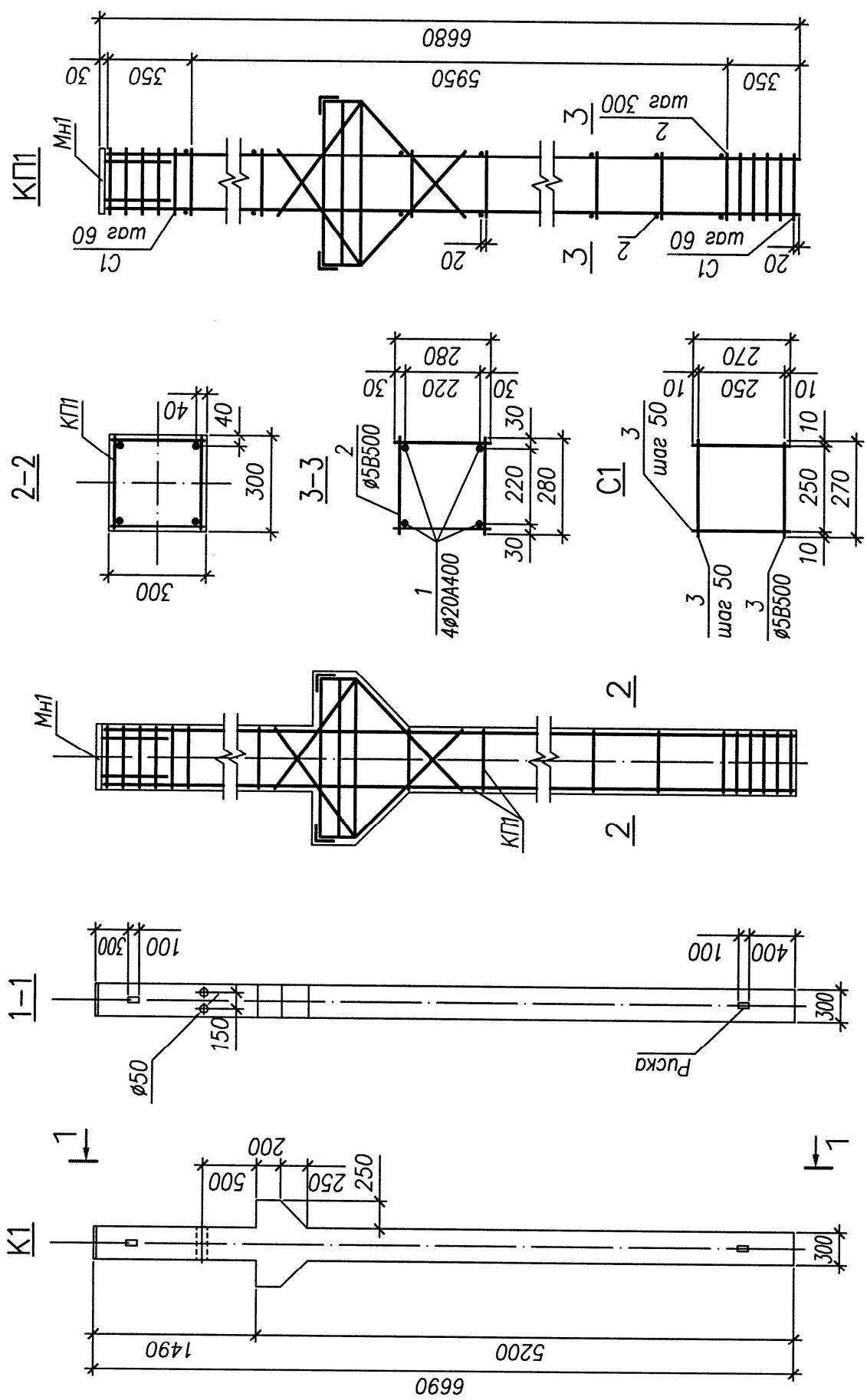


Рис. 2.24. Армирование сборной колонны

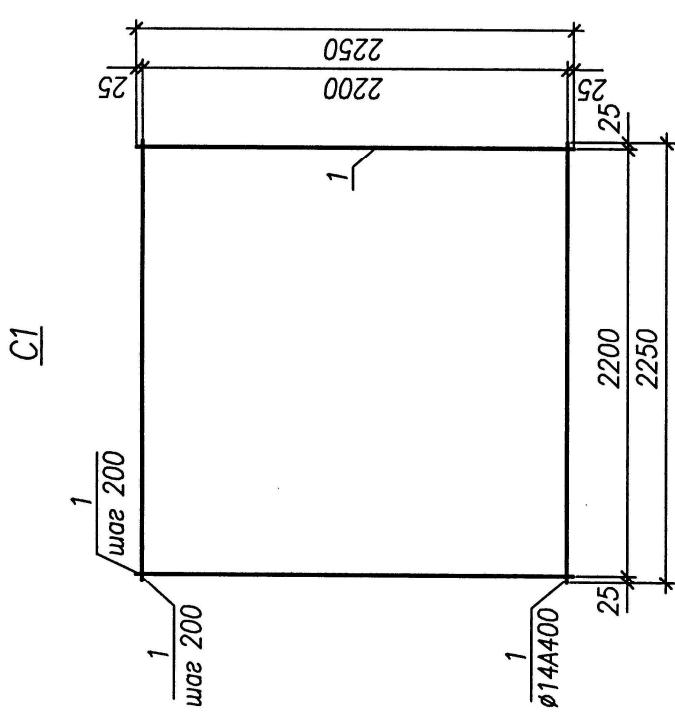
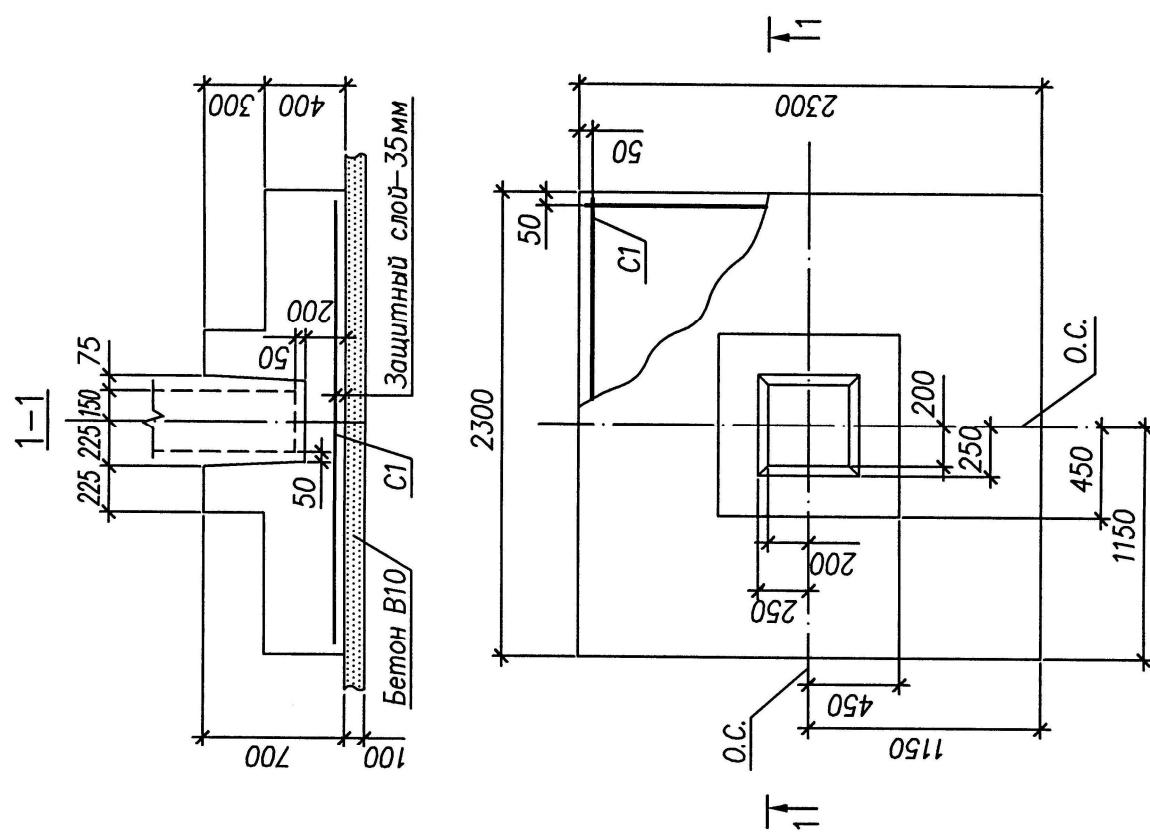


Рис. 2.25. Монолитный фундамент под
сборную колонну



Глава 3

Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами

3.1. Компоновка поперечной рамы и определение нагрузок

До выполнения индивидуального задания необходимо изучить соответствующие разделы учебной литературы и быть готовым к ответам на следующие вопросы:

1. Из каких элементов состоит каркас одноэтажного промышленного здания, поперечная и продольная рамы?
2. Что включает в себя компоновка конструктивной схемы одноэтажного промышленного здания?
3. Как обеспечивается пространственная жесткость каркаса в продольном и поперечном направлениях?
4. На какие нагрузки рассчитывается каркас одноэтажного промышленного здания?
5. Как определяются нагрузки на поперечную раму?

Методические указания. Компоновка поперечной рамы выполняется по данным индивидуального задания из типовых сборных элементов железобетонных конструкций, сведения о которых содержатся в приложениях V–XII. Конструктивная схема поперечной рамы составляется по общим требованиям типизации с учетом шага колонн и грузоподъемности мостовых кранов. Сборный железобетонный каркас здания проектируется с наличием связей в продольном направлении и разрезными сборными железобетонными подкрановыми балками.

Поперечную раму одноэтажного промышленного здания рассчитывают на действие: постоянной нагрузки (от веса конструкций покрытия, стен, подкрановых балок и колонн) и временных нагрузок, состоящих из крановых, снеговой и ветровой нагрузок. Величины нагрузок должны определяться согласно [12].

Для примера возьмем следующие исходные данные, напечатанные ЭВМ:

шаг колонн в продольном направлении, м	6.00
число пролетов в продольном направлении.	5
число пролетов в поперечном направлении.	2
высота до низа стропильной конструкции, м	12.00
тип стропильной конструкции и пролет	БДР-18
грузоподъемность мостовых кранов, тс	32/5
тип конструкции кровли	4
тип и толщина стеновых панелей	ПСЯ-240
район строительства.	Пенза
тип местности.	А
класс ответственности здания	II

Решение. Компоновку поперечной рамы производим в соответствии с требованиями типизации конструктивных схем одноэтажных промышленных зданий.

Находим высоту надкрановой части колонн, принимая высоту подкрановой балки 0,8 м (по приложению XII), а кранового пути 0,15 м с учетом минимального габарита приближения крана к стропильной конструкции 0,1 м и высоты моста крана грузоподъемностью 32/5 т $H_k = 2,75$ м (см. приложение XV):

$$H_2 > 2,75 + 0,8 + 0,15 + 0,1 = 3,8 \text{ м.}$$

С учетом унификации размеров колонн серии 1.424.1 (приложение V) назначаем $H_2 = 3,9$ м.

Высоту подкрановой части колонн определяем по заданной высоте до низа стропильной конструкции 12 м и отметки обреза фундамента – 0,150 м при $H_2 = 3,9$ м: $H_1 = 12,0 - 3,9 + 0,15 = 8,25$ м.

Расстояние от верха колонны до уровня головки подкранового рельса соответственно будет равно $y = 3,9 - 0,8 - 0,15 = 2,95$ м.

Для назначения размеров сечений колонн по условию предельной гибкости вычислим их расчетные длины в соответствии с требованиями таблицы IV.9 приложения IV. Результаты представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1

Расчетные длины колонн (l_0)

Часть колонны	При расчете в плоскости поперечной рамы		В перпендикулярном направлении
	при учете нагрузок от крана	без учета нагрузок от крана	
Подкрановая $H_1 = 8,25$ м	$1,5H_1 = 1,5 \cdot 8,25 = 12,375$ м	$1,2(H_1 + H_2) = 1,2(8,25 + 3,9) = 14,58$ м	$0,8 H_1 = 0,8 \cdot 8,25 = 6,6$ м
Надкрановая $H_2 = 3,9$ м	$2H_2 = 2 \cdot 3,9 = 7,8$ м	$2,5H_2 = 2,5 \cdot 3,9 = 9,75$ м	$1,5H_2 = 1,5 \cdot 3,9 = 5,85$ м

Согласно требованиям п.10.2.2 [5], размеры сечений внецентренно сжатых колонн должны приниматься так, чтобы их гибкость l_0/r (l_0/h) в любом направлении, как правило, не превышала 120 (35).

Следовательно, по условию максимальной гибкости высота сечения подкрановой части колонн должна быть не менее $14,58/35 = 0,417$ м, а надкрановой — $9,75/35 = 0,279$ м. С учетом требований унификации для мостовых кранов

грузоподъемностью более 30 т принимаем поперечные сечения колонн в надкрановой части 400×600 мм.

В подкрановой части для крайних колонн назначаем сечение 400×700 мм, а для средней – 400×800 мм. В этом случае удовлетворяются требования по гибкости и рекомендации по назначению высоты сечения подкрановой части колонны в пределах $(1/10 \dots 1/14)H_1 = (1/10 \dots 1/14) 8,25 = 0,825 \dots 0,589$ м.

В соответствии с таблицей габаритов колонн (приложение V) и назначенными размерами поперечных сечений принимаем для колонн крайнего ряда по оси А номер типа опалубки 4, а для колонн среднего ряда по оси Б номер типа опалубки 9.

Стропильную конструкцию по заданию принимаем в виде двухскатной решетчатой балки типа БДР18.

По приложению VI назначаем марку балки 1БДР18 с номером типа опалубочной формы 1 с максимальной высотой в середине пролета 1,64 м (объем бетона $3,46 \text{ м}^3$).

По приложению XI назначаем тип плит покрытия размером 3×6 м (номер типа опалубочной формы 1, высота ребра 300 мм, приведенная толщина с учетом заливки швов бетоном 65,5 мм).

Толщина кровли (по заданию тип 4) согласно приложению XIII составляет 100 мм.

По заданию проектируем наружные стены из сборных навесных панелей. В соответствии с приложением XIV принимаем панели из ячеистого бетона марки по плотности D800 толщиной 240 мм. Размеры остекления назначаем по приложению XIV с учетом грузоподъемности мостовых кранов.

Результаты компоновки поперечной рамы здания представлены на рисунках 3.1 и 3.2.

Определяем постоянные и временные нагрузки на поперечную раму.

Постоянные нагрузки. Распределенные по поверхности нагрузки от веса конструкции покрытия заданного типа (рис. 3.2) приведены в таблице 3.2.

С учетом шага колонн в продольном направлении 6 м и коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (класс ответственности II) расчетная постоянная нагрузка на 1 м ригеля рамы будет равна $g = 3,787 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 21,59 \text{ кН/м}$.

Нормативная нагрузка от 1 м^2 стеновых панелей из ячеистого бетона марки D800 при толщине 240 мм составит $8,8 \cdot 0,24 = 2,112 \text{ кН/м}^2$, где $8,8 \text{ кН/м}^3$ – плотность ячеистого бетона, определяемая согласно п. 2.13[15].

1-1

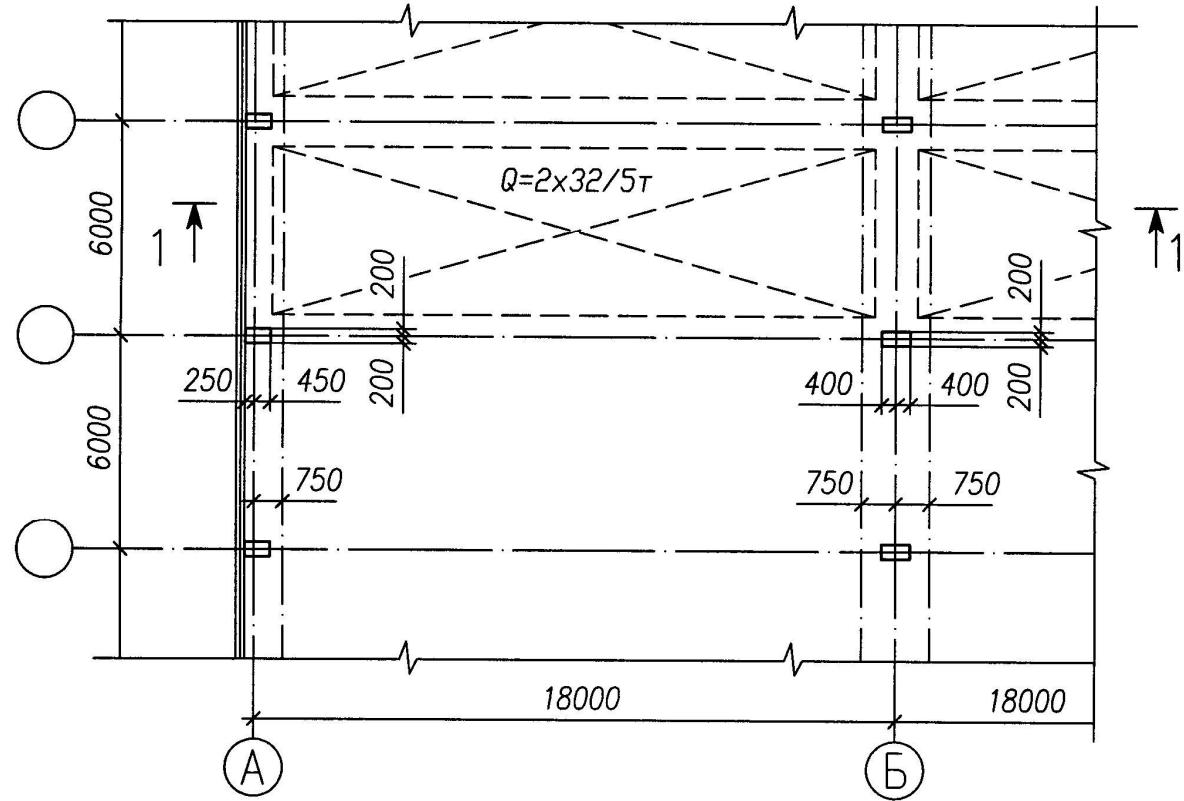
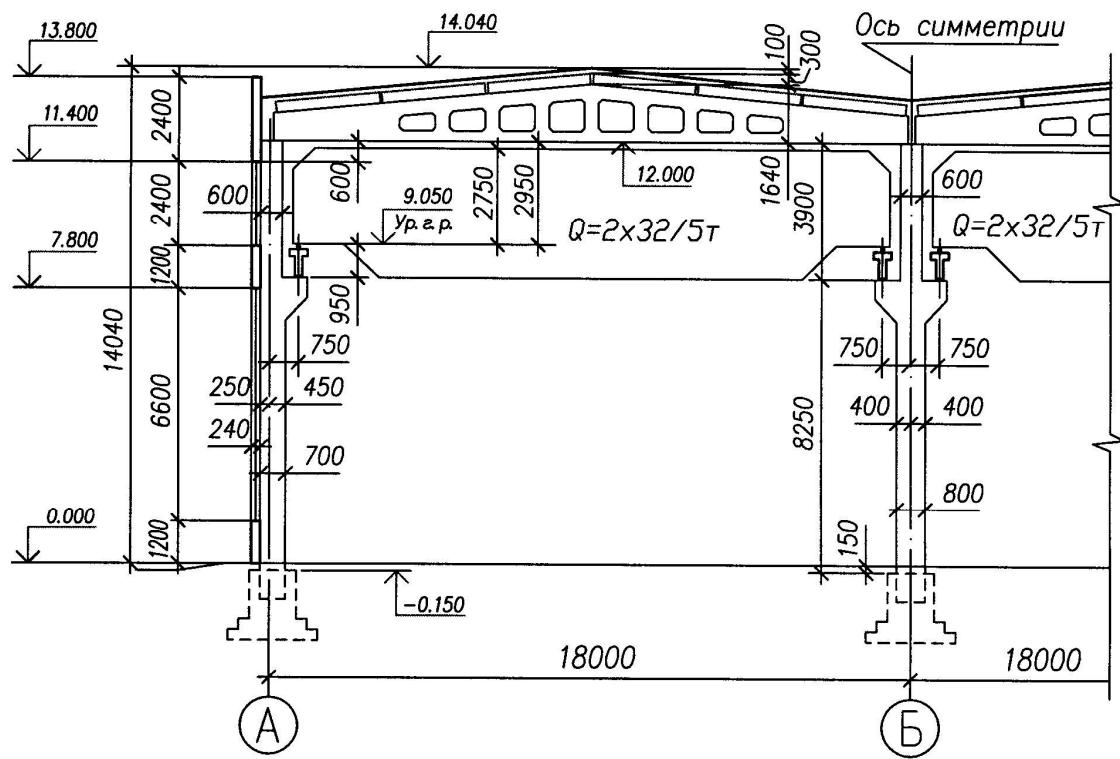


Рис. 3.1. Поперечный разрез и фрагмент плана одноэтажного двухпролетного промышленного здания

<u>Слой гравия, втопленного в битум</u>
<u>Гидроизоляционный ковер – 2 слоя "Техноэласт"</u>
<u>Асфальтовая стяжка 20</u>
<u>Минераловатные плиты 50 ($\rho=3,2 \text{ кН}/\text{м}^3$)</u>
<u>Обмазочная пароизоляция</u>
<u>Плиты покрытия 3 x 6 м</u>

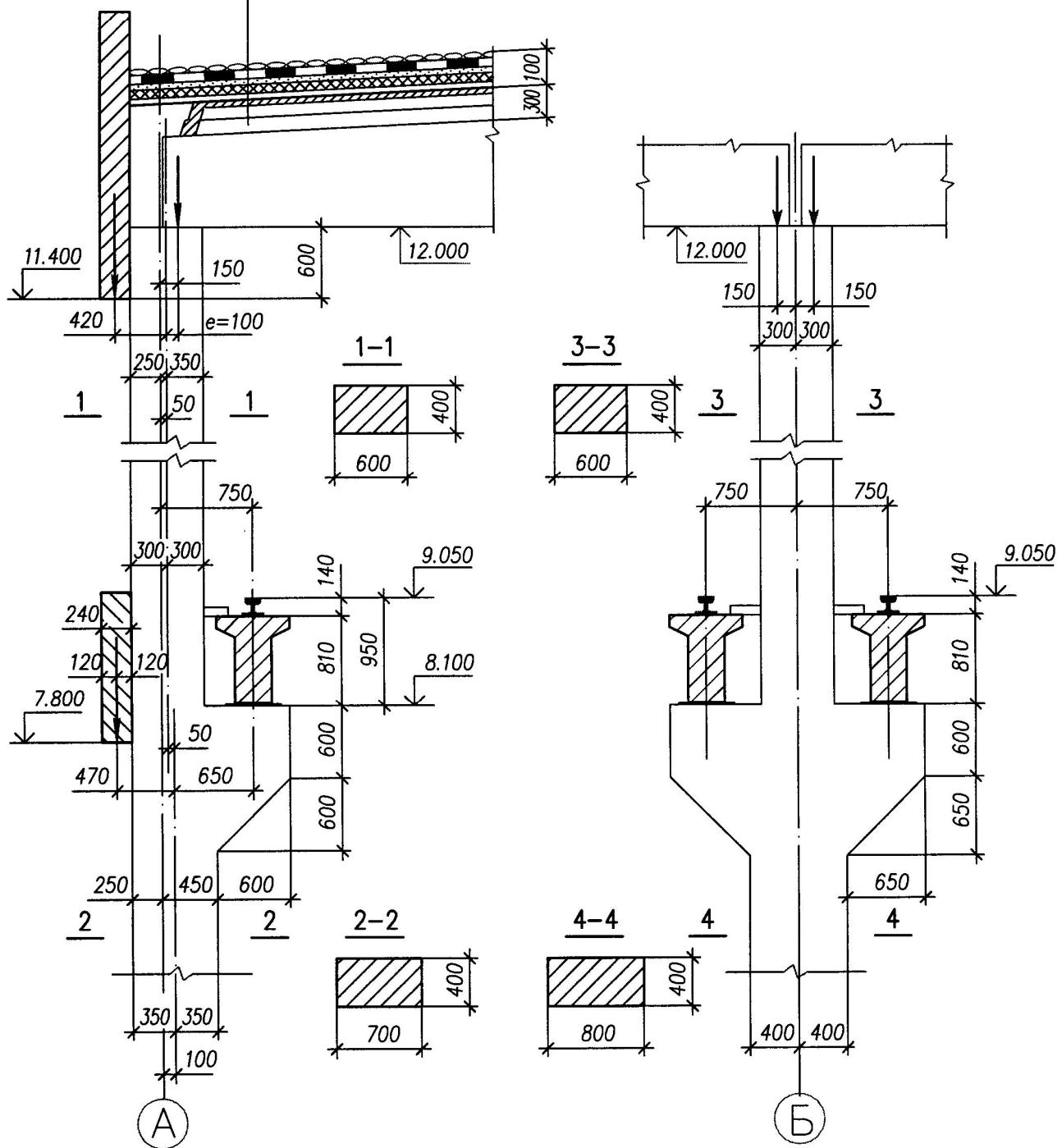


Рис. 3.2. К определению эксцентрикитетов продольных сил в колоннах

Таблица 3.2

Постоянная нагрузка от 1 м² покрытия

Элементы кровли	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Кровля:			
Слой гравия, втопленный в битум	0,16	1,3	0,208
Гидроизоляционный ковер – 2 слоя «Техноэласт»	0,12	1,3	0,156
Асфальтовая стяжка ($\delta = 20$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³)	0,36	1,3	0,468
Минераловатные плиты ($\delta = 50$ мм, $\rho = 3,2$ кН/м ³)	0,16	1,3	0,208
Обмазочная пароизоляция	0,05	1,3	0,065
Ребристые плиты покрытия размером 3×6 м с учетом заливки швов($\delta = 65,5$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³)	1,637	1,1	1,801
Решетчатая балка ($V_b = 3,46$ м ³ , пролет 18 м, шаг колонн 6 м) $3,46 \cdot 25 / (18,0 \cdot 6,0) = 0,801$ кН/м ²	0,801	1,1	0,881
Итого			3,787

Нормативная нагрузка от 1 м² остекления в соответствии с приложением XIV равна 0,5 кН/м².

Расчетные нагрузки от стен и остекления оконных переплетов:

- на участке между отметками 11,4 и 13,8 м

$$G_1 = 2,4 \cdot 6,0 \cdot 2,112 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 31,78 \text{ кН};$$

- на участке между отметками 7,8 и 11,4 м

$$G_2 = (1,2 \cdot 6,0 \cdot 2,112 + 2,4 \cdot 6,0 \cdot 0,5) 1,1 \cdot 0,95 = 23,41 \text{ кН};$$

- на участке между отметками 0,0 и 7,8 м

$$G_3 = (1,2 \cdot 6,0 \cdot 2,112 + 6,6 \cdot 6,0 \cdot 0,5) 1,1 \cdot 0,95 = 36,58 \text{ кН}.$$

Расчетные нагрузки от собственного веса колонн.

Колонна по оси А:

- подкрановая часть с консолью:

$$G_{41} = (0,7 \cdot 8,25 + 0,6 \cdot 0,6 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,6) 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 65,99 \text{ кН};$$

- надкрановая часть:

$$G_{42} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 24,45 \text{ кН};$$

- итого:

$$G_4 = G_{41} + G_{42} = 65,99 + 24,45 = 90,44 \text{ кН};$$

Колонна по оси Б:

- подкрановая часть с консолями:

$$G_{51} = (0,8 \cdot 8,25 + 2 \cdot 0,6 \cdot 0,65 + 0,65 \cdot 0,65) 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 81,54 \text{ кН};$$

- надкрановая часть:

$$G_{52} = G_{42} = 24,45 \text{ кН};$$

- итого:

$$G_5 = G_{51} + G_{52} = 81,54 + 24,45 = 105,99 \text{ кН} \approx 106 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановых балок (по приложению XII) и кранового пути (1,5 кН/м) будет равна:

$$G_6 = (35 + 1,5 \cdot 6,0) 1,1 \cdot 0,95 = 45,98 \text{ кН} \approx 46 \text{ кН.}$$

Временные нагрузки. Снеговая нагрузка для расчета поперечной рамы принимается равномерно распределенной во всех пролетах здания.

Нормативное значение снеговой нагрузки на 1 м² покрытия определяем по формуле (10.1) [12]:

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,8 = 1,26 \text{ кН/м}^2,$$

где $c_e = 1,0$ – коэффициент, учитывающий снос снега от ветра, принят по формуле (10.4) [12];

$c_t = 1,0$ – термический коэффициент, принят по формуле (10.6) [12];

$\mu = 1,0$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке, принят в соответствии с п. 10.2 [12];

$S_g = 1,8 \text{ кПа}$ – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли для г. Пенза (III снеговой район) в соответствии с таблицей 10.1 [12].

Расчетное значение снеговой нагрузки будет равно:

$$S = S_0 \gamma_f = 1,26 \cdot 1,4 = 1,764 \text{ кН/м}^2,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по снеговой нагрузке согласно п. 10.12 [12].

При этом длительная составляющая будет равна $0,7 \cdot 1,764 = 1,235 \text{ кН/м}^2$, где коэффициент 0,7 принят по п. 10.11 [12].

Тогда расчетная нагрузка от снега на 1 м ригеля рамы с учетом шага колонн в продольном направлении и класса ответственности здания будет равна:

$$p_{sn} = 1,764 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 10,05 \text{ кН/м.}$$

Длительно действующая часть снеговой нагрузки составит:

$$p_{sn,l} = 1,235 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 7,04 \text{ кН/м.}$$

Крановые нагрузки. По приложению XV находим габариты и нагрузки от мостовых кранов грузоподъемностью $Q = 32/5$ т (313,9/49 кН):

- ширина крана $B_k = 6,3$ м;
- база крана $A_k = 5,1$ м;
- нормативное максимальное давление колеса крана на подкрановый рельс $P_{max,n} = 235$ кН;
- масса тележки $G_t = 8,7$ т;
- общая масса крана $G_k = 28$ т.

Нормативное минимальное давление одного колеса крана на подкрановый рельс (при 4 колесах):

$$P_{min,n} = 0,5(Q + Q_k) - P_{max,n} = 0,5(313,9 + 28 \cdot 9,81) - 235 = 59,3 \text{ кН.}$$

Нормативная горизонтальная нагрузка на одно колесо крана, направленная поперек кранового пути и вызываемая торможением тележки, при гибком подвесе груза будет равна:

$$T_n = 0,5 \cdot 0,05(Q + Q_t) = 0,5 \cdot 0,05(313,9 + 8,7 \cdot 9,81) = 9,98 \text{ кН.}$$

Расчетные крановые нагрузки вычисляем с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ согласно п. 9.8 [12].

Определим расчетные нагрузки от двух сближенных кранов по линии влияния (рис. 3.3) без учета коэффициента сочетания ψ :

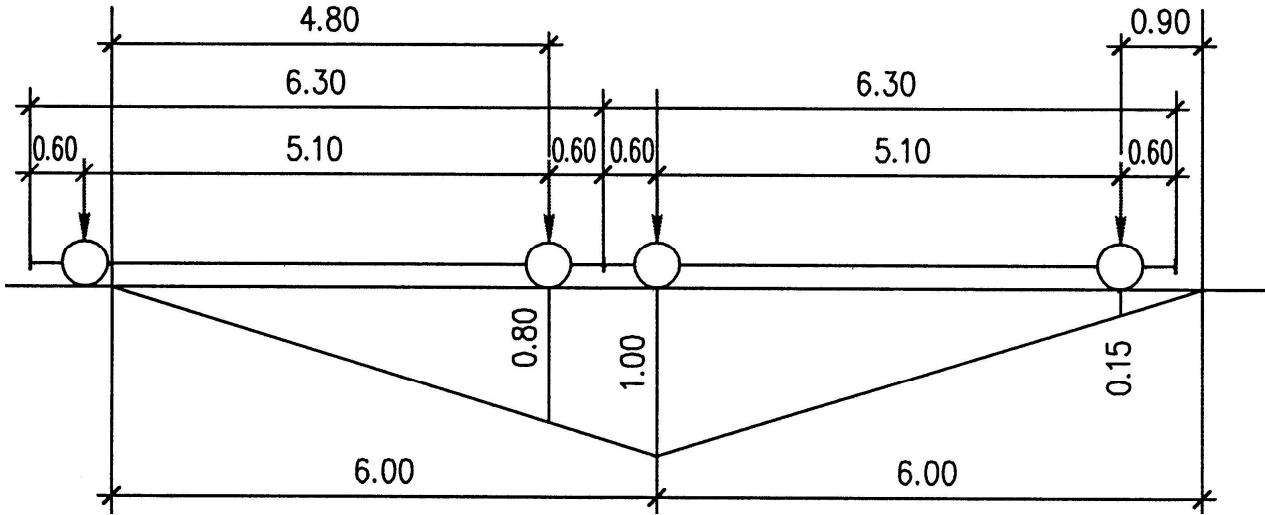


Рис. 3.3. Линия влияния давления на колонну и установка крановой нагрузки в невыгодное положение

- максимальное давление на колонну:

$$D_{max} = P_{max,n} \gamma_f \Sigma_y \cdot \gamma_n = 235 \cdot 1,2 \cdot 1,95 \cdot 0,95 = 522,4 \text{ кН,}$$

где Σ_y – сумма ординат линии влияния, $\Sigma_y = 0,8 + 1 + 0,15 = 1,95$;

- минимальное давление на колонну:

$$D_{min} = P_{min,n} \gamma_f \Sigma_y \cdot \gamma_n = 59,3 \cdot 1,2 \cdot 1,95 \cdot 0,95 = 131,8 \text{ кН};$$

- тормозная поперечная нагрузка на колонну:

$$T = T_n \gamma_f \Sigma_y \cdot \gamma_n = 9,98 \cdot 1,2 \cdot 1,95 \cdot 0,95 = 22,18 \text{ кН.}$$

Ветровая нагрузка. Пенза расположена во II ветровом районе по скоростным напорам ветра. Согласно п. 11.1.4 [12] нормативное значение ветрового давления равно $w_0 = 0,3$ кПа.

Согласно 11.1.5 [12] эквивалентная высота $z_e = h = 14,04$ м, где h – высота здания. Коэффициент $k(z_e)$, учитывающий изменение ветрового давления с учетом эквивалентной высоты вычисляем по формуле (11.4) [12]:

$$k(z_e) = k_{10} (z_e / 10)^{2\alpha} = 1,0 (14,04/10)^{0,3} = 1,107,$$

где параметры $k_{10} = 1,0$ и $\alpha = 0,15$ приняты по таблице 11.3[12] (см. приложение XVI) для заданного типа местности А.

Нормативные значения средней составляющей ветровой нагрузки w_m определяем по формуле (11.2) [12]:

- для наветренной стены $w_m = w_0 k(z_e) c_e = 0,3 \cdot 1,107 \cdot 0,8 = 0,266$ кПа;
 - для подветренной стены $w_{m-} = w_0 k(z_e) c_{e-} = 0,3 \cdot 1,107 \cdot 0,5 = 0,166$ кПа;
- где аэродинамические коэффициенты $c_e = 0,8$ и $c_{e-} = 0,5$ приняты по таблице Д.2 [12].

Пульсационную составляющую ветровой нагрузки будем вычислять по формуле (11.5) [12], следуя указаниям примечания к п. 11.1.8[12].

Для этого находим коэффициент пульсации давления ветра по формуле (11.6) [12]:

$$\zeta(z_e) = \zeta_{10} (z_e / 10)^{-\alpha} = 0,76 (14,04/10)^{-0,15} = 0,722,$$

где параметры $\zeta_{10} = 0,76$ и $\alpha = 0,15$ приняты по таблице 11.3[12] (см. приложение XVI) для заданного типа местности А.

По таблице 11.6 [12] (см. приложение XVI) определяем коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления $v = 0,748$ (при высоте здания $h=14,04$ м и длине здания равной произведению шага колонн в продольном направлении на число пролетов в продольном направлении по заданию: $6,0 \cdot 5 = 30$ м).

Теперь можно вычислить нормативные значения пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p по формуле (11.5) [12]:

- для наветренной стены $w_p = w_m \zeta(z_e) v = 0,266 \cdot 0,722 \cdot 0,748 = 0,144$ кПа;
- для подветренной стены $w_{p-} = w_m \zeta(z_e) v = 0,166 \cdot 0,722 \cdot 0,748 = 0,090$ кПа.

Тогда, согласно формулы (11.1)[12] с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$, шага колонн 6 м и с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ получим следующие значения расчетных ветровых нагрузок:

- равномерно-распределенная нагрузка на колонну рамы с наветренной стороны:

$$w_1 = (w_m + w_p) \gamma_f L \gamma_n = (0,266 + 0,144) 1,4 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 3,27 \text{ кН/м};$$

- то же, с подветренной стороны:

$$w_2 = (w_{m-} + w_{p-}) \gamma_f L \gamma_n = (0,166 + 0,090) 1,4 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 2,04 \text{ кН/м};$$

- расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка от давления ветра на ограждающие конструкции выше отметки 12,0:

$$W = (w_1 + w_2) \cdot (h - h_{nck}) = (3,27 + 2,04) \cdot (14,04 - 12,0) = 10,83 \text{ кН.}$$

Расчетная схема поперечной рамы с указанием мест приложения всех нагрузок приведена на рисунке 3.4.

При определении эксцентризитета опорных давлений стропильных конструкций следует принимать расстояния сил до разбивочных осей колонн в соответствии с их расчетными пролетами по приложениям VI – X.

Вот Вы и закончили требуемый объем ручной работы по компоновке поперечной рамы и определения нагрузок. Для диалога с ЭВМ необходимо заполнить два первых контрольных талона задания. Пример заполнения контрольных талонов с необходимыми пояснениями дан на рисунке 3.5. Рекомендуется не проверять одновременно два контрольных талона, чтобы иметь возможность исправить ошибки, если они будут, по первому талону.

Если Вы выполнили работу с хорошим качеством и в заданный срок, то получите от ЭВМ в награду результаты статического расчета стропильной конструкции.

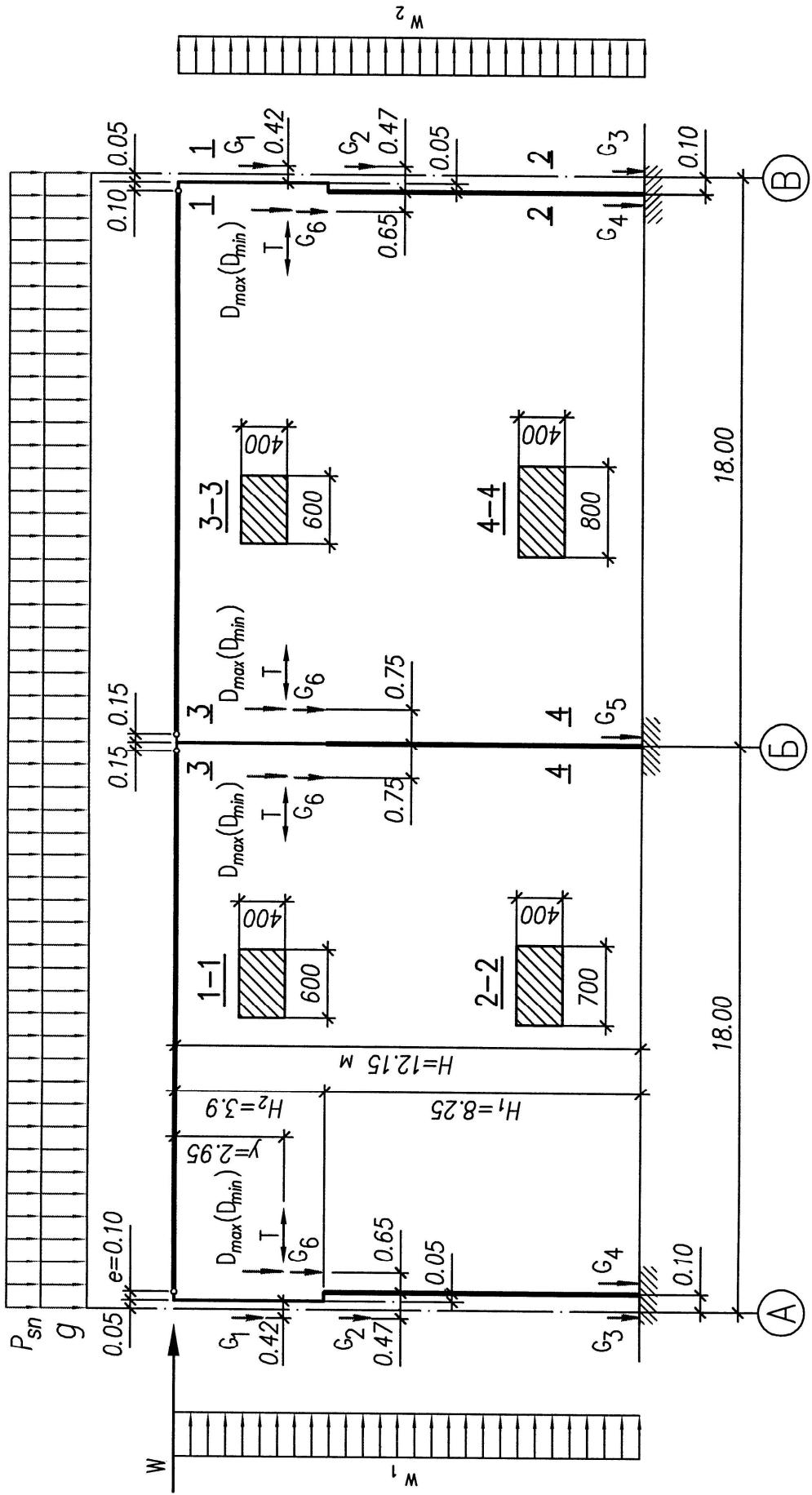


Рис. 3.4. Расчетная схема поперечной рамы

6

ПГС	4	курс	п11	гр.И	Код	Номера типов опалубочных форм	Н (м)	ϵ (м)	Нагрузки от веса покрытия и стен	Контр.
Арбузов	Г.В.			Гзадания	КА	КБ	ПП	1	g	g
Срок сдачи информации	:			:		;	;	;	G1	G2
по 1 этапу до 2002101	107.01			4		9	1	0.1	21.59	31.78
									23.41	36.48
										243.62

ПГС	4	курс	п11	гр.И	Код	от веса колонн и г.б.	Снеговая	Крановые нагрузки	Ветровая нагрузка	Контр.
Арбузов	Г.В.			Гзадания	Г4	Г5	Рсп	Dmin	Т	Сумма
Срок сдачи информации	:			:		;	;	;	w	1
по 2 этапу до 303101	107.02			90.44		106	46	10.05	522.4	131.8
									22.18	0.266
									0.144	10.83
										1047.13

Пояснения к заполнению контрольного талона:

- КА – номер типа опалубочной формы колонны по оси А;
 - КБ – то же, для колонны по оси Б;
 - СК – то же, для стропильной конструкции;
 - ПП – то же, для плит покрытия;
 - Н – высота подкрановой части колонны, м;
 - 1 –
- Примечание. Все нагрузки расчетные в соответствии с рис. 3.4, (в кН/м и кН).

ПГС	4	курс	п11	гр.И	Код	Номера типов опалубочных форм	Н (м)	ϵ (м)	Нагрузки от веса покрытия и стен	Результаты
Арбузов	Г.В.			Гзадания	КА	КБ	ПП	1	g	g
Информация студента	I	107.01		4.		9.	1.	8.25	100	21.59
Результаты проверки	I			4.		9.	1.	8.25	.100	21.59
									31.78	23.41
										36.48
										36.48

Вы отлично выполнили компоновку поперечной рамы здания,

Теперь, Арбузов Г.В., вы можете определять остаточные нагрузки на поперечную раму.

ПГС	4	курс	п11	гр.И	Код	от веса колонн и г.б.	Снеговая	Крановые нагрузки	Ветровая нагрузка	Результаты
Арбузов	Г.В.			Гзадания	Г4	Г5	Рсп	Dmax	Т	Сумма
Информация студента	I	107.02		90.44	106.00	46.00	10.05	522.40	131.80	22.18
Результаты проверки	I			90.44	106.00	46.00	10.05	522.40	131.80	22.18

Вы отлично определили нагрузки на поперечную раму, получите результаты статического расчета стропильной конструкции: (см. рис. 3.6)

Рис. 3.5. К компоновке и определению нагрузок на поперечную раму: а – заполненные контрольные талоны; б – результаты диалога с ЭВМ

1БДР18, $Q_{\max} = 238.86$ кН.

Номер сечения	Усилия от постоянных снеговых нагрузок				Моменты - в кН·м			
	постоянная		постоянная+снеговая		постоянная		постоянная+снеговая	
	N	M	Q	N	M	Q	N	M
1	-596.46	15.59	28.46	-879.94	23.00	41.98	-787.71	22.45
2	-596.46	35.66	28.46	-879.94	52.61	41.98	-787.71	45.36
3	-672.66	16.33	23.61	-992.37	24.09	34.83	-876.84	22.48
4	-672.66	32.98	23.61	-992.37	48.65	34.83	-876.84	42.00
5	-684.11	28.60	-16.27	-1009.25	42.20	-24.00	-875.66	40.31
6	-684.11	17.13	-16.27	-1009.25	25.27	-24.00	-875.66	18.69
7	-658.42	23.59	-15.38	-971.35	34.80	-22.69	-823.09	32.56
8	-658.42	12.74	-15.38	-971.35	18.80	-22.69	-823.09	13.04
9	591.99	3.16	19.25	873.35	4.66	28.40	782.26	5.13
10	591.99	16.64	19.25	873.35	24.54	28.40	782.26	21.02
11	668.35	2.50	17.75	986.00	3.69	26.19	871.48	4.34
12	668.35	14.93	17.75	986.00	22.02	26.19	871.48	18.09
13	683.13	10.83	-8.22	1007.81	15.97	-12.12	875.19	16.24
14	683.13	5.07	-8.22	1007.81	7.48	-12.12	875.19	4.18
15	657.36	9.63	-6.96	969.79	14.21	-10.27	822.49	14.61
16	657.36	4.76	-6.96	969.79	7.03	-10.27	822.49	3.55
17	-1.50	-6.03	76.35	-2.21	-8.89	112.64	-2.60	-7.02
18	-1.50	12.68	76.35	-2.21	18.70	112.64	-2.60	14.83
19	-25.97	-3.48	14.78	-38.31	-5.13	21.81	-37.32	-2.19
20	-25.97	1.99	14.78	-38.31	2.94	21.81	-37.32	3.71
21	1.26	2.91	-25.76	1.85	4.29	-38.01	1.42	7.84
22	1.26	-9.85	-25.76	1.85	-14.53	-38.01	1.42	-52.69
23	13.92	.00	.00	20.54	.00	.00	17.23	5.09
24	13.92	.00	.00	20.54	.00	.00	17.23	-5.97

1БДР18 – Марка опалубочной формы стропильной конструкции;
 Q_{\max} – максимальная величина поперечной силы в опорном сечении.

Примечание. Правило знаков для усилий дано на рис. 3.22

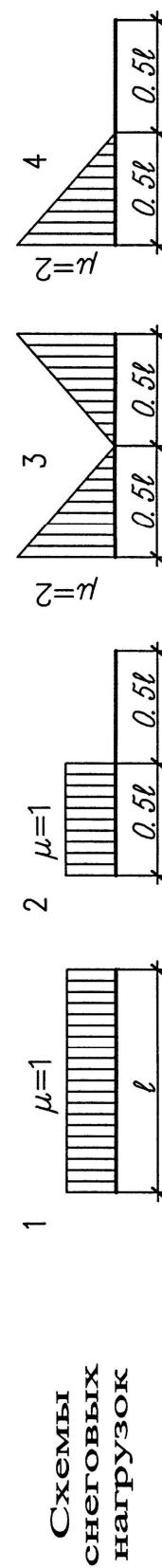


Рис. 3.6. Результаты автоматизированного статического расчета двухскатной решетчатой балки

3.2. Проектирование стропильных конструкций

До выполнения индивидуального задания необходимо изучить по учебникам особенности проектирования стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий и быть готовым к ответам на следующие вопросы:

1. Разновидности типов стропильных конструкций для одноэтажных промышленных зданий.
2. Рекомендуемые пролеты для балок и ферм в покрытиях одноэтажных промышленных зданий.
3. Стропильные балки покрытий. Основные принципы их расчета и конструирования.
4. Сегментные раскосные фермы. Основные принципы их расчета и конструирования.
5. Безраскосные арочные фермы. Основные принципы их расчета и конструирования.
6. Перераспределение усилий в статически неопределеных стропильных балках и фермах.
7. Преимущества и недостатки различных типов стропильных конструкций.

Общие методические указания. В автоматически сформированных ЭВМ заданиях предлагается запроектировать стропильную конструкцию в виде: двухскатной решетчатой балки (БДР), или сегментной раскосной фермы (ФС) или безраскосной арочной фермы (ФБ).

Требуется самостоятельно рассчитать элементы стропильной конструкции только по предельным состояниям первой группы. При расчете прочности нижнего пояса балки БДР и арочной фермы ФБ по наклонным сечениям и расчетах опорных узлов величина потерь предварительного напряжения принимается приблизительно равной $0,3\sigma_{sp}$.

Расчеты нижнего пояса стропильной конструкции по трещиностойкости выполнит ЭВМ. Если не будут удовлетворены требования по ширине раскрытия трещин, то можно при повторных проверках изменить параметры напрягаемой арматуры, величины начального предварительного напряжения арматуры и передаточной прочности бетона. При расчете трещиностойкости ЭВМ принимает механический способ натяжения арматуры на упоры, расстояние между которыми назначается на 1 м больше номинального пролета, и условия твердения бетона – тепловая обработка при атмосферном давлении.

В результатах статического расчета стропильной конструкции, напечатанных ЭВМ, суммарные усилия соответствуют полному значению снеговой нагрузки. Для всех типов стропильных конструкций рекомендуется построение

эпюор усилий N , M и Q для определения наиболее опасных нормальных и наклонных к продольной оси расчетных сечений элементов конструкций.

Для выполнения статического расчета стропильных конструкций без ЭВМ рекомендуется пользоваться табличными значениями усилий в расчетных сечениях от единичных воздействий по приложениям VI – X.

Особенности проектирования каждого типа стропильной конструкции изложены в методических указаниях к примерам.

Расчеты нижнего пояса стропильной конструкции по трещиностойкости выполнит ЭВМ. Если не будут удовлетворены требования по ширине раскрытия трещин, то можно при повторных проверках изменить параметры напрягаемой арматуры, величины начального предварительного напряжения арматуры и передаточной прочности бетона. При расчете трещиностойкости ЭВМ принимает механический способ натяжения арматуры на упоры, расстояние между которыми назначается на 1 м больше номинального пролета, и условия твердения бетона – тепловая обработка при атмосферном давлении.

В результатах статического расчета стропильной конструкции, напечатанных ЭВМ, суммарные усилия соответствуют полному значению снеговой нагрузки.

Для всех типов стропильных конструкций рекомендуется построение эпюор усилий N , M и Q для определения наиболее опасных нормальных и наклонных к продольной оси расчетных сечений элементов конструкций.

Для выполнения статического расчета стропильных конструкций без ЭВМ рекомендуется пользоваться табличными значениями усилий в расчетных сечениях от единичных воздействий по приложениям VI – X. Особенности проектирования каждого типа стропильной конструкции изложены в методических указаниях к примерам.

3.2.1. Двухскатная решетчатая балка

Методические указания. Конструкция двухскатной решетчатой балки представляет собой статически неопределенную систему (многоконтурную раму), усилия в элементах которой вычислены ЭВМ или с помощью таблиц. В задачу проектирования входят расчет прочности сечений основных элементов балки и конструирование арматуры.

Размеры сечений принимаются в соответствии с назначенным типом опалубочной формы при компоновке поперечной рамы по приложению VI.

При расчете и конструировании продольной арматуры следует учитывать, что армирование всех элементов балки может быть несимметричным, но постоянного сечения по длине элемента; диаметр стержней сжатой арматуры должен

быть не менее 10 мм; диаметр стержней растянутой ненапрягаемой арматуры должен быть не менее 8 мм с учетом заданного класса арматурной стали.

Поперечная арматура принимается класса В500.

Для примера возьмем следующие исходные данные, напечатанные ЭВМ:

Тип стропильной конструкции и пролет . . .	БДР-18
Класс бетона предв. напряж. конструкций.	В40
Класс арм-ры сборных ненапр. конструкций	А400
Класс предв. напрягаемой арматуры. . . .	А600

Решение. Воспользуемся результатами статического расчета балки, приведенными на рисунке 3.6.

Для анализа напряженного состояния элементов решетчатой балки построим эпюры усилий N , M и Q от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузки (снеговая I), как показано на рисунке 3.7. Согласно эпюрам усилий N и M , наиболее неблагоприятные сочетания усилий для расчета прочности нормальных сечений верхнего и нижнего поясов балки имеем в контуре с сечениями 3,4 и 11,12, а для расчета прочности наклонных сечений в поясах опасными будут сечения в контуре 1,2 и 9,10. Для конструктивного расчета стоек следует проанализировать напряженное состояние в сечениях 17 – 24 с учетом двух схем загружения снеговой нагрузкой. Так, для стойки 17 – 18 наиболее опасным будет сечение 18 при первой схеме загружения снеговой нагрузкой, а для стойки 23 – 24 сечение 24 при второй схеме загружения снеговой нагрузкой.

Характеристики бетона и арматуры для стропильной балки.

Бетон класса В40, $R_b = 22,0$ МПа, $R_{bt} = 1,40$ МПа.

Продольная рабочая напрягаемая арматура класса А600, $R_{s,n}=600$ МПа; $R_s=520$ МПа.

Продольная рабочая ненапрягаемая арматура класса А400, $R_s=350$ МПа, $R_{sc}=350$ МПа. По таблице IV.1 приложения IV для элемента без предварительного напряжения с арматурой класса А400 находим $\zeta_R = 0,533$ и $\alpha_R = 0,391$.

Поперечная рабочая арматура класса В500, $R_{sw}=300$ МПа.

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры:

$\sigma_{sp} = 500$ МПа < 0,9 $R_{s,n} = 0,9 \cdot 600 = 540$ МПа, и более 0,3 $R_{s,n} = 0,3 \cdot 600 = 180$ МПа, т.е. требования п. 9.1.1[5] удовлетворяются.

Принимаем $\sigma_{sp} = \sigma_{sp} = 500$ МПа.

Назначаем передаточную прочность бетона $R_{bp} = 25$ МПа, удовлетворяющую требованиям п. 6.1.6 [5].

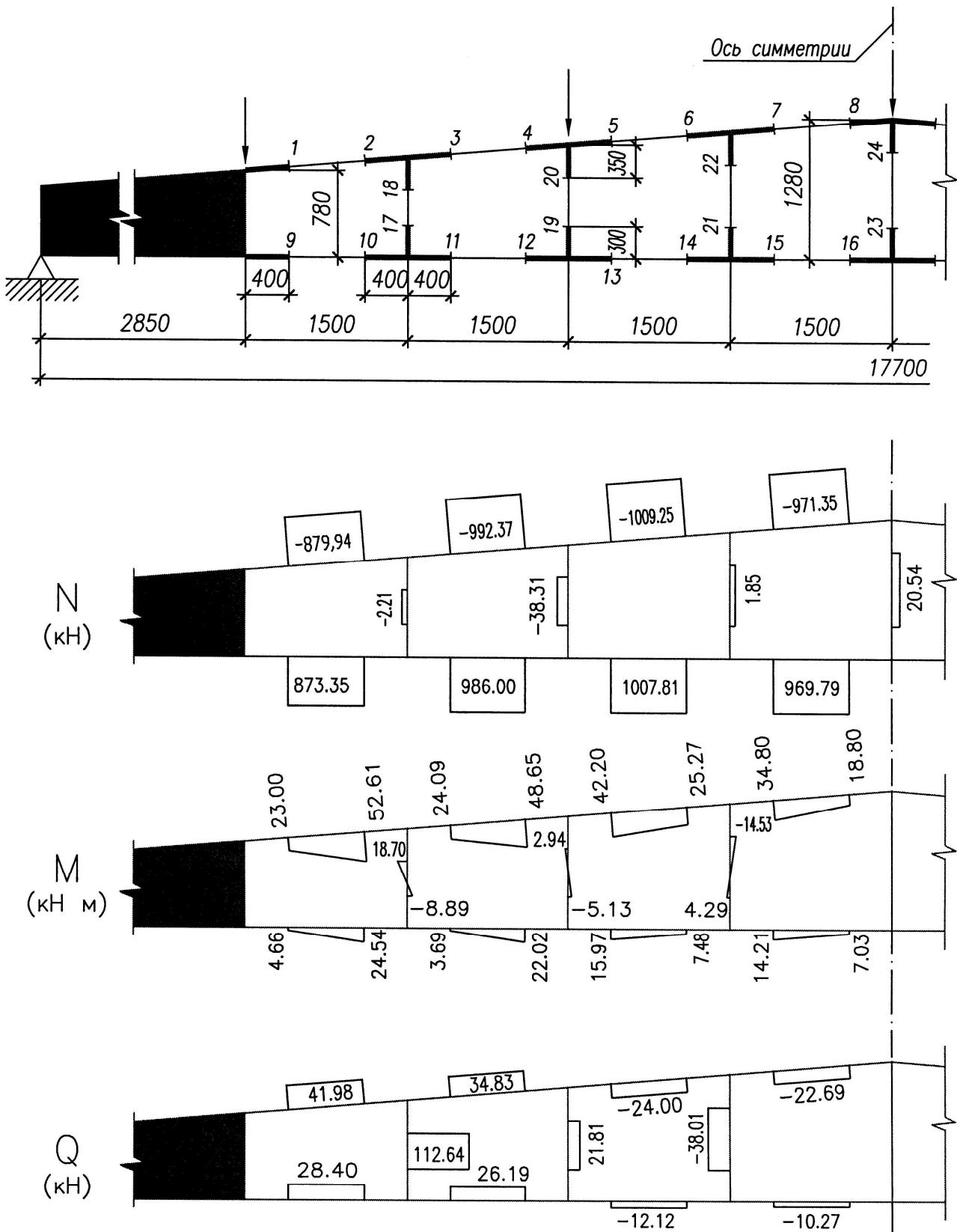


Рис. 3.7. Схема расположения сечений и эпюры усилий в балке

Расчет элементов нижнего пояса балки. Сечение 12, нормальное к продольной оси элемента (рис. 3.8, а) $N = 986,0$ кН, $M = 22,02$ кН·м

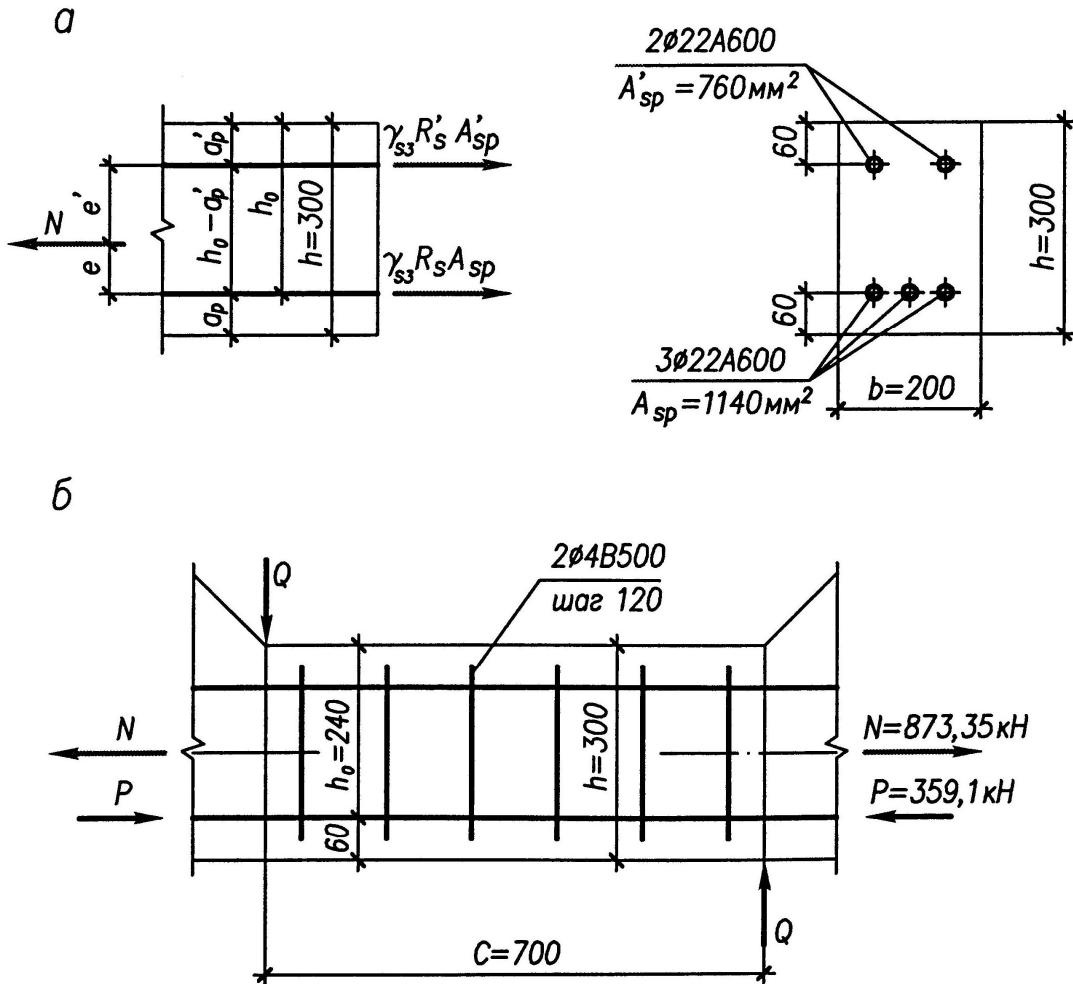


Рис. 3.8. К расчету прочности сечений нижнего пояса балки: а – для определения площади продольной арматуры; б – к проверке прочности по наклонным сечениям

Расчет прочности выполняем согласно п. 3.70[7] с уточнением для предварительно напряженного элемента. Вычисляем эксцентрикитет продольной силы $e_0 = M / N = 22,02 / 986,0 = 0,0223$ м = 22,3 мм. Эксцентрикитеты арматур S_p и S'_p соответственно равны:

$$e' = e_0 + h / 2 - a'_p = 22,3 + 300 / 2 - 60 = 112,3 \text{ мм};$$

$$e = -e_0 + h / 2 - a_p = -22,3 + 300 / 2 - 60 = 67,7 \text{ мм}.$$

Так как $e' = 112,3$ мм < $h_0 - a'_p = 240 - 60 = 180$ мм, то продольная сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре S_p и S'_p и требуемые площади арматур вычисляем по формулам (3.138) и (3.139) [7]:

$$A_{sp} = Ne' / [\gamma_{s3} R_s (h_0 - a'_p)] = 986,0 \cdot 10^3 \cdot 112,3 / [1,1 \cdot 520 (240 - 60)] = 1075 \text{ мм}^2;$$

где $\gamma_{s3} = 1,1$ (см. п. 3.9 [9]).

Принимаем 3Ø22A600, $A_{sp,fact} = 1140 \text{ мм}^2$.

$$A'_{sp} = Ne / [\gamma_s R_s (h_0 - a'_p)] = 986,0 \cdot 10^3 \cdot 67,7 / [1,1 \cdot 520 (240 - 60)] = 648 \text{ мм}^2;$$

Принимаем 2Ø22A600, $A_{sp,fact} = 760 \text{ мм}^2$.

Выполняем расчет прочности наклонного сечения нижнего пояса балки в наиболее загруженном элементе между расчетными сечениями 9 и 10 (см. рис. 3.7 и 3.8, б) в соответствии с п. 3.34 [9] с учетом указаний п. 3.71 [7] на действие поперечной силы $Q = 28,4 \text{ кН}$.

Расчет выполняем с учетом наличия продольной растягивающей силы $N = 873,35 \text{ кН}$ и усилия обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в наиболее растянутой зоне $P = \sigma_{sp2} A_{sp} = 350 \cdot 1140 = 399000 \text{ Н} = 399,0 \text{ кН}$, где $\sigma_{sp2} = 0,7\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 500 = 350 \text{ МПа}$, (коэффициент 0,7 учитывает, что полные потери предварительного напряжения приблизительно будут равны $0,3\sigma_{sp}$).

Примем поперечное армирование по конструктивным соображениям в виде замкнутых двухветвевых хомутов из арматуры диаметром 4 мм класса В500 с максимальным конструктивным шагом $s_w = h_0/2 = 240/2 = 120 \text{ мм}$ ($A_{sw} = 2 \cdot 12,6 = 25,2 \text{ мм}^2$, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$).

Определим коэффициент φ_{nt} по формуле (3.143) [7], принимая:

$$A = bh = 200 \cdot 300 = 60000 \text{ мм}^2;$$

$$\varphi_{nt} = 1 + \frac{N - P}{1,5R_{bt}A} = 1 + \frac{873350 - 399000}{1,5 \cdot 1,4 \cdot 60000} = 4,765.$$

Вычисляем величины M_b и q_{sw} :

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 / \varphi_{nt} = 1,5 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 240^2 / 4,765 = 5,007 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм};$$

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w = 300 \cdot 25,2 / 120 = 63,0 \text{ Н / мм}.$$

Поскольку $q_{sw} > 0,25R_{bt}b / \varphi_{nt} = 0,25 \cdot 1,4 \cdot 200 / 4,765 = 14,69 \text{ Н / мм}$, то M_b не корректируем.

Находим $Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_0 / \varphi_{nt} = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 240 / 4,765 = 7051 \text{ Н} = 7,05 \text{ кН}$.

Так как поперечная сила не изменяется по длине элемента, принимаем длину проекции наклонного сечения равной длине элемента $c = 700 \text{ мм} < 3h_0 = 3 \cdot 240 = 720 \text{ мм}$. Тогда $c_0 = c = 700 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 240 = 480 \text{ мм}$, т.е. $c_0 = 480 \text{ мм}$.

Находим $Q_b = M_b / c = 5,007 \cdot 10^6 / 700 = 7153 \text{ Н} = 7,15 \text{ кН} > Q_{b,min} = 7,05 \text{ кН}$; $Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 63,0 \cdot 0,48 = 22,68 \text{ кН}$.

Таким образом, предельная несущая способность нижнего пояса балки в наиболее опасном наклонном сечении будет равна:

$$Q = Q_b + Q_{sw} = 7,15 + 22,68 = 29,83 \text{ кН} > Q = 28,4 \text{ кН},$$

следовательно, прочность нижнего пояса балки на действие поперечной силы обеспечена. Требования п. 3.36[9] также выполняются, поскольку:

$$s_{w,max} = R_{bt}bh_0^2 / Q = 1,4 \cdot 200 \cdot 240^2 / (28,4 \cdot 10^3) = 567 \text{ мм} > s_w = 120 \text{ мм}.$$

Расчет элементов верхнего пояса балки. Сечение 4, нормальное к продольной оси элемента (рис. 3.9, а), $N = 992,37$ кН, $M = 48,65$ кН·м.

Расчетная длина в плоскости балки, согласно таблице IV.10 приложения IV, будет равна $l_0 = 0,9 \cdot 1,5 = 1,35$ м. Так как $l_0 / h = 1350 / 420 = 3,21 < 4$, то расчет ведем без учета прогиба элемента.

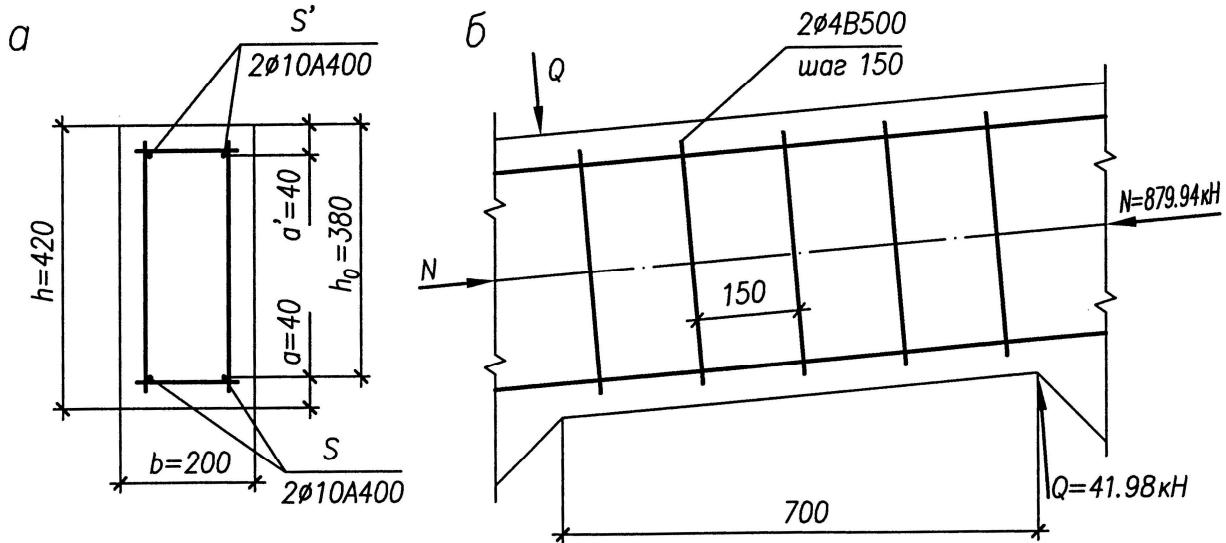


Рис. 3.9. К расчету прочности сечений верхнего пояса балки:

а – для определения площади продольной арматуры;

б – к проверке прочности по наклонным сечениям

Находим $e_0 = M/N = 48,65/992,37 = 0,049$ м = 49 мм. Поскольку случайный эксцентриситет $e_a = h / 30 = 420 / 30 = 14$ мм $< e_0 = 49$ мм, то оставляем для расчета $e_0 = 49$ мм. Тогда эксцентриситет продольного усилия относительно арматуры S будет равен $e = e_a + (h_0 - a') / 2 = 49 + (380 - 40) / 2 = 219$ мм.

Требуемую площадь сечения продольной рабочей арматуры класса А400 ($R_s = R_{sc} = 350$ МПа, $\xi_R = 0,533$ и $\alpha_R = 0,391$) определим согласно п. 3.60 [7] по формулам (3.102) и (3.103):

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{992,37 \cdot 10^3 \cdot 219 - 0,391 \cdot 22 \cdot 200 \cdot 380^2}{350(380 - 40)} = -261 \text{ } \text{мм}^2 < 0;$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s = \frac{0,533 \cdot 22 \cdot 200 \cdot 380 - 992,37 \cdot 10^3}{350} + 0 = -289 \text{ } \text{мм}^2 < 0.$$

Принимаем в сжатой и растянутой зонах конструктивное армирование по 2Ø10A400, $A_s = A'_s = 157 \text{ } \text{мм}^2 > \mu_{min} = 0,001 b h_0 = 0,001 \cdot 200 \cdot 380 = 76 \text{ } \text{мм}^2$.

Элемент 1 – 2, сечение, наклонное к продольной оси (рис. 3.9, б), $Q = 41,98$ кН, $N = 879,94$ кН.

Расчет выполняем согласно пп. 3.41 и 3.52 [7]. Находим коэффициент φ_{n2} по формуле (3.84) [7]:

$$\varphi_{n2} = 1 + 3 \frac{N}{N_b} - 4 \left(\frac{N}{N_b} \right)^2 = 1 + 3 \frac{879,94}{2402,4} - 4 \left(\frac{879,94}{2402,4} \right)^2 = 1 + 1,099 - 0,5366 = 1,562,$$

где $N_b = 1,3R_bA = 1,3 \cdot 22 \cdot 200 \cdot 420 = 2402,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 2402,4 \text{ кН} > N = 878,94 \text{ кН}$.

Проверим условие (3.64) [7]:

$$2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 380 = 266 \cdot 10^3 \text{ Н} = 266 \text{ кН} > Q = 41,98 \text{ кН},$$

т. е. условие выполняется.

Проверим условие (3.65) [7], принимая максимальное конструктивное значение $c = 700 \text{ мм}$:

$$1,5\varphi_{n2}R_{bt}bh_0^2/c = 1,5 \cdot 1,562 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 380^2 / 700 = \\ = 135,3 \cdot 10^3 \text{ Н} = 135,3 \text{ кН} > Q = 41,98 \text{ кН},$$

т. е. и второе условие выполняется. Следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена без поперечной арматуры.

С учетом конструктивных требований для сжатых элементов принимаем поперечную арматуру для верхнего пояса балки диаметром 4 мм класса В500 с шагом, равным $15d = 15 \cdot 10 = 150 \text{ мм}$.

Расчет стоек балки. Стойки решетчатой балки рассчитываются на неблагоприятные сочетания усилий N и M без учета длительности действия нагрузок, так как всегда $l_0/h < 4$. Для примера рассмотрим порядок определения площади сечения продольной арматуры в сжато-изогнутой стойке 17–18 (рис. 3.10), $N = -2,21 \text{ кН}$, $M = 18,70 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $-M = -8,89 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

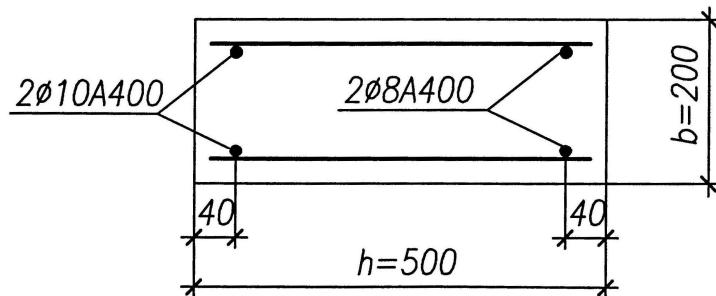


Рис. 3.10. К расчету прочности сечения стойки 17–18

Сначала определим сечение продольной рабочей арматуры у наиболее растянутой грани (слева) при действии изгибающего момента $M = +M = 18,70 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Вычисляем эксцентриситеты e_0 и e :

$$e_0 = M/N = 18,70 / 2,21 = 8,461 \text{ м} = 8461 \text{ мм};$$

$$e = e_0 + (h_0 - a')/2 = 8461 + (460 - 40)/2 = 8671 \text{ мм}.$$

Расчет сечения несимметричной продольной арматуры выполняем по формулам (3.102) и (3.107) [7].

$$A_s' = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{2,21 \cdot 10^3 \cdot 8671 - 0,391 \cdot 22 \cdot 200 \cdot 460^2}{350(460 - 40)} = -2346 \text{ мм}^2 < 0.$$

Поскольку $A_s' < 0$, то расчет ведем без учета сжатой арматуры.

Находим:

$$\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{2,21 \cdot 10^3 \cdot 8671}{22 \cdot 200 \cdot 460^2} = 0,02058;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02058} = 0,0208;$$

тогда:

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - N}{R_s} = \frac{0,0208 \cdot 22 \cdot 200 \cdot 460 - 2,21 \cdot 10^3}{350} = 114 \text{ мм}^2.$$

Принимаем у левой грани 2Ø10A400 ($A_{s,fact} = 157 \text{ мм}^2 > \mu_{min} = 0,001 b h_0 = 0,001 \cdot 200 \cdot 460 = 92 \text{ мм}^2$).

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры у правой грани при действии $M = |-M| = 8,89 \text{ кН}\cdot\text{м}$ по аналогичному расчету составит $A_s = 51,3 \text{ мм}^2$. Принимаем у правой грани 2Ø8A400 ($A_{s,fact} = 101 \text{ мм}^2 > \mu_{min} = 92 \text{ мм}^2$).

Расчет прочности по наклонному сечению опорной части балки. Подбор поперечной арматуры в опорной части балки выполняем согласно пп. 3.32, 3.33 и 3.38 [8] на действие поперечной силы $Q = Q_{max} = 238,86 \text{ кН}$ с учетом усилия обжатия $P = \sigma_{sp2}(A_{sp} + A_{sp}') = 350(1140+760) = 665000 \text{ Н} = 665,0 \text{ кН}$.

Рабочая высота в конце наклонного сечения согласно рисунку 3.11,*a* будет равна:

$$h_0 = h_1 + c/12 - a = 890 + 2850/12 - 132 = 995 \text{ мм},$$

$$\text{где } a = \frac{A_{sp} a_{p1} + A_{sp}' a_{p2}}{A_{sp} + A_{sp}'} = \frac{1140 \cdot 60 + 760 \cdot 240}{1140 + 760} = 132 \text{ мм.}$$

По формуле (3.53а) [9] определяем коэффициент φ_n , для этого, принимая $A_1 = b(h_0 + a) = 200(995 + 132) = 225400 \text{ мм}^2$, вычислим:

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{665000}{22 \cdot 225400} = 0,1341,$$

тогда:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,1341 - 1,16 \cdot 0,1341^2 = 1,194.$$

Определим требуемую интенсивность хомутов, принимая длину проекции наклонного сечения равной расстоянию от опоры до первого груза $c = 2850$ мм и проекцию опасного наклонного сечения $c_0 = 2h_0 = 995 = 1990$ мм.

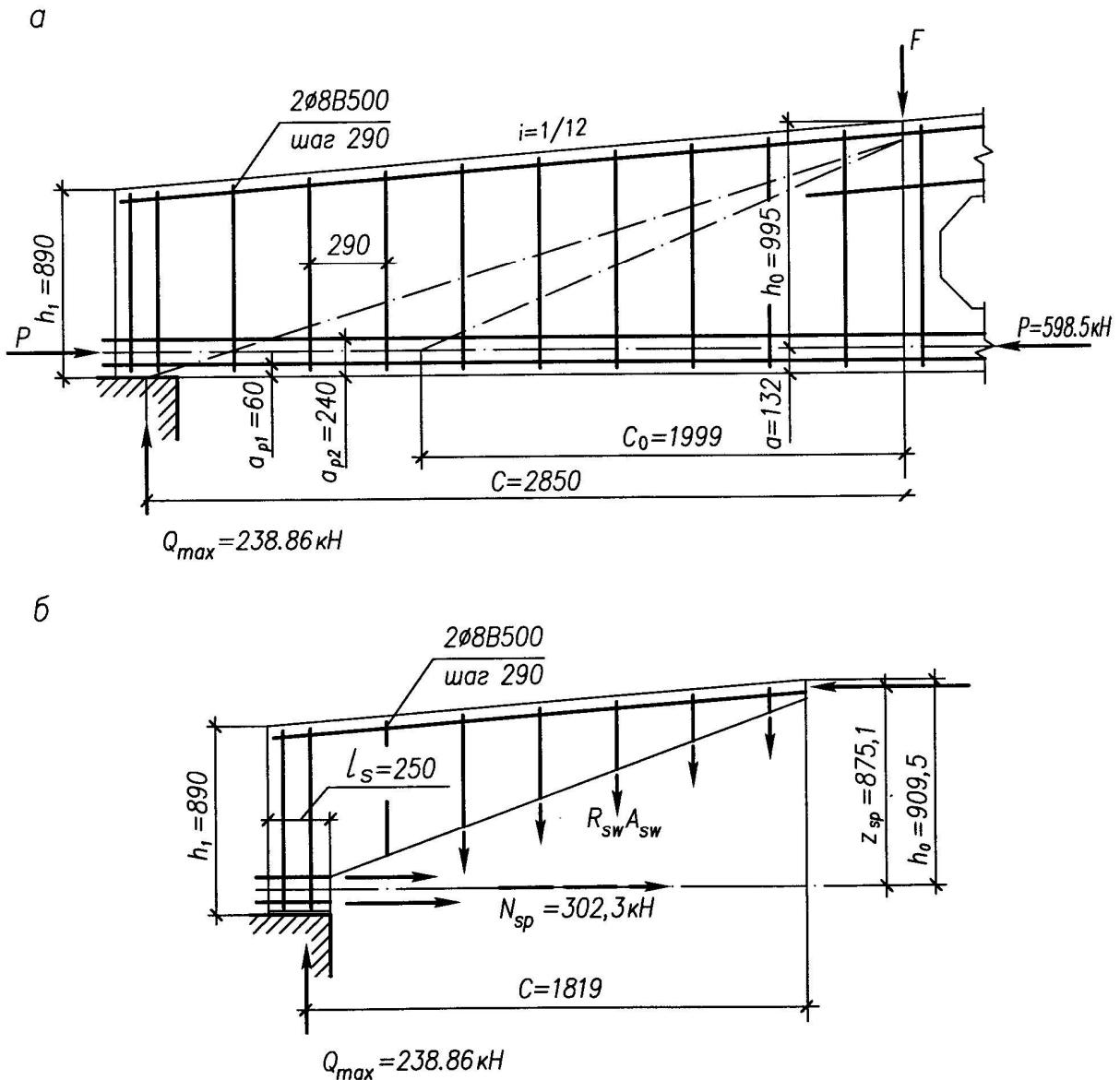


Рис. 3.11. К расчету прочности опорной части балки по наклонным сечениям:
а – на действие поперечной силы; б – на действие изгибающего момента

Вычисляем:

$$\alpha = c/h_0 = 2850/995 = 2,864 < 3; \alpha_0 = c_0/h_0 = 2;$$

$$\varepsilon_{ep} = \frac{1,5}{\alpha} + 0,1875\alpha_0 = \frac{1,5}{2,864} + 0,1875 \cdot 2 = 0,8987;$$

$$\varepsilon = \frac{Q}{\varphi_n R_{bt} b h_0} = \frac{238860}{1,194 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 995} = 0,7241.$$

Поскольку $\varepsilon < \varepsilon_{ep}$, то требуемую интенсивность поперечного армирования вычисляем по формуле (3.57)[9]:

$$q_{sw} = 0,25\varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_{ep}}{\varepsilon} = 0,25 \cdot 1,194 \cdot 1,4 \cdot 200 \frac{0,8987}{0,7241} = 103,7 \text{ Н/мм.}$$

Согласно требованиям п. 5.12 [9] будем армировать опорную часть балки двумя сетками с поперечной арматурой диаметром 8 мм из стали класса В500 ($A_{sw}=101 \text{ мм}^2$, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$). Тогда расчетный шаг поперечных стержней в сетке должен быть не более:

$$s_w = R_{sw} A_{sw} / q_{sw} = 300 \cdot 101 / 103,7 = 292 \text{ мм.}$$

Принимая шаг поперечных стержней $s_w = 290 \text{ мм}$, что не более $0,5h_0$ и не более 300 мм, получим $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w = 300 \cdot 101 / 290 = 104,5 \text{ Н/мм} > 103,7 \text{ Н/мм}$.

Выполним проверку прочности наклонного сечения опорной части балки на действие изгибающего момента (см. рис. 3.11,*б*).

Поскольку продольная напрягаемая арматура не имеет анкеров, усилие в этой арматуре N_{sp} определяем согласно п. 3.43 [9].

Вычисляем коэффициент влияния поперечного обжатия бетона α при $\sigma_b = -F_{sup} / A_{sup} = Q_{max} / (bl_s) = 238,86 \cdot 10^3 / (200 \cdot 250) = 4,78 \text{ МПа}$. Так как $\sigma_b / R_b = 4,78 / 22 = 0,22 < 0,25$, принимаем $\alpha = 1,0$.

По формуле (3.78)[9] находим длину зоны анкеровки напрягаемого стержня Ø22 A600, при $\eta_1 = 2,5$, $\eta_2 = 1,0$, $d_s = 22 \text{ мм}$:

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s = \alpha \frac{R_s}{4\eta_1\eta_2 R_{bt}} d_s = 1,0 \frac{520}{4 \cdot 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,4} 22 = 817 \text{ мм.}$$

Усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой в сечении у грани опоры вычисляем по формуле (3.77) [9]:

$$N_{sp} = R_s (A_{sp} + A'_{sp}) \frac{l_s}{l_{an}} = 520(1140 + 760) \frac{250}{817} = 302,3 \cdot 10^3 \text{ Н} = 302,3 \text{ кН.}$$

Поскольку расстояние от опоры до сосредоточенной силы более $2h_0$, то величину проекции опасного наклонного сечения принимаем равной $2h_0$. С учетом переменной высоты сечения опорной части балки получим $c = 2,4(h_1 - a) = 2,4(890 - 132) = 1819 \text{ мм}$ и $h_0 = 909,5 \text{ мм}$.

Вычисляем плечо внутренней пары сил по формуле:

$$z_{sp} = h_0 - \frac{N_{sp}}{2R_b b} = 909,5 - \frac{302,3 \cdot 10^3}{2 \cdot 22 \cdot 200} = 875,1 \text{ мм}$$

Изгибающий момент на расстоянии c от грани опоры будет равен:

$$M = Q_{max} c = 238,86 \cdot 10^3 \cdot 1819 = 434,5 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{м} = 434,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Момент, воспринимаемый продольной напрягаемой арматурой, составит:

$$M_{sp} = N_{sp} z_{sp} = 302,3 \cdot 10^3 \cdot 875,1 = 264,5 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{м} = 264,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Момент, воспринимаемый поперечной арматурой пересекающей наклонную трещину, вычисляем по формуле (3.75) [9]:

$$M_{sw} = 0,5q_{sw}c^2 = 0,5 \cdot 104,5 \cdot 1819^2 = 172,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 172,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Проверяем условие прочности (3.73) [9]: $M \leq M_{sp} + M_{sw}$.

Так как $M_{sp} + M_{sw} = 264,5 + 172,9 = 437,4 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 434,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то прочность наклонного сечения опорной части балки на действие изгибающего момента обеспечена и не требуется корректировать параметры поперечного армирования.

Вот и закончен требуемый объем расчета и конструирования стропильной решетчатой балки. На рисунке 3.12 дан пример заполнения контрольного талона с необходимыми пояснениями, а на рисунке 3.13. представлены результаты диалога с ЭВМ. При успешной работе Вы получите усилия для заданной колонны из автоматизированного расчета поперечной рамы.

Пример армирования двухскатной решетчатой балки представлен на рисунке 3.14.

3.2.2. Сегментная раскосная ферма

Методические указания. Конструкция железобетонной сегментной раскосной фермы, вследствие жесткости узлов, представляет собой статически неопределенную систему, усилия в элементах которой вычислены ЭВМ или с помощью таблиц. Задачей проектирования являются расчет и конструирование сечений основных элементов фермы и опорного узла.

Размеры сечений элементов фермы принимаются в соответствии с назначенным при компоновке типом опалубочной формы по приложениям VII или VIII.

Максимальные расчетные усилия в элементах фермы выбираются из напечатанных ЭВМ четырех вариантов нагружений или вычисленных по таблицам.

При расчете прочности нижнего пояса и элементов решетки фермы допускается не учитывать непосредственно изгибающие моменты, поскольку при потере несущей способности в этих элементах образуются пластические связи. Расчет прочности элементов верхнего пояса должен выполняться с учетом изгибающих моментов.

Расчет трещиностойкости сечений нижнего пояса сегментной фермы выполняется ЭВМ с учетом неблагоприятного влияния изгибающих моментов.

Расчет и конструирование опорного узла фермы должен соответствовать требованиям [14].

<i>G</i>	ПГС	4 курс п11	гр. I	Код	Верхний пояс	Нижний пояс	Ст.или р.Оп.узел	<i>G</i> (МПа)	<i>R</i> (МПа)	Контр.
Арбузов Г. В.					<i>S2(н.ф)</i>	<i>S1(н.ф)</i>	<i>Sp1(н.ф)</i> <i>Sp2(н.ф)</i>	<i>φ .sw3</i>	<i>φ .bp</i>	сумма
Срок сдачи информации	:	:	:	:	:	:	:	:	:	I
по 3 этапу до 903101 107.03	2.10	4.150	2.10	3.22	2.22	4.120	2.10	8.290	500	25

Пояснения к заполнению контрольного талона:

s1(н.ф) S2(н.ф) – количество и диаметры продольной рабочей арматуры верхнего пояса
(например $2\varnothing 12$ следует записать 2.12);

- φ .sw1* – диаметр (целая часть) и шаг (дробная часть) поперечной арматуры в элементах верхнего пояса, мм;
- sp1(н.ф) Sp2(н.ф)* – количество и диаметры напрягаемой арматуры нижнего пояса;
- φ .sw2* – диаметр и шаг поперечной арматуры в элементах нижнего пояса;
- S3(н.ф)* – количество и диаметр продольной рабочей арматуры у наиболее нагруженной грани сечений стоеч или раскосов;
- φ .sw3* – диаметр и шаг поперечной арматуры в опорной части (узле) стропильной конструкции;
- G* – величина начального предварительного напряжения арматуры, МПа;
- sp* – передаточная прочность бетона, МПа.

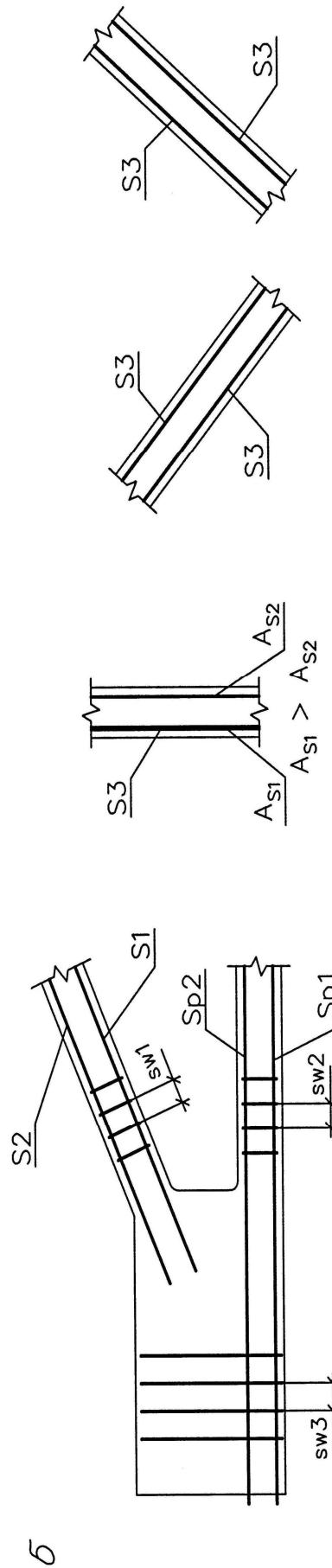


Рис. 3.12. К автоматизированной проверке расчета и конструирования строильной конструкции: *a* – заполненный контрольный талон; *б* – схемы расположения арматуры в сечениях элементов стропильных конструкций

Арбузов Г.В., по Вашим данным в нижнем поясе стропильной балки ширина раскрытия трещин составляет:
 $a_{cr1} = .140 \text{ мм} < 0.3 \text{ мм}$, $a_{cr2} = .149 \text{ мм} < 0.4 \text{ мм}$.

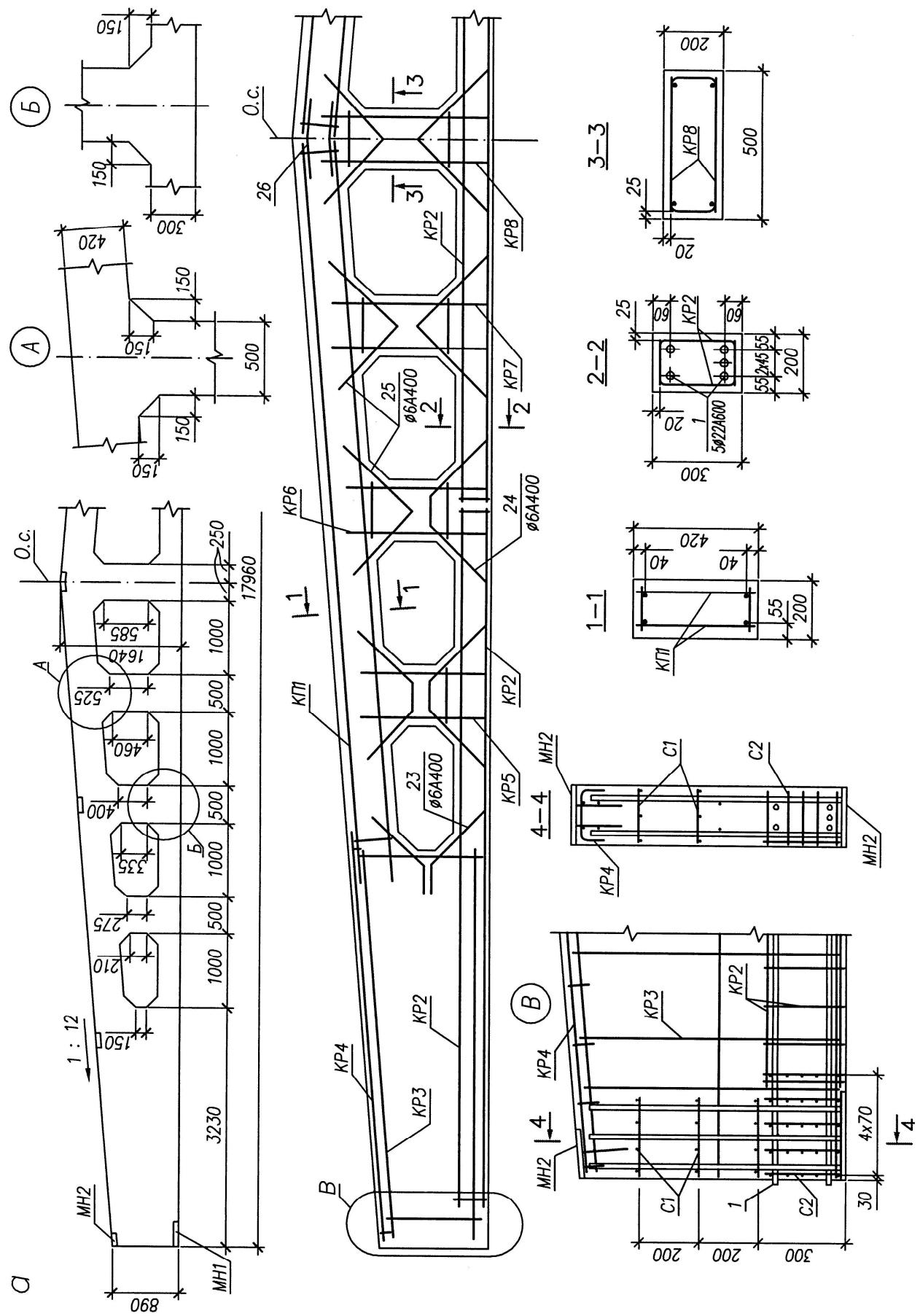
ПГС	4 курс	П11	гр. I	Код	Верхний	пояс	Нижний	пояс	Ст.или р.оп.узел	G(МПа)	Результаты
Арбузов	Г.В.	Из задания	S1(н.ф.)	S2(н.ф.)	Ф. sw1	Sp1(н.ф.)	Ф. sw2	S3(н.ф.)	Ф. sw3	b _p	ошибок
Информация	студента	I	107.03	2.10	4.150	3.22	2.22	4.120	2.10	8.290	I
Результаты	проверки	I	2.10	4.150	3.22	2.22	4.120	2.10	8.290	500.	25.

Вы отлично справились с поставленной задачей,
получите результаты статического расчета поперечной рамы:

К о л о н н а п о о с и <A>

: Н :	у с и л и я в с е ч е н и я х			(силы - в кН ; моменты - в кН.м)		
: О :	1-1			2-2		
: М : Н а г р у з к а	2-2			3-3		
: e :	N	M	N	M	N	M
: p :	N	M	N	M	N	M
1 Постоянная	194.29	19.43	226.07	1.66	250.52	.23
2 Снеговая АБ	90.49	9.05	90.49	6.08	90.49	5.13
3 Снеговая АБ, L	63.35	6.33	63.35	4.26	63.35	3.59
4 Снеговая БВ	.00	.00	.00	.99	.00	1.31
5 Снеговая БВ, L	.00	.00	.00	.69	.00	.92
6 К.АБ Dmax-Dmin	.00	.00	.00	-86.26	.00-114.04	522.41
7 К.АБ Dmin-Dmax	.00	.00	.00	-54.94	.00-72.63	225.52
8 К.БВ Dmax-Dmin	.00	.00	.00	27.49	.00 36.34	104.90
9 К.БВ Dmin-Dmax	.00	.00	.00	-22.55	.00 -29.81	.00 -61.34
10 Кран. Т на А >	.00	.00	.00	-29.40	.00 -17.80	.00 32.60
11 Кран. Т на А <	.00	.00	.00	29.40	.00 17.80	.00 -32.60
12 Кран. Т на Б >	.00	.00	.00	11.72	.00 15.49	.00 31.87
13 Кран. Т на Б <	.00	.00	.00	-11.72	.00 -15.49	.00 -31.87
14 Ветровая слева	.00	.00	.00	.50	.00 6.69	.00 67.67
15 Ветровая справа	.00	.00	.00	-11.39	.00 -18.82	.00 -72.42

Рис. 3.13. Результаты диалога с ЭВМ при автоматизированном расчете строительной конструкции



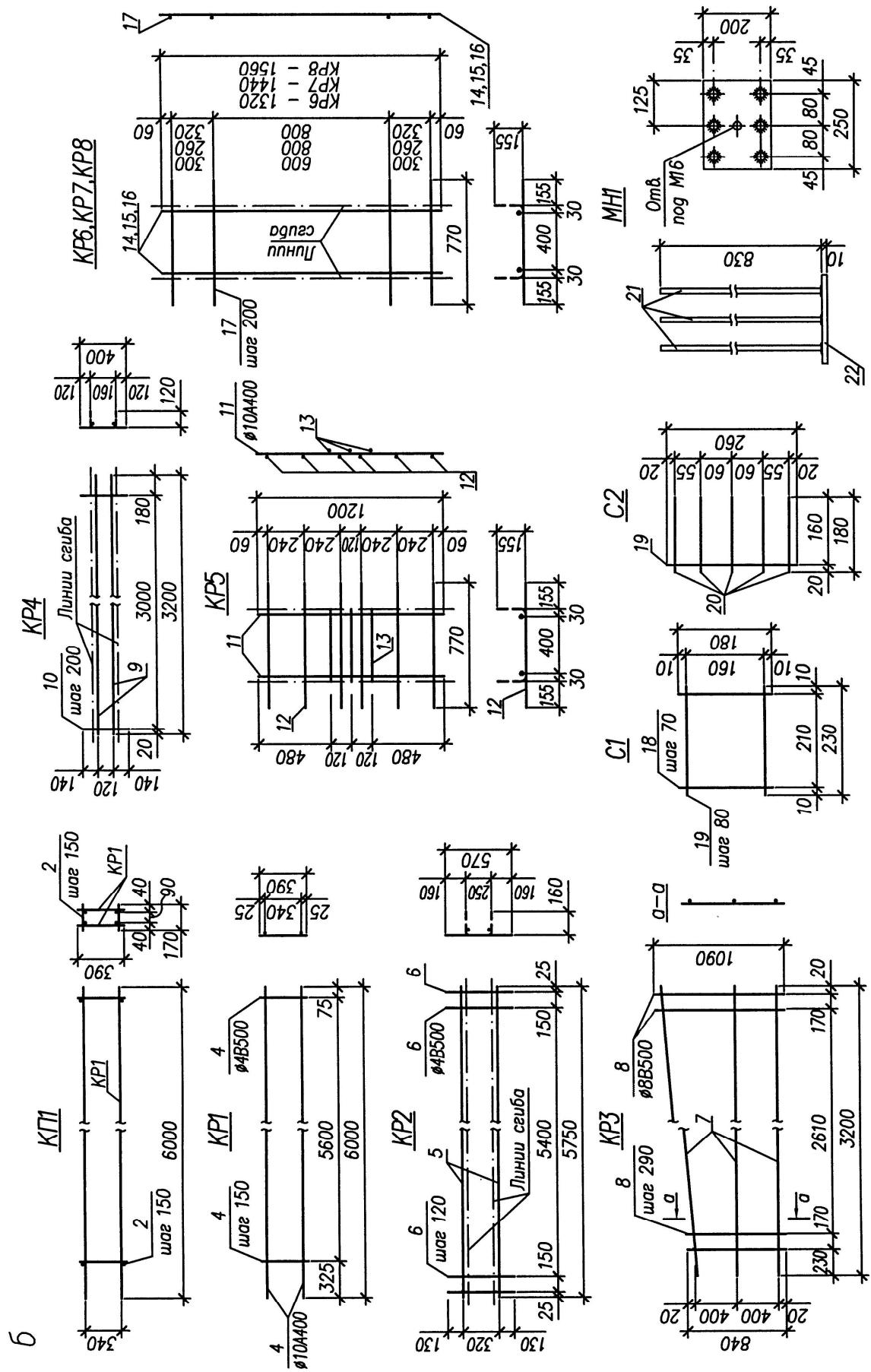


Рис. 3.14. Армирование двухскатной решетчатой балки: а – опалубочные размеры, сечения и схема армирования;
б – арматурные изделия

Продольное армирование всех элементов фермы конструируется симметричным и постоянного сечения по длине элемента. Диаметр стержней сжатой арматуры должен быть не менее 10 мм, а растянутой ненапрягаемой – не менее 8 мм. Поперечная арматура элементов фермы принимается из арматурной стали класса В500. Поперечная арматура в опорном узле проектируется из арматурной стали класса А240 диаметром не менее 6 мм и устанавливаться с шагом не более 100 мм.

Для примера возьмем следующие исходные данные по индивидуальному заданию, напечатанные ЭВМ:

Тип стропильной конструкции и пролет . . .	ФС-24
Класс бетона предв. напряж. конструкций.	В30
Класс арм-ры сборных ненапр. конструкций	А400
Класс предв. напрягаемой арматуры. . . .	К(К-7)

Решение. Воспользуемся результатами автоматизированного статического расчета сегментной раскосной фермы марки 2ФС24, приведенными на рисунке 3.15.

Для анализа напряженного состояния элементов фермы построим эпюры усилий N и M от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузки (снеговая I), как показано на рисунке 3.16.

Характеристики бетона и арматуры для сегментной раскосной фермы.

Бетон класса В30, $R_b = 17,0$ МПа, $R_{bt}=1,15$ МПа, $E_b = 32500$ МПа.

Продольная рабочая напрягаемая арматура класса К1400, $R_{s,n}=1400$ МПа; $R_s = 1215$ МПа, $E_s = 195000$ МПа.

Продольная рабочая ненапрягаемая арматура класса А400, $R_s=350$ МПа, $R_{sc}=350$ МПа, $E_s = 200000$ МПа. По таблице IV.1 приложения IV для элемента без предварительного напряжения с арматурой класса А400 находим $\zeta_R = 0,533$ и $\alpha_R = 0,391$.

Поперечная рабочая арматура класса В500, $R_{sw}=300$ МПа.

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры:

$\sigma_{sp} = 1100$ МПа < $0,8 R_{s,n} = 0,8 \cdot 1400 = 1120$ МПа, и более $0,3 R_{s,n} = 0,3 \cdot 1400 = 420$ МПа, т.е. требования п. 9.1.1[5] удовлетворяются.

Принимаем $\sigma_{sp} = 1100$ МПа.

Назначаем передаточную прочность бетона $R_{bp} = 20$ МПа, удовлетворяющую требованиям п. 6.1.6 [5].

2ФС24 , Q_{max}= 568.09 кН.

постоянная										постоянная+снеговая 1										постоянная+снеговая 2: постоянная+снеговая 3: постоянная+снеговая 4:									
:	:	N	M	Q	:	N	M	Q	:	N	M	Q	:	N	M	Q	:	N	M	Q	:	N	M	Q	:	N	M	Q	
1	-911.61	1.14	6.20-1190.29	1.49	8.10-1111.12	1.39	7.61-1154.72	1.21	8.37-1103.04	1.10	8.08:																		
2	-911.61	13.10	6.20-1190.29	17.11	8.10-1111.12	16.06	7.61-1154.72	17.36	8.37-1103.04	16.67	8.08:																		
3	-921.14	12.39	-6.25-1202.73	16.17	-8.16-1109.25	15.21	-7.43-1137.96	16.46	-8.12-1076.89	15.83	-7.61:																		
4	-921.14	-3.47	-6.25-1202.73	-4.53	-8.16-1109.25	-3.63	-7.43-1137.96	-4.13	-8.12-1076.89	-3.46	-7.61:																		
5	-886.75	-4.62	7.65-1157.83	-6.04	9.98-1067.51	-4.83	8.82-1095.17	-5.32	9.13-1036.21	-4.48	8.25:																		
6	-886.75	14.57	7.65-1157.83	19.03	9.98-1067.51	17.31	8.82-1095.17	17.61	9.13-1036.21	16.23	8.25:																		
7	-987.86	14.37	-6.87-1289.84	18.77	-8.98-1138.98	17.17	-8.21-1185.88	17.41	-8.72-1086.97	16.14	-7.94:																		
8	-987.86	-3.23	-6.87-1289.84	-4.21	-8.98-1138.98	-3.86	-8.21-1185.88	-4.92	-8.72-1086.97	-4.21	-7.94:																		
9	801.10	6.15	.41 1045.99	8.02	.54 976.40	7.61	.57 1014.54	8.47	.40 969.09	8.24	.38:																		
10	801.10	7.89	.41 1045.99	10.31	.54 976.40	10.00	.57 1014.54	10.15	.40 969.09	9.84	.38:																		
11	999.62	6.17	.17 1305.21	8.05	.22 1183.34	8.16	-.05 1210.37	8.21	-.13 1130.82	8.14	-.20:																		
12	999.62	7.04	.17 1305.21	9.19	.22 1183.34	7.94	-.05 1210.37	7.53	-.13 1130.82	7.10	-.20:																		
13	62.10	-1.40	1.26 81.09	-1.82	1.64 62.67	-1.46	1.30 67.92	-1.40	1.24 56.05	-1.18	1.02:																		
14	62.10	1.31	1.26 81.09	1.70	1.64 62.67	1.34	1.30 67.92	1.26	1.24 56.05	1.02	1.02:																		
15	26.08	.00	.00 34.06	.00	.00 30.07	.34	-.26 50.54	.00	.00 38.31	.30	-.22:																		
16	26.08	.00	.00 34.06	.00	.00 30.07	-.35	-.26 50.54	.00	.00 38.31	.30	-.22:																		
17	91.11	-.03	.24 118.96	-.04	.31 96.37	-.03	.30 84.43	-.05	.32 69.68	-.06	.32:																		
18	91.11	.67	.24 118.96	.87	.31 96.37	.85	.30 84.43	.91	.32 69.68	.91	.32:																		
19	-157.06	.39	-.03 -205.08	.50	-.04 -162.05	.42	.00 -161.35	.43	-.01 -133.28	.40	.00:																		
20	-157.06	.28	-.03 -205.08	.36	-.04 -162.05	.41	.00 -161.35	.40	-.01 -133.28	.42	.00:																		
21	-19.57	.06	.15 -25.56	.08	.20 -63.96	.15	.14 -37.41	.10	.15 -63.03	.18	.11:																		
22	-19.57	.64	.15 -25.56	.84	.20 -63.96	.68	.14 -37.41	.69	.15 -63.03	.58	.11:																		

Примечание: Варианты схем снеговых нагрузок даны на рисунке 3.7, а правила знаков для усилий – на рисунке 3.22

Рис. 3.15. Результаты автоматизированного статического расчета сегментной раскосной фермы

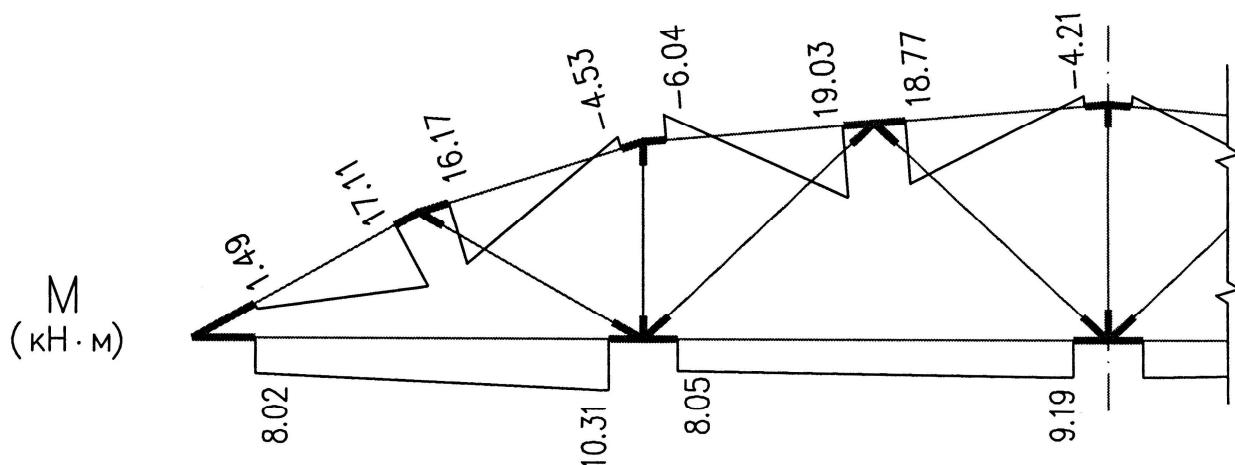
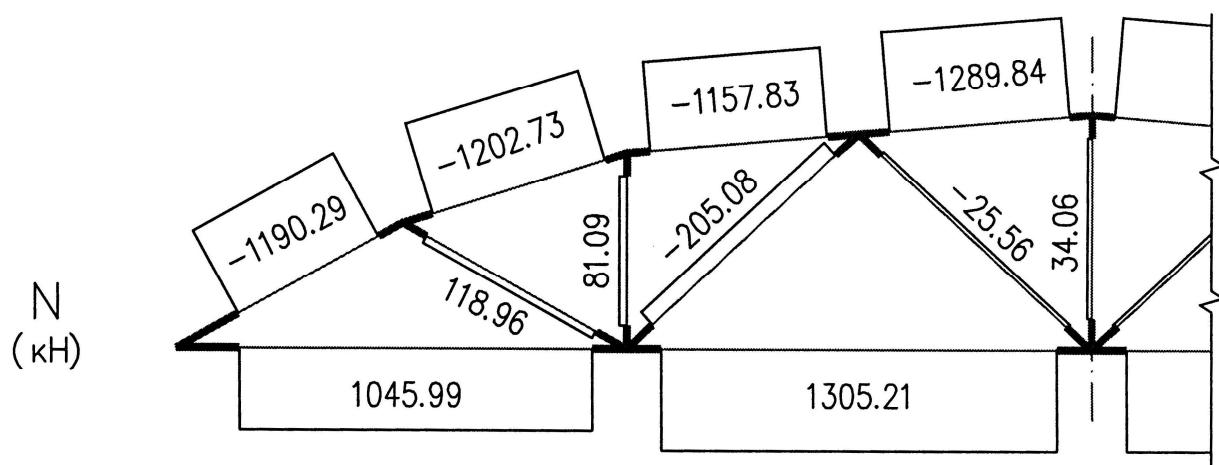
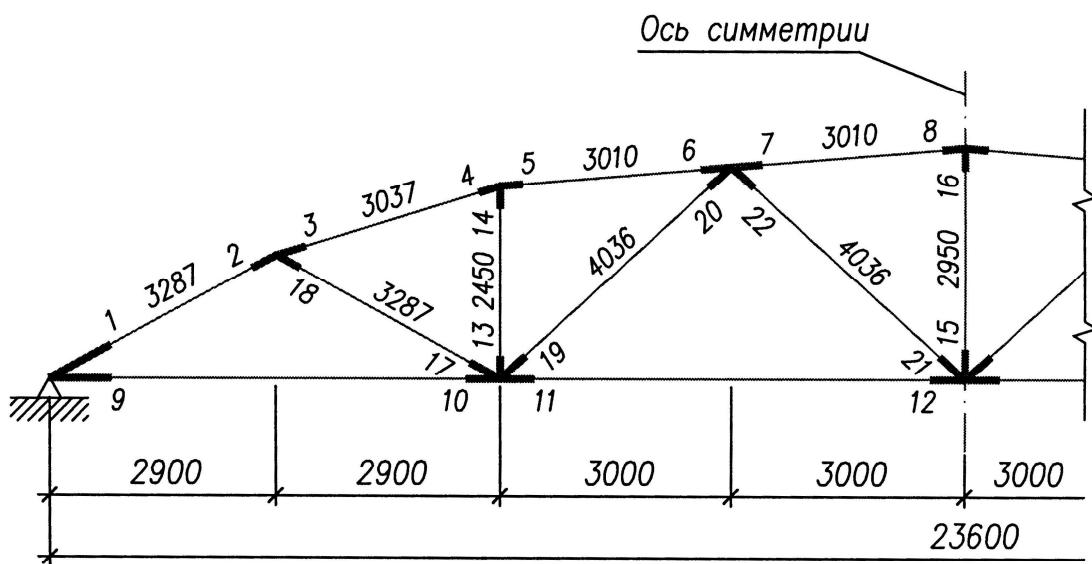


Рис. 3.16. Схема расположения сечений и эпюры усилий N и M в сегментной раскосной ферме

Расчет элементов нижнего пояса фермы. Согласно эпюрам усилий N и M , наиболее неблагоприятное сочетание усилий имеем в сечении номер 12 при $N = 1305,21$ кН и $M = 9,19$ кН·м. Поскольку в предельном состоянии влияние изгибающего момента будет погашено неупругими деформациями арматуры, то расчет прочности выполняем для случая центрального растяжения (рис. 3.17, *a*).

Требуемую площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры находим по формуле (8.19) [5]: $A_{s,tot} = N / (\gamma_{s3} R_s) = 1305,21 \cdot 10^3 / (1,1 \cdot 1215) = 976,6$ мм²,

где $\gamma_{s3} = 1,1$ – коэффициент условий работы для напрягаемой арматуры.

Принимаем 8Ø15K1400 ($A_{s,tot} = 1132,8$ мм² или $A_{sp} = A'_{sp} = 566,4$ мм²).

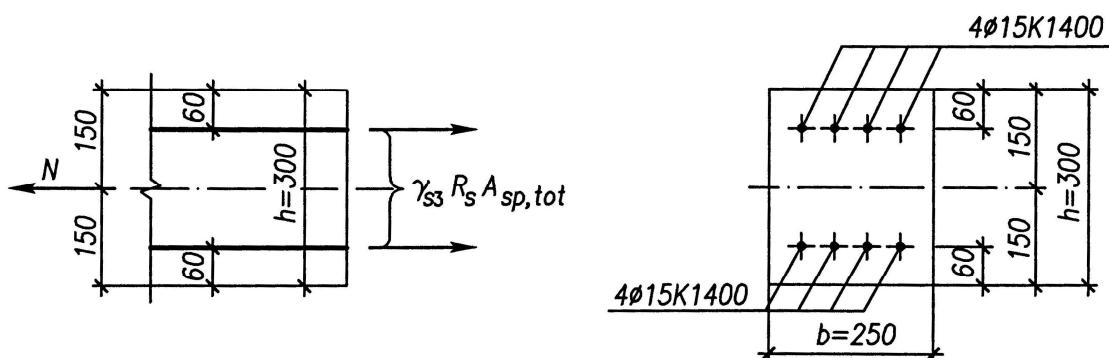


Рис. 3.17. К расчету прочности сечения нижнего пояса сегментной фермы

В соответствии с п. 5.10[9] примем поперечное армирование в виде замкнутых двухветвевых хомутов из арматуры диаметром 5 мм класса В500 с максимальным конструктивным шагом $s_w = 2b = 2 \cdot 250 = 500$ мм < 600 мм.

Расчет элементов верхнего пояса фермы. В соответствии с эпюрами усилий N и M (см. рис. 3.16), наиболее опасным в верхнем поясе фермы будет сечение 7 с максимальным значением продольной силы. Размеры сечения и расположение продольной арматуры дано на рисунке 3.18, *a*.

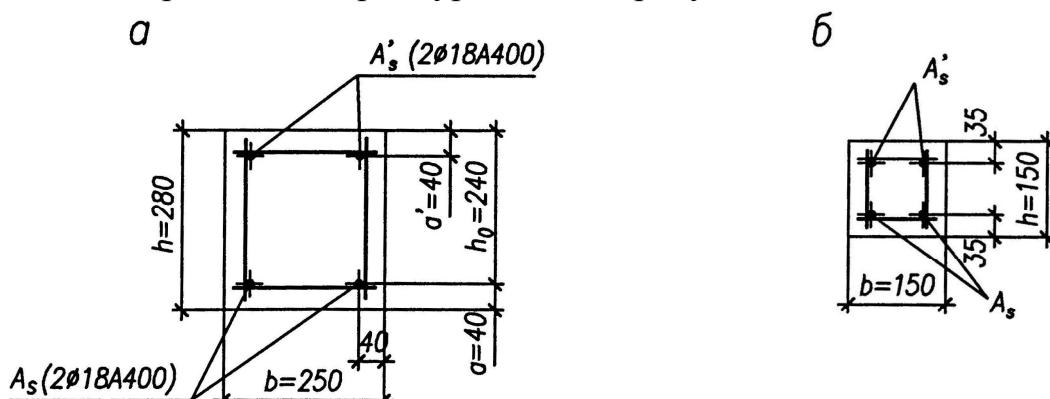


Рис. 3.18. К расчету прочности сечений элементов сегментной фермы:

a – для верхнего пояса; *б* – для стоек и раскосов

Для сечения 7 имеем усилия от расчетных нагрузок: $N = 1289,84$ кН; $M = 18,77$ кН·м. Усилия от постоянной и длительной части снеговой нагрузки вычислим по формулам:

$$N_l = Ng + 0,7(N - N_g) = 987,86 + 0,7(1289,84 - 987,86) = 1199,2 \text{ кН},$$

$$M_l = Mg + 0,7(M - M_g) = 14,37 + 0,7(18,77 - 14,37) = 17,45 \text{ кН·м},$$

где коэффициент 0,7 учитывает долю длительной составляющей снеговой нагрузки.

Находим: расчетную длину элемента (см. табл.IV.10 приложения IV) $l_0 = 0,9$ $l = 0,9 \cdot 3,01 = 2,71$ м; расчетный эксцентризитет $e_0 = M/N = 18,77/1289,84 = 0,01455$ м = 14,55 мм; случайный эксцентризитет: $e_a \geq h/30 = 280/30 = 9,33$ мм, $e_a \geq l/600 = 3010/600 = 5,02$ мм, $e_a \geq 10$ мм, принимаем $e_a = 10$ мм.

Поскольку $e_0 = 14,55$ мм > $e_a = 10$ мм, то расчет прочности верхнего пояса фермы выполняем с учетом влияния прогиба на значение эксцентризита пропольной силы. Согласно п. 3.54[7] определяем коэффициент η . Находим:

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 18,77 + 1289,84 \frac{0,24 - 0,04}{2} = 147,7 \text{ кН·м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 17,45 + 1199,2 \frac{0,24 - 0,04}{2} = 137,4 \text{ кН·м};$$

$$\varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 137,4 / 147,7 = 1,930.$$

Так как $e_0 / h = 14,55 / 280 = 0,052 < 0,15$, принимаем $\delta_e = 0,15$.

В первом приближении принимаем $\mu = 0,015$, находим $\mu\alpha = 0,015 \cdot 6,15 = 0,0922$, где $\alpha = E_s / E_b = 200000 / 32500 = 6,15$.

По формуле (3.89)[7] определим жесткость D :

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \\ = 32500 \cdot 250 \cdot 280^3 \left[\frac{0,0125}{1,883(0,3 + 0,15)} + 0,175 \cdot 0,0922 \left(\frac{240 - 40}{280} \right)^2 \right] = 4,036 \cdot 10^{12} \text{ Н·мм}^2.$$

Отсюда $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4,036 \cdot 10^{12}}{2710^2} = 54179863 \text{ Н} = 5418 \text{ кН}$ огда:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1289,84}{5418}} = 1,312;$$

$$M_\eta = M\eta = 18,77 \cdot 1,312 = 24,63 \text{ Н·м}.$$

Необходимую площадь сечения симметричной арматуры определим согласно п.3.57[7]. Для этого вычислим значения:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1289,84 \cdot 10^3}{17,0 \cdot 250 \cdot 240} = 1,265;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M_\eta + N(h_0 - a')/2}{R_b b h_0^2} = \frac{24,63 \cdot 10^6 + 1289,84 \cdot 10^3 (240 - 40)/2}{17,0 \cdot 250 \cdot 240^2} = 0,628;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{240} = 0,1667.$$

Так как $\alpha_n = 1,265 > \xi_R = 0,533$, то требуемое количество симметричной арматуры определим по формуле (3.94)[7], для чего необходимо вычислить значения ξ_1 , α_s и ξ :

$$\xi_1 = (\alpha_n + \xi_R) / 2 = (1,265 + 0,533) / 2 = 0,898 < 1,0;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,628 - 0,898(1 - 0,898/2)}{1 - 0,1667} = 0,159;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s\xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{1,265(1 - 0,533) + 2 \cdot 0,129 \cdot 0,533}{1 - 0,533 + 2 \cdot 0,159} = 0,968.$$

Тогда получим:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{17,0 \cdot 250 \cdot 240}{350} \cdot \frac{0,628 - 0,968(1 - 0,968/2)}{1 - 0,1667} = 448 \text{ мм}^2.$$

Принимаем S и S' по 2Ø18А400 с $A_s = A'_s = 509 \text{ мм}^2$, тогда:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 509}{250 \cdot 280} = 0,0145,$$

что близко к предварительно принятому значению $\mu = 0,015$ и не требует второго приближения.

Поперечную арматуру конструируем в соответствии с требованиями п. 5.23 [7] из арматуры класса В500 диаметром 5 мм, устанавливаемую с шагом $s_w = 250$ мм, что менее $15d = 15 \cdot 18 = 270$ мм и менее 500 мм.

Расчет элементов решетки. К элементам решетки относятся стойки и раскосы фермы, имеющие все одинаковые размеры поперечного сечения $b = h = 150$ мм для фермы марки 2ФС24 (рис. 3.18, б).

Максимальные усилия для подбора арматуры в элементах решетки определяются из таблицы результатов статического расчета фермы с учетом четырех возможных схем нагружения снеговой нагрузкой.

Раскос 17–18, подвергающийся растяжению с максимальным усилием $N = 118,96$ кН. Продольная ненапрягаемая арматура по индивидуальному заданию

класса А400, $R_s = R_{sc} = 350$ МПа. Требуемая площадь сечения рабочей арматуры по условию прочности составит:

$$A_s = N/R_s = 118,96 \cdot 10^3 / 350 = 340 \text{ мм}^2. \text{ Принимаем } 4\text{Ø}12\text{А400} (A_s = 452 \text{ мм}^2).$$

Раскос 19–20, подвергающийся сжатию с максимальными усилиями $N=205,08$ кН и $N_l = Ng + 0,5(N - N_g) = 157,06 + 0,7(205,08 - 157,06) = 190,67$ кН. Расчетная длина $l_0 = 0,8l = 0,8 \cdot 4,036 = 3,23$ м. Так как $l_0/h = 3,23/0,15 = 21,5 > 20$, то расчет выполняем с учетом влияния прогиба на значение случайного эксцентрикитета продольной силы. Случайный эксцентрикитет находим в соответствии с п. 3.49[7] : $e_a \geq h/30 = 150/30 = 5$ мм, $e_a \geq l/600 = 4036/600 = 6,7$ мм, $e_a \geq 10$ мм, принимаем: $e_0 = e_a = 10$ мм. Тогда случайные изгибающие моменты будут равны: $M = Ne_0 = 205,08 \cdot 0,01 = 2,05$ кН·м, $M_l = N_l e_0 = 190,67 \cdot 0,01 = 1,91$ кН·м.

Согласно п. 3.54[7] определяем коэффициент η . Находим:

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a}{2} = 2,05 + 205,08 \frac{0,115 - 0,035}{2} = 10,25 \text{ кН·м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a}{2} = 1,91 + 190,67 \frac{0,115 - 0,035}{2} = 9,53 \text{ кН·м};$$

$$\varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 9,53 / 10,25 = 1,930.$$

Так как $e_0 / h = 10 / 150 = 0,0667 < 0,15$, принимаем $\delta_e = 0,15$.

В первом приближении принимаем минимальное конструктивное армирование для сжатых элементов фермы 4Ø10А400, $A_{s,tot} = 314$ мм², при этом $\mu = A_{s,tot} / (bh) = 314 / (150 \cdot 150) = 0,014 > 0,004$ при $l_0/h = 21,5$, тогда $\mu\alpha = 0,014 \cdot 6,15 = 0,0861$.

Выполнив вычисления формулам (3.89), (3.87) и (3.89) [7] (см. расчет элементов верхнего пояса фермы) получим следующие значения параметров:

$$D = 3,073 \cdot 10^{11} \text{ Н·мм}^2, N_{cr} = 290,4 \text{ кН}, \eta = 3,402.$$

Необходимую площадь сечения симметричной арматуры определим согласно п.3.57[7]. Для данного примера получим следующие значения расчетных величин: $\alpha_n = 0,699$, $\alpha_{m1} = 0,450$, $\delta = 0,3043$, $\xi_1 = 0,616$, $\alpha_s = 0,0342$ и $\xi = 0,678$.

Так как $\alpha_n = 0,699 > \xi_R = 0,533$, то требуемое количество симметричной арматуры определим по формуле (3.94)[7]:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} = \\ = \frac{17,0 \cdot 150 \cdot 115}{350} \cdot \frac{0,450 - 0,678(1 - 0,678/2)}{1 - 0,3043} = 2,3 \text{ мм}^2 < 157 \text{ мм}^2.$$

Так как по расчету требуемая площадь арматуры менее площади конструктивного армирования, то окончательно оставляем конструктивное армирование $A_s = A'_s = 157$ мм² (по 2Ø10А400).

Аналогично конструктивно армируем остальные сжатые элементы решетки, так как усилия в них меньше, чем в раскосе 19–20.

Расчет и конструирование опорного узла фермы. Схема узла показана на рисунке 3.19. Расчет выполняем в соответствии с рекомендациями [14]. Усилие в нижнем поясе в крайней панели $N = 1046,0$ кН, а опорная реакция $Q = Q_{max} = 568,1$ кН.

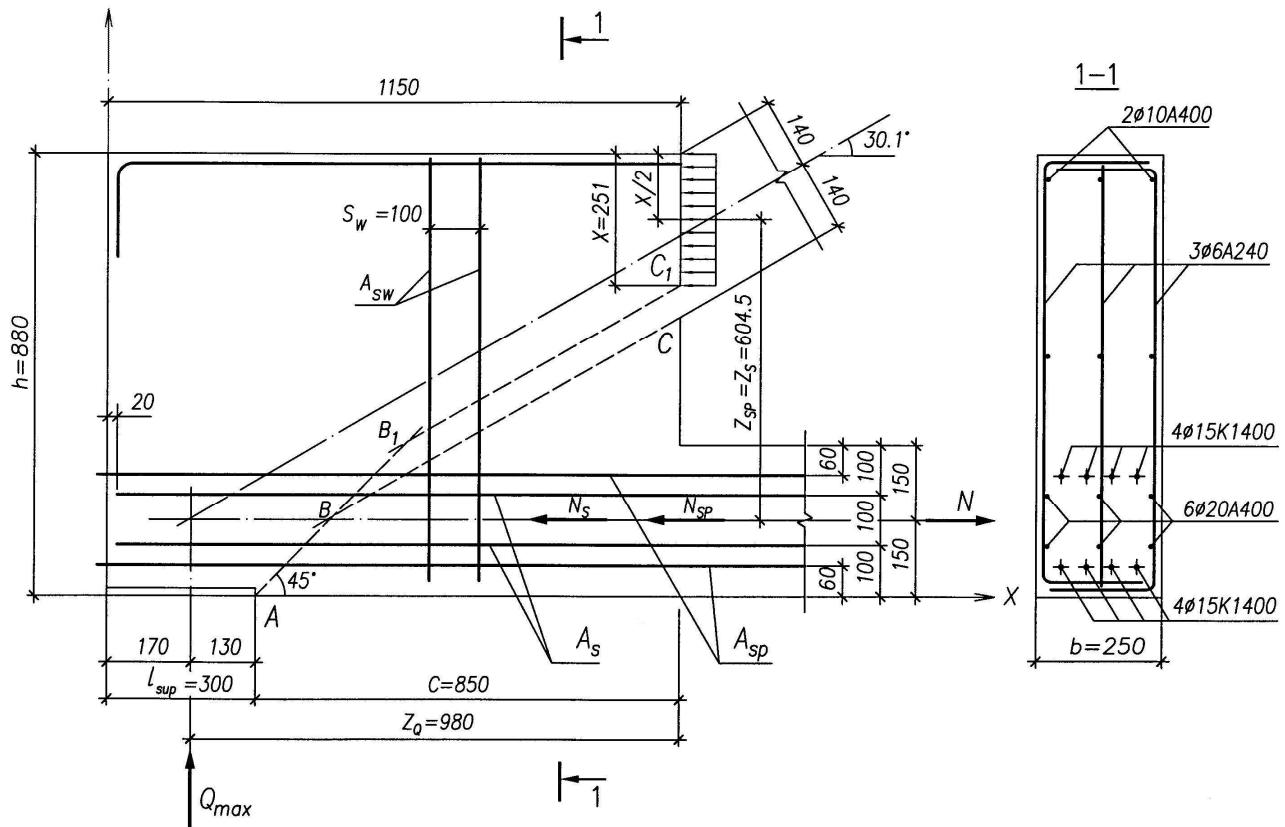


Рис. 3.19. К расчету опорного узла фермы

Проверка прочности опорного узла ведется на нарушение анкеровки арматуры и на изгиб по наклонным сечениям.

Поскольку продольная напрягаемая арматура не имеет анкеров, усилие в этой арматуре N_{sp} определяем согласно п. 3.43 [9].

Определим коэффициент влияния поперечного обжатия бетона α , принимая $\sigma_b = F_{sup} / A_{sup} = Q_{max} / (bl_{sup}) = 568,1 \cdot 10^3 / (250 \cdot 300) = 7,57$ МПа. Поскольку $\sigma_b / R_b = 7,57 / 17 = 0,446 > 0,25$, принимаем $\alpha = 0,75$.

По формуле (3.78)[9] находим длину зоны анкеровки напрягаемого стержня Ø15 K1400, принимая $\eta_1 = 2,2$, $\eta_2 = 1,0$, $d_s = 15$ мм;

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s = \alpha \frac{R_s}{4\eta_1 \eta_2 R_{bt}} d_s = 0,75 \frac{1215}{4 \cdot 2,2 \cdot 1,0 \cdot 1,15} 15 = 1351 \text{ мм.}$$

Выполняем расчет на заанкеривание продольной арматуры при разрушении по возможному наклонному сечению ABC, состоящему из участка AB с наклоном под углом 45° к горизонтали и участка BC с наклоном под углом $30,1^\circ$ к горизонтали (см. приложение VIII).

Координаты точки B по рисунку 3.20 будут равны:

$$y = 151,4 \text{ мм } x = 300 + 151,4 = 451,4 \text{ мм.}$$

Ряды напрягаемой арматуры, считая снизу, пересекают линию ABC при y, равном: для 1-го ряда – 60 мм, $l_x = 300 + 60 = 360$ мм; для 2-го ряда – 240 мм (пересечение с линией BC), $l_x = 604$ мм. Усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой в сечении ABC, вычисляем по формуле:

$$N_{sp} = R_s \sum \frac{l_{xi}}{l_{an}} A_{spi} = 1215 \left(\frac{360}{1351} 566,4 + \frac{604}{1351} 566,4 \right) = 491,04 \cdot 10^3 \text{ Н} = 491,0 \text{ кН.}$$

Из формулы (1) [14] находим усилие, которое должно быть воспринято ненапрягаемой арматурой при вертикальных поперечных стержнях:

$$N_s = N - N_{sp} = 1046,0 - 491,0 = 555,0 \text{ кН.}$$

Требуемое количество продольной ненапрягаемой арматуры заданного класса A400 ($R_s = 350$ МПа) будет равно $A_s = N_s / R_s = 555,0 \cdot 10^3 / 350 = 1586 \text{ мм}^2$. Принимаем $\emptyset 20\text{A}400$, $A_s = 1885 \text{ мм}^2$, что более $A_{s,min} = 0,15 \text{ N} / R_s = 0,15 \cdot 1046 \cdot 10^3 / 350 = 448 \text{ мм}^2$. (Для стержневой напрягаемой арматуры $A_{s,min} = 0,1 \text{ N} / R_s$). Находим длину зоны анкеровки ненапрягаемого стержня $\emptyset 20\text{A}400$, принимая $\eta_1 = 2,5$, $\eta_2 = 1,0$, $d_s = 20$ мм:

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s = \alpha \frac{R_s}{4\eta_1 \eta_2 R_{bt}} d_s = 0,75 \frac{350}{4 \cdot 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,15} 20 = 456 \text{ мм.}$$

Ненапрягаемую арматуру располагаем в два ряда по высоте: 1-й ряд – $y = 100$ мм, пересечение с линией AB при $x = 400$ мм, $l_x = 400 - 20 = 380$ мм; 2-й ряд – $y = 200$ мм, пересечение с линией BC, при $x = 535$ мм, $l_x = 535 - 20 = 515$ мм. Поскольку для 2-го ряда отношение $l_x / l_{an} = 515/456 = 1,13 > 1$, то принимаем его равным 1,0. Тогда усилие, воспринимаемое ненапрягаемой арматурой в сечении ABC, составит:

$$N_s = R_s \sum \frac{l_{xi}}{l_{an}} A_{si} = 350 \left(\frac{380}{456} 942,5 + 1,0 \cdot 942,5 \right) = 604,77 \cdot 10^3 \text{ Н} = 604,8 \text{ кН} > 555,0 \text{ кН,}$$

т.е. принятное количество ненапрягаемой арматуры достаточно для выполнения условия прочности на заанкеривание.

Выполняем расчет опорного узла на действие изгибающего момента, исходя из возможности разрушения по наклонному сечению АВ₁С₁(см. рис. 3.19). В этом случае, при вертикальных хомутах должно удовлетворяться условие (2) [14]:

$$Qz_Q \leq N_{sp}z_{sp} + N_s z_s + q_{sw}c^2 / 2,$$

где $q_{sw} = R_{sw}A_{sw}/s_w$ – усилие в хомутах на единицу длины.

Высоту сжатой зоны бетона определим по формуле $x=(N_{sp}+N_s)/(bR_b)$ способом последовательных приближений, уточняя значения N_{sp} и N_s по положению линии АВ₁С₁ на каждой итерации.

В первом приближении вычислим высоту сжатой зоны при N_{sp} и N_s из предыдущего расчета: $x = (491,0 + 604,8)10^3/(250 \cdot 17,0) = 258$ мм. Точка В₁ будет иметь координаты: $x = 540$ мм, $y = 240$ мм, соответственно получим новое значение $N_{sp} = 461,9$ кН (вычисления опущены).

Во втором приближении: $x = (461,9 + 604,8)10^3/(250 \cdot 17,0) = 251$ мм. Точка В₁ будет иметь координаты: $x = 625$ мм, $y = 325$ мм. Так как все ряды напрягающей и ненапрягаемой арматуры пересекаются снова с линией АВ₁, то значение высоты сжатой зоны окончательно составит: $x = 251$ мм при $N_{sp} = 441,9$ кН и $N_s = 604,8$ кН. Тогда $z_{sp} = z_s = 880 - 150 - 251/2 = 604,5$ мм.

Из условия прочности на действие изгибающего момента в сечении АВ₁С₁ определяем требуемую интенсивность вертикальных хомутов. Поскольку

$$q_{sw} = 2(Qz_Q - N_{sp}z_{sp} - N_s z_s) / c^2 = 2(568,1 \cdot 10^3 \cdot 980 - 461,9 \times 10^3 \cdot 604,5 - 604,8 \cdot 10^3 \cdot 604,5) / 850^2 = -243,8 \text{ Н/мм} < 0,$$

то поперечная арматура по расчету на воздействие изгибающего момента не требуется и устанавливается конструктивно.

Принимаем вертикальные хомуты минимального диаметра 6 мм класса А240 с рекомендуемым шагом $s_w = 100$ мм.

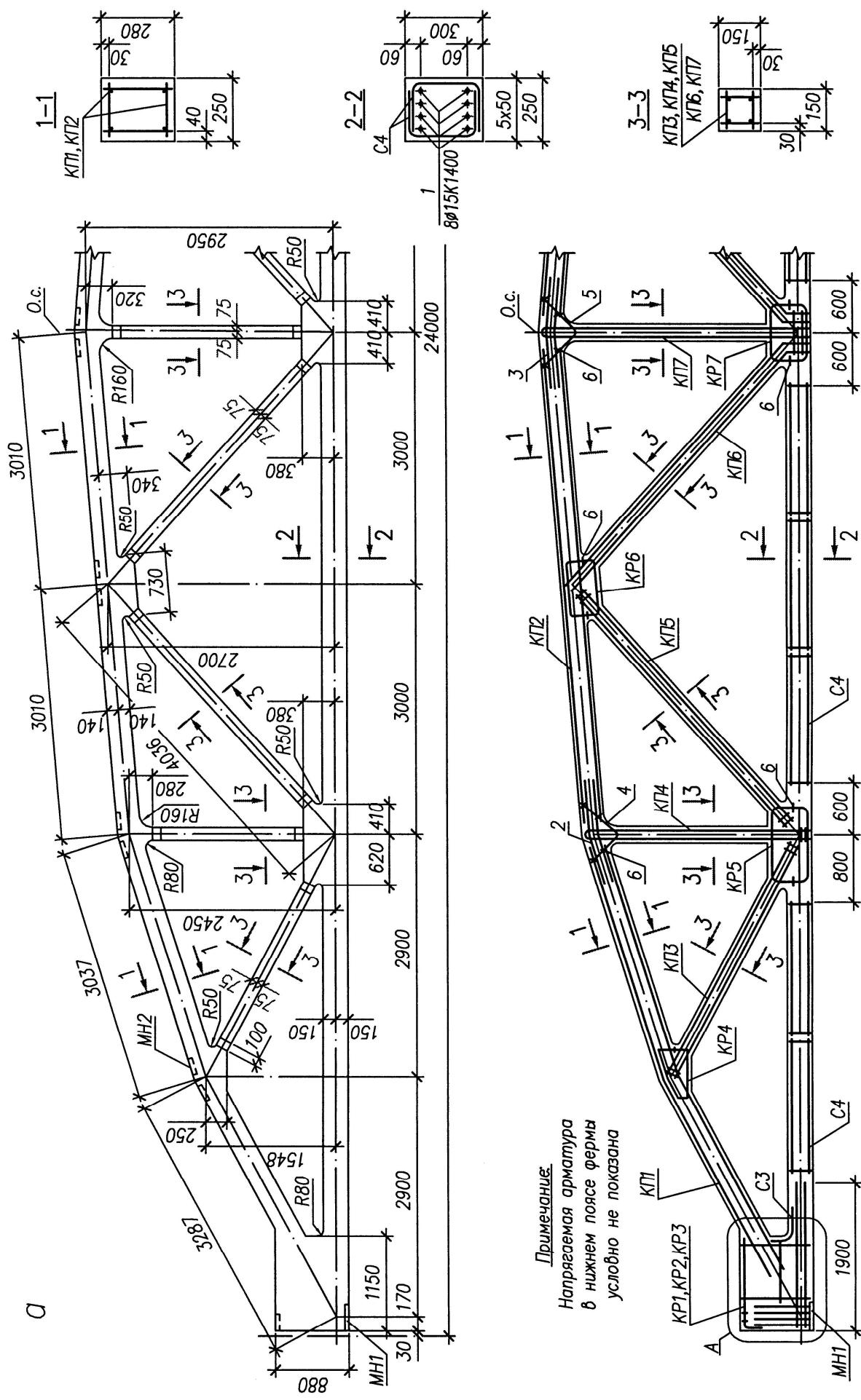
Определяем минимальное количество продольной арматуры у верхней грани опорного узла в соответствии с п. 6.2 [14]:

$$A_s = 0,0005bh = 0,0005 \cdot 250 \cdot 880 = 110 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø10А400, $A_s = 157 \text{ мм}^2$.

Теперь Вы должны заполнить соответствующий контрольный талон для диалога с ЭВМ. Обозначение контролируемых параметров дано на рисунке 3.12.

При успешной самостоятельной работе Вы получите от ЭВМ результаты автоматизированного статического расчета поперечной рамы для заданной колонны. Схема армирования сегментной раскосной фермы приведена на рисунке 3.20.



Примечания

Напрягаемая арматура
в нижнем поясе фермы
условно не показана

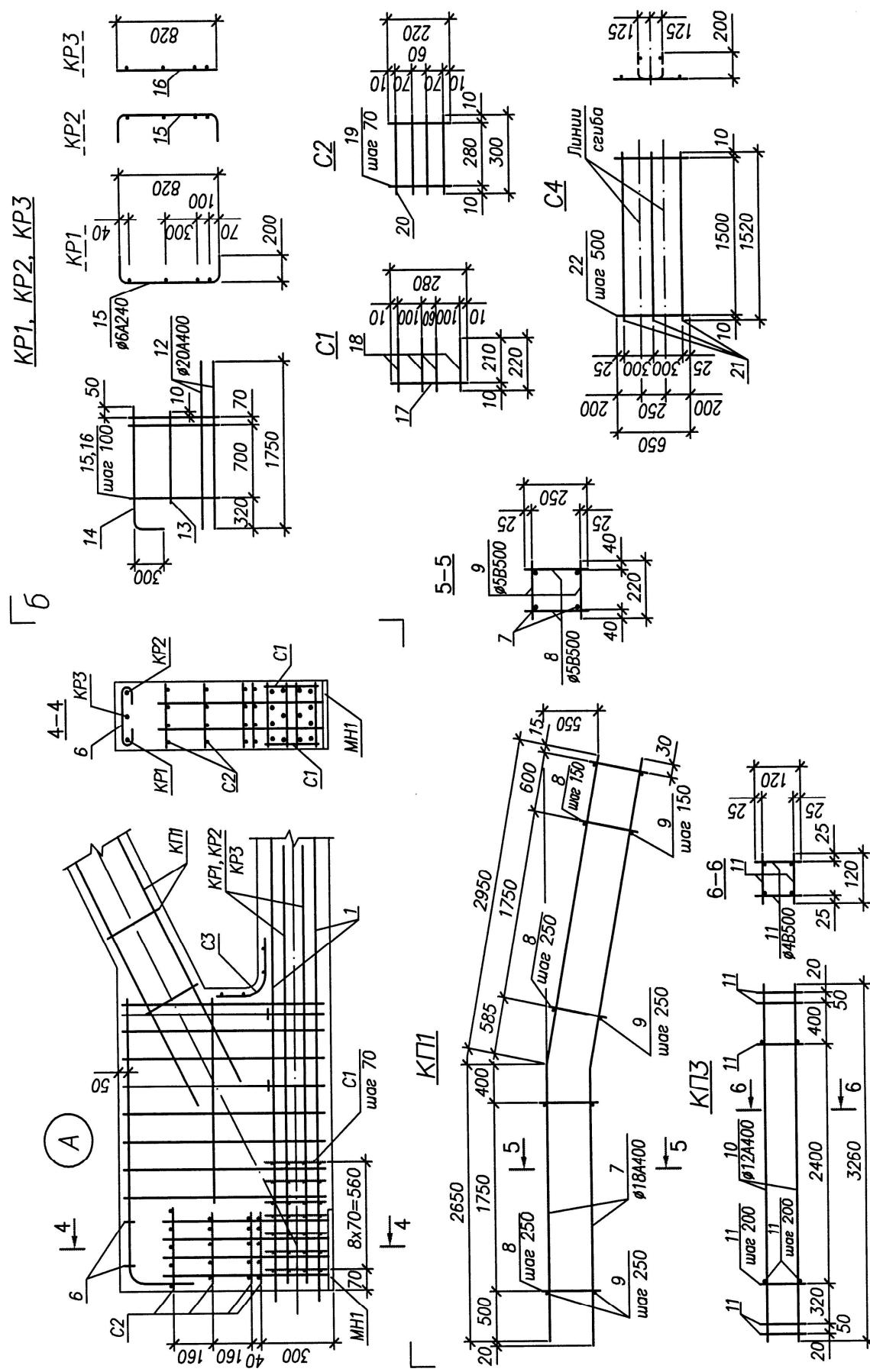


Рис. 3.20. Армирование сегментной раскосной фермы: *a* – опалубочные размеры, сечения и схема армирования;
б – арматурные изделия

3.2.2. Безраскосная ферма

Методические указания. Конструкция безраскосной фермы представляет собой статически неопределенную систему (многоконтурную раму), усилия в элементах которой вычислены ЭВМ или по таблицам без учета неупругих свойств железобетона. В задачу проектирования входят расчет сечений основных элементов фермы с учетом перераспределения усилий и конструирование арматуры. Размеры сечений принимаются в соответствии с назначенным типом опалубочной формы при компоновке поперечной рамы по приложениям IX и X.

При расчете прочности поясов фермы следует учитывать, что в предельном состоянии по несущей способности в наиболее напряженной панели фермы образуются четыре пластических шарнира с перераспределением изгибающих моментов, что должно учитываться снижением максимальных изгибающих моментов в сечениях верхнего пояса на 30 %, в сечениях нижнего пояса на 50 %.

Расчет трещиностойкости сечений нижнего пояса сегментной фермы выполняется ЭВМ с учетом неблагоприятного влияния изгибающих моментов.

Расчет и конструирование опорного узла фермы должен выполняться в соответствии с рекомендациями [14].

Продольное армирование всех элементов фермы конструируется симметричным и постоянного сечения по длине элемента. Диаметр стержней сжатой арматуры должен быть не менее 10 мм, а растянутой ненапрягаемой – не менее 8 мм. Поперечная арматура принимается класса В500. Поперечная арматура в опорном узле проектируется из арматурной стали класса А240 класса диаметром не менее 6 мм и устанавливаться с шагом не более 100 мм.

Для примера возьмем следующие исходные данные по индивидуальному заданию, напечатанные ЭВМ:

Тип стропильной конструкции и пролет . . .	ФБ-18
Класс бетона предв. напряж. конструкций.	В50
Класс арм-ры сборных ненапр. конструкций	А400
Класс предв. напрягаемой арматуры. . . .	Вр

Решение. Воспользуемся результатами автоматизированного статического расчета безраскосной фермы марки ФБ18I, приведенными на рисунке 3.21.

Для анализа напряженного состояния элементов фермы построим эпюры усилий N , M и Q от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузок (снеговая 1), как показано на рисунке 3.22.

ФБ18Г , Q_{max}= 361.43 кН.

Номер сечения	постоянная			постоянная+снеговая 1:постоянная+снеговая 2:постоянная+снеговая 3:постоянная+снеговая 4:											
	N	M	Q	N	M	Q									
1	-512.32	-11.23	7.45	-669.85	-14.68	9.74	-622.72	-13.36	8.84	-642.62	-13.57	8.91	-612.44	-12.78	8.33
2	-511.22	-3.99	23.89	-668.40	-5.22	31.24	-621.46	-4.77	28.83	-641.34	-4.92	29.53	-611.21	-4.63	27.99
3	-510.48	27.41	40.34	-667.44	35.84	52.74	-620.56	33.23	48.82	-640.42	34.13	50.16	-610.34	32.46	47.64
4	-513.06	5.89	-16.66	-670.81	7.70	-21.79	-614.03	12.66	-23.03	-628.59	15.75	-25.85	-592.10	18.92	-26.78
5	-512.32	-17.83	9.16	-669.85	-23.31	11.98	-613.37	-20.43	7.67	-627.94	-21.06	5.80	-591.67	-19.19	3.04
6	-511.95	28.89	34.98	-669.37	37.77	45.74	-613.08	31.09	38.58	-627.74	28.94	37.44	-591.61	24.70	32.86
7	-504.58	14.85	-21.66	-659.73	19.42	-28.32	-589.47	29.42	-33.78	-608.48	22.98	-30.25	-563.07	29.81	-33.80
8	-504.58	-14.09	2.83	-659.73	-18.42	3.70	-589.86	-15.71	-5.15	-608.65	-17.43	-7.1	-563.52	-15.34	-6.50
9	-504.58	21.48	27.32	-659.73	28.09	35.72	-590.25	14.86	23.48	-608.82	20.12	28.84	-563.97	11.88	20.91
10	448.19	-23.14	28.45	586.00	-30.25	37.19	544.90	-28.15	35.06	562.42	-29.13	36.57	536.08	-27.78	35.21
11	448.19	19.81	28.45	586.00	25.91	37.19	544.90	24.79	35.06	562.42	26.10	36.57	536.08	25.39	35.21
12	488.59	-9.83	8.64	638.81	-12.86	11.30	585.87	-5.13	6.70	600.37	-1.60	3.88	566.41	3.38	.93
13	488.59	12.65	8.64	638.81	16.53	11.30	585.87	12.29	6.70	600.37	8.50	3.88	566.41	5.80	.93
14	502.56	-2.30	3.80	657.08	-3.01	4.97	588.30	10.31	-4.58	606.60	2.09	.13	562.17	11.06	-5.90
15	502.56	7.59	3.80	657.08	9.92	4.97	588.30	-1.59	-4.58	606.60	2.42	.13	562.18	-4.27	-5.90
16	-19.80	-20.50	40.39	-25.89	-26.81	52.81	-28.37	-21.47	40.97	-32.69	-20.23	37.95	-34.28	-16.80	30.33
17	-19.80	11.00	40.39	-25.89	14.38	52.81	-28.37	10.48	40.97	-32.69	9.37	37.95	-34.28	6.86	30.33
18	-4.84	-11.71	13.98	-6.33	-15.31	18.27	-11.27	-1.40	2.44	-3.76	-4.65	6.24	-6.83	4.52	-4.22
19	-4.84	11.89	13.98	-6.33	15.55	18.27	-11.27	2.72	2.44	-3.76	5.89	6.24	-6.83	-2.61	-4.22
20	-7.61	.00	.00	-9.95	.00	.00	-8.78	17.32	-16.97	-.25	.00	.00	-3.93	15.47	-15.20
21	-7.61	.00	.00	-9.95	.00	.00	-8.78	-16.29	-16.97	-.25	.00	.00	-3.93	-14.63	-15.20

Примечание: варианты схем снеговых нагрузок даны на рисунке 3.7.

Правила знаков для N и M

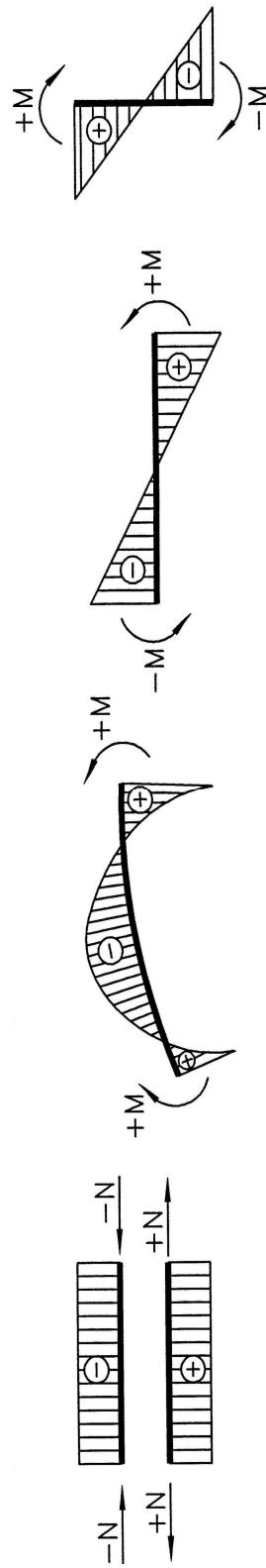


Рис. 3.21. Результаты автоматизированного статического расчета безраскосной фермы

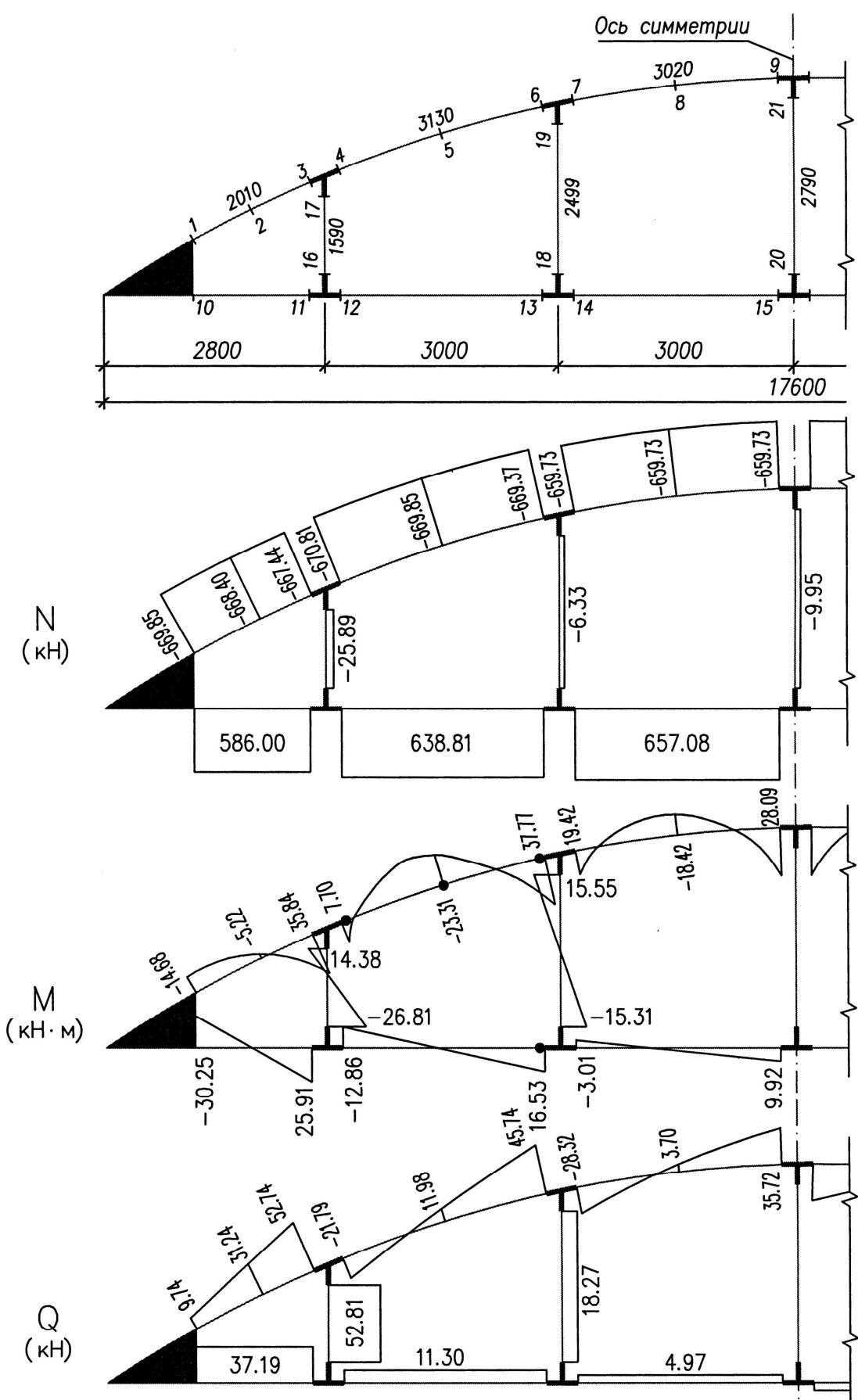


Рис. 3.22. Схема расположения сечений и эпюры усилий N , M и Q в безраскосной ферме

Согласно эпюрам усилий N и M наиболее неблагоприятные сочетания усилий для расчета нормальных сечений верхнего и нижнего поясов фермы имеем в контуре с сечениями 4, 5, 6 и 12, 13, а для расчета прочности наклонных сечений в поясах фермы опасными сечениями будут 3 и 11.

Для расчета прочности стоек следует проанализировать напряженное состояние сечений 16–21 с учетом вариантов схем загружения снеговой нагрузкой. Так, для стойки 16–17 наиболее опасным будет сечение 16 при первой схеме загружения снеговой нагрузкой, а для стойки 20–21 – сечение 20 при второй схеме загружения снеговой нагрузкой.

Характеристики бетона и арматуры для безраскосной фермы.

Бетон класса В50, $R_b = 27,5$ МПа, $R_{bt}=1,6$ МПа, $E_b = 38000$ МПа.

Продольная рабочая напрягаемая арматура класса Вр1200, $R_{s,n}=1200$ МПа; $R_s=1050$ МПа. Продольная рабочая ненапрягаемая арматура класса А400, $R_s=350$ МПа, $R_{sc}=350$ МПа, $E_s = 200000$ МПа. По таблице IV.1 приложения IV для элемента без предварительного напряжения с арматурой класса А400 находим $\zeta_R = 0,533$ и $\alpha_R = 0,391$.

Поперечная рабочая арматура класса В500, $R_{sw}=300$ МПа.

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры:

$\sigma_{sp} = 900$ МПа < 0,8 $R_{s,n} = 0,8 \cdot 1200 = 960$ МПа, и более 0,3 $R_{s,n} = 0,3 \cdot 1200 = 360$ МПа, т.е. требования п. 9.1.1[5] удовлетворяются.

Принимаем $\sigma_{sp} = 900$ МПа.

Назначаем передаточную прочность бетона $R_{bp} = 25$ МПа, удовлетворяющую требованиям п. 6.1.6 [5].

Расчет элементов нижнего пояса фермы. Сечение 13, нормальное к продольной оси элемента (рис. 3.23), $N = 638,81$ кН; $M = 0,5 \cdot 16,53 = 8,265$ кН · м.

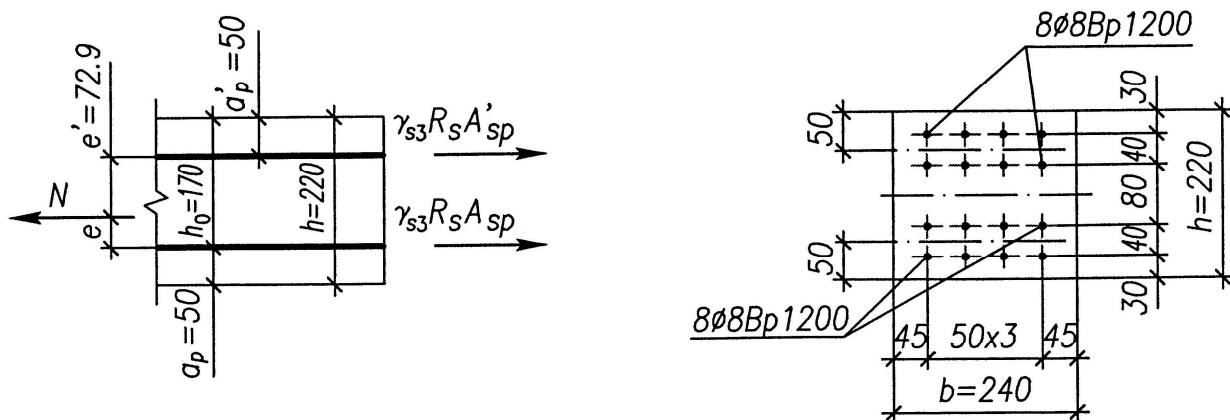


Рис. 3.23. К расчету прочности сечения нижнего пояса безраскосной фермы

Расчет прочности выполняем согласно п. 3.70[7] с уточнением для предварительно напряженного элемента. Вычисляем эксцентрикситет продольной силы $e_0 = M / N = 8,265 / 638,81 = 0,0129$ м = 12,9 мм. Вычисляем эксцентрикситет $e' = e_0 + h / 2 - a'_p = 12,9 + 220 / 2 - 50 = 72,9$ мм.

Так как $e' = 72,9$ мм < $h_0 - a'_p = 170 - 50 = 120$ мм, то продольная сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре S_p и S'_p и требуемую площадь сечения симметричной арматуры определяем по формуле (3.138) [7]:

$$A_{sp} = A'_{sp} = Ne' / [\gamma_{s3} R_s(h_0 - a'_p)] = \\ 638,81 \cdot 10^3 \cdot 72,9 / [1,1 \cdot 1050(170 - 50)] = 336 \text{ мм}^2;$$

где $\gamma_{s3} = 1,1$ (см. п. 3.9 [9]).

Принимаем по 8Ø8Bp1200, $A_{sp,fact} = 402 \text{ мм}^2$;

Выполняем расчет прочности наклонного сечения нижнего пояса фермы в наиболее загруженном элементе между расчетными 10 и 11 (см. рис. 3.22 и 3.24) в соответствии с п. 3.34 [9] с учетом указаний п. 3.71 [7] на действие по-перечной силы $Q = 37,19$ кН.

Расчет выполняем с учетом наличия продольной растягивающей силы $N = 586,0$ кН и усилия обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в наиболее растянутой зоне $P = \sigma_{sp2} A_{sp} = 630 \cdot 402 = 253260 \text{ Н} = 253,26 \text{ кН}$, где $\sigma_{sp2} = 0,7\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 900 = 630 \text{ МПа}$. (Коэффициент 0,7 учитывает, что полные потери предварительного напряжения приблизительно будут равны $0,3\sigma_{sp}$).

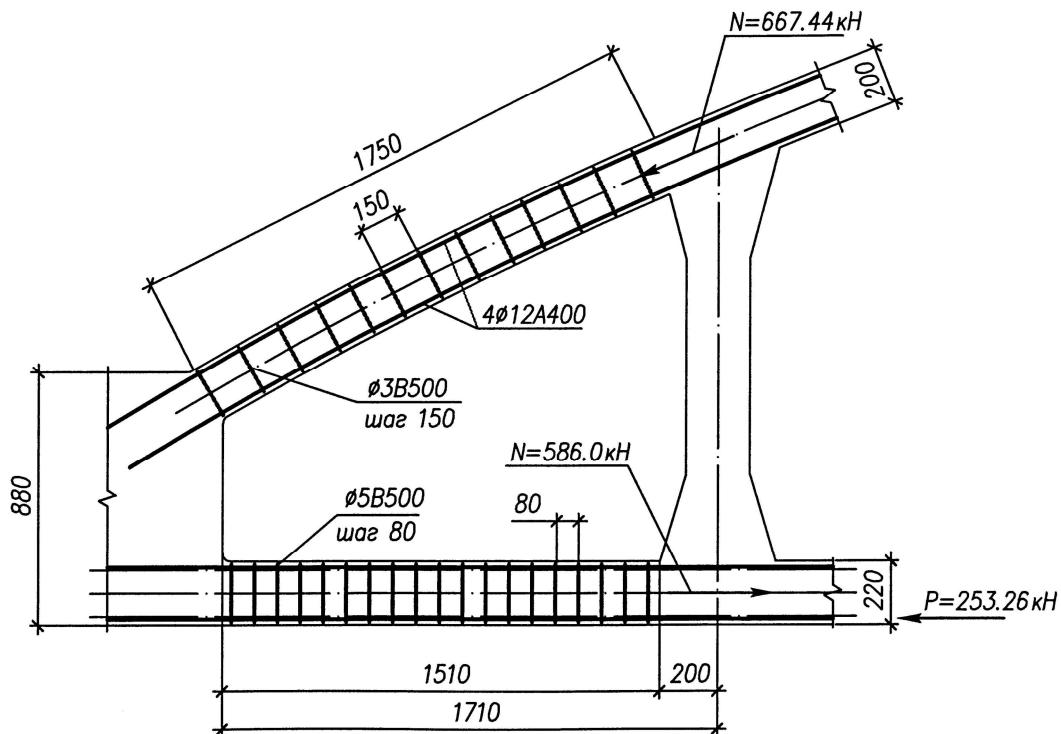


Рис. 3.24. К расчету прочности наклонных сечений поясов безраскосной фермы

Примем поперечное армирование по конструктивным соображениям в виде замкнутых двухветвевых хомутов из арматуры диаметром 5 мм класса В500 с шагом $s_w = 80$ мм $< h_0/2 = 170/2 = 85$ мм ($A_{sw}=2\cdot19,6=39,2 \text{ мм}^2$, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$).

Определим коэффициент φ_{nt} по формуле (3.143) [7], принимая $A = bh = 240\cdot220 = 52800 \text{ мм}^2$:

$$\varphi_{nt} = 1 + \frac{N - P}{1,5R_{bt}A} = 1 + \frac{586000 - 253260}{1,5 \cdot 1,6 \cdot 52800} = 3,626.$$

Вычисляем величины M_b и q_{sw} :

$$M_b = 1,5R_{bt}b h_0^2 / \varphi_{nt} = 1,5 \cdot 1,6 \cdot 240 \cdot 170^2 / 3,626 = 4,59 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм};$$

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w = 300 \cdot 39,2 / 80 = 147,0 \text{ Н}/\text{мм}.$$

Поскольку $q_{sw} > 0,25R_{bt}b / \varphi_{nt} = 0,25 \cdot 1,6 \cdot 240 / 3,626 = 26,47 \text{ Н} / \text{мм}$, то M_b не корректируем.

Находим $Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_0/\varphi_{nt} = 0,5 \cdot 1,6 \cdot 240 \cdot 170 / 3,626 = 9002 \text{ кН} = 9,002 \text{ кН}$.

Так как поперечная сила не изменяется по длине элемента, принимаем длину проекции наклонного сечения равной длине элемента $c = 1510 \text{ мм} > 3h_0 = 3 \cdot 170 = 510 \text{ мм}$, следовательно, $c = 510 \text{ мм}$. Тогда $c_0 = c = 510 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 170 = 340 \text{ мм}$, т.е. $c_0 = 340 \text{ мм}$.

Поскольку $Q_b = M_b / c = 4,59 \cdot 10^6 / 510 = 8053 \text{ Н} = 8,053 \text{ кН} < Q_{b,min} = 9,002 \text{ кН}$, принимаем $Q_b = 9,002 \text{ кН}$; $Q_w = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 147,0 \cdot 0,34 = 37,485 \text{ кН}$.

Таким образом, предельная несущая способность нижнего пояса фермы в наиболее опасном наклонном сечении будет равна:

$$Q = Q_b + Q_{sw} = 9,002 + 37,485 = 46,5 \text{ кН} > Q = 37,19 \text{ кН},$$

следовательно прочность нижнего пояса фермы на действие поперечной силы обеспечена. Требования п. 3.36[9] также выполняются, поскольку:

$$s_{w,max} = R_{bt}bh_0^2 / Q_{max} = 1,6 \cdot 240 \cdot 170^2 / (37,19 \cdot 10^3) = 298 \text{ мм} > s_w = 80 \text{ мм}.$$

Расчет элементов верхнего пояса фермы. Для сечения 6 имеем усилия от расчетных нагрузок: $N = 669,37 \text{ кН}$; $M = 37,77 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Усилия от постоянной и длительной части снеговой нагрузки вычислим по формулам:

$$N_l = N_g + 0,7(N - N_g) = 511,95 + 0,7(669,37 - 511,95) = 622,14 \text{ кН},$$

$$M_l = M_g + 0,7(M - M_g) = 28,89 + 0,7(37,77 - 28,89) = 35,11 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где коэффициент 0,7 учитывает долю длительной составляющей снеговой нагрузки.

Корректируем значения изгибающих моментов:

$$M = 37,77 \cdot 0,7 = 26,44 \text{ кН}\cdot\text{м}, M_l = 35,11 \cdot 0,7 = 24,57 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

где 0,7 – коэффициент, учитывающий перераспределение изгибающих моментов в верхнем поясе фермы.

Геометрические размеры сечения и расположение арматуры дано на рис.3.25, *a*. Расчетная длина элемента в плоскости фермы (см. табл. IV.10 приложения IV), при эксцентризите $e_0 = M/N = 26,44/669,37 = 0,0395 \text{ м} = 39,5 \text{ мм} > h/8 = 200/8 = 25 \text{ мм}$, будет равна $l_0 = 0,8l = 0,8 \cdot 3,13 = 2,504 \text{ м}$.

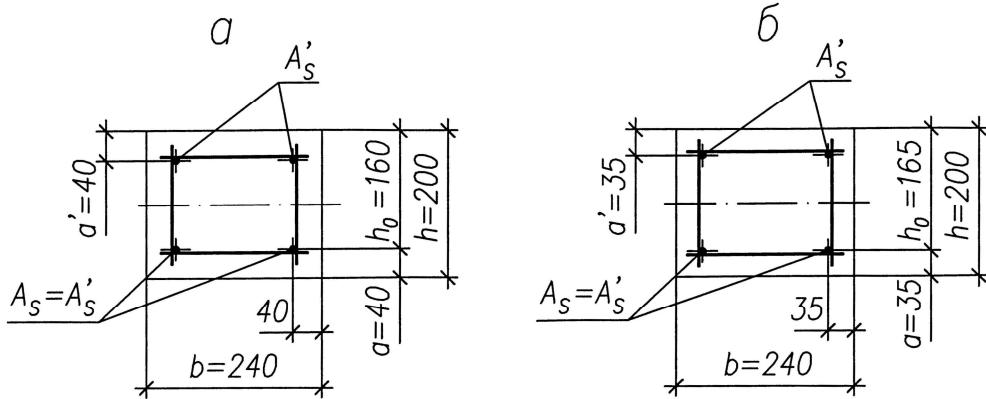


Рис. 3.25. К расчету прочности сечения верхнего пояса и стоек безраскосной фермы: *a* – сечение верхнего пояса; *б* – сечение стойки

Находим случайный эксцентризитет: $e_a = h/30 = 6,7 \text{ мм}$; $e_a = l/600 = 3130/600 = 5,2 \text{ мм}$; $e_a = 10 \text{ мм}$; принимаем наибольшее значение $e_a = 10 \text{ мм}$.

Поскольку $e_0 = 39,4 \text{ мм} > e_a = 10 \text{ мм}$, то оставляем для расчета $e_0 = 39,4 \text{ мм}$. Так как $l_0/h = 2504/200 = 12,52 > 4$, то расчет прочности ведем с учетом влияния прогиба на значение эксцентризита продольной силы.

Согласно п. 3.54[7] определяем коэффициент η . Находим:

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 26,44 + 669,37 \frac{0,16 - 0,04}{2} = 66,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 24,57 + 622,14 \frac{0,16 - 0,04}{2} = 61,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 61,9/66,6 = 1,929.$$

Так как $e_0 / h = 39,5 / 200 = 0,197 > 0,15$, принимаем $\delta_e = 0,197$.

В первом приближении принимаем $\mu = 0,010$, находим $\mu\alpha = 0,010 \cdot 5,263 = 0,05263$, где $\alpha = E_s/E_b = 200000/38000 = 5,263$.

По формуле (3.89)[7] определим жесткость D :

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \\ = 38000 \cdot 240 \cdot 200^3 \left[\frac{0,0125}{1,929(0,3 + 0,197)} + 0,175 \cdot 0,05263 \left(\frac{160 - 40}{200} \right)^2 \right] = 1,193 \cdot 10^{12} \text{ Н}\cdot\text{мм}^2.$$

Отсюда:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 1,216 \cdot 10^{12}}{2504^2} = 1875,9 \cdot 10^3 \text{ H} = 1875,9 \text{ кН},$$

тогда:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{669,37}{1875,9}} = 1,555;$$

$$M_\eta = M\eta = 26,44 \cdot 1,555 = 41,11 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Необходимую площадь сечения симметричной арматуры определим согласно п.3.57[7]. Для этого вычислим значения:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{669,37 \cdot 10^3}{27,5 \cdot 240 \cdot 160} = 0,6339;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M_\eta + N(h_0 - a')/2}{R_b b h_0^2} = \frac{41,11 \cdot 10^6 + 669,37 \cdot 10^3 (160 - 40)/2}{27,5 \cdot 240 \cdot 160^2} = 0,4810;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{160} = 0,25.$$

Так как $\alpha_n = 0,6339 > \zeta_R = 0,533$, то требуемое количество симметричной арматуры определим по формуле (3.94)[7], для чего необходимо вычислить значения ζ_1 , α_s и ζ :

$$\zeta_1 = (\alpha_n + \zeta_R)/2 = (0,6339 + 0,533)/2 = 0,5834 < 1,0;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \zeta_1(1 - \zeta_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,4810 - 0,5834(1 - 0,5834/2)}{1 - 0,25} = 0,0903;$$

$$\zeta = \frac{\alpha_n(1 - \zeta_R) + 2\alpha_s \zeta_R}{1 - \zeta_R + 2\alpha_s} = \frac{0,6339(1 - 0,533) + 2 \cdot 0,0903 \cdot 0,533}{1 - 0,533 + 2 \cdot 0,0903} = 0,6057.$$

Тогда получим:

$$\begin{aligned} A_s = A_s' &= \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \zeta(1 - \zeta/2)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{27,5 \cdot 240 \cdot 160}{350} \cdot \frac{0,4810 - 0,6057(1 - 0,6057/2)}{1 - 0,25} = 236 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Принимаем S и S' по 2Ø14A400 с $A_s = A_s' = 308 \text{ мм}^2$, тогда:

$$\mu = \frac{A_s + A_s'}{bh} = \frac{2 \cdot 308}{240 \cdot 200} = 0,0128,$$

что близко к предварительно принятому значению $\mu = 0,010$ и не требует второго приближения.

Элемент 1 – 2 – 3, сечение наклонное к продольной оси $Q_1 = 9,74$ кН; $Q_{max} = Q_3 = 52,74$ кН; $N = 667,44$ кН. Длина элемента $l_{1-3} = 1,75$ м (см. рис. 3.24).

Расчет выполняем согласно пп. 3.41 и 3.52 [7]. Находим коэффициент φ_{n2} по формуле (3.84) [7]:

$$\varphi_{n2} = 1 + 3 \frac{N}{N_b} - 4 \left(\frac{N}{N_b} \right)^2 = 1 + 3 \frac{667,44}{1716} - 4 \left(\frac{667,44}{1716} \right)^2 = 1 + 1,167 - 0,605 = 1,562,$$

где $N_b = 1,3R_bA = 1,3 \cdot 27,5 \cdot 240 \cdot 200 = 1716 \cdot 10^3$ Н = 1716 кН.

Проверим условие (3.64) [7]: $2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,6 \cdot 240 \cdot 160 = 153,6 \cdot 10^3$ Н = = 153,6 кН > $Q_{max} = 52,74$ кН, т. е. условие выполняется.

Проверим условие (3.65) [7], принимая максимальное значение $c = c_{max} = 3h_0 = 3 \cdot 160 = 480$ мм и значение поперечной силы в конце наклонного сечения $Q = Q_3 - c(Q_3 - Q_1)/l_{1-3} = 52,74 - 0,48(52,74 - 9,74)/1,75 = 40,95$ кН, тогда получим:

$$1,5\varphi_{n2}R_{bt}bh_0^2/c = 1,5 \cdot 1,562 \cdot 1,6 \cdot 240 \cdot 160^2 / 480 = \\ = 47,98 \cdot 10^3 \text{ Н} = 47,98 \text{ кН} > Q = 40,95 \text{ кН},$$

т. е. и второе условие выполняется. Следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена без поперечной арматуры.

С учетом конструктивных требований для сжатых элементов принимаем поперечную арматуру для верхнего пояса фермы диаметром 4 мм класса Вр500 с шагом $200 \text{ мм} < 15d = 15 \cdot 14 = 210$ мм.

Расчет стоек фермы. Стойки безраскосной фермы рассчитываются на неблагоприятные сочетания усилий N и M . Для примера рассмотрим порядок определения площади сечения продольной арматуры в сжато–изогнутой стойке 16 – 17 (см. рис. 3.22 и 3.25, б), $N=25,89$ кН; $M = |M_{max}| = 26,81$ кН·м.

Расчетная длина $l_0 = 0,8l = 0,8 \cdot 1,590 = 1,272$ м. Находим случайный эксцентрикитет: $e_a = h/30 = 200/30 = 6,7$ мм; $e_a = l/600 = 1590/600 = 2,65$ мм; $e_a = 10$ мм; принимаем наибольшее значение $e_a = 10$ мм.

Поскольку $e_0 = M/N = 26,81/25,89 = 1,036$ м = 1036 мм > $e_a = 10$ мм, то оставляем для расчета $e_0 = 1036$ мм. Так как $l_0/h = 1272/200 = 6,36 > 4$, то расчет прочности ведем с учетом влияния прогиба на значение эксцентрикитета продольной силы.

Согласно п. 3.54[7] определяем коэффициент η при $\varphi_l = 1,929$.

Так как $e_0 / h = 1036 / 200 = 5,18 > 0,15$, принимаем $\delta_e = 5,18$.

В первом приближении принимаем $\mu = 0,025$, находим

$$\mu\alpha = 0,025 \cdot 5,263 = 0,1316, \text{ где } \alpha = E_s/E_b = 200000/38000 = 5,263.$$

Выполнив вычисления формулам (3.89), (3.87) и (3.89) [7] (см. расчет элементов верхнего пояса фермы) получим следующие значения параметров:

$$D = 7,962 \cdot 10^{11} \text{ Н}\cdot\text{мм}^2, N_{cr} = 4852 \text{ кН}, \eta = 1,005,$$

тогда:

$$M_\eta = M\eta = 26,81 \cdot 1,005 = 26,94 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Необходимую площадь сечения симметричной арматуры определим согласно п.3.57[7]. Для этого вычислим значения:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{25,89 \cdot 10^3}{27,5 \cdot 240 \cdot 165} = 0,02377;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M_\eta + N(h_0 - a')/2}{R_b b h_0^2} = \frac{26,94 \cdot 10^6 + 25,89 \cdot 10^3 (165 - 35)/2}{27,5 \cdot 240 \cdot 165^2} = 0,1594;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{35}{165} = 0,2121.$$

Так как $\alpha_n = 0,02377 < \zeta_R = 0,533$, то требуемое количество симметричной арматуры определим по формуле (3.93)[7]:

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{27,5 \cdot 240 \cdot 165}{350} \cdot \frac{0,1594 - 0,02377(1 - 0,02377/2)}{1 - 0,2121} = 536 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

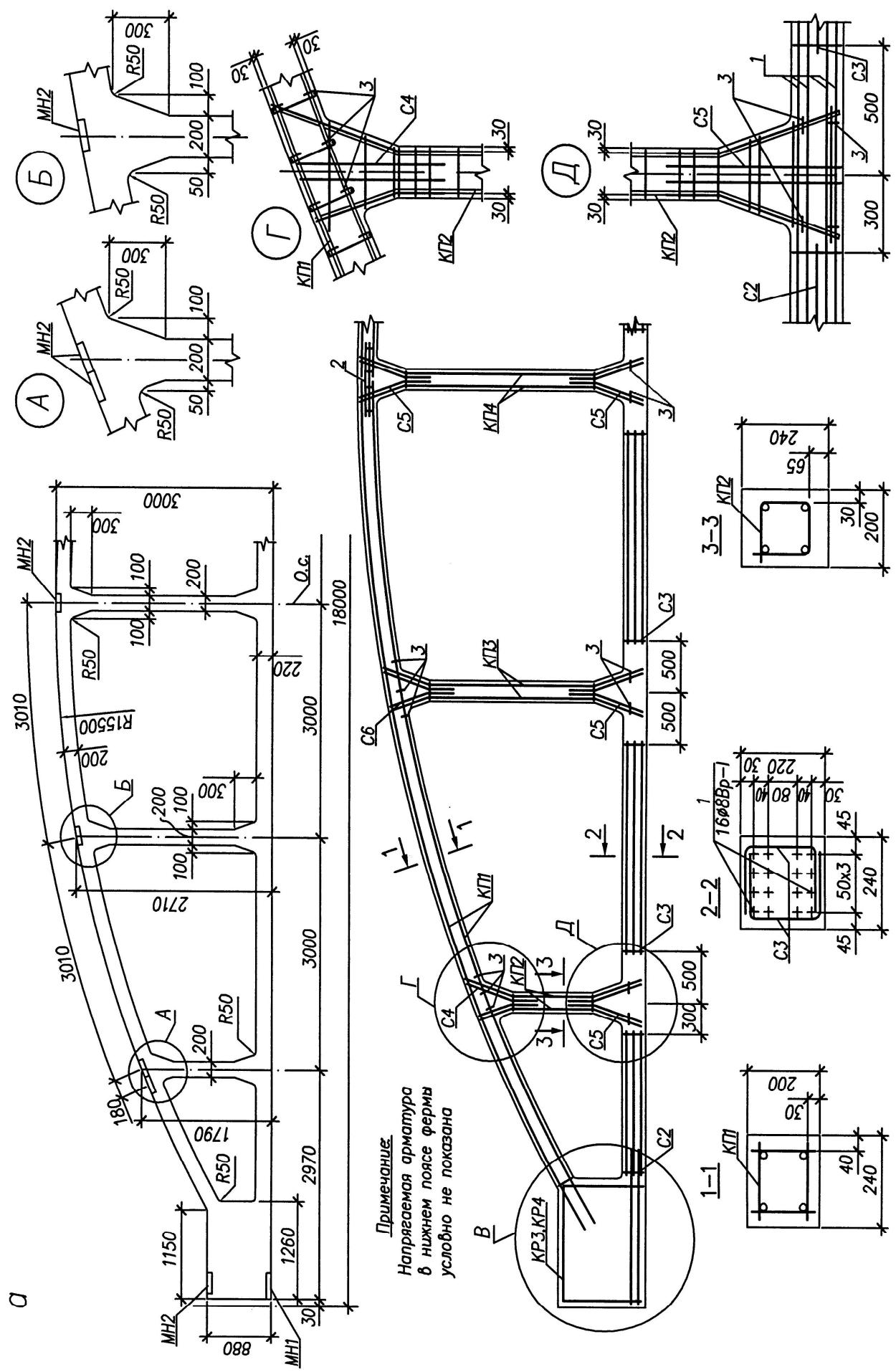
Принимаем $A_s = A'_s = 628 \text{ мм}^2$ (2Ø20A400), при этом $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 628}{240 \cdot 200} = 0,026$, что близко к предварительно принятому значению $\mu = 0,025$ и не требует второго приближения.

Аналогично рассчитываются и конструируются остальные стойки фермы. По заданию требуется выполнить еще расчет и конструирование опорного узла фермы, для чего следует руководствоваться примером расчета опорного узла сегментной фермы, приведенным в п. 3.2.2.

Пример заполнения контрольного талона к расчету стропильной конструкции с обозначением контролируемых параметров дан на рисунке 3.12.

При успешной самостоятельной работе можно получить от ЭВМ в награду результаты автоматизированного статического расчета поперечной рамы для проектируемой по индивидуальному заданию колонны.

Пример армирования безраскосной фермы по результатам предыдущего расчета приведен на рисунке 3.26.



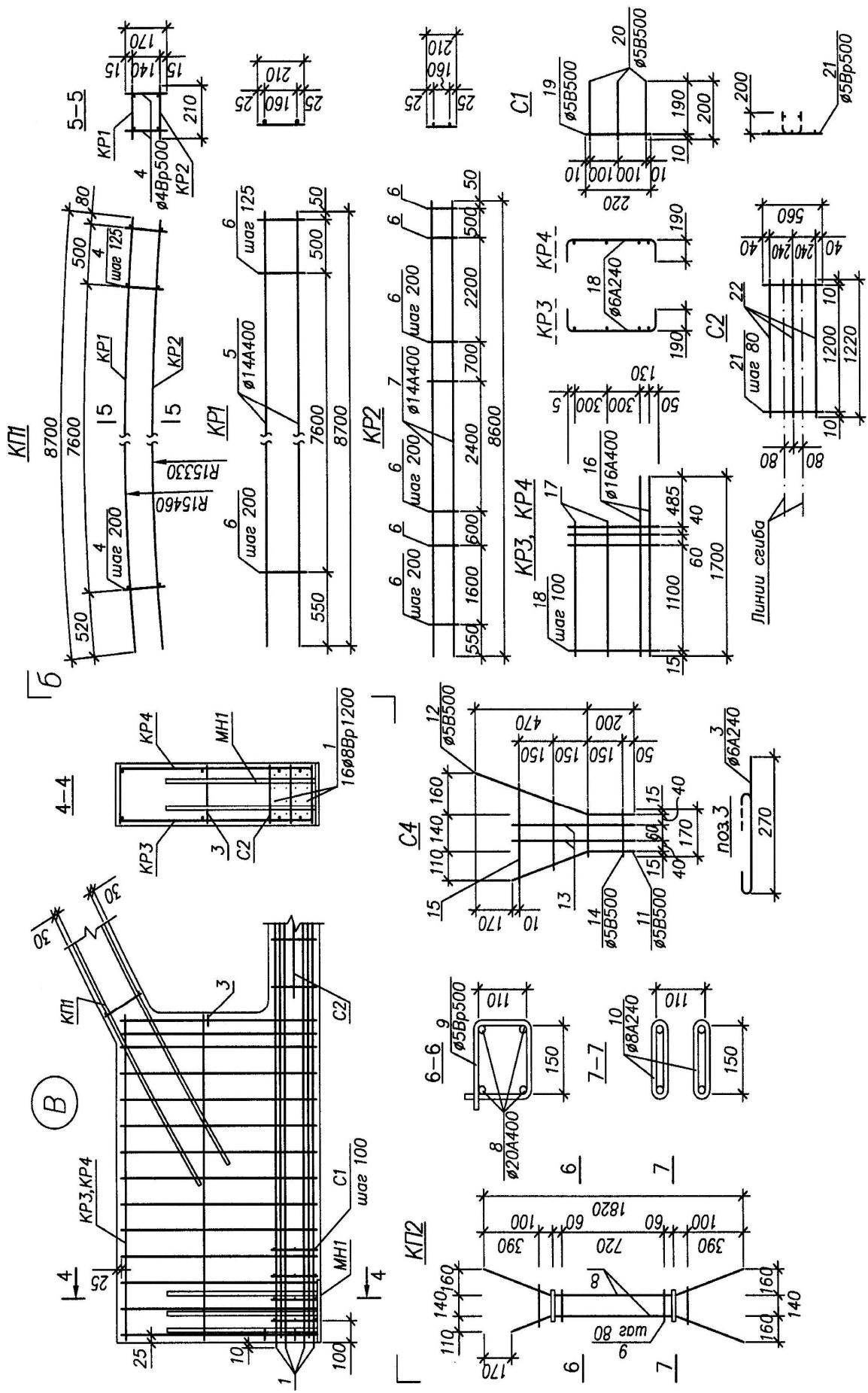


Рис. 3.26. Армирование безраскосной фермы: *a* – опалубочные размеры, сечения и схема армирования;
б – арматурные изделия

3.2.4. Оптимизация стропильной конструкции

Методические указания. Программная система АОС-ЖБК позволяет выполнить оптимизацию проектируемой стропильной конструкции по критерию относительной стоимости стали и бетона, при этом за единицу автоматически принимается относительная стоимость рассчитанного студентом варианта по индивидуальному заданию.

Варьируемыми параметрами могут быть: тип стропильной конструкции и соответствующие типы опалубочных форм, классы бетона, классы ненапрягаемой и напрягаемой арматуры.

На основе анализа рассчитанных ЭВМ вариантов можно выбрать оптимальный вариант стропильной конструкции, отвечающий нормативным требованиям.

Задание на оптимизацию стропильной конструкции записывается в соответствующем контрольном талоне с учетом следующих требований:

- тип стропильной конструкции должен соответствовать заданному пролету (например, не допускается для пролета 24 м проектировать стропильную балку типа БДР);
- для задаваемого типа стропильной конструкции можно одновременно варьировать до трех типов опалубочных форм;
- для каждого из заданных типов опалубочных форм можно варьировать до трех классов бетона, класс ненапрягаемой арматуры и до двух классов напрягаемой арматуры.

С учетом трехкратной возможности обработки информации по этапу проектирования рекомендуется при первом заполнении контрольного талона составить задание на серию расчетов для заданного типа стропильной конструкции с различными типами опалубочных форм, классов бетона и арматуры, а в последующих расчетах можно для сравнения варьировать другие типы стропильных конструкций.

Решение. Пример заполненного контрольного талона для оптимизации стропильной конструкции дан на рисунке 3.27. Там же приведены и результаты расчетов в виде таблицы, в последней графе которой даны значения относительной стоимости каждого варианта.

ПГС	4 курс	П11	гр.И	Код	Д л я	о п т и м i з а ц i и	с t r o p i l ь n o й	k o n s t r u k c i i	k o n t r .
Арбузов	Г.В.			издания	TCK	CK1	CK2	CK3	сумма
Срок сдачи информации	:	:	:	:					и
по 4 этапу до 160310г	107.04	1	1	2	0	30	40	0	NSp2

Пояснения к заполнению контрольного талона:

TCK – номер типа стропильной конструкции (БДР – 1; ФС – 2; ФБ – 3);

CK1, CK2, CK3 – номера типов опалубочных форм (варианты);

B1, B2, B3 – варианты классов бетона (например, B30 – 30); класс бетона должен быть не ниже B30;

NS – номер класса ненапрягаемой продольной арматуры (A240 – 1; A400 – 3; A500 – 4);

NSp1, NSp2 – номера классов напрягаемой арматуры (A600 – 5; A800 – 6; A1000 – 7; B – 20; K – 26)

б

ПГС	4 курс	П11	гр.И	Код	Д л я	о п t i m i z a c i i	с t r o p i l ь n o й	k o n s t r u k c i i	результат
Арбузов	Г.В.			издания	TCK	CK1	CK2	CK3	ошибок
Информация студента	:	107.04	1.	1.	2.	0.	30.	40.	1
Результаты проверки	1	1.	1.	2.	0.	0.	30.	40.	1

Вы отлично составили задание на оптимизацию стропильной конструкции, получите результаты для выбора оптимального варианта.

:	Марка	:	Классы	:	Основные параметры	к o n s t r u k c i i	относи-	тельная:
:N	опалу-	Класс	арматуры					
:п/п:	бочной	бетона:			Верхний пояс	нижний пояс	ст.или р. оп.узел	стои-

:	1	1БДР18	B30	A400	A800	2.10	2.08	3.150	2.25	2.18	5.120	2.10	8.210	600.20	.86 :
:	2	1БДР18	B30	A400	K1400	2.10	2.08	3.150	4.15	4.12	5.120	2.10	8.200	1050.20	.82 :
:	3	1БДР18	B40	A400	A800	2.10	2.08	3.150	2.25	2.18	5.120	2.10	8.200	600.25	.97 :
:	4	1БДР18	B40	A400	K1400	2.10	2.08	3.150	4.15	4.12	5.120	2.10	8.180	1050.25	.93 :
:	5	2БДР18	B30	A400	A800	2.10	2.08	3.150	2.25	2.18	5.120	2.10	8.180	600.20	.97 :
:	6	2БДР18	B30	A400	K1400	2.10	2.08	3.150	4.15	4.12	5.120	2.10	8.170	1050.20	.93 :
:	7	2БДР18	B40	A400	A800	2.10	2.08	3.150	2.25	2.18	5.120	2.10	8.200	600.25	1.11 :
:	8	2БДР18	B40	A400	K1400	2.10	2.08	3.150	4.15	4.12	5.120	2.10	8.190	1050.25	1.07 :

Рис. 3.27. К оптимизации стропильной конструкции: а – заполненный контрольный талон; б – результаты диалога с ЭВМ

3.3. Проектирование колонны

До выполнения индивидуального задания необходимо изучить соответствующие разделы учебной литературы и быть готовым к ответам на следующие вопросы:

1. Какие усилия действуют в сечениях колонн одноэтажных промышленных зданий?
2. Какие сечения в колоннах являются наиболее опасными и требуют проверки прочности расчетом?
3. Почему при расчете прочности сечений колонн требуется рассматривать различные комбинации нормальных сил и изгибающих моментов?
4. На какие сочетания нагрузок и усилий рассчитываются сечения колонн?
5. Каким образом учитывается неблагоприятное совместное действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок?
6. Какие особенности учета нагрузок от мостовых кранов?
7. Как назначается защитный слой бетона в колоннах?
8. Как назначаются диаметры и количество стержней продольной рабочей арматуры в сечениях колонны?
9. Как размещается в сечении колонны продольная рабочая и конструктивная арматура?
10. Как конструируется во внецентроно сжатых колоннах поперечная арматура?
11. Что такое короткие железобетонные консоли? Какие бывают схемы разрушения коротких консолей?
12. Как рассчитывается и конструируется продольная и поперечная арматура в коротких консолях колонн?

Проектирование колонны в режиме диалога с ЭВМ выполняется в два этапа. На первом этапе, для освоения методики определения расчетных сочетаний усилий и расчета площади сечения продольной арматуры в сжатых элементах со знакопеременными изгибающими моментами, предлагается решить задачу только для одного опасного сечения колонны. А на втором этапе по результатам автоматизированного расчета прочности всех сечений необходимо законструировать продольную и поперечную арматуру в надкрановой и подкрановой частях колонны с проверкой прочности в плоскости, перпендикулярной поперечной раме, и запроектировать подкрановую консоль.

3.3.1. Определение расчетных комбинаций усилий и продольного армирования

Методические указания. Результаты автоматизированного статического расчета поперечной рамы печатаются ЭВМ только для проектируемой колонны по заданию (см. рис. 3.13). Для анализа напряженного состояния колонны необходимо построить эпюры изгибающих моментов от действия различных нагрузок в наиболее характерных загружениях (1, 2, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 и 15). Схема расположения сечений по высоте колонны дана на рисунке 3.28, а.

В обозначениях нагрузок приняты следующие сокращения:

АБ – нагрузка в пролете между осями А и Б;

БВ – то же, между осями Б и В;

К, или Кран. – нагрузка от мостовых кранов;

D_{max} – D_{min} – кратковременное действие максимального давления крановой нагрузки слева, а минимального – справа;

D_{min} – D_{max} – тоже, для максимального давления справа, а минимального – слева;

Т на А – действие тормозного усилия на колонну по оси А (> – слева, < – справа);

Т на Б – то же, на колонну по оси Б;

Снеговая , L – длительная составляющая снеговой нагрузки;

Снеговая , SH – кратковременная составляющая снеговой нагрузки.

Основные сочетания расчетных усилий составляются только для заданного сечения в колонне в виде четырех неблагоприятных комбинаций усилий N и M.

В соответствии с п. 6.2 [12] основные сочетания нагрузок (или усилий от них), состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок вычисляются по формуле (6.1) [12]:

$$C_m = P_d + (\psi_{l1}P_{l1} + \psi_{l2}P_{l2} + \psi_{l3}P_{l3} + \dots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \dots),$$

где C_m – усилие для основного сочетания нагрузок;

P_d – усилие от постоянной нагрузки;

ψ_{li} ($l=1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для усилий от длительных нагрузок ;

ψ_{ti} ($l=1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для усилий от кратковременных нагрузок.

В соответствии с п. 6.3 и 6.4 [12] для основных сочетаний нагрузок (усилий) значения коэффициентов сочетания нагрузок (усилий) определяются следующим образом:

- для усилий от длительных нагрузок (от длительной составляющей снеговой нагрузки):

$$\psi_{l1} = 1,0; \psi_{l2} = \psi_{l3} = \dots = 0,95,$$

где ψ_{l1} – коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния длительной нагрузке;

ψ_{l2}, ψ_{l3} – коэффициенты сочетаний для остальных длительных нагрузок;

- для усилий от кратковременных нагрузок (кратковременной составляющей снеговой, крановой и ветровой нагрузок):

$$\psi_{t1} = 1,0; \psi_{t2} = 0,9; \psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7,$$

где ψ_{t1} – коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке;

ψ_{t2} – коэффициент сочетаний, соответствующий второй по степени влияния кратковременной нагрузке;

ψ_{t3}, ψ_{t4} – коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

При учете крановых нагрузок следует рассматривать все возможные варианты их совместного действия (от двух или четырех мостовых кранов), выявляя наиболее невыгодное воздействие с обязательным учетом соответствующих коэффициентов сочетаний по п.п. 9.15 и 9.19 [12]. Так при учете двух кранов режимов работы 1К–6К нагрузки (усилия) от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний $\psi=0,85$, а при учете четырех кранов $\psi=0,7$. При этом горизонтальные нагрузки (усилия от торможения кранов) следует учитывать только от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов. Более подробно особенности определения расчетных сочетаний усилий будут рассмотрены в примере расчета.

Для подбора продольной арматуры в каждом расчетном сочетании усилий N и M необходимо вычислить и длительные составляющие усилий.

Площадь сечения симметричной или несимметричной продольной арматуры заданного класса подбирается с учетом требований минимального конструктивного армирования.

Расчет несимметричного армирования рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- определяется площадь сечения продольной арматуры со стороны менее растянутой грани по условию симметричного армирования;

- вычисляется площадь сечения несимметричной продольной арматуры со стороны наиболее растянутой грани, при этом сечение сжатой арматуры должно быть не менее полученного значения из предыдущего расчета;
- выполняются проверки прочности сечения на остальные комбинации расчетных усилий.

Колонна должна проектироваться из бетона заданного класса для сборных конструкций.

Для примера воспользуемся результатами автоматизированного статического расчета поперечной рамы, полученными от ЭВМ для колонны по оси А (см. рис. 3.13). Дополнительными данными из индивидуального задания будут:

класс бетона для сборных конструкций.	B25
Класс арм-ры сборных ненапр. конструкций	A400
Проектируемая колонна по оси	<А>
Номер расчетного сечения колонны	6-6

Решение. Эпюры изгибающих моментов, построенные для колонны по оси А, представлены на рисунке 3.28. Анализ эпюр показывает, что целесообразно при расчете сечений принимать несимметричное армирование, так как моменты в расчетном сечении разных знаков отличаются по абсолютной величине более чем на 25 %.

Особенности вычисления расчетных усилий рассмотрим на примере определения сочетания усилий N и M_{max} .

По результатам статического расчета поперечной рамы (см. рис. 3.13) в расчетном сечении 6 – 6 имеем следующие значения положительных изгибающих моментов (в кН·м) от временных нагрузок:

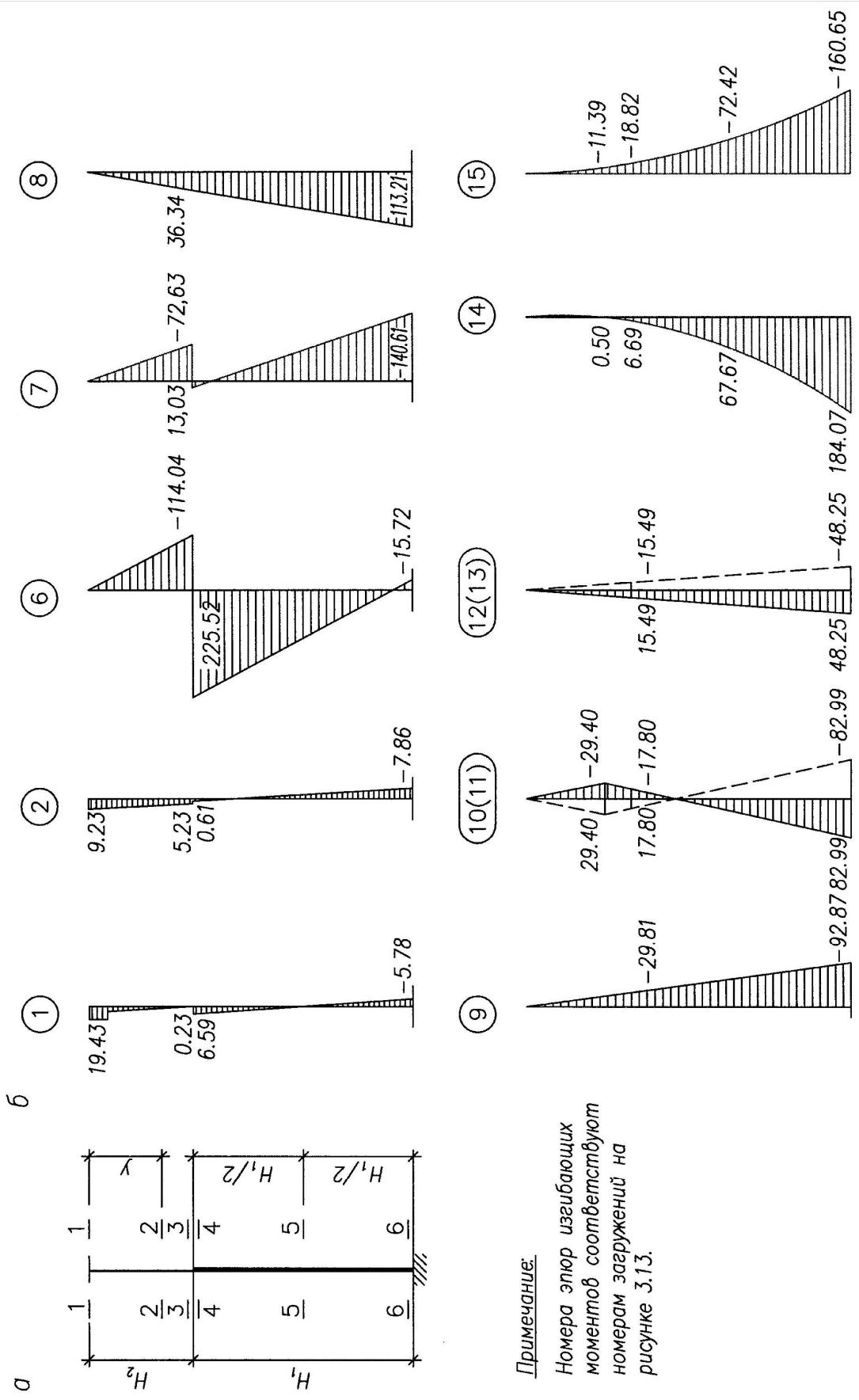
4,07 – от полной снеговой нагрузки в пролете БВ (номер загружения 4);

2,85 – от длительной составляющей снеговой нагрузки в пролете БВ (номер загружения 5); соответственно от кратковременной составляющей с снеговой нагрузки получим значение изгибающего момента $4,07 - 2,85 = 1,22$;

113,21 – от двух мостовых кранов в пролете БВ (номер загружения 8);

48,25 – от тормозной нагрузки двух кранов в пролете БВ (номер загружения 12), соответственно с учетом коэффициента сочетаний для двух кранов получим $0,85(113,21+48,25)=137,24$;

выполним сравнение с сочетанием усилий от вертикальной нагрузки от четырех мостовых кранов (коэффициент сочетания 0,7) и невыгодной горизонтальной нагрузки от двух мостовых кранов (номера загружений 4, 5 и 10), соот-



Примечание:

Номера эпюор изгибающих моментов соответствуют номерам загружений на рисунке 3.13.

Рис. 3.28. Эпюры изгибающих моментов в сечениях колонны по оси А: а – схема расположения сечений, б – эпюры изгибающих моментов

ветственно получим: $0,7(-15,72+113,21)+0,85\cdot 82,99=138,78 > 137,24$, следовательно, для определения M_{max} следует учитывать крановую нагрузку от загружений 4, 5 и 10;

$184,07$ – от ветровой нагрузки слева (номер загружения 14).

С учетом полученных значений усилий от кратковременных нагрузок получим следующие коэффициенты сочетаний:

$\psi_{t1}=1,0$ – для ветровой нагрузки;

$\psi_{t2}=0,9$ – для крановой нагрузки;

$\psi_{t3}=0,7$ – для кратковременной составляющей снеговой нагрузки.

Вычисляем M_{max} по формуле (6.1) [12] с учетом значения изгибающего момента от постоянной нагрузки $-5,78 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (загружение 1):

$$M_{max} = -5,78 + 1,0 \cdot 2,85 + 1,0 \cdot 184,07 + 0,9[0,7(-15,72+113,21)+0,85\cdot 82,99] + 0,7 \cdot 1,22 = \\ = 306,90 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Соответствующее значение нормальной силы будет равно:

$$N=385,91+1,0\cdot 0+1,0\cdot 0+0,9[0,7(522,41+0)+0,85\cdot 0] + 0,7\cdot 0=715,03 \text{ кН}.$$

Длительные составляющие расчетных усилий будут равны:

$$M_l = -5,78 + 1,0 \cdot 2,85 = -2,93 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_l = 385,91 \text{ кН}.$$

Определение всех неблагоприятных комбинаций расчетных усилий в сечении 6 – 6 для основных сочетаний нагрузок с учетом требований [12] представлено в таблице 3.3.

Расчет продольной арматуры выполняем согласно требованиям пп. 3.53 – 3.60 [7].

Расчетные характеристики бетона и арматуры. Бетон тяжелый класса В25, $R_b=14,5 \text{ МПа}$, $R_{bt}=1,05 \text{ МПа}$, $E_b=30000 \text{ МПа}$. Продольная рабочая арматура класса А400, $R_s=R_{sc}=350 \text{ МПа}$, $E_s=200000 \text{ МПа}$. По табл. IV.1 приложения IV для элемента без предварительного напряжения с арматурой класса А400 находим $\zeta_R = 0,533$ и $\alpha_R = 0,391$.

Размеры сечения подкрановой части колонны (для принятого при компоновке типа опалубки 4) $b = 400 \text{ мм}$, $h = 700 \text{ мм}$. Назначаем для продольной арматуры $a = a' = 50 \text{ мм}$, тогда $h_0 = h - a = 700 - 50 = 650 \text{ мм}$ (рис. 3.29, а).

Таблица 3.3

Определение сочетаний расчетных усилий в сечении 6 – 6 колонны по оси А

Сочетания усилий	Загружения	Расчетные усилия (силы – в кН; моменты – в кН·м)			
		<i>N</i>	<i>M</i>	<i>Nl</i>	<i>Ml</i>
<i>N</i> <i>Mmax</i>	1, 4, 5, (6, 8, 10), 14	$385,91 + 1,0 \cdot 0 + 1,0 \cdot 0 +$ $+ 0,9[0,7(522,41+0) +$ $+ 0,85 \cdot 0] + 0,7 \cdot 0 = \mathbf{715,03}$	$-5,78 + 1,0 \cdot 2,85 + 1,0 \cdot 184,07 +$ $+ 0,9[0,7(-15,72+113,21) +$ $+ 0,85 \cdot 82,99] + 0,7 \cdot 1,22 =$ $= \mathbf{306,90}$	385,91	$-5,78 + 1,0 \cdot 2,85 =$ $= -2,93$
<i>N</i> <i>Mmin</i>	1, 2, 3, (7, 9, 11), 15	$385,91 + 1,0 \cdot 63,35 +$ $+ 1,0[0,7(131,78+0) + 0,85 \cdot 0] +$ $+ 0,9 \cdot 0 + 0,7 \cdot 27,14 = \mathbf{560,51}$	$-5,78 - 1,0 \cdot 5,39 -$ $- 1,0[0,7(140,61+92,87) +$ $+ 0,85 \cdot 82,99] -$ $- 0,9 \cdot 160,65 - 0,7 \cdot 2,31 =$ $= \mathbf{-391,35}$	$385,91 + 1,0 \cdot 63,35 =$ $= 449,26$	$-5,78 - 1,0 \cdot 5,39 =$ $= -11,17$
<i>Nmax</i> <i>Mmax (Mmin)</i>	1, 2, 3, (6, 11), 15	$385,91 + 1,0 \cdot 63,35 +$ $+ 1,0[0,85(522,41+0)] +$ $+ 0,9 \cdot 27,14 + 0,7 \cdot 0 = \mathbf{917,74}$	$-5,78 - 1,0 \cdot 5,39 -$ $- 1,0[0,85(15,72+82,99)] -$ $- 0,9 \cdot 2,31 - 160,65 \cdot 0,7 =$ $= \mathbf{-209,61}$	$385,91 + 1,0 \cdot 63,35 =$ $= 449,26$	$-5,78 - 1,0 \cdot 5,39 =$ $= -11,17$
<i>Nmin</i> <i>Mmax (Mmin)</i>	1, 4, 5, (8, 12), 14	385,91	$-5,78 + 1,0 \cdot 2,85 + 1,0 \cdot 184,07 +$ $+ 0,9[0,85(113,21+48,25)] +$ $+ 0,7 \cdot 1,22 = \mathbf{305,51}$	385,91	$-5,78 + 1,0 \cdot 2,85 =$ $= -2,93$

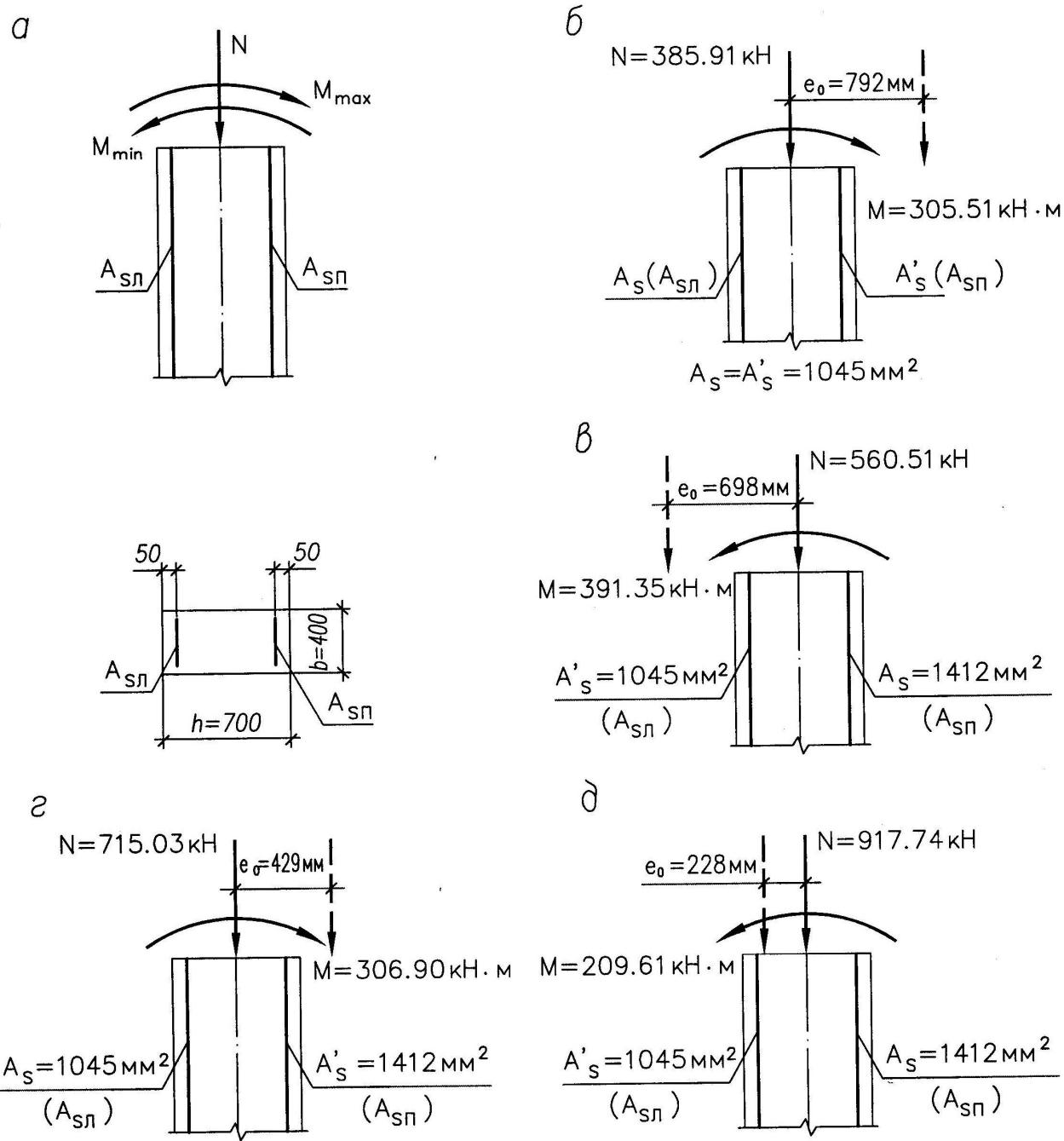


Рис. 3.29. К расчету площади сечения продольной арматуры в колонне:

- a* – схема усилий в расчетном сечении и расположение продольной арматуры;
- б* – к расчету арматуры A_{sL} на комбинацию усилий N_{min} и M_{max} ;
- в* – к расчету арматуры A_{sp} на комбинацию усилий N и M_{min} ;
- г* – к проверке арматуры A_{sp} и A_{sL} на комбинацию усилий N_{max} и M_{min}

Определим сначала площадь сечения продольной арматуры со стороны менее растянутой грани (слева) при условии симметричного армирования от действия расчетных усилий в сочетании N_{min} и M_{max} : $N=385,91$ кН, $M=305,51$ кН·м; $N_l = 385,91$ кН, $M_l = -2,93$ кН·м.

Расчетная длина подкрановой части колонны при учете нагрузок от кранов равна $l_0 = 12,375$ м (см. табл. 3.1). Так как $l_0/h = 12,375/0,7 = 17,7 > 4$, то расчет производим с учетом прогиба элемента.

Находим случайный эксцентриситет: $e_a = h / 30 = 700/30 = 23,3$ мм; $e_a = l / 600 = 8250/600 = 13,75$ мм; $e_a = 10$ мм; принимаем наибольшее значение $e_a = 23,3$ мм. Вычисляем эксцентриситет $e_0 = M / N = 305,51/385,91 = 0,792$ м = 792 мм.

Поскольку $e_0 = 792$ мм $> e_a = 23,3$ мм, то оставляем для расчета $e_0 = 792$ мм. Согласно п. 3.54[7] определяем коэффициент η .

Для этого находим:

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 305,51 + 385,91 \frac{0,65 - 0,05}{2} = 421,3 \text{ кН·м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = -2,93 + 385,91 \frac{0,65 - 0,05}{2} = 112,8 \text{ кН·м};$$

$$\varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 112,8/421,3 = 1,268.$$

Так как $e_0 / h = 792 / 700 = 1,131 > 0,15$, принимаем $\delta_e = 1,131$.

С учетом напряженного состояния сечения (большой эксцентриситет при больших размерах сечения) возьмем для первого приближения коэффициент армирования $\mu = 0,008$, находим $\mu\alpha = 0,008 \cdot 6,667 = 0,0533$, где $\alpha = E_s / E_b = 200000/30000 = 6,667$.

По формуле (3.89)[7] определим жесткость D :

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \\ = 30000 \cdot 400 \cdot 700^3 \left[\frac{0,0125}{1,268(0,3 + 1,131)} + 0,175 \cdot 0,0533 \left(\frac{650 - 50}{700} \right)^2 \right] = 5,658 \cdot 10^{13} \text{ Н·мм}^2.$$

$$\text{Отсюда } N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 5,658 \cdot 10^{13}}{12375^2} = 3643 \cdot 10^3 \text{ Н} = 3643 \text{ кН},$$

тогда:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{385,91}{3643}} = 1,118;$$

$$M_\eta = M\eta = 305,51 \cdot 1,118 = 341,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Необходимую площадь сечения симметричной арматуры определим согласно п.3.57[7]. Для этого вычислим значения:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{385,91 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 400 \cdot 650} = 0,1024;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M_\eta + N(h_0 - a')/2}{R_b b h_0^2} = \frac{341,7 \cdot 10^6 + 385,91 \cdot 10^3 (650 - 50)/2}{14,5 \cdot 400 \cdot 650^2} = 0,1867;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{50}{650} = 0,0769.$$

Так как $\alpha_n = 0,1867 < \zeta_R = 0,533$, то требуемое количество симметричной арматуры определим по формуле (3.93)[7]:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{14,5 \cdot 400 \cdot 660}{350} \cdot \frac{0,1867 - 0,1024(1 - 0,1024/2)}{1 - 0,0769} = 1045 \text{ мм}^2.$$

В соответствии с конструктивными требованиями таблицы 5.2[7] (см. табл. IV.11 приложение IV):

$$A_{s,min} = A'_{s,min} = 0,002 b h_0 = 0,002 \cdot 400 \cdot 650 = 520 \text{ мм}^2.$$

Поскольку по расчету арматура $A_s = A'_s = 1045 \text{ мм}^2 > A_{s,min} = 520 \text{ мм}^2$, то для последующих расчетов принимаем $A_s = A'_s = 1045 \text{ мм}^2$.

Тогда получим:

$$\mu = (A_s + A'_s) / (b h) = (1045 + 1045) / (400 \cdot 700) = 0,0075,$$

что незначительно отличается от предварительно принятого $\mu = 0,008$, следовательно, расчет можно не уточнять, а окончательно принять $A_{s,sl} = A_s = 1045 \text{ мм}^2$.

Определим площадь сечения продольной арматуры со стороны наиболее растянутой грани (справа) для несимметричного армирования с учетом, что со стороны сжатой грани (слева) $A_{s,sl} = 1045 \text{ мм}^2$ (по предыдущему расчету).

В этом случае расчетные усилия возьмем из сочетания N и M_{mix} (рис. 3.29, в): $N = 560,51 \text{ кН}$, $M = |M_{min}| = 391,35 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_l = 449,26 \text{ кН}$, $M_l = |M_l| = 11,17 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Вычисляем эксцентриситет $e_0 = M / N = 391,35 / 560,51 = 0,698 \text{ м} = 698 \text{ мм}$.

Согласно п. 3.54[7] определяем коэффициент η . Находим:

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 391,35 + 560,51 \frac{0,65 - 0,05}{2} = 559,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 11,17 + 449,26 \frac{0,65 - 0,05}{2} = 145,9 \text{ кН·м};$$

$$\varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 145,9 / 559,5 = 1,261.$$

Так как $e_0 / h = 698 / 700 = 0,997 > 0,15$, принимаем $\delta_e = 0,997$.

Возьмем для первого приближения коэффициент армирования $\mu = 0,008$, находим $\mu\alpha = 0,008 \cdot 6,667 = 0,0533$.

По формуле (3.89)[7] определим жесткость D :

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \\ = 30000 \cdot 400 \cdot 700^3 \left[\frac{0,0125}{1,261(0,3 + 0,997)} + 0,175 \cdot 0,0533 \left(\frac{650 - 50}{700} \right)^2 \right] = 5,968 \cdot 10^{13} \text{ Н·мм}^2.$$

$$\text{Отсюда } N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 5,968 \cdot 10^{13}}{12375^2} = 3842 \cdot 10^3 \text{ Н} = 3842 \text{ кН},$$

тогда:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{560,51}{3842}} = 1,171;$$

$$M_\eta = M_\eta = 391,35 \cdot 1,171 = 384,2 \text{ кН·м}.$$

Соответственно получим:

$$e = M_\eta / N + (h_0 - a')/2 = 384,2 / 560,51 + (0,65 - 0,05) / 2 = 1,117 \text{ м} = 1117 \text{ мм}.$$

Площадь сечения сжатой арматуры определяем по формуле (3.102)[7]:

$$A_s' = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{560,51 \cdot 10^3 \cdot 1117 - 0,391 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 650^2}{350(650 - 50)} = -1580 \text{ мм}^2 < 0.$$

Поскольку по расчету не требуется сжатая арматура, то площадь сечения растянутой арматуры находим по формуле (3.107) [7], принимая сечение сжатой арматуры $A_{s,fact}' = A_{s,pl} = 1045 \text{ мм}^2$. Вычисляем:

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A_{s,fact}' (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} = \frac{560,51 \cdot 10^3 \cdot 1117 - 350 \cdot 1045(650 - 50)}{14,5 \cdot 400 \cdot 650^2} = 0,166;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,166} = 0,1827;$$

тогда получим:

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - N + R_{sc} A_{s,fact}'}{R_s} = \frac{0,1827 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 650 - 560,51 \cdot 10^3 + 350 \cdot 1045}{350} = \\ = 1412 \text{ мм}^2 > A_{s,min} = 520 \text{ мм}^2.$$

Принимаем армирование у правой грани $A_{sp} = A_s = 1412 \text{ мм}^2$.

Тогда получим:

$$\mu = (A_s + A'_s) / (bh) = (1045 + 1412) / (400 \cdot 700) = 0,0088,$$

что незначительно отличается от предварительно принятого $\mu = 0,008$, следовательно, расчет можно не уточнять.

Проверим принятое армирование сечения 6 – 6 на остальные сочетания расчетных усилий.

Сочетание N и M_{max} (рис. 3.29, ε): $N = 715,03$, $M = 306,90$ кН·м; $e_0 = N/M = 306,90/715,03 = 0,429$ м = 429 мм; $N_l = 385,91$ кН, $M_l = -2,93$ кН·м; при $A_s = 1045$ мм² и $A'_s = 1412$ мм².

Проверку прочности сечения выполняем по формулам пп. 8.1.14 и 8.1.15 [5] при заданном армировании.

Для учета прогиба элемента находим:

$$D = 7,728 \cdot 10^{13} \text{ Н}\cdot\text{мм}^2; N_{cr} = 4975 \text{ кН}; \eta = 1,168 \text{ (вычисления опущены)}.$$

Вычислим по формуле (8.11) [5] расчетный эксцентрикситет:

$$e = e_0 \eta + (h_0 - a')/2 = 429 \cdot 1,168 + (650 - 50)/2 = 801 \text{ мм}.$$

По формуле (8.12) [5] находим высоту сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{715,03 \cdot 10^3 + 350 \cdot 1045 - 350 \cdot 1412}{14,4 \cdot 400} = 101 \text{ мм}.$$

Поскольку $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{101}{650} = 0,155 < \xi_R = 0,533$, то x не корректируем.

Проверяем прочность сечения колонны по условию (8.10) [5]:

$$Ne = 715,03 \cdot 10^3 \cdot 801 = 572,7 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 572,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_s A'_s (h_0 - a') = 14,5 \cdot 400 \cdot 101 (650 - 0,5 \cdot 101) + 350 \cdot 1412 (650 - 50) = 648,1 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 648,1 \text{ кН}\cdot\text{м} > Ne = 572,7 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ т. е. прочность обеспечена.}$$

Так же обеспечена прочность и при действии расчетных усилий в сочетании N_{max} и $\pm M_{max}$ (рис. 3.29, δ) при $N = 917,74$ кН и $M = 209,61$ кН·м. В этом случае $Ne = 522,3 \text{ кН}\cdot\text{м} < R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_s A'_s (h_0 - a') = 805,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (вычисления опущены).

Теперь можно заполнить контрольный талон, как это сделано к рассмотренному примеру на рисунке 3.30. Там же даны необходимые пояснения по записи проверяемых величин. Если в сочетаниях с N_{max} (N_{min}) будут получены одинаковые по модулю значения соответствующих положительных и отрицательных моментов, то в контрольном талоне допускается записывать значения моментов с любым знаком.

При успешной работе по расчету заданного сечения Вы получите от ЭВМ значения максимальных продольных сил для проверки прочности колонны в плоскости, перпендикулярной поперечной раме, и требуемые по расчету площади сечения продольной рабочей арматуры для всех сечений, как показано на рисунке 3.31.

ПГС		4 курс П11	гр.П	Код	Сочетания расчетных усилий в заданном сечении колонны		Арматура(мм ²)	Контр.		
Арбузов	Г.В.	Гзадачия	(N	M _{max})	(N	M _{min})	(N _{max} M _{max} (мм ²))	ASL	ASp	сумма
Срок сдачи информации	по 6 этапу до 3003101 107.06	715.03	306.90	560.51	-391.3	917.74	-209.6	385.91	305.51	1045 1412 5154.76

Пояснения к заполнению контрольного талона:

N	M _{max}	— основные сочетания расчетных усилий, вычисленные по результатам статического расчета поперечной рамы в соответствии с пп.6.1 – 6.4 и 9.19 [12].
N	M _{min}	В сочетаниях усилий с N _{max} и N _{min} следует определить максимальные по абсолютной величине значения соответствующих изгибающих моментов (положительных или отрицательных), N в кН, M в кН·м;
N _{max}	M _{max} (M _{min})	
N _{min}	M _{max} (M _{min})	

ASL — требуемая по расчету площадь сечения продольной рабочей арматуры у левой грани, мм^2 ;

ASp — то же, у правой грани.

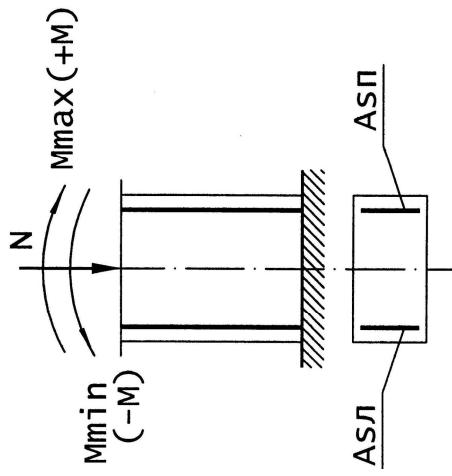


Рис. 3.30. Заполненный контрольный талон к определению сочетаний расчетных усилий и площади продольной арматуры в заданном сечении колонны

ПГС	4 курс	П11	гр. I	Код	Сочетания расчетных усилий в заданном сечении колонны	Арматура (ММ2)	Результаты
Арбузов Г.В.				Издания	(N M _{max}) (N _{min} M _{min}) (N _{max} M _{max} (Mm ²))	AsP	ошибок
Информация студента	I	107.06	715.03	306.90	560.51 -391.30 917.74 -209.60 385.91 305.51	1045.	I
Результаты проверки	I	715.03	306.90	560.51 -391.30	917.74 -209.60	385.91 305.51	I

Вы отлично выполнили расчет прочности колонны в заданном сечении, получите данные для конструирования колонны по всем расчетным сечениям:

К о л о н н а п о о с и <A>

Значения максимальных продольных сил для проверки прочности колонны в плоскости, перпендикулярной поперечной раме:

- для надкрановой части колонны: $N = 341.01 \text{ кН}; N_l = 313.87 \text{ кН};$
- для подкрановой части колонны: $N = 917.74 \text{ кН}; N_l = 449.26 \text{ кН}.$

: П о л о ж е н и е : Расчетные площади продольной рабочей арматуры (в ММ2) и проценты армирования в сечениях:

:	а р м а т у р ы	:	1-1	:	2-2	:	3-3	:	4-4	:	5-5	:	6-6	:
:	в сечени и	:	As	%	:	As	%	:	As	%	:	As	%	:
:	у лево й гран и	220.	.10	440.	.20	440.	.20	520.	.20	520.	.20	1045.	.40	:
:	у право й гран и	220.	.10	440.	.20	440.	.20	520.	.20	520.	.20	1412.	.54	:

Теперь, Арбузов Г.В. Вы должны законструировать арматуру колонны.

Рис. 3.31. Результаты диалога с ЭВМ по определению сочетаний расчетных усилий и площади продольной арматуры в заданном сечении колонны

3.3.2. Конструирование продольной и поперечной арматуры в колонне и расчет подкрановой консоли

Методические указания. Конструирование арматуры колонны выполняется на основе результатов расчета всех опасных сечений, полученных от ЭВМ или выполненных самостоятельно, а также расчета прочности подкрановой консоли.

В пределах каждой части колонны продольная арматура конструируется постоянного сечения. Принятая арматура должна удовлетворять требованиям прочности колонны в плоскости, перпендикулярной поперечной раме. Согласно требованиям п. 5.17[7], диаметр продольных рабочих стержней в колонне должен быть не менее 16 мм, а в подкрановой консоли – не менее 12 мм. Поперечная арматура консоли должна быть класса А240 (по требованию программы).

В качестве примера выполним конструирование арматуры колонны по оси А по результатам автоматизированного расчета сечений, приведенным на рисунке 3.31.

Решение. Анализируя результаты расчета всех опасных сечений колонны, целесообразно в надкрановой части принять симметричную продольную арматуру по 2Ø18A400 ($A_{\text{сл}}=A_{\text{сп}}=509 \text{ мм}^2 > 440 \text{ мм}^2$).

В подкрановой части колонны наиболее опасным будет сечение 6–6, для которого у левой грани принимаем продольную арматуру 3Ø22A400 ($A_{\text{сл}}=1140 \text{ мм}^2 > 1045 \text{ мм}^2$), а у наиболее напряженной грани справа – 4Ø22A400 ($A_{\text{сп}}=1520 \text{ мм}^2 > 1412 \text{ мм}^2$). Схемы расположения стержней в сечениях приведены на рисунке 3.33.

Поперечную арматуру в надкрановой части колонны по условию свариваемости принимаем диаметром 5 мм класса В500, а в подкрановой – диаметром 6 мм, которая должна устанавливаться в сварных каркасах с шагом не более $15d$, где d – минимальный диаметр сжатых продольных стержней.

Выполняем проверку принятого продольного армирования на прочность в плоскости, перпендикулярной раме, при действии максимальных продольных сил.

Для надкрановой части колонны имеем: $N=341,01 \text{ кН}$; $N_l=313,87 \text{ кН}$. Размеры сечения: $b=600 \text{ мм}$, $h=400 \text{ мм}$. Назначая $a=a'=50 \text{ мм}$, получим $h_0=h-a=400-50=350 \text{ мм}$.

Расчетная длина надкрановой части колонны $l_0=5,85 \text{ м}$ (см. табл. 3.1). Так как $l_0/h=5850/400=14,62 < 20$ и класс бетона В25 < В35, то проверку прочности

выполним в соответствии с п. 3.58[7] как для сжатого элемента на действие продольной силы со случайным эксцентрикитетом.

Вычисляем: $\alpha_s = R_{sc}A_{s,tot}/(R_bA) = 350 \cdot 1018 / (14,5 \cdot 240000) = 0,102$, где $A_{s,tot} = A_{sL} + A_{sP} = 509 + 509 = 1018 \text{ мм}^2$ и $A = bh = 400 \cdot 600 = 240000 \text{ мм}^2$.

При $N/N = 313,87/341,01 = 0,920$ по таблице IV.3 приложения IV находим значения коэффициентов $\varphi_b = 0,815$ и $\varphi_{sb} = 0,866$. По формуле (3.98)[7] находим коэффициент $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)$ $\alpha_s = 0,815 + 2(0,866 - 0,815)0,102 = 0,825 < \varphi_{sb} = 0,866$.

При $\varphi = 0,825$ несущая способность расчетного сечения колонны, вычисленная по формуле (3.97)[7] будет равна:

$$N_u = \varphi(R_bA + R_{sc}A_{s,tot}) = 0,825(14,5 \cdot 240000 + 350 \cdot 1018) = \\ = 3165 \cdot 10^3 \text{ Н} = 3165 \text{ кН} > N = 341,01 \text{ кН},$$

следовательно, прочность надкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной поперечной раме, обеспечена.

При проверке прочности подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, имеем размеры сечения: $b = 700 \text{ мм}$, $h = 400 \text{ мм}$ и расчетную длину $l_0 = 6,6 \text{ м}$ (см. табл. 3.1), а расчетными усилиями в сечении 6 – 6 будут: $N = 917,74 \text{ кН}$; $N_f = 449,26 \text{ кН}$. Поскольку в данном примере отношение $l_0/h = 6600/400 = 16,5 < 17,7$ (при расчете сечения 6 – 6 в плоскости рамы), то проверку можно не выполнять, так как прочность обеспечена и при большей гибкости.

В соответствии с п. Ж.1 [5] производим расчет прочности подкрановой консоли (рис. 3.32) на действие нагрузки от собственного веса подкрановых балок и максимального вертикального давления от двух сближенных мостовых кранов с учетом коэффициента сочетаний $\psi = 0,85$.

$$Q = G_b + D_{max} \psi = 46 + 522,4 \cdot 0,85 = 490,0 \text{ кН} \text{ (см. раздел 3.1).}$$

Проверяем прочность консоли на действие поперечной силы при возможном разрушении по наклонной полосе.

Поскольку $2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 400 \cdot 1160 = 1218 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1218 \text{ кН} > Q = 490,0 \text{ кН}$, то по расчету не требуется поперечная арматура. По конструктивным требованиям принимаем хомуты диаметром 6 мм класса А240, устанавливаемые с максимально допустимым шагом 150 мм.

Для обеспечения прочности консоли в вертикальном сечении на действие изгибающего момента определяем площадь сечения продольной арматуры по формуле (Ж.2)[5]:

$$A_s = Ql_1/(h_0R_s) = 490,0 \cdot 10^3 \cdot 450 / (1160 \cdot 350) = 543 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø16А400 ($A_s = 603 \text{ мм}^2$).

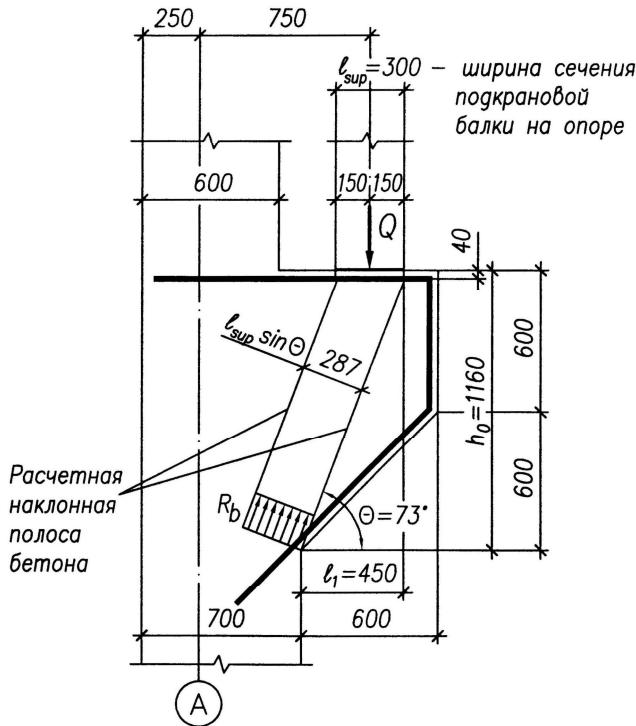


Рис. 3.32. К расчету подкрановой консоли

Теперь снова можно проверить свою самостоятельную работу, заполнив соответствующий контрольный талон, как это сделано для рассматриваемого примера на рис. 3.33.

При успешной работе можно в награду получить от ЭВМ значения усилий для расчета основания и фундамента под колонну. Пример армирования колонны дан на рис. 3.34.

3.4. Расчет и конструирование монолитного внецентренно нагруженного фундамента под колонну

До выполнения индивидуального задания необходимо изучить соответствующие разделы учебной литературы и быть готовым к ответам на следующие вопросы:

1. Каковы основные типы фундаментов, применяемых в одноэтажных промышленных зданиях?
2. Особенности конструкций сборных и монолитных отдельно стоящих фундаментов.
3. Как определяются размеры подошвы внецентренно нагруженного фундамента?
4. Как назначаются размеры тела фундамента с повышенным стаканом?
5. Какие сечения в теле фундамента являются наиболее опасными?

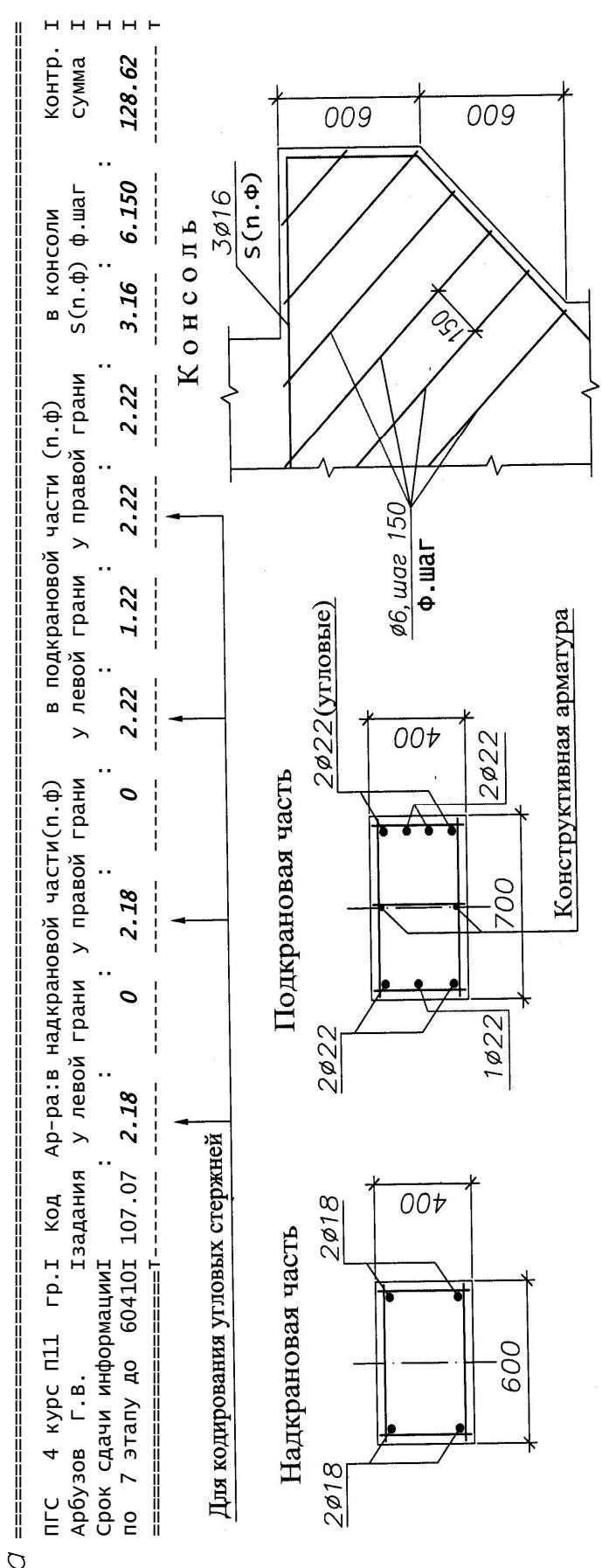
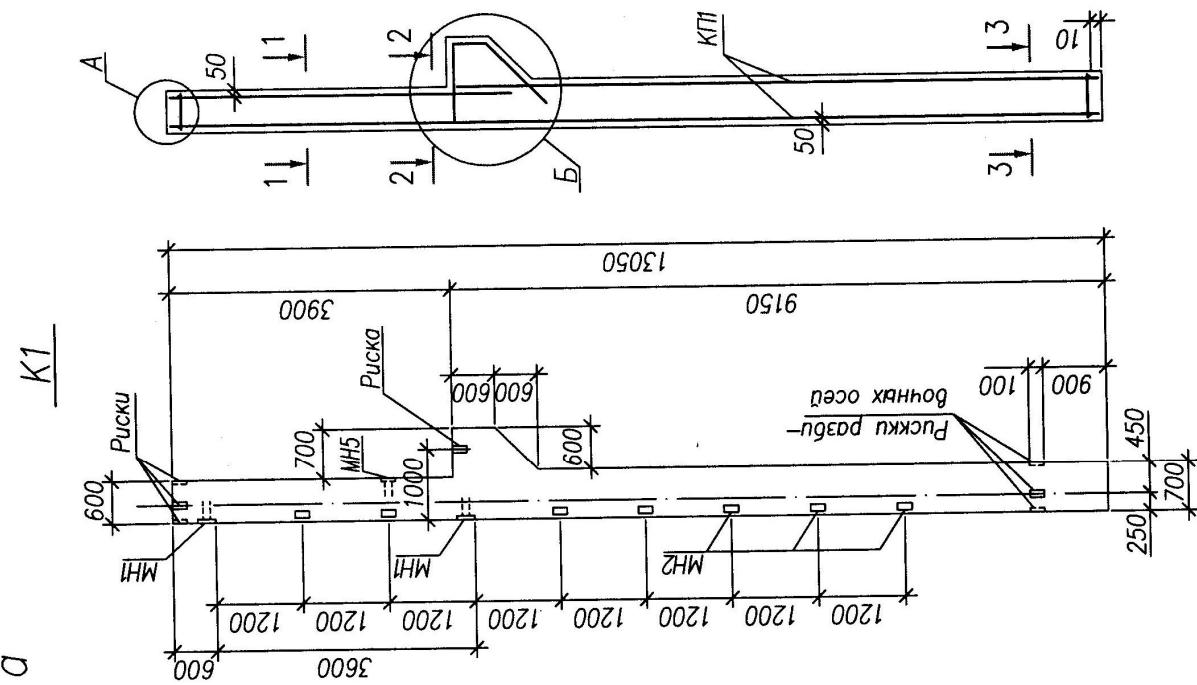
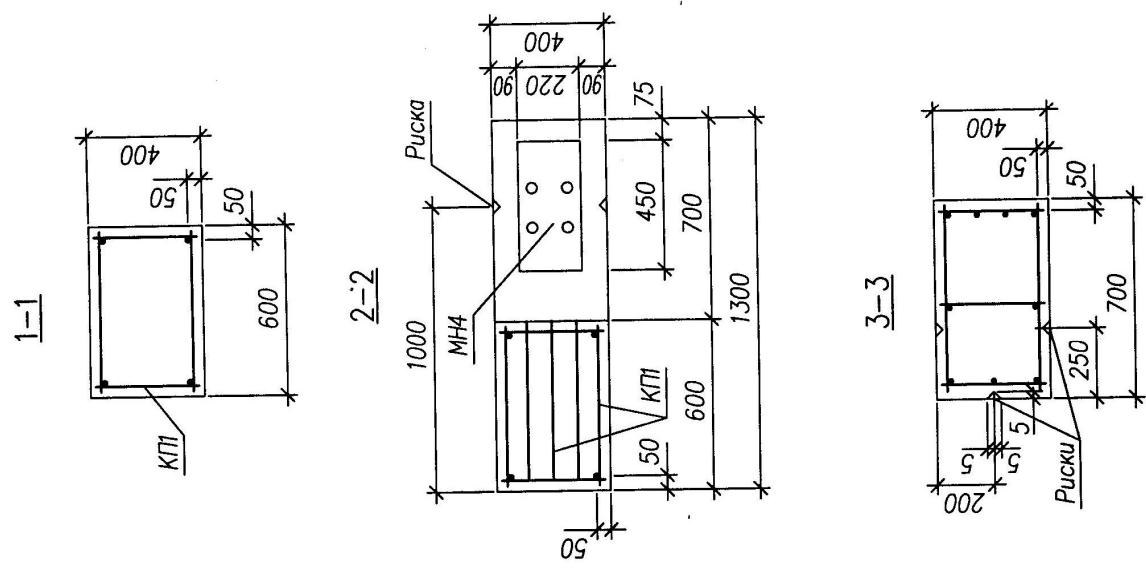
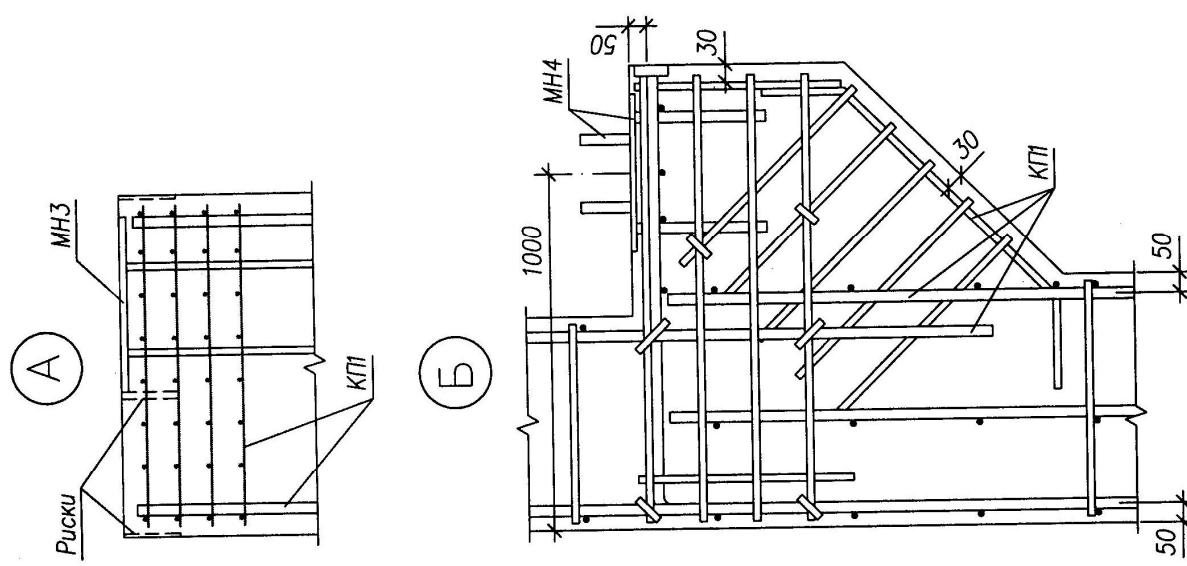
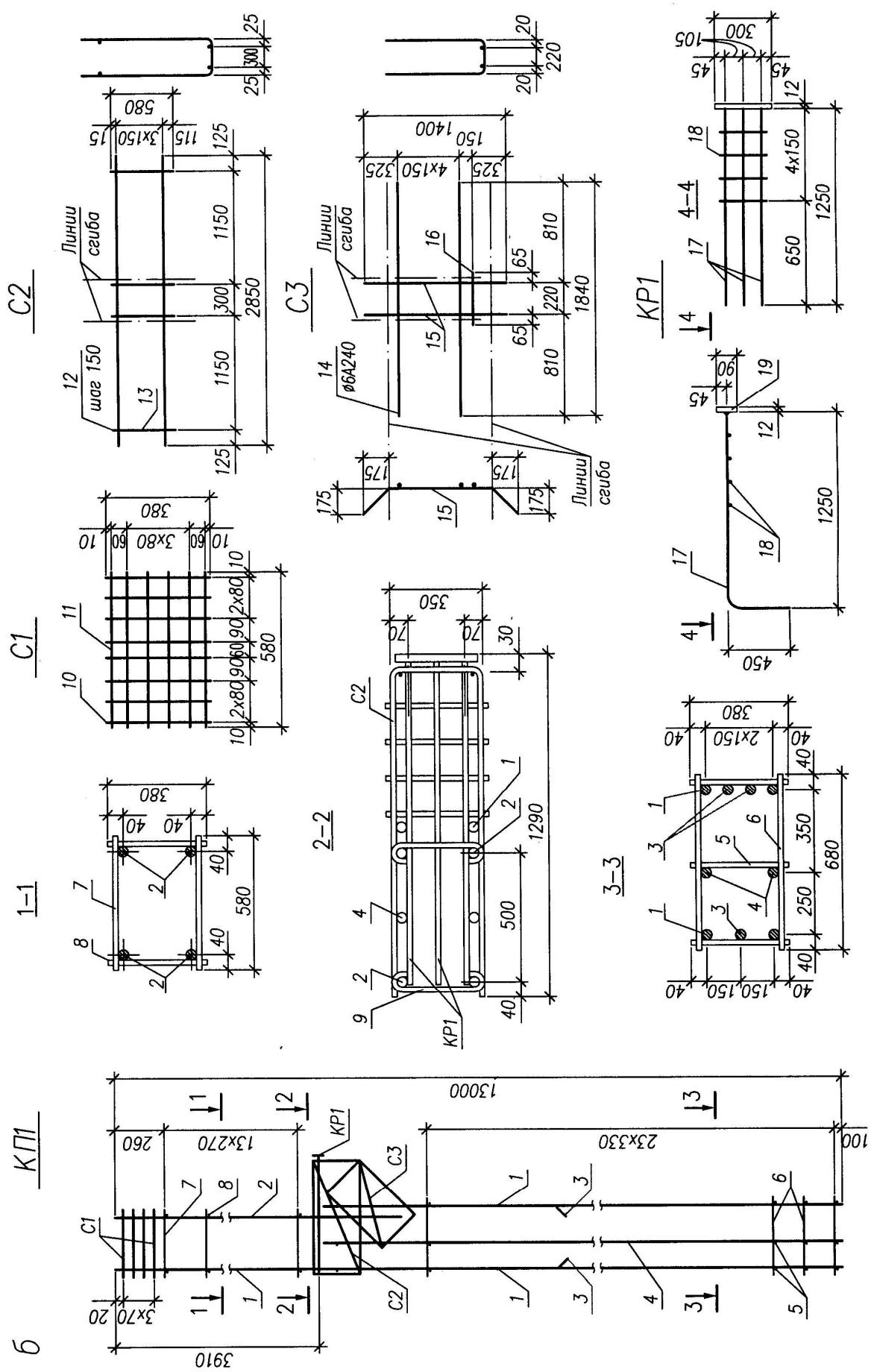


Рис. 3.33. К конструированию арматуры в колонне: *a* – заполненный контрольный талон; *b* – результаты диалога с ЭВМ





6. Каковы основные типы фундаментов, применяемых в одноэтажных промышленных зданиях?
7. Особенности конструкций сборных и монолитных отдельно стоящих фундаментов.
8. Как определяются размеры подошвы внецентренно нагруженного фундамента?
9. Как назначаются размеры тела фундамента с повышенным стаканом?
10. Какие сечения в теле фундамента являются наиболее опасными?
11. В каких сечениях армирование фундамента определяется по расчету?
12. Особенности расчета продольной и поперечной арматуры во внецентренно нагруженных фундаментах.

Для примера возьмем следующие исходные данные индивидуального задания, напечатанные ЭВМ:

Проектируемая колонна по оси	<A>
Глубина заложения фундамента, м	3,15
Класс бетона монол.констр.и фундамента	B15
Класс арм-ры монол.констр.и фундамента	A400
Расчетное сопротивление грунта, МПа.	0,25
Класс ответственности здания	II

Методические указания. Проектирование отдельно стоящего фундамента выполняется для заданной колонны крайнего или среднего ряда. Если проверка армирования колонны прошла успешно и в заданный срок, то комбинации усилий N , M и Q от колонны для расчета основания и тела фундамента вычисляются ЭВМ (см. рис. 3.33).

Для фундамента под колонну крайнего ряда необходимо учитывать дополнительную нагрузку от ограждающих конструкций.

Грунты основания для всех заданий песчаные с заданным расчетным сопротивлением.

При назначении размеров подошвы фундамента рекомендуется пользоваться формулами, приведенными в таблице IV.12 приложения IV с учетом эксцентрикитетов продольных сил. Принятые окончательно размеры подошвы фундамента должны удовлетворять требованиям п. 5.6.26[13].

Ступени фундамента должны проектироваться одинаковой высоты. Глубина заделки колонны в стакан фундамента принимается по приложению V с учетом номера типа опалубки колонны.

Размеры тела фундамента могут отличаться от типовых конструкций, но должны удовлетворять общим требованиям конструирования фундаментов с повышенным стаканом.

Класс арматуры для сеток в подошве фундамента и продольной арматуры стакана принимается по индивидуальному заданию. Поперечная арматура сеток в стакане должна быть класса В500. Конструктивное армирование поперечной арматурой должно быть сетками из стержней диаметром 8 мм, устанавливающими с шагом не более 200 мм в количестве не менее 5 штук.

Решение. Вычисленные ЭВМ три комбинации усилий N , M и Q для расчета основания и тела фундамента представлены в таблице 3.4.

Таблица 3.4

Комбинации усилий от колонны для расчета фундамента

Случай расчета	Первая			Вторая			Третья		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
Основание	621,76	266,87	26,55	487,40	-340,31	-47,14	798,03	-182,27	-48,37
Фундамент	715,02	306,90	30,53	560,51	-391,35	-54,22	917,74	-209,61	-55,63

Для предварительного определения размеров подошвы фундамента находим усилия N_f^n и M_f^n на уровне подошвы фундамента для комбинации усилий с максимальным эксцентриситетом с учетом нагрузки от ограждающих конструкций (рис.3.35, а).

Расчетная нагрузка от стеновых панелей и остекления равна $G_3 = 36,58$ кН (см. раздел 3.1), а для расчета основания $G_3^n = G_3 / \gamma_f = 36,58 / 1,1 = 33,25$ кН. Эксцентриситет приложения этой нагрузки относительно оси фундамента будет равен $e_3 = 240/2 + 350 = 470$ мм = 0,47 м.

Анализируя значения усилий в таблице 3.4 находим, что наиболее неблагоприятной комбинацией для предварительного определения размеров подошвы фундамента по условию максимального эксцентриситета (отрыва фундамента) является вторая комбинация усилий.

В этом случае получим следующие значения усилий на уровне подошвы фундамента: $N_f^n = N^n + G_3^n = 487,40 + 33,25 = 520,65$ кН; $M_f^n = M^n + Q^n h_f + G_3^n e_3 = -340,31 - 47,14 \cdot 3,0 - 33,25 \cdot 0,47 = -497,36$ кН·м. Тогда получим:

$$e_0 = |M_f^n / N_f^n| = |-497,36 / 520,65| = 0,955 \text{ м.}$$

С учетом эксцентриситета продольной силы воспользуемся формулами таблицы IV.12 приложения IV для предварительного определения размеров подошвы фундамента по схеме 1.

Принимая соотношение сторон фундамента $\beta = a/b = 0,6$ вычислим коэффициент k по формуле:

$$k = \frac{N_f^n}{(1,2R_0 - \gamma_m d)\beta e_0^2} = \frac{520,65 \cdot 10^3}{(1,2 \cdot 250 - 20 \cdot 3,15)0,6 \cdot 0,955^2} = 4,01,$$

где $R_0 = 0,25$ МПа = 250 кПа – расчетное сопротивление грунта по индивидуальному заданию;

$\gamma_m = 20$ кН/м³ – средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах;

d – глубина заложения фундамента по индивидуальному заданию.

Тогда получим следующие ориентировочные размеры сторон фундамента:

$$a = e_0 \left(2 + \sqrt{1,55k - 2,5} \right) = 0,955 \left(2 + \sqrt{1,55 \cdot 4,01 - 2,5} \right) = 3,17 \text{ м};$$

$$b = \beta a = 0,6 \cdot 3,17 = 1,90 \text{ м.}$$

Принимаем предварительно размеры подошвы фундамента $a = 3,3$ м и $b = 2,1$ м и уточняем расчетное сопротивление песчаного грунта основания с учетом заданной глубины заложения фундамента согласно приложения В[13]:

$$\begin{aligned} R &= R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b_0] + k_2 \gamma_m (d - d_0) = \\ &= 250 [1 + 0,125(2,1 - 1)/1] + 0,25 \cdot 20(3,15 - 2) = 290 \text{ кПа}, \end{aligned}$$

где $k_1 = 0,125$ и $k_2 = 0,25$ принято для песчаных грунтов по [13].

Определим усилия на уровне подошвы фундамента принятых размеров от нормативных нагрузок и соответствующие им краевые давления на грунт по формулам:

$$N_{\text{inf}}^n = N^n + G_3^n + abd\gamma_m\gamma_n;$$

$$M_{\text{inf}}^n = M^n + Q^n h_f + G_3^n e_3;$$

$$p_{x(n)}^n = N_{\text{inf}}^n / A_f \pm M_{\text{inf}}^n / W_f;$$

где $\gamma_n = 0,95$ – для класса ответственности здания II; $A_f = ab = 3,3 \cdot 2,1 = 6,93 \text{ м}^2$; $W_f = ba^2/6 = 2,1 \cdot 3,3^2/6 = 3,81 \text{ м}^3$.

Результаты вычисления усилий, краевых и средних давлений на грунт основания приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5

Усилия и давления на грунт под подошвой фундамента

Комбинации усилий от колонны	Усилия		Давления, кПа		
	N_{inf}^n , кН	M_{inf}^n , кН·м	p_x^n	p_n^n	p_m^n
Первая	1069,8	330,9	67,6	241,2	154,4
Вторая	935,4	-497,4	265,5	4,5	134,0
Третья	1246,0	-343,0	269,8	89,8	179,8

Так как вычисленные значения давлений на грунт основания $p_{\max}^n = 269,8$ кПа $< 1,2R = 1,2 \cdot 290 = 348,0$ кПа; $p_{\min}^n = 4,5$ кПа > 0 и $p_m^n = 179,8$ кПа $< R = 290$ кПа, то предварительно назначенные размеры подошвы фундамента удовлетво-

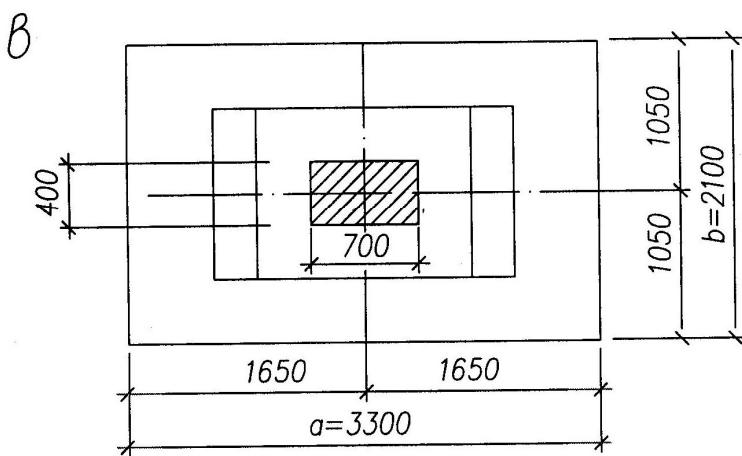
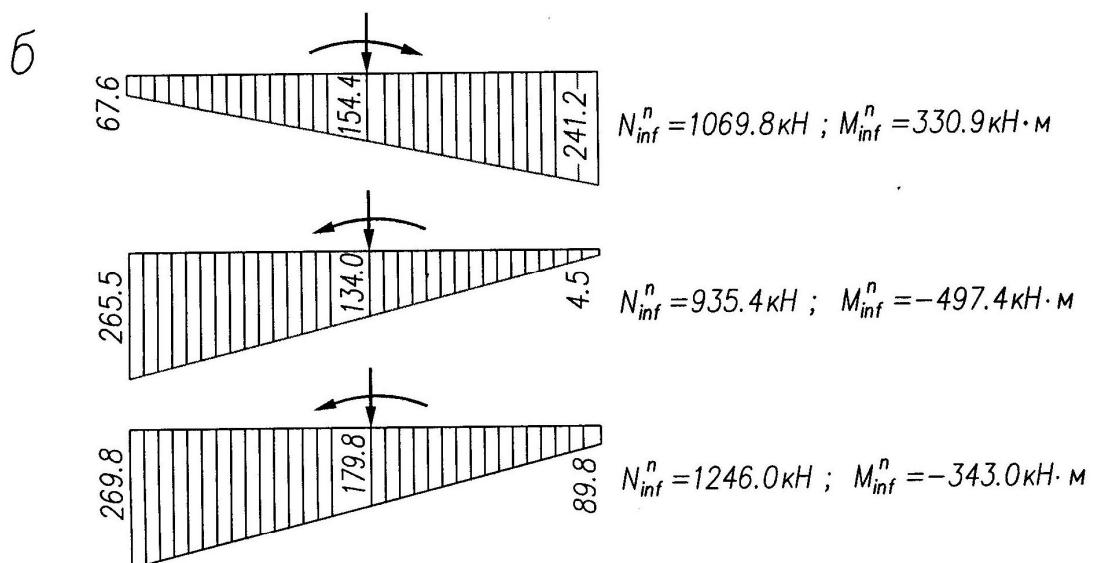
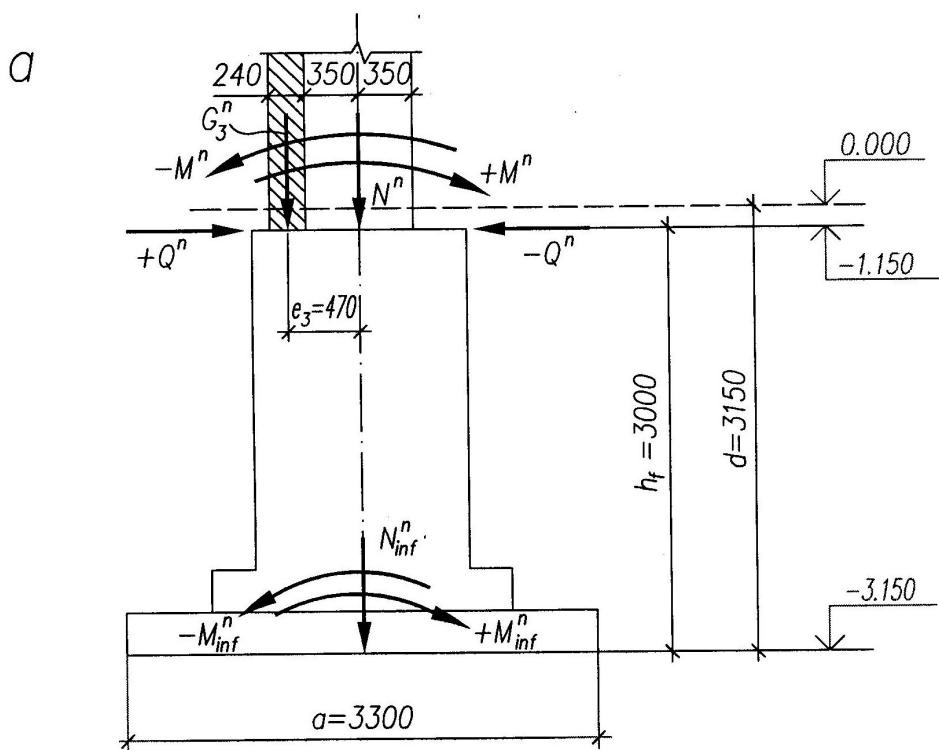


Рис. 3.35. К определению размеров подошвы фундамента: *a* – расчетная схема; *б* – эпюры давлений на грунт; *в* – план фундамента

ряют предъявляемым требованиям по деформациям основания и отсутствию отрыва части фундамента от грунта при крановых нагрузках (см. рис. 3.35). Таким образом, оставляем размеры подошвы фундамента $a = 3,3$ м и $b = 2,1$ м.

Расчет тела фундамента выполняем для принятых размеров ступеней и стакана согласно рисунку 3.36. Глубина стакана назначена в соответствии с типом опалубки колонны по приложению V, а поперечное сечение подколонника имеет размеры типовых конструкций фундаментов под колонны промышленных зданий.

Для расчета арматуры в подошве фундамента определяем реактивное давление грунта основания при действии наиболее неблагоприятной комбинации расчетных усилий (третьей) без учета собственного веса фундамента и грунта на его обрезах. Находим соответствующие усилия на уровне подошвы фундамента:

$$N_{inf} = N_c + G_3 = 917,74 + 36,58 = 954,32 \text{ кН};$$

$$M_{inf} = M_c + G_3 e_3 + Q_c h_f = -209,61 - 36,58 \cdot 0,47 - 55,63 \cdot 3 = -393,69 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тогда реактивные давления грунта будут равны:

$$p_{max} = 954,32 / 6,93 + 393,69 / 3,81 = 137,7 + 103,3 = 241,0 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = 137,7 - 103,3 = 34,4 \text{ кПа}; p_m = 137,7 \text{ кПа};$$

$$p_1 = p_{max} - \frac{p_{max} - p_{min}}{a} \cdot a_1 = 241,0 - \frac{241,0 - 34,4}{3,3} \cdot 0,6 = 203,4 \text{ кПа};$$

$$p_2 = p_{max} - \frac{p_{max} - p_{min}}{a} \cdot a_2 = 241,0 - \frac{241,0 - 34,4}{3,3} \cdot 0,9 = 184,7 \text{ кПа}.$$

Выполним проверку условия прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении I – I. Для единицы ширины этого сечения ($b = 1$ мм) находим: $Q = 0,5 (a - h_c - 2h_{02}) p_{max} = 0,5(3300 - 1500 - 2 \cdot 560)1 \cdot 0,241 = 81,9$ Н.

Поскольку $Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_{01} = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 260 = 97,5$ Н > $Q = 81,9$ Н, то прочность нижней ступени по наклонному сечению обеспечена.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях 1 – 1 и 2 – 2 вычисляем по формуле: $M_{i-i} = ba_i^2(2p_{max} + p_i)/6$:

$$M_{1-1} = 2,0 \cdot 0,6^2 (2 \cdot 241,0 + 203,4) / 6 = 82,24 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-2} = 2,0 \cdot 0,9^2 (2 \cdot 241,0 + 184,7) / 6 = 180,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Требуемое по расчету сечение арматуры составит:

$$A_{s,1-1} = M_{1-1} / (R_s \cdot 0,9h_{01}) = 82,24 \cdot 10^6 / (350 \cdot 0,9 \cdot 260) = 1004 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,2-2} = M_{2-2} / (R_s \cdot 0,9h_{02}) = 180,0 \cdot 10^6 / (350 \cdot 0,9 \cdot 560) = 1020 \text{ мм}^2.$$

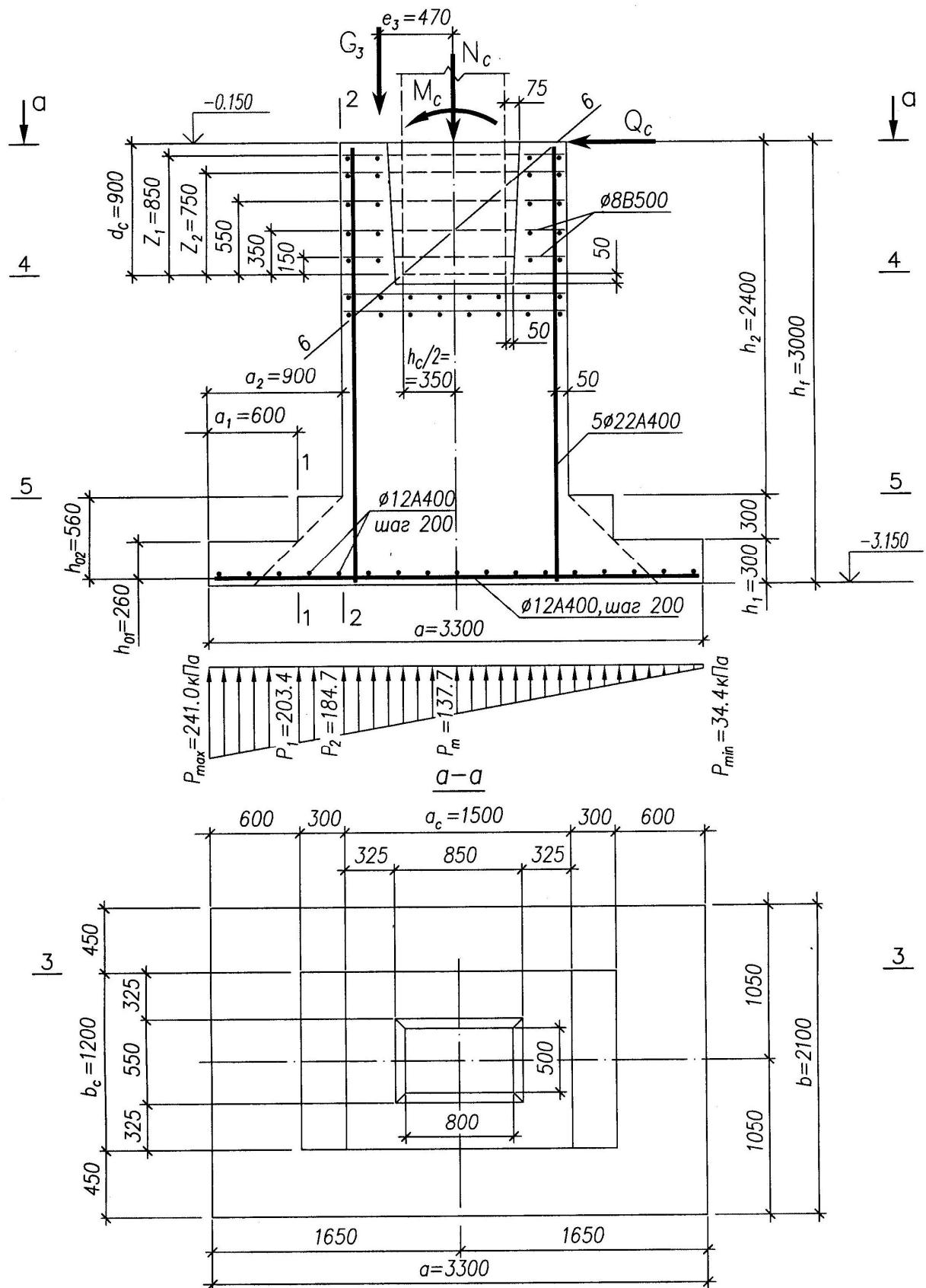


Рис. 3.36. К расчету тела фундамента

Минимальное количество арматуры в расчетных сечениях в соответствии с требованиями таблицы IV.11 приложения IV составляет:

$$A_{s,min,1-1}=0,001bh_0=0,001\cdot1800\cdot260=468 \text{ мм}^2 < A_{s,1-1}=1004 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,min,2-2}=0,001b_c h_0=0,001\cdot1200\cdot560=672 \text{ мм}^2 < A_{s,2-2}=1020 \text{ мм}^2.$$

Принимаем основной шаг стержней в сетке 200 мм, тогда на ширине $b = 2,0$ м будем иметь в сечении 2 – 2 арматуру 11Ø12 А400, $A_s = 1131 \text{ мм}^2 > 1020 \text{ мм}^2$.

Расчет рабочей арматуры сетки плиты фундамента в направлении короткой стороны выполняем на действие среднего реактивного давления грунта $p_m = 137,7 \text{ кПа}$, соответственно получим:

$$M_{3-3}=p_m ab_1^2 / 2 = 137,7 \cdot 3,3 \cdot 0,45^2 / 2 = 46,0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$A_{s,3-3}=M_{3-3} / (R_s \cdot 0,9h_0) = 46,0 \cdot 10^6 / (350 \cdot 0,9 \cdot 250) = 584 \text{ мм}^2 <$$

$$< A_{s,min,3-3}=0,001bh_0=0,001\cdot3300\cdot250=825 \text{ мм}^2.$$

По конструктивным требованиям принимаем минимальный диаметр арматуры для фундамента при $a > 3$ м равным 12 мм с шагом 200 мм, тогда в сечении 3 – 3 будем иметь 17Ø12А400, $A_s = 1923 \text{ мм}^2 > 825 \text{ мм}^2$.

Расчет продольной арматуры подколонника выполняем в ослабленном коробчатом сечении 4 – 4 в плоскости заделки колонны и на уровне низа подколонника в сечении 5 – 5 (см. рис. 3.36).

Сечение 4 – 4. Размеры коробчатого сечения стаканной части фундамента преобразуем к эквивалентному двутавровому с размерами в мм: $b = 650$; $h = a_c = 1500$; $b_f = b'_f = b_c = 1200$; $h_f = h'_f = 325$; $a = a' = 50$; $h_0 = 1450$.

Вычислим усилия в сечении 4–4 от второй комбинации усилий в колонне с максимальным изгибающим моментом:

$$N = N_c + G_3 + a_c b_c d_c \rho \gamma \gamma_n = 560,51 + 36,58 + 1,5 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 639,4 \text{ кН};$$

$$M = M_c + Q_c d_c + G_3 e_3 = 391,35 + 54,22 \cdot 0,9 + 36,58 \cdot 0,47 = 457,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эксцентриситет продольной силы будет равен $e_0 = M/N = 457,3 / 639,4 = 0,715 \text{ м} = 715 \text{ мм} > e_a = h/30 = 1500/30 = 50 \text{ мм}$.

Проверяем положение нулевой линии.

Так как $R_b b'_f h'_f = 8,5 \cdot 1200 \cdot 325 = 3315 \cdot 10^3 \text{ Н} = 3315 \text{ кН} > N = 639,4 \text{ кН}$, то указанная линия проходит в полке и сечение следует рассчитывать как прямоугольное с шириной $b = b'_f = 1200 \text{ мм}$. Расчет прочности сечения для случая симметричного армирования выполняем согласно п. 3.57[7].

Для этого вычислим значения:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{639,4 \cdot 10^3}{8,5 \cdot 1200 \cdot 1450} = 0,0432;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(h_0 - a')/2}{R_b b h_0^2} = \frac{457,3 \cdot 10^6 + 639,4 \cdot 10^3 (1450 - 50)/2}{8,5 \cdot 1200 \cdot 1450^2} = 0,0422;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{50}{1450} = 0,0345.$$

Так как $\alpha_n = 0,0432 < \zeta_R = 0,533$, то требуемое количество симметричной арматуры определим по формуле (3.93)[7]:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{8,5 \cdot 1200 \cdot 1450}{350} \cdot \frac{0,0422 - 0,0432(1 - 0,0432 / 2)}{1 - 0,0345} = -2,9 \text{ мм}^2 < 0.$$

Армирование назначаем в соответствии с конструктивными требованиями в количестве не менее 0,10 % площади подколонника:

$$A_s = A'_s = \mu_{s,min} b h_0 = 0,001 \cdot 1200 \cdot 1450 = 1740 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $A_s = A'_s = 1900 \text{ мм}^2$ ($\varnothing 22\text{A}400$).

В сечении 5–5 по аналогичному расчету принято конструктивное армирование.

Поперечное армирование стакана фундамента определяем по расчету на действие максимального изгибающего момента. Вычисляем эксцентриситет продольной силы в колонне от второй комбинации усилий $e_0 = M_c / N_c = 391,35 / 560,51 = 0,698 \text{ м}$.

Поскольку $e_0 = 0,698 \text{ м} > h_c / 6 = 0,7 / 6 = 0,117 \text{ м}$, то поперечная арматура стакана требуется по расчету. Так как $e_0 = 0,698 \text{ м} > h_c / 2 = 0,350 \text{ м}$, то момент внешних сил в наклонном сечении 6–6 вычисляем по формуле*:

$$M_{6-6} = M_c + Q_c d_c - N_c h_c / 2 = 391,35 + 54,22 \cdot 0,9 - 560,51 \cdot 0,7 / 2 = 244,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тогда, площадь сечения одного стержня поперечной арматуры стакана фундамента будет равна:

$$A_s = M_{6-6} / (4 R_{sw} \sum z_i) = 244,0 \cdot 10^6 / [4 \cdot 300 (850 + 750 + 550 + 350 + 150)] = 76,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $A_s = 78,5 \text{ мм}^2$ ($\varnothing 10\text{B}500$).

Теперь следует заполнить соответствующий контрольный талон, как это показано к рассмотренному примеру на рисунке 3.37. Выполнить чертеж фундамента Вам поможет рисунок 3.38.

* При $e_0 < h_c / 2$ момент внешних сил должен вычисляться по формуле
 $M_{6-6} = M_c + Q_c d_c - 0,7 N_c e_c$.

ПГС	4 курс	п11	гр. I	Код	Размеры фундамента(м)			кол.стул.	dsa.шаг	dsb.шаг	S+S'	Sw	Контр.
Арбузов Г.В.	Издания	a	b	h1	ас	bc	кса.кcb	(мм)	(мм)	(н.ф)	(кc.ф)	сумма	I
Срок сдачи информации по 9 этапу до 2004101 107.09		3.3	2.1	0.3	1.5	1.2	2.1	12.200	12.200	10.22	5.10	157.31	I

Пояснения к заполнению контрольного талона:

a, b – размеры подошвы фундамента, м;

h1 – высота ступеней фундамента, м;

ac, bc – размеры сечения подколонника (стакана), м;

kca – количество ступеней по направлению размера **a**;

kcb – то же, по направлению размера **b**;

dsa . шаг – диаметр (целая часть) и шаг (дробная часть) стержней сетки **C1** по направлению размера **a**;

dsb . шаг – то же, по направлению размера **b**;

S+S' – суммарное количество стержней (целая часть) и диаметр (дробная часть) продольной рабочей арматуры подколонника без учета конструктивных стенок;

Sw – количество сеток **C2** (целая часть) и диаметр арматурных стержней (дробная часть)

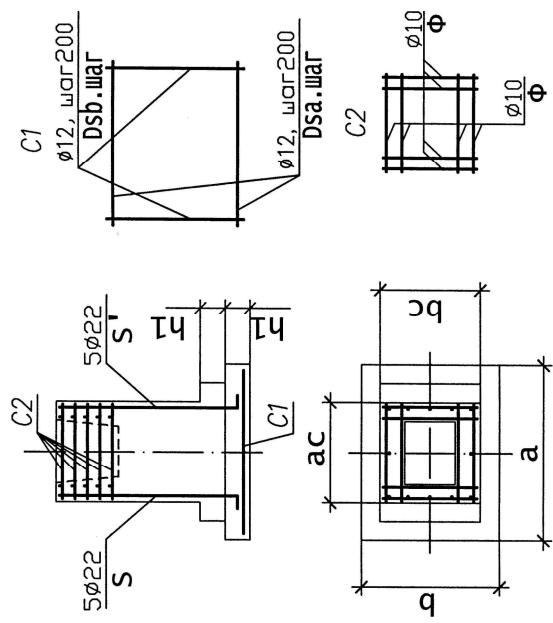


Схема армирования фундамента (пример)

ПГС	4 курс	п11	гр. I	код	размеры фундамента(м)			кол. ступ.	dsa.шаг	dsb.шаг	S+S'	SW	Результат
Арбузов Г.В.				Гзадания	a	b	h1	ac	bc	kca.кcb	(мм)	(мм)	ошибок
Информация студента	I	107.09			3.30	2.10	.30	1.50	1.20	2.1	12.200	12.200	I
Результаты проверки	I				3.30	2.180	.30	1.50	1.20	2.1	12.200	12.200	I

Вы отлично выполнили расчет фундамента, Теперь, Арбузов Г.В., Вы можете завершить оформление проекта.

Рис. 3.37 К автоматизированной проверке расчета и конструирования фундамента: σ — заполненный контурный трапециевидный талон.

δ – результаты диалога с ЭВМ

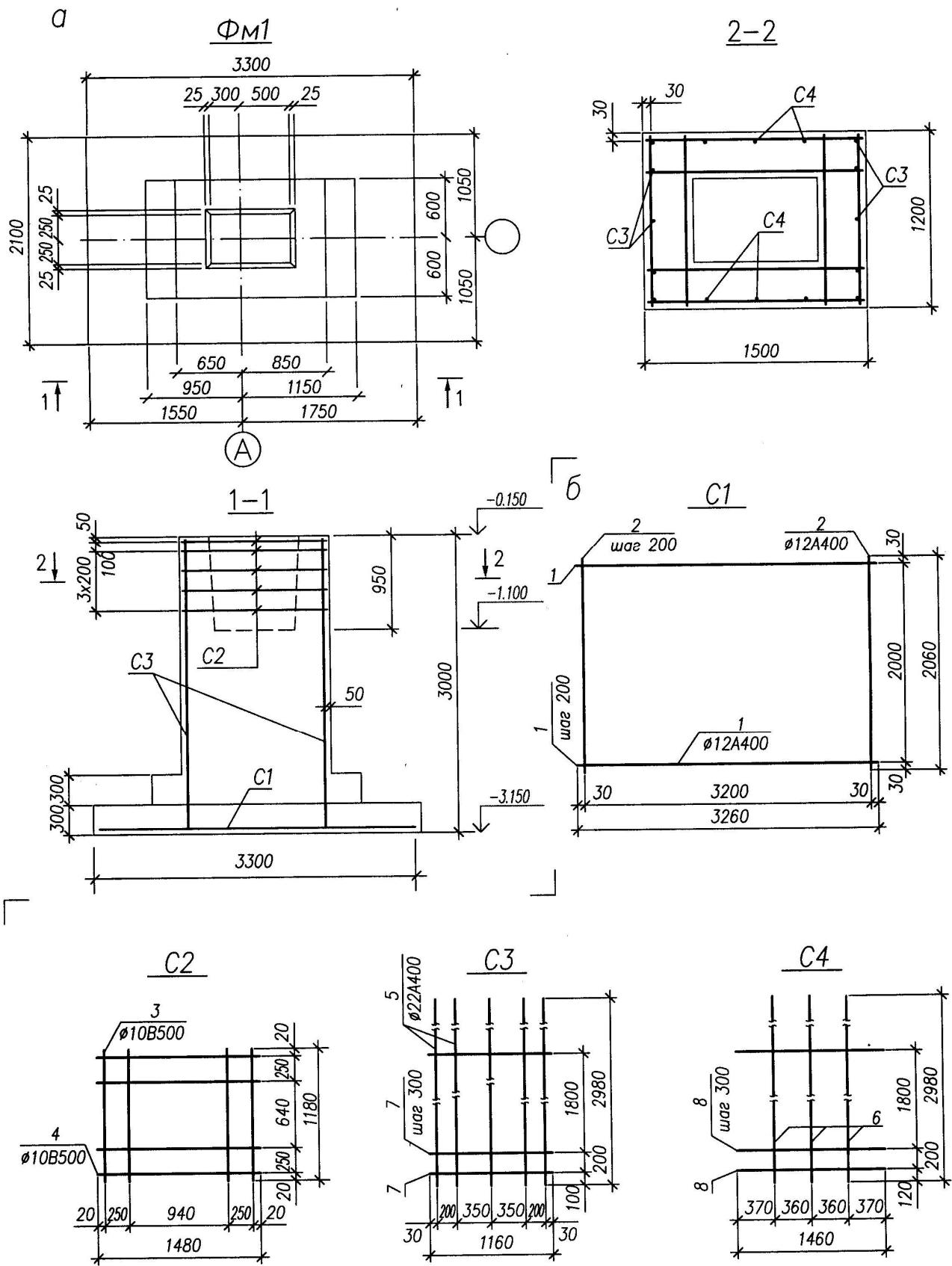


Рис. 3.38. Армирование фундамента с повышенным стаканом: а – опалубочные размеры, сечения и схема армирования; б – арматурные изделия

Заключение

В учебном пособии изложены основы курсового проектирования железобетонных и каменных конструкций с эффективным применением ЭВМ как средства контроля самостоятельной работы студентов, так и в режиме автоматизированного проектирования несущих конструкций многоэтажных и одноэтажных зданий из монолитного и сборного железобетона.

Предлагаемый материал для самостоятельной работы студентов охватывает все основные случаи расчета изгибаемых, сжатых и растянутых элементов по двум группам предельных состояний, что способствует более глубокому усвоению изучаемой дисциплины.

Автоматизированный контроль самостоятельной работы студентов с поиском и анализом последствий от допускаемых ошибок направлен на формирование в сознании обучаемых ответственности к задачам расчета и проектирования несущих конструкций.

Новизну и интерес представляет использование ЭВМ для оптимального проектирования в учебном процессе статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий на примерах многопролетных балок и стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий

Приложения

Приложение I

Основные сведения о тяжелом бетоне

Таблица I.1

Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона

для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа

Вид сопротивления	Класс бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (приизменная прочность) $R_{b,n}$, $R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bb,n}$, $R_{bt,ser}$	0,85	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75

Таблица I.2

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа

Вид сопротивления	Класс бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое, R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое, R_{bt}	0,56	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80

Таблица I.3

**Начальные модули упругости бетона
при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа**

Класс бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Таблица I.4

Значения коэффициентов ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ и $\varepsilon_{bI,red}$

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Коэффициенты ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ для классов бетона на сжатие										$\varepsilon_{bI,red} \times 10^{-4}$	
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
выше 75 (повышенная)	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	24
40-75 (нормальная)	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	28
ниже 40 (пониженная)	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	34

Основные сведения об арматурных стальах**Таблица II.1**

**Нормативные сопротивления и модули упругости
основных видов стержневой и проволочной арматуры, МПа**

Арматура классов	Номиналь- ный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ses}$, МПа
A240	6-40	240
A400	6-40	400
A500	6-40	500
A600	10-40	600
A800	10-32	800
A1000	10-32	1000
B500	3-16	500
Bp500	3-5	500
Bp1200	8	1200
Bp1300	7	1300
Bp1400	4; 5; 6	1400
Bp1500	3	1500
K1400(К-7)	15	1400
K1500(К-7)	6; 9; 12	1500
K1500(К-19)	14	1500

Значения модуля упругости арматуры E_s принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными:

$E_s = 1,95 \cdot 10^5$ МПа – для арматурных канатов (К);

$E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа – для остальной арматуры (А и В).

Таблица II.2

**Расчетные сопротивления основных видов
стержневой и проволочной арматуры , МПа**

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию, R_{sc}
	продольной, R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), R_{sw}	
A240	210	170	210
A400	350	280	350
A500	435	300	435(400)
A600	520	—	470(400)
A800	695	—	500(400)
A1000	870	—	500(400)
B500	435	300	415(380)
Bp500	415	300	390(360)
Bp1200	1050	—	500(400)
Bp1300	1130	—	500(400)
Bp1400	1215	—	500(400)
Bp1500	1300	—	500(400)
K1400	1225	—	500(400)
K1500	1300	—	500(400)
П р и м е ч а н и е – Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки			

Таблица II. 3

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры.

Сортамент стержневой арматуры и арматурной проволоки (по ГОСТ 5781–82, ГОСТ 6727–80, ГОСТ 7348–81)

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и арматурной проволоки, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1м, кг	Сортамент арматуры классов						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240	A400	A500 A600	A800 A1000	B500	Bp500	Bp
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	-	+	+	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	-	+	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	-	-	+	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	-	-	+	-	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	-	-	-	-	-	-	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	-	-	+	-	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+	+	-
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	+	+	-
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	-	-	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	-	-	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	-	-	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	+	+	-	-	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	-	-	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	+	+	-	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,83	+	+	+	+	-	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	+	+	-	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	+	-	-	-	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	-	-	-	-	-

Таблица II. 4

Сортамент арматурных канатов классов К-7 и К-19 (по ГОСТ 13840 – 68)

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм ² , при их числе								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3
	9	0,402	51	102	153	204	255	306	357	408	459
	12	0,714	90,6	1812	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	815,4
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4
К-19	14	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5	772,2	900,9	1029,6	1158,3

Примечание. Номинальный диаметр арматурного каната соответствует диаметру окружности, описанной вокруг его сечения.

Таблица II. 5

Соотношение между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допускаемый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	—	40	40	40	50	50	50	50	60	60	60	70	70	80	80

**Основные характеристики арматурных сеток
по ГОСТ 8478-81**

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
1	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1040 \times L \frac{C_1}{20}$	1040	86030	81340
2	$\frac{5Bp500 - 200 + (\times 100) + 200}{5Bp500 - 150} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	1140	71350	54230
3	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 200) + 100} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	1140	32110	26140
4	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	1280	82610	81340
5	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 50} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	1280	82610	162680
6	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 300} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	17430
7	$\frac{4Bp500 - 200}{6A400 - 200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	49525
8	$\frac{4Bp500 - 200}{8A400 - 200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	1290	28380	88025
9	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 200) + 100} 1340 \times L \frac{C_1}{20}$	1340	31220	26140
10	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$	1440	29050	26140
11	$\frac{4Bp500 - 200}{5Bp500 - 200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$	1440	29050	40670
12	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 100} 1500 \times L \frac{C_1}{30}$	1500	27890	52290
13	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$	1540	84510	81340

Приложение III (продолжение)

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
14	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 50} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$	1540	84510	162680
15	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 100} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	1660	28350	52290
16	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	1660	28350	26140
17	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	83070	81340
18	$\frac{5Bp500 - (\times 150) + 100}{5Bp500 - 150} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	58840	54230
19	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{5Bp500 - 200} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	2350	44990	40670
23	$\frac{5Bp500 - 100}{5Bp500 - 100} 2550 \times 6050 \times 25$	2550	82930	81340
24	$\frac{5Bp500 - (\times 150) + 100}{5Bp500 - 150} 2550 \times 6050 \times 25$	2550	57420	54230
27	$\frac{4Bp500 - 200}{4Bp500 - 200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2660}{2330}$	42810	54230
28	$\frac{4Bp500 - 200}{6A400 - 150} 2660 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2660}{2330}$	27530	66037
29	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 170}{5Bp500 - 100} 2830 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2830}{2390}$	43110	81340
30	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 170}{6A400 - 100} 2830 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2830}{2390}$	27720	99050
31	$\frac{3Bp500 - (\times 200) + (\times 100)}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	20040	11790
32	$\frac{3Bp500 - 100}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	30070	11790

Приложение III (продолжение)

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
33	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + (\times 100)}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	35580	11790
34	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{3Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	28460	11790
35	$\frac{4Bp500 - 100}{3Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	14730
36	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	28460	20920
37	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{3Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	44270	14730
38	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	44270	20920
39	$\frac{4Bp500 - 100}{4Bp500 - (\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	20920
40	$\frac{4Bp500 - 100}{4Bp500 - 200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$	2940	53360	26140
41	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{5Bp500 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	43970	54230
42	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{6A4400 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	43970	66037
43	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{8A4400 - 150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	28270	117363
44	$\frac{5Bp500 - 200}{5Bp500 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	42950	54230
45	$\frac{5Bp500 - 200}{6A4400 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	42950	66037
46	$\frac{4Bp500 - 200}{8A4400 - 150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	27620	117363

Приложение III (окончание)

Номер сетки	Марка сетки	Ширина сетки, мм	Усилие, воспринимаемое арматурой, $R_s A_s$, Н/м	
			продольной	поперечной
47	$\frac{5Bp500 - 200}{5Bp500 - 150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	42420	54230
48	$\frac{4Bp500 - 200}{8A4400 - 150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	27260	117363
49	$\frac{5Bp500 - 200}{6A4400 - 150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	42420	66037
50	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{5Bp500 - 150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	43970	54230
51	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{6A4400 - 150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	43970	66037
52	$\frac{4Bp500 - (\times 200) + 100}{8A4400 - 150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	28270	117363
53	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{6A4400 - 150} 3560 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3560}{3120}$	43410	66037
54	$\frac{5Bp500 - (\times 200) + 100}{8A4400 - 150} 3560 \times L \frac{C_1}{30}$	$\frac{3560}{3120}$	43410	117363
55	$\frac{5Bp500 - 200}{6A4400 - 150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3630}{3180}$	42570	66037
56	$\frac{5Bp500 - 200}{8A4400 - 150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$	$\frac{3630}{3180}$	42570	117363

П р и м е ч а н и я :

1. В марках сеток обозначение классов арматуры и прочностные характеристики сеток соответствуют СП 63.13330.2012
2. Сетки с номерами 27-30 и 41-56 имеют укороченные стержни, длина которых указана в знаменателе графе «Ширина сетки»

Таблицы для расчета изгибаемых и сжатых элементов

Таблица IV.1

**Значения коэффициентов ξ_R и α_R для элементов
без предварительного напряжения**

Класс арматуры	A240	A400	A500	B500	Bp500
Значение ξ_R	0,612	0,533	0,493	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,391	0,372	0,372	0,376

Таблица IV.2

**Значения коэффициентов ξ_R
для предварительно напряженных элементов**

$\frac{\sigma_{sp}}{R_s}$	Значения ξ_R при растянутой арматуре классов								
	A600	A800	A1000	B _p 1200	B _p 1300	B _p 1400	B _p 1500	K1400	K1500
1,2	0,56	0,58	0,60	0,63	0,64	0,65	0,67	0,65	0,66
1,1	0,53	0,54	0,55	0,56	0,57	0,57	0,58	0,57	0,57
1,0	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,50	0,50
0,9	0,49	0,48	0,47	0,46	0,46	0,46	0,46	0,45	0,45
0,8	0,47	0,45	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,41	0,41
0,7	0,45	0,43	0,41	0,40	0,39	0,38	0,38	0,38	0,37
0,6	0,43	0,41	0,39	0,37	0,36	0,35	0,35	0,35	0,34
0,5	0,41	0,39	0,36	0,34	0,34	0,33	0,32	0,32	0,32

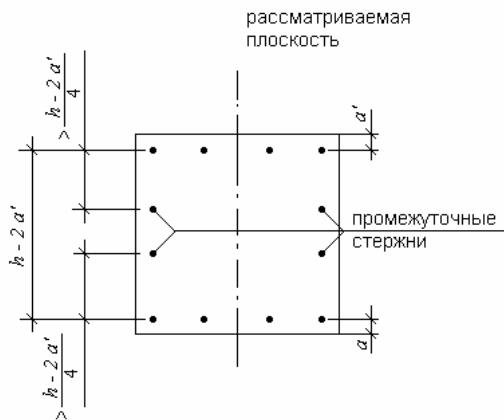
Примечания:

- Предварительное напряжение σ_{sp} принимается о учетом всех потерь и коэффициенте $\gamma_{sp}=0,9$.
- При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение σ_{sp} , рекомендуется принимать $-\sigma_{sp}/R_s = 0,6$.

Таблица IV.3

Значения коэффициентов φ_b и φ_{sb}
для расчета сжатых элементов из бетона классов В15-В35
на действие продольной силы со случайным эксцентрикитетом

Коэффициент	$\frac{N_l}{N}$	При l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
φ_b	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
	1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60
φ_{sb}	А. При $a=a' < 0,15h$ и при отсутствии промежуточных стержней (см. эскиз) или площади сечения этих стержней менее $A_{s,tot}/3$								
	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,83
	0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
	1,0	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,83	0,74
	Б. При $0,25h > a=a' \geq 0,15h$ или при площади промежуточных стержней (см. эскиз), равной или более $A_{s,tot}/3$ независимо от a								
	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,77	0,70	0,62



Обозначения, принятые в табл. IV. 2. :
 N_l - продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок.
 N - продольная сила от всех нагрузок.

Таблица IV.4

**Предельно допустимая ширина раскрытия трещин
для элементов, к которым не предъявляются
требования непроницаемости**

Класс арматуры	Предельно допустимая ширина раскрытия трещин, $a_{crc,ult}$	
	продолжительное раскрытие трещин	непродолжительное раскрытие трещин
A240-A600, B500, Bp500	0,3	0,4
A800, A1000, Bp1200-Bp1400, K1400, K1500(K-19) и K1500 (K-7) диаметром 12 мм	0,2	0,3
Bp1500 и K1500(K-7) диаметром 6 и 9 мм	0,1	0,2

Таблица IV.5

Значения коэффициента γ

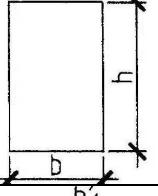
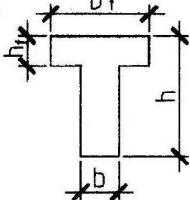
Сечения	Коэф-фициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,30	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30	

Таблица IV.5 (окончание)

3. Тавровое с полкой (уши-рением), расположенной в растянутой зоне:		
a) при $b'_f/b \leq 2$	1,20	
б) при $b'_f/b > 2$	1,15	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое):		
a) при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$	1,30	
б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$	1,25	
в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$	1,20	
5. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$:		
a) при $b_f/b \leq 2$	1,20	
б) при $2 < b_f/b \leq 6$	1,15	
в) при $b_f/b > 6$	1,10	
6. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $3 < b'_f/b < 8$:		
a) при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h	1,25	
б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$	1,25	
в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$	1,20	

Таблица IV.6

Значения коэффициента ζ

φ_f	e_s/h_o	Коэффициенты $\zeta = z / h_o$ при значениях μa_{s1} равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81

Обозначения в таблице IV.6:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)h_f' + a_{s1}A_{sp}' + a_{s1}A_s'}{bh_o}; e_s = \frac{M_s}{P}; \mu a_{s1} = \frac{a_{s1}A_{sp} + a_{s1}A_s'}{bh_o}.$$

Таблица IV. 7

Значения коэффициента φ_c

φ_f	e_s/h_o	Коэффициент φ_c при значениях μa_{s2} равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
0,4	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	$\geq 1,3$	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51

Таблица IV. 7 (окончание)

0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,41	0,45	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,45	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,0	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81

Обозначения в таблице IV.7:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f - (A'_{sp} + A_s)a_{s1}}{bh_o}; \quad \mu a_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_o}; \quad \frac{e_s}{h_o} = \frac{M_s}{Ph_o}.$$

Таблица IV.8

Значения коэффициента S

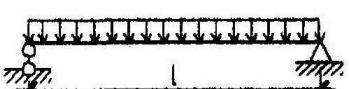
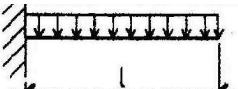
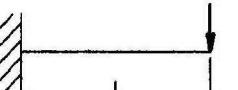
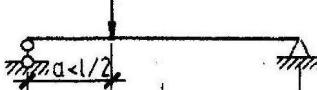
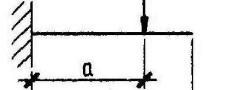
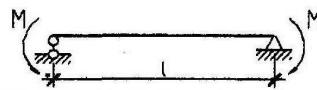
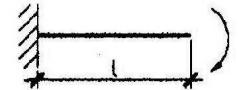
Схема загружения свободно опертой балки	Коэффициент S	Схема загружения консольной балки	Коэффициент S
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{8l^2}$		$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$
	$\frac{1}{8}$		$\frac{1}{2}$
<p>Примечание. При загружении элемента сразу по нескольким схемам:</p> $S = \sum S_i M_i / \sum M_i,$ <p>где S_i и M_i - соответственно коэффициент S и момент M в середине пролета балки или в заделке консоли для каждой схемы загружения. В этом случае кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ определяется при значении M равном $\sum M_i$.</p>			

Таблица IV.9

**Расчетные длины колонн одноэтажных зданий
с мостовыми кранами и разрезными подкрановыми
балками (по СНиП 2.03.01–84*)**

Одноэтажные многопролетные здания с мостовыми кранами и разрезными подкрановыми балками		Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости	
		поперечной рамы	перпендикулярной поперечной раме при наличии связей
При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн	$1,5 H_1$	$0,8 H_1$
	Надкрановая (верхняя) часть колонн	$2,0 H_2$	$1,5 H_2$
Без учета нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн	$1,2 H$	$0,8 H_1$
	Надкрановая (верхняя) часть колонн	$2,5 H_2$	$1,5 H_2$

<p>Обозначения:</p> <p>H – полная высота колонны от верха фундамента до стропильной конструкции в соответствующей плоскости;</p> <p>H_1 – высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;</p> <p>H_2 – высота надкрановой части колонны от ступени колонны до стропильной конструкции в соответствующей плоскости.</p> <p>Примечание. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной H_2.</p>

Таблица IV.10

Расчетные длины элементов ферм (по СНиП 2.03.01–84*)

Наименование элементов	Расчетная длина l_0 элементов ферм
Элементы ферм:	
а) верхний пояс при расчете: в плоскости фермы: при $e_0 < 1/8h_1$	0,9 l
„ $e_0 \geq 1/8h_1$	0,8 l
из плоскости фермы: для участка под фонарем (при ширине фонаря 12 м и более)	0,8 l
в остальных случаях	0,9 l
б) раскосы и стойки при расчете: в плоскости фермы	0,8 l
из плоскости фермы: при $b_1/b_2 < 1,5$	0,9 l
„ $b_1/b_2 \geq 1,5$	0,8 l

Обозначения:

l – длина элемента между центрами примыкающих узлов, а для верхнего пояса фермы при расчете из плоскости фермы – расстояние между точками его закрепления;
 h_1 – высота сечения верхнего пояса;
 b_1, b_2 – ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы.

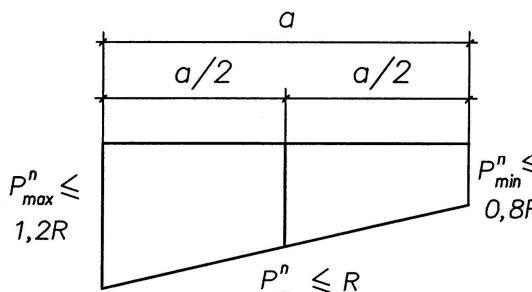
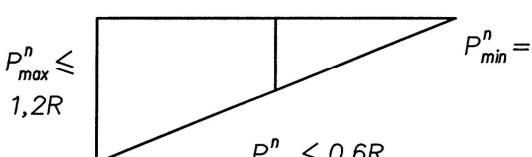
Таблица IV.11

Минимальные проценты армирования железобетонных элементов (таблица 5.2 из пособия к СП 52-101-2003)

Условия работы арматуры	$\mu_{s,min}$, %
1. Арматура S в изгибаемых и во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,10
2. Арматура S и S' во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой S и S'	0,10
3. Арматура во внецентренно сжатых элементах при: а) $l_0/i < 17$ (для прямоугольных сечений - при $l_0/h \leq 5$)	0,10
б) $17 < l_0/i \leq 35$ ($5 < l_0/h \leq 10$)	0,15
в) $35 < l_0/i < 83$ ($10 < l_0/h < 25$)	0,20
г) $l_0/i \geq 83$ ($l_0/h > 25$)	0,25

Таблица IV.12

**Формулы для определения
предварительных размеров подошвы
внекентренно нагруженных столбчатых фундаментов
под колонны промышленных зданий,
оборудованных мостовыми кранами**

№ схемы	Эпюра напряжений под подошвой фундамента	Формулы для определения размеров
1		$a = e_0(2 + \sqrt{1,055K - 2,5});$ $K = \frac{N_f^n}{(1,2R_0 - \gamma_m d)\beta e_0^2};$ $b = \beta a;$ $\beta < 1 \text{ (обычно } \beta=0,6\dots0,9)$
2		$a = 6e_0 \left(1 - \frac{\gamma_m d}{0,6R_0}\right);$ $b = \frac{N_f^n}{a(0,6R_0 - \gamma_m d)}$
Примечание. γ_m – средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах; R_0 – расчетное сопротивление грунта (по заданию); d – глубина заложения фундамента; e_0 – эксцентриситет силы N_f^n на уровне подошвы фундамента; значения величин в формулах в м, кН, кПа.		

Приложение V

Габариты колонн одноэтажных промышленных зданий

Эскиз колонны	Номер типа опалубочной формы	Размеры сечений, мм						
		a	b	c	d	e	f	g
	1	400	380	600	670	450	450	900
	2	400	380	700	670	450	350	1050
	3	400	380	800	670	450	250	1050
	4	400	600	700	700	600	600	1050
	5	400	600	800	700	600	500	1050
	6	400	600	900	700	600	400	1200
	7	400	600	600	750	600	750	900
	8	400	600	700	750	600	700	1050
	9	400	600	800	750	600	650	1050
	10	400	600	900	750	600	600	1200

Примечания:

- Высота надкрановой части колонны *h* может быть равной 2900, 3300, 3500, 3900, 4100 и 4500 мм.
- Габариты сечений колонн соответствуют требованиям типовых конструкций серий 1.424.1-5.

Приложение VI

Типоразмеры и расчетные параметры двухскатных решетчатых балок пролетом 18 м

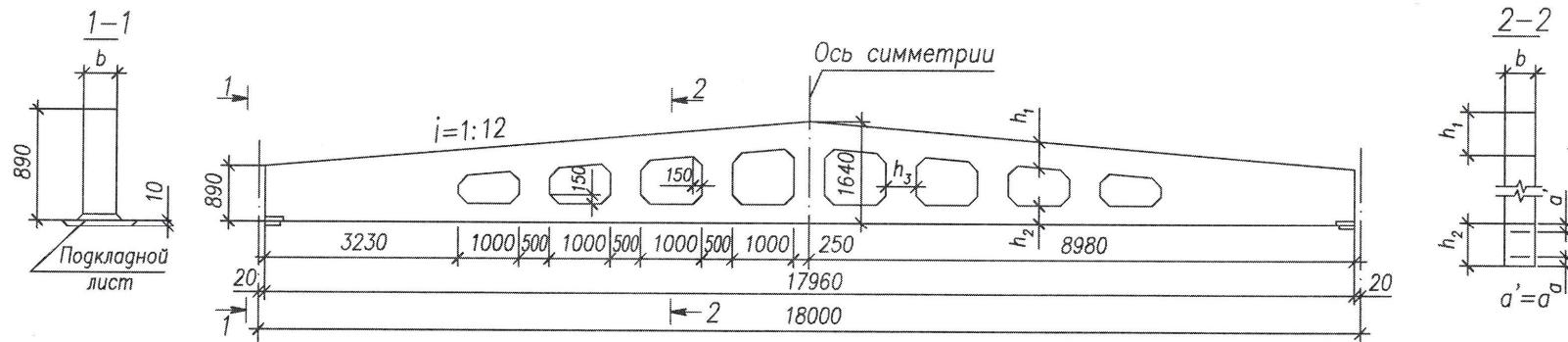


Таблица VI.1

Основные характеристики балок

Марка балки по серии 1.462-3	Номер типа опалубочной формы	Объем бетона, м ³	Размеры сечений, мм								
			Верхний пояс			Нижний пояс			Стойки		
			b	h ₁	a	b	h ₂	a	b	h ₂	a
1БДР18	1	3,46	200	420	40	200	300	60	200	500	40
2БДР18	2	4,15	240	420	40	240	300	60	240	500	40
3БДР18	3	4,84	280	420	40	280	300	60	280	500	40

Геометрическая схема и расчетные сечения

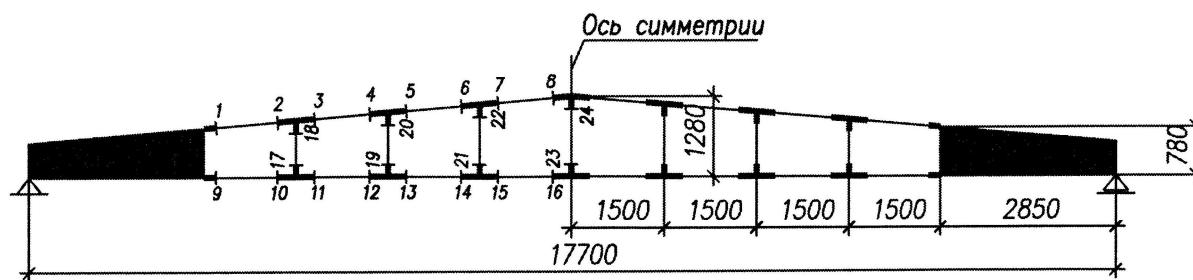
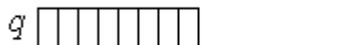


Таблица VI. 2

Усилия в расчетных сечениях балок типа БДР

Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$					
	q 			q 		
	N	M	Q	N	M	Q
1	-27,630	0,7223	0,7223	-18,640	0,6683	0,3932
2	-27,630	1,6520	1,6520	-18,640	0,9456	0,3932
3	-31,160	0,7563	0,7563	-19,900	0,6001	0,3964
4	-31,160	1,5277	1,5277	-19,900	0,8797	0,3964
5	-31,690	1,3250	1,3250	-18,670	1,1406	-1,4013
6	-31,690	0,7935	0,7935	-18,670	0,1523	-1,4013
7	-30,500	1,0927	1,0927	-16,050	0,8747	-1,1997
8	-30,500	0,5902	0,5902	-16,050	0,0287	-1,1997
9	27,423	0,1464	0,1464	18,545	0,1924	0,3353
10	27,423	0,7706	0,7706	18,545	0,4271	0,3353
11	30,960	0,1159	0,1159	19,799	0,1792	0,2276
12	30,960	0,6915	0,6915	19,799	0,3385	0,2276
13	31,645	0,5015	0,5015	18,719	0,5275	-0,8783
14	31,645	0,2350	0,2350	18,719	-0,0872	-0,8783
15	30,451	0,4463	0,4463	16,095	0,4850	-0,8619
16	30,451	0,2206	0,2206	16,095	-0,1182	-0,8619
17	-0,0694	-0,2792	-0,2792	-0,1076	-0,0971	1,2535
18	-0,0694	0,5872	0,5872	-0,1076	0,2100	1,2535
19	-1,2030	-0,1611	-0,1611	-1,1060	0,1253	-1,0796
20	-1,2030	0,0922	0,0922	-1,1060	-0,2741	-1,0796
21	0,0582	0,1346	0,1346	0,0164	0,4811	-2,6245
22	0,0582	-0,4561	-0,4561	0,0164	-0,8180	-2,6245
23	0,6450	0	0	0,3225	0,4961	-1,7384
24	0,6450	0	0	0,3225	-0,5816	-1,7384

Приложение VII

Типоразмеры и расчетные параметры сегментных раскосных ферм пролетом 18 м

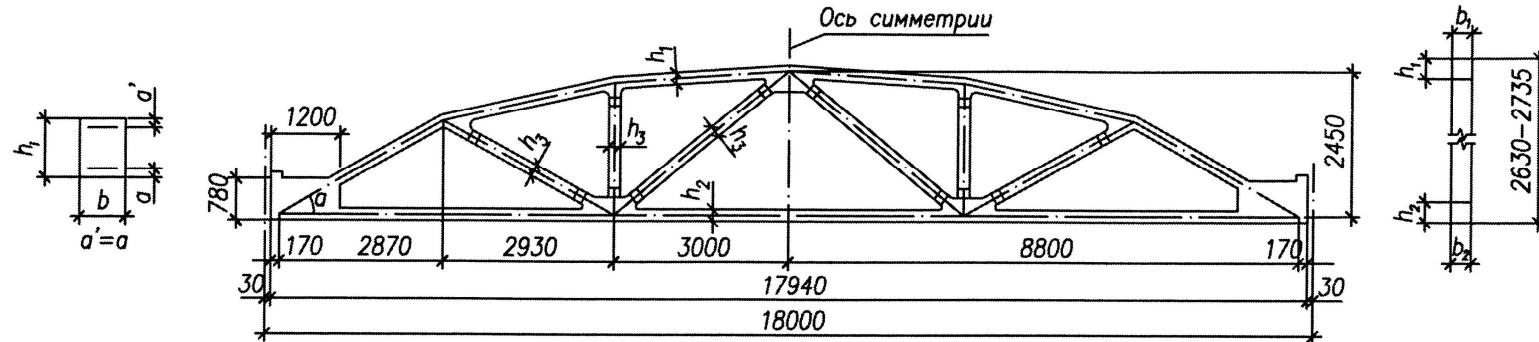


Таблица VII.1

Основные характеристики ферм

Марка фермы по серии ПК-01-129/78	Номер типа опалубочной формы	Объем бетона, м ³	Размеры сечений, мм									Угол для расчета опорного узла, α°	
			Верхний пояс			Нижний пояс			Стойки и раскосы				
			b	h ₁	a	b	h ₂	a	b	h ₃	a		
1ФС18	1	1,80	200	180	30	200	180	40	150	120	30	29,7	
2ФС18	2	2,42	250	180	30	250	200	45	150	120	30	29,3	
3ФС18	3	3,11	250	250	40	250	300	50	150	150	30	25,5	
4ФС18	4	3,75	300	250	40	300	320	60	150	150	30	25,1	

Геометрическая схема и расчетные сечения

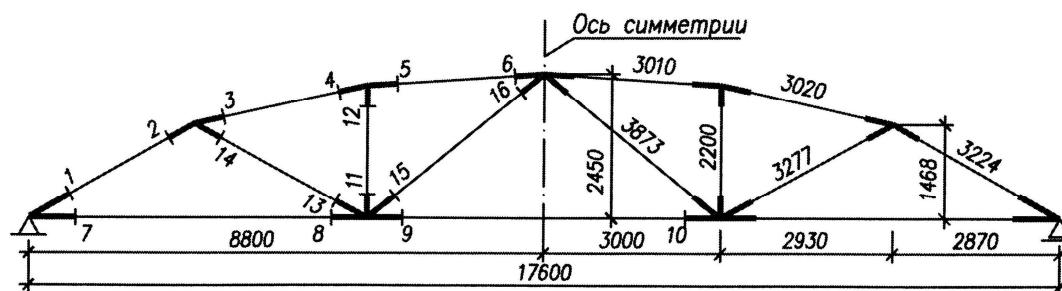


Таблица VII. 2

Усилия в расчетных сечениях ферм марок 1ФС18 и 2ФС18

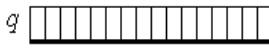
Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q 			q 			$2q$ 			$2q$ 		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-16,370	0,0130	0,0447	-11,500	0,0076	0,0362	-6,8132	0,0012	0,0277	-5,2428	0	0,0248
2	-16,370	0,0964	0,0447	-11,500	0,0751	0,0362	-6,8132	0,0529	0,0277	-5,2428	0,0462	0,0248
3	-16,220	0,0816	-0,0200	-10,170	0,0633	-0,0148	-5,7350	0,0449	-0,0152	-3,7868	0,0393	-0,0142
4	-16,220	0,0292	-0,0200	-10,170	0,0245	-0,0148	-5,7350	0,0048	-0,0152	-3,7868	0,0020	-0,0142
5	-15,800	0,0241	0,0091	-9,8938	0,0372	-0,0062	-5,5814	0,0095	-0,0014	-3,6781	0,0124	-0,0041
6	-15,800	0,0467	0,0091	-9,8938	0,0219	-0,0062	-5,5814	0,0060	-0,0014	-3,6781	0,0023	-0,0041
7	14,556	0,0433	0,0042	10,223	0,0364	0,0020	6,0531	0,0284	-0,0023	4,6563	0,0259	-0,0027
8	14,556	0,0612	0,0042	10,223	0,0453	0,0020	6,0531	0,0184	-0,0023	4,6563	0,0141	-0,0027
9	15,965	0,0423	0	7,9825	0,0491	-0,0105	5,1517	0,0132	0	2,5758	0,0177	-0,0041
10	15,965	0,0423	0	7,9825	-0,0067	-0,0105	5,1517	0,0132	0	2,5758	-0,0044	-0,0041
11	-0,4100	-0,0079	0,0054	-1,3640	0,0097	-0,0133	-0,0868	0,0029	-0,0054	-0,3973	0,0088	-0,0115
12	-0,4100	0,0017	0,0054	-1,3640	-0,0143	-0,0133	-0,0868	-0,0069	-0,0054	-0,3973	-0,0118	-0,0115
13	1,3180	0	0,0064	-0,3943	0	0,0052	-0,5450	-0,0021	0,0041	-1,0967	-0,0018	0,0035
14	1,3180	0,0184	0,0064	-0,3943	0,0150	0,0052	-0,5450	0,0097	0,0041	-1,0967	0,0083	0,0035
15	-0,2851	0,0105	-0,0019	2,4238	0,0049	0,0005	0,5311	0,0046	-0,0014	1,4073	0,0022	-0,0001
16	-0,2851	0,0038	-0,0019	2,4238	0,0067	0,0005	0,5311	-0,0001	-0,0014	1,4073	0,0016	-0,0001

Таблица VII. 3

Усилия в расчетных сечениях фермы марки ЗФС18

Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q 			q 			$2q$ 			$2q$ 		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-16,280	0,0090	0,0708	-11,420	0,0068	0,0575	-6,7612	-0,0138	0,0564	-5,1917	-0,0124	0,0511
2	-16,280	0,1410	0,0708	-11,420	0,1142	0,0575	-6,7612	0,0914	0,0564	-5,1917	0,0822	0,0511
3	-16,130	0,1284	-0,0189	-10,090	0,1051	-0,0129	-5,7110	0,0843	-0,0255	-3,7612	0,0771	-0,0249
4	-16,130	0,0787	-0,0189	-10,090	0,0711	-0,0129	-5,7110	0,0175	-0,0255	-3,7612	0,0118	-0,0249
5	-15,730	0,0633	0,0003	-9,8052	0,0887	-0,0236	-5,5586	0,0211	-0,0092	-3,6486	0,0267	-0,0115
6	-15,730	0,0625	0,0003	-9,8052	0,0305	-0,0236	-5,5586	-0,0016	-0,0092	-3,6486	-0,0016	-0,0115
7	14,466	0,0948	0,0210	10,141	0,0806	0,0201	5,9938	0,0749	-0,0042	4,5989	0,0687	-0,0029
8	14,466	0,1832	0,0210	10,141	0,1650	0,0201	5,9938	0,0570	-0,0042	4,5989	0,0563	-0,0029
9	15,917	0,1498	0	7,9589	0,1738	-0,0375	5,1436	0,0455	0	2,5718	0,0611	-0,0145
10	15,917	0,1498	0	7,9589	-0,0239	-0,0375	5,1436	0,0455	0	2,5718	-0,0155	-0,0145
11	-0,4136	-0,0190	0,0152	-1,3575	0,0143	-0,0195	-0,0928	0,0027	-0,0066	-0,4040	0,0141	-0,0181
12	-0,4136	-0,0084	0,0152	-1,3575	-0,0209	-0,0195	-0,0928	-0,0092	-0,0066	-0,4040	-0,0185	-0,0181
13	1,3275	-0,0034	0,0085	-0,3927	0	0,0058	-0,5026	-0,0041	0,0056	-1,0578	-0,0023	0,0043
14	1,3275	0,0212	0,0085	-0,3927	0,0167	0,0058	-0,5026	0,0121	0,0056	-1,0578	0,0101	0,0043
15	-0,3134	0,0172	-0,0050	2,3421	0,0062	0,0005	0,5142	0,0073	-0,0027	1,3753	0,0026	-0,0002
16	-0,3134	-0,0002	-0,0050	2,3421	0,0081	0,0005	0,5142	-0,0021	-0,0027	1,3753	0,0019	-0,0002

Приложение VIII

Типоразмеры и расчетные параметры сегментных раскосных ферм пролетом 24 м

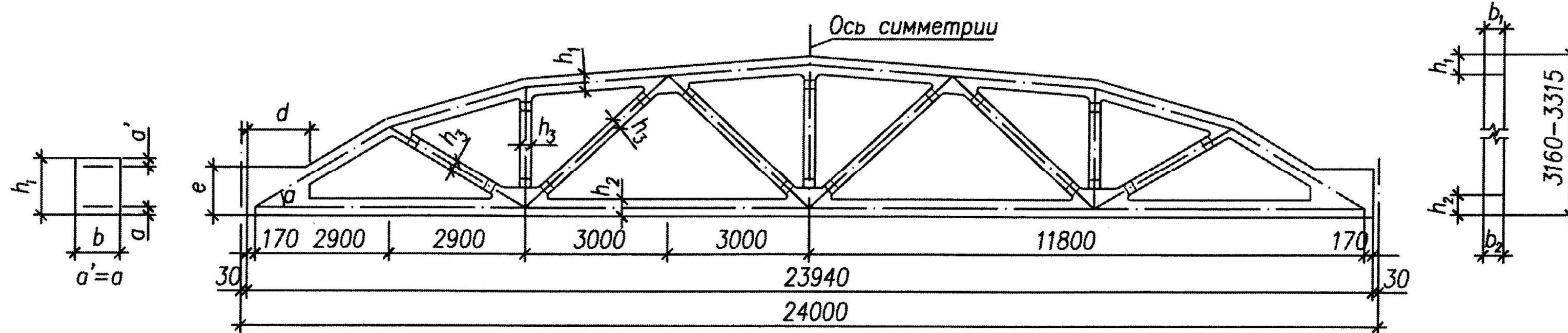


Таблица VIII. 1

Основные характеристики ферм

Марка фермы по серии ПК-01-129/78	Номер типа опалубочной формы	Объем бетона, м ³	Размеры сечений, мм										Угол для расчета опорного узла, α°	
			Верхний пояс			Нижний пояс			Стойки и раскосы			Опорный узел		
			b	h ₁	a	b	h ₂	a	b	h ₃	a	d	e	
1ФС24	1	3,68	250	200	50	250	220	50	150	150	35	1150	780	29,5
2ФС24	2	4,47	250	280	60	250	300	60	150	150	35	1150	880	30,1
3ФС24	3	5,94	300	300	60	300	360	60	200	150	35	1230	880	26,7
4ФС24	4	7,42	350	350	60	350	380	60	200	150	35	1230	880	25,1

Геометрическая схема и расчетные сечения

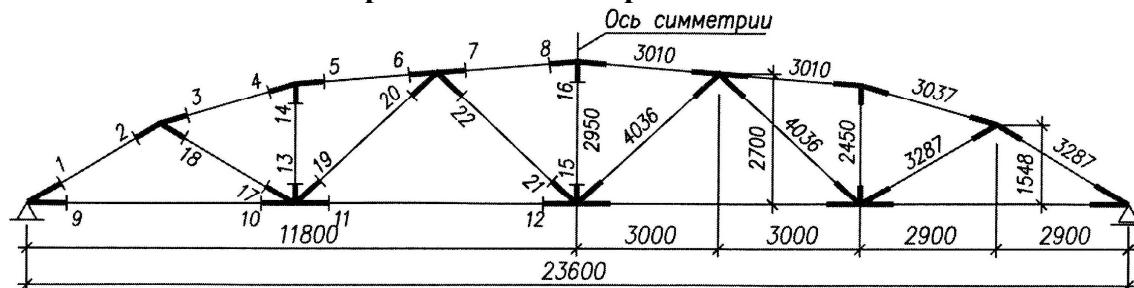


Таблица VIII.2

Усилия в расчетных сечениях фермы марки 1ФС24

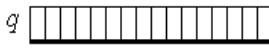
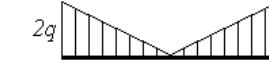
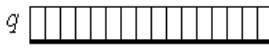
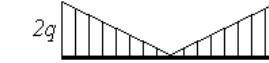
Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q 			q 			$2q$ 			$2q$ 		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-22,130	0,0145	0,0804	-15,850	0,0082	0,0617	-9,6701	0,0005	0,0454	-7,6204	-0,0019	0,0395
2	-22,130	0,1694	0,0804	-15,850	0,1272	0,0617	-9,6701	0,0881	0,0454	-7,6204	0,0742	0,0395
3	-22,250	0,1468	-0,0640	-14,890	0,1093	-0,0435	-8,5764	0,0758	-0,0332	-6,1715	0,0633	-0,0260
4	-22,250	-0,0156	-0,0640	-14,890	-0,0010	-0,0435	-8,5764	-0,0086	-0,0332	-6,1715	-0,0028	-0,0260
5	-21,380	-0,0465	0,0803	-14,280	-0,0033	0,0379	-8,2280	-0,0074	0,0230	-5,9110	0,0075	0,0075
6	-21,380	0,1551	0,0803	-14,280	0,0919	0,0379	-8,2280	0,0504	0,0230	-5,9110	0,0265	0,0075
7	-23,850	0,1489	-0,0667	-11,940	0,0976	-0,0476	-7,8031	0,0521	-0,0291	-3,9057	0,0318	-0,0190
8	-23,850	-0,0219	-0,0667	-11,940	-0,0242	-0,0476	-7,8031	-0,0225	-0,0291	-3,9057	-0,0169	-0,0190
9	19,482	0,0836	0,0090	13,955	0,0664	0,0062	8,5094	0,0497	0	6,7039	0,0445	-0,0012
10	19,482	0,1217	0,0090	13,955	0,0928	0,0062	8,5094	0,0496	0	6,7039	0,0392	-0,0012
11	24,234	0,0763	0,0021	14,575	0,0819	-0,0104	8,3557	0,0417	-0,0056	5,2018	0,0414	-0,0083
12	24,234	0,0875	0,0021	14,575	0,0279	-0,0104	8,3557	0,0125	-0,0056	5,2018	-0,0018	-0,0083
13	1,6922	-0,0324	0,0306	0,1562	-0,0046	0,0025	0,3091	-0,0002	-0,0016	-0,1903	0,0086	-0,0107
14	1,6922	0,0272	0,0306	0,1562	0,0003	0,0025	0,3091	-0,0033	-0,0016	-0,1903	-0,0123	-0,0107
15	0,8289	0	0	0,4144	0,0253	-0,0213	1,0504	0	0	0,5252	0,0111	-0,0090
16	0,8289	0	0	0,4144	-0,0269	-0,0213	1,0504	0	0	0,5252	-0,0109	-0,0090
17	2,0182	0,0019	0,0081	0,3077	0,0011	0,0070	-0,3544	-0,0009	0,0053	-0,9132	-0,0016	0,0052
18	2,0182	0,0246	0,0081	0,3077	0,0207	0,0070	-0,3544	0,0139	0,0053	-0,9132	0,0129	0,0052
19	-3,9503	0,0116	-0,0002	-0,4634	0,0051	0,0022	-0,2131	0,0036	0,0006	0,9249	0,0022	0,0010
20	-3,9503	0,0106	-0,0002	-0,4634	0,0131	0,0022	-0,2131	0,0060	0,0006	0,9249	0,0059	0,0010
21	-0,6180	0,0040	0,0042	-3,5998	0,0066	-0,0002	-0,7765	0,0024	0,0001	-1,7582	0,0044	-0,0017
22	-0,6180	0,0191	0,0042	-3,5998	0,0056	-0,0002	-0,7765	0,0029	0,0001	-1,7582	-0,0015	-0,0017

Таблица VIII.3

Усилия в расчетных сечениях фермы марки ЗФС24

Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q 			q 			$2q$ 			$2q$ 		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-21,940	0,0257	0,1619	-15,700	0,0180	0,1211	-9,5648	-0,0020	0,0959	-7,5282	-0,0075	0,0842
2	-21,940	0,3233	0,1619	-15,700	0,2405	0,1211	-9,5648	0,1742	0,0959	-7,5282	0,1471	0,0842
3	-22,170	0,3080	-0,1453	-14,800	0,2313	-0,0906	-8,5312	0,1681	-0,0736	-6,1255	0,1432	-0,0545
4	-22,170	-0,0607	-0,1453	-14,800	0,0014	-0,0906	-8,5312	-0,0186	-0,0736	-6,1255	0,0049	-0,0545
5	-21,350	-0,0986	0,1789	-14,220	-0,0047	0,0880	-8,2007	-0,0211	0,0557	-5,8764	0,0117	0,0211
6	-21,350	0,3506	0,1789	-14,220	0,2161	0,0880	-8,2007	0,1187	0,0557	-5,8764	0,0647	0,0211
7	-23,810	0,3447	-0,1566	-11,920	0,2217	-0,1029	-7,8131	0,1187	-0,0698	-3,9114	0,0690	-0,0412
8	-23,810	-0,0564	-0,1566	-11,920	-0,0419	-0,1029	-7,8131	-0,0603	-0,0698	-3,9114	-0,0366	-0,0412
9	19,278	0,1958	0,0256	13,792	0,1547	0,0258	8,3927	0,1224	0,0050	6,6016	0,1114	0,0027
10	19,278	0,3004	0,0256	13,792	0,2600	0,0258	8,3927	0,1428	0,0050	6,6016	0,1224	0,0027
11	24,093	0,2497	-0,0005	14,480	0,2496	-0,0275	8,3090	0,1307	-0,0204	5,1704	0,1223	-0,0228
12	24,093	0,2466	-0,0005	14,480	0,1084	-0,0275	8,3090	0,0260	-0,0204	5,1704	0,0052	-0,0228
13	1,4961	-0,0407	0,0395	0,0406	-0,0077	0,0060	0,2268	-0,0012	-0,0003	-0,2418	0,0089	-0,0109
14	1,4961	0,0364	0,0395	0,0406	0,0040	0,0060	0,2268	-0,0018	-0,0003	-0,2418	-0,0124	-0,0109
15	0,6425	0	0	0,3212	0,0304	-0,0250	0,9709	0	0	0,4854	0,0135	-0,0107
16	0,6425	0	0	0,3212	-0,0310	-0,0250	0,9709	0	0	0,4854	-0,0128	-0,0107
17	2,1943	-0,0019	0,0070	0,4142	-0,0004	0,0056	-0,2569	-0,0013	0,0042	-0,8369	-0,0015	0,0042
18	2,1943	0,0177	0,0070	0,4142	0,0154	0,0056	-0,2569	0,0105	0,0042	-0,8369	0,0103	0,0042
19	-3,8137	0,0126	-0,0022	-0,4231	0,0047	0,0014	-0,1903	0,0030	0,0003	0,9191	0,0013	0,0010
20	-3,8137	0,0045	-0,0022	-0,4231	0,0098	0,0014	-0,1903	0,0044	0,0003	0,9191	0,0051	0,0010
21	-0,4756	0,0027	0,0033	-3,4912	0,0090	-0,0021	-0,6954	0,0021	-0,0002	-1,7050	0,0057	-0,0025
22	-0,4756	0,0146	0,0033	-3,4912	0,0013	-0,0021	-0,6954	0,0013	-0,0002	-1,7050	-0,0032	-0,0025

Приложение IX

Типоразмеры и расчетные параметры безраскосных ферм пролетом 18 м

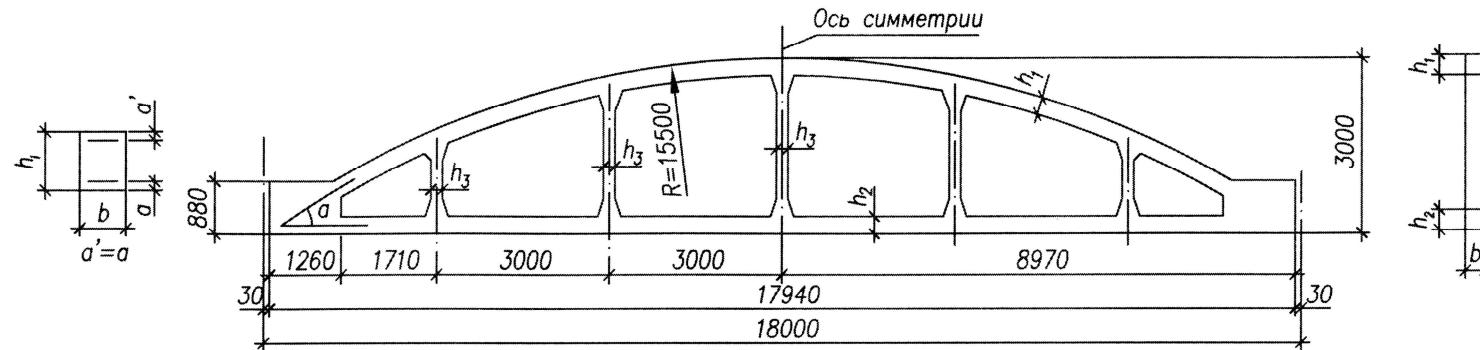


Таблица IX.1

Основные характеристики ферм

Марка фермы по серии 1.463-3	Номер типа опалубочной формы	Объем бетона, м^3	Размеры сечений, мм									Длины стоек между центрами узлов, мм			Угол для расчета опорного узла, α°
			Верхний пояс			Нижний пояс			Стойки			l_1	l_2	l_3	
			b	h_1	a	b	h_2	a	b	h_3	a	1590	2499	2790	
ФБ18I	1	2,60	240	200	40	240	220	50	240	200	35	1590	2499	2790	30,9
ФБ18II	2	3,10	240	250	40	240	280	50	240	250	35	1537	2444	2735	28,7
ФБ18III	3	3,70	280	250	40	280	280	50	280	250	35	1537	2444	2735	28,7
ФБ18IV	4	4,20	280	300	40	280	340	50	280	300	35	1484	2390	2680	26,5

Геометрическая схема и расчетные сечения

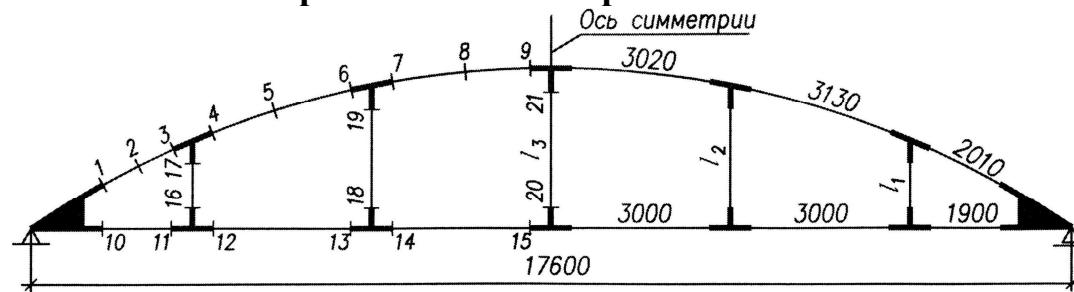


Таблица IX.2

Усилия в расчетных сечениях фермы марки ФБ18I

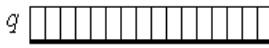
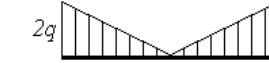
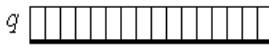
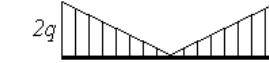
Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q 			q 			$2q$ 			$2q$ 		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-13,900	-0,3046	0,2022	-9,7417	-0,1884	0,1228	-5,7489	-0,1032	0,0642	-4,4173	-0,0685	0,0387
2	-13,870	-0,1083	0,6483	-9,7277	-0,0691	0,4355	-5,7409	-0,0408	0,2488	-4,4115	-0,0283	0,1805
3	-13,850	0,7437	1,0944	-9,7137	0,5134	0,7483	-5,7329	0,2966	0,4334	-4,4057	0,2226	0,3223
4	-13,920	0,1597	-0,4521	-8,9099	0,5977	-0,5810	-5,0933	0,4340	-0,4053	-3,4872	0,5749	-0,4462
5	-13,900	-0,4837	0,2485	-8,9165	-0,2293	-0,1318	-5,1008	-0,1428	-0,1484	-3,5008	-0,0602	-0,2698
6	-13,890	0,7838	0,9491	-8,9232	0,1946	0,3174	-5,1083	0,0022	0,1086	-3,5144	-0,1850	-0,0934
7	-13,690	0,4029	-0,5877	-7,4905	1,2857	-1,0696	-4,5838	0,3587	-0,3788	-2,5803	0,6600	-0,5354
8	-13,690	-0,3822	0,0768	-7,5247	-0,1432	-0,7044	-4,5914	-0,1473	-0,1560	-2,6002	-0,0552	-0,4117
9	-13,690	0,5828	0,7413	-7,5589	-0,5846	-0,3391	-4,5989	-0,0602	0,0669	-2,6200	-0,4236	-0,2830
10	12,160	-0,6278	0,7718	8,5337	-0,4423	0,5839	5,0399	-0,2642	0,3585	3,8776	-0,2048	0,2985
11	12,160	0,5376	0,7718	8,5337	0,4393	0,5839	5,0399	0,2771	0,3585	3,8776	0,2459	0,2985
12	13,256	-0,2668	0,2345	8,5844	0,4153	-0,1719	4,9319	0,3632	-0,2101	3,4336	0,5830	-0,3404
13	13,256	0,3431	0,2345	8,5844	-0,0317	-0,1719	4,9319	-0,1830	-0,2101	3,4336	-0,3020	-0,3404
14	13,635	-0,0625	0,1032	7,5664	1,1128	-0,7395	4,5904	0,1940	-0,1623	2,6304	0,5897	-0,4281
15	13,635	0,2059	0,1032	7,5664	-0,8100	-0,7395	4,5904	-0,2280	-0,1623	2,6306	-0,5234	-0,4281
16	-0,5372	-0,5563	1,0959	-0,7558	-0,0856	0,0506	-0,5686	0,0121	-0,1079	-0,6389	0,1634	-0,4439
17	-0,5372	0,2985	1,0959	-0,7558	-0,0461	0,0506	-0,5686	-0,0720	-0,1079	-0,6389	-0,1828	-0,4439
18	-0,1313	-0,3177	0,3792	-0,5676	0,9095	-1,0179	0,0477	0,3116	-0,3415	-0,0877	0,7162	-0,8029
19	-0,1313	0,3227	0,3792	-0,5676	-0,8098	-1,0179	0,0477	-0,2651	-0,3415	-0,0877	-0,6399	-0,8029
20	-0,2065	0	0	-0,1032	1,5285	-1,4977	0,3247	0	0	0,1623	0,6826	-0,6707
21	-0,2065	0	0	-0,1032	-1,4370	-1,4977	0,3247	0	0	0,1623	-0,6454	-0,6707

Таблица IX.3

Усилия в расчетных сечениях фермы марки ФБ18II и ФБ18III

Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q 			q 			$2q$ 			$2q$ 		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-14,300	-0,1442	0,1043	-10,030	-0,0772	0,0505	-5,9199	-0,0373	0,0201	-4,5526	-0,0157	0,0028
2	-14,280	-0,0409	0,5637	-10,020	-0,0271	0,3728	-5,9132	-0,0173	0,2104	-4,5478	-0,0129	0,1491
3	-14,260	0,7143	1,0231	-10,000	0,4860	0,6952	-5,9064	0,2784	0,4007	-4,5430	0,2051	0,2954
4	-14,220	0,2585	-0,5094	-9,1157	0,6423	-0,6174	-5,2104	0,4565	-0,4231	-3,5728	0,5799	-0,4574
5	-14,210	-0,4562	0,2069	-9,1236	-0,2239	-0,1576	-5,2184	-0,1371	-0,1602	-3,5868	-0,0617	-0,2766
6	-14,200	0,7579	0,9232	-9,1316	0,1736	0,3022	-5,2265	-0,0017	0,1028	-3,6007	-0,1878	-0,0958
7	-13,960	0,4370	-0,6127	-7,6425	1,2751	-1,0784	-4,6718	0,3682	-0,3858	-2,6324	0,6539	-0,5376
8	-13,960	-0,3692	0,0648	-7,6768	-0,1439	-0,7058	-4,6795	-0,1393	-0,1586	-2,6522	-0,0536	-0,4088
9	-13,950	0,5785	0,7423	-7,7110	-0,5692	-0,3331	-4,6872	-0,0518	0,0685	-2,6721	-0,4113	-0,2801
10	12,564	-0,4459	0,6805	8,8261	-0,3185	0,5195	5,2140	-0,1920	0,3213	4,0157	-0,1513	0,2698
11	12,564	0,5647	0,6805	8,8261	0,4529	0,5195	5,2140	0,2850	0,3213	4,0157	0,2494	0,2698
12	13,564	-0,1600	0,1940	8,7919	0,4771	-0,2018	5,0489	0,4010	-0,2297	3,5184	0,6063	-0,3567
13	13,564	0,3348	0,1940	8,7919	-0,0375	-0,2018	5,0489	-0,1848	-0,2297	3,5184	-0,3033	-0,3567
14	13,902	-0,0162	0,0895	7,7181	1,1242	-0,7528	4,6785	0,2072	-0,1681	2,6825	0,5905	-0,4334
15	13,902	0,2119	0,0895	7,7181	-0,7955	-0,7528	4,6785	-0,2215	-0,1681	2,6825	-0,5148	-0,4334
16	-0,4865	-0,4818	0,9995	-0,7213	-0,0622	-0,0341	-0,5510	0,0227	-0,1650	-0,6266	0,1576	-0,4972
17	-0,4865	0,1899	0,9995	-0,7213	-0,0852	-0,0341	-0,5510	-0,0881	-0,1650	-0,6266	-0,1764	-0,4972
18	-0,1045	-0,2662	0,3378	-0,5510	0,9041	-1,0737	0,0615	0,3186	-0,3703	-0,0767	0,7038	-0,8359
19	-0,1045	0,2671	0,3378	-0,5510	-0,7913	-1,0737	0,0615	-0,2661	-0,3703	-0,0767	-0,6160	-0,8359
20	-0,1790	0	0	-0,0895	1,4870	-1,5341	0,3363	0	0	0,1681	0,6632	-0,6865
21	-0,1790	0	0	-0,0895	-1,3818	-1,5341	0,3363	0	0	0,1681	-0,6205	-0,6865

Приложение X

Типоразмеры и расчетные параметры безраскосных ферм пролетом 24 м

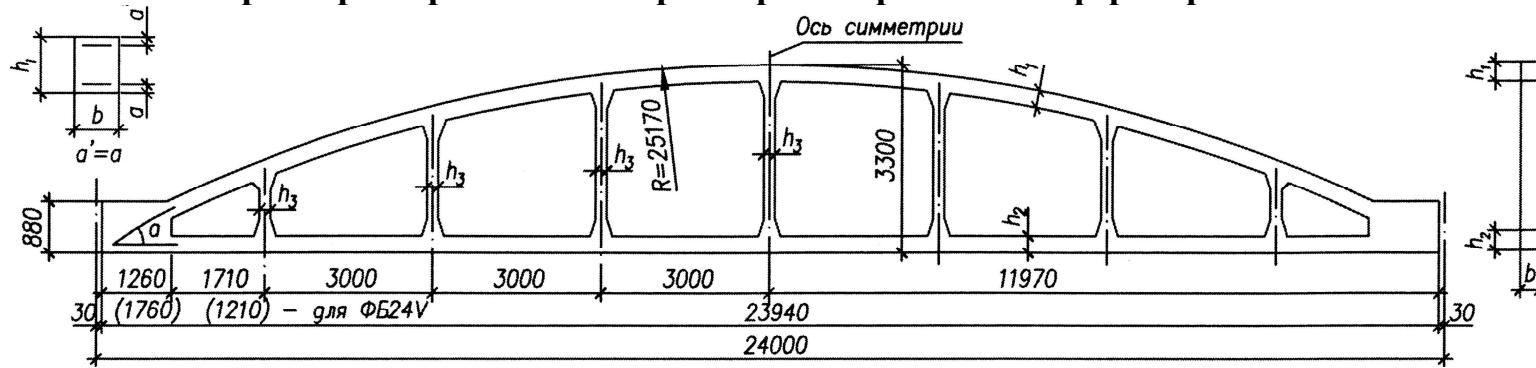


Таблица X.1

Основные характеристики ферм

Марка фермы по серии 1.463-3	Номер типа опалубочной формы	Объем бетона, м ³	Размеры сечений, мм									Длины стоек между центрами узлов, мм				Угол для расчета опорного узла, α°	
			Верхний пояс			Нижний пояс			Стойки			l ₁		l ₂			
			b	h ₁	a	b	h ₂	a	b	h ₃	a	l ₁	l ₂	l ₃	l ₄		
ФБ24I	1	3,70	240	200	40	240	200	50	240	250	35	1419	2361	2910	3090	30,9	
ФБ24II	2	4,20	240	250	40	240	280	50	240	250	35	1362	2306	2855	3035	28,7	
ФБ24III	3	4,70	240	300	40	240	340	50	240	250	35	1305	2250	2799	2980	26,5	
ФБ24IV	4	5,70	280	300	40	280	340	50	280	300	35	1305	2250	2799	2980	26,5	
ФБ24V	5	7,30	280	420	40	280	460	50	280	350	35	1181	2128	2679	2860	15,2	

Геометрическая схема и расчетные сечения

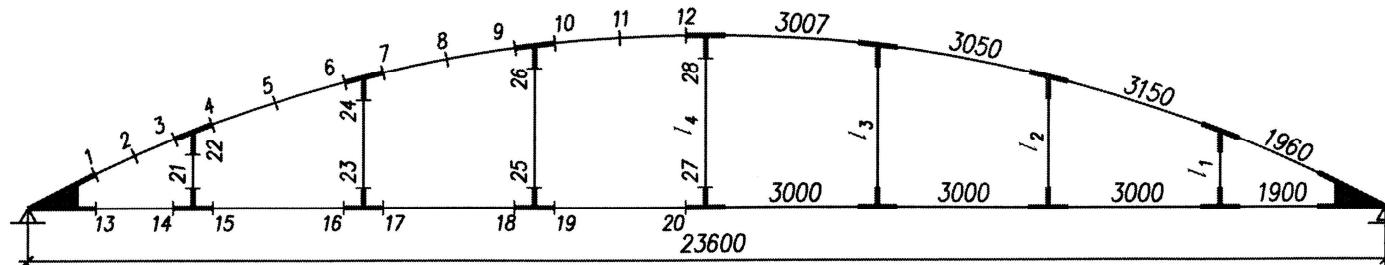


Таблица X.2

Усилия в расчетных сечениях фермы марки ФБ24I

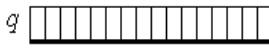
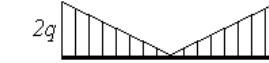
Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q 			q 			$2q$ 			$2q$ 		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-20,990	-0,5397	0,5570	-15,050	-0,3739	0,3849	-9,1614	-0,2201	0,2253	-7,2317	-0,1662	0,1694
2	-20,970	-0,0171	0,9600	-15,040	-0,0128	0,6738	-9,1537	-0,0086	0,4012	-7,2258	-0,0072	0,3083
3	-20,950	0,9941	1,3630	-15,020	0,7015	0,9628	-9,1460	0,4195	0,5771	-7,2199	0,3245	0,4472
4	-22,290	-0,0388	-0,3047	-15,140	0,3770	-0,4685	-8,8159	0,4137	-0,4054	-6,4930	0,5489	-0,4587
5	-22,280	-0,4590	0,3982	-15,140	-0,2688	-0,0008	-8,8199	-0,1451	-0,1271	-6,5010	-0,0833	-0,2535
6	-22,260	1,0027	1,1012	-15,140	0,3775	0,4869	-8,8239	0,0556	0,1512	-6,5090	-0,1476	-0,0483
7	-22,380	0,2141	-0,4640	-13,920	1,0235	-0,9017	-7,9775	0,5802	-0,5296	-5,2265	0,8432	-0,6714
8	-22,380	-0,4002	0,2216	-13,930	-0,1706	-0,4748	-7,9862	-0,1211	-0,2849	-5,2422	-0,0457	-0,5108
9	-22,370	0,7702	0,9073	-13,950	-0,2325	-0,479	-7,9950	-0,1730	-0,0402	-5,2578	-0,4975	-0,3501
10	-22,340	0,3903	-0,5908	-12,120	1,6724	-1,4221	-7,4572	0,3575	-0,3911	-4,1274	0,7891	-0,6645
11	-22,340	-0,3665	0,0513	-12,160	-0,1493	-1,0587	-7,4622	-0,1435	-0,1681	-4,1436	-0,0622	-0,1238
12	-22,340	0,5836	0,7448	-12,190	-1,0363	-0,6953	-7,4672	-0,0734	0,0549	-4,1597	-0,5939	-0,4168
13	18,888	-0,9771	1,3257	13,548	-0,7064	0,9733	8,2510	-0,4340	0,6058	6,5166	-0,3460	0,4913
14	18,888	0,9916	1,3257	13,548	0,7390	0,9733	8,2510	0,4656	0,6058	6,5166	0,3835	0,4913
15	21,146	-0,5306	0,4497	14,448	0,1286	-0,0032	8,4579	0,3222	-0,1758	6,2820	0,5363	-0,3229
16	21,146	0,6161	0,4497	14,448	0,1202	-0,0032	8,4579	-0,1262	-0,1758	6,2820	-0,2871	-0,3229
17	21,983	-0,2581	0,2554	13,796	0,8218	-0,5012	7,9110	0,4538	-0,3127	5,2510	0,8055	-0,5589
18	21,983	0,3931	0,2554	13,796	-0,4562	-0,5012	7,9110	-0,3435	-0,3127	5,2510	-0,6196	-0,5589
19	22,307	-0,0195	0,0855	12,203	1,5756	-1,1323	7,4622	0,2224	-0,1851	4,1703	0,7541	-0,5764
20	22,307	0,1985	0,0855	12,203	-1,3118	-1,1323	7,4622	-0,2495	-0,1851	4,1703	-0,7158	-0,5764
21	-0,8760	-0,9958	2,2581	-0,9766	-0,4598	0,8993	-0,7817	-0,1553	0,2068	-0,8142	0,0187	-0,2345
22	-0,8760	0,3793	2,2581	-0,9766	0,0878	0,8993	-0,7817	-0,0293	0,2068	-0,8142	-0,1241	-0,2345
23	-0,1943	-0,6895	0,8375	-0,4979	0,5478	-0,6515	-0,1368	0,4658	-0,5468	-0,2359	0,8684	-1,0309
24	-0,1943	0,6094	0,8375	-0,4979	-0,4627	-0,6515	-0,1368	-0,3823	-0,5468	-0,2359	-0,7306	-1,0309
25	-0,1698	-0,3566	0,3238	-0,6311	1,7463	-1,5928	0,1276	0,4941	-0,4487	-0,0175	1,1861	-1,0806
26	-0,1698	0,3234	0,3238	-0,6311	-1,5986	-1,5928	0,1276	-0,4483	-0,4487	-0,0175	-1,0833	-1,0806
27	-0,1710	0	0	-0,0855	2,4902	-2,0996	0,3702	0	0	0,1851	1,0398	-0,8784
28	-0,1710	0	0	-0,0855	-2,2970	-2,0996	0,3702	0	0	0,1851	-0,9630	-0,8784

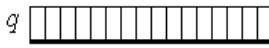
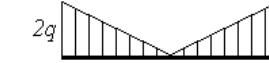
Таблица X.3

Усилия в расчетных сечениях фермы марки ФБ24III

Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q			q			$2q$			$2q$		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-22,720	-0,0236	0,2252	-16,280	0,0031	0,1374	-9,9059	0,0139	0,0682	-7,8154	0,0226	0,0398
2	-22,700	0,1990	0,6720	-16,270	0,1390	0,4576	-9,9008	0,0814	0,2630	-7,8116	0,0619	0,1935
3	-22,690	1,0067	1,1187	-16,260	0,7005	0,7778	-9,8956	0,4120	0,4579	-7,8078	0,3126	0,3472
4	-23,460	0,3015	-0,4851	-15,860	0,6548	-0,5889	-9,2357	0,5754	-0,4720	-6,7652	0,6904	-0,5058
5	-23,460	-0,3819	0,2476	-15,860	-0,1748	-0,0934	-9,2414	-0,0896	-0,1834	-6,7744	-0,0221	-0,2942
6	-23,450	0,9002	0,9803	-15,870	0,3511	0,4021	-9,2472	0,0481	0,1053	-6,7836	-0,1302	-0,0825
7	-23,260	0,4309	-0,5804	-14,350	1,2781	-0,9687	-8,2749	0,6822	-0,5687	-5,3762	0,9605	-0,6947
8	-23,260	-0,3492	0,1322	-14,360	-0,0240	-0,5285	-8,2846	-0,0822	-0,3148	-5,3924	0,0267	-0,5294
9	-23,250	0,7466	0,8448	-14,380	-0,1386	-0,0883	-8,2942	-0,1614	-0,0610	-5,4086	-0,4457	-0,3642
10	-23,110	0,5190	-0,6098	-12,480	1,8152	-1,4293	-7,7467	0,3632	-0,3977	-4,2659	0,8196	-0,6682
11	-23,110	-0,2622	0,0116	-12,510	-0,0160	-1,0930	-7,7518	-0,1463	-0,1893	-4,2808	-0,0365	-0,5531
12	-23,110	0,5454	0,6329	-12,540	-0,9817	-0,7567	-7,7569	-0,1218	0,0191	-4,2956	-0,5955	-0,4380
13	20,586	-0,2860	0,8969	14,764	-0,2142	0,6775	8,9901	-0,1370	0,4332	7,0987	-0,1136	0,3619
14	20,586	1,0458	0,8969	14,764	0,7919	0,6775	8,9901	0,5063	0,4332	7,0987	0,4237	0,3619
15	22,312	-0,0567	0,2195	15,167	0,5218	-0,1364	8,8747	0,5628	-0,2564	6,5535	0,7509	-0,3719
16	22,312	0,5030	0,2195	15,167	0,1738	-0,1364	8,8747	-0,0911	-0,2564	6,5535	-0,1975	-0,3719
17	22,866	-0,0485	0,1850	14,232	1,1171	-0,5263	8,2099	0,5552	-0,3369	5,4023	0,9379	-0,5675
18	22,866	0,4234	0,1850	14,232	-0,2249	-0,5263	8,2099	-0,3040	-0,3369	5,4023	-0,9379	-0,5675
19	23,068	0,1796	0,0207	12,555	1,7949	-1,1649	7,7510	0,2300	-0,2096	4,3088	0,7955	-0,5880
20	23,068	0,2326	0,0207	12,555	-1,1756	-1,1649	7,7510	-0,3045	-0,2096	4,3088	-0,7038	-0,5880
21	-0,6774	-0,5429	1,7252	-0,8140	-0,2023	0,4030	-0,6897	-0,0374	-0,1153	-0,7338	0,0732	-0,5451
22	-0,6774	0,1212	1,7252	-0,8140	-0,0472	0,4030	-0,6897	-0,0818	-0,1153	-0,7338	-0,1366	-0,5451
23	-0,0344	-0,3822	0,5540	-0,3898	0,6531	-0,9346	-0,0804	0,4674	-0,6647	-0,1955	0,8058	-1,1512
24	-0,0344	0,3547	0,5540	-0,3898	-0,5898	-0,9346	-0,0804	-0,4166	-0,6647	-0,1955	-0,7253	-1,1512
25	-0,1643	-0,1949	0,2023	-0,6385	1,6120	-1,6775	0,1273	0,4413	-0,4589	-0,0204	1,0508	-1,0934
26	-0,1643	0,1852	0,2023	-0,6385	-1,5400	-1,6775	0,1273	-0,4209	-0,4589	-0,0204	-1,0038	-1,0934
27	-0,0415	0	0	-0,0207	2,1531	-2,0416	0,4194	0	0	0,2096	0,9132	-0,8666
28	-0,0415	0	0	-0,0207	-2,0730	-2,0416	0,4194	0	0	0,2096	-0,8806	-0,8666

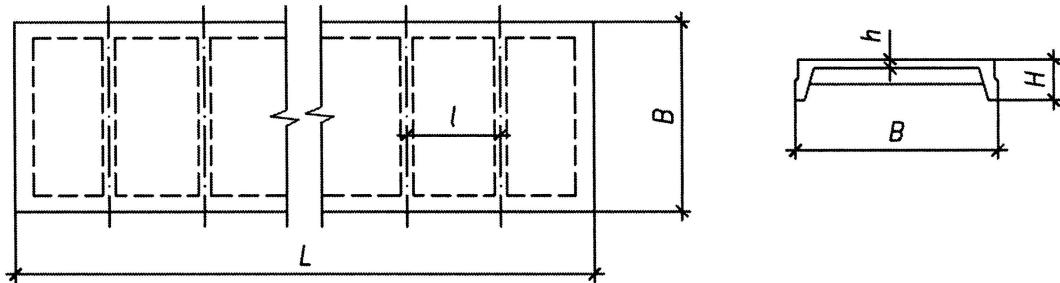
Таблица X.4

Усилия в расчетных сечениях фермы марки ФБ24V

Номер сечения	Схемы нагружений и усилия от $q = 1$											
	q 			q 			$2q$ 			$2q$ 		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-24,660	0,8391	-0,4749	-17,690	0,6133	-0,3685	-10,770	0,3806	-0,2417	-8,5095	0,3072	-0,2071
2	-24,660	0,6399	0,0212	-17,690	0,4588	-0,0126	-10,770	0,2792	-0,0250	-8,5102	0,2203	-0,0359
3	-24,660	0,9671	0,5174	-17,690	0,6759	0,3434	-10,770	0,4005	0,1918	-8,5110	0,3059	0,1353
4	-24,730	0,8614	-0,7239	-16,780	0,9981	-0,7546	-9,7748	0,7722	-0,5723	-7,1922	0,8167	-0,5823
5	-24,720	-0,1298	0,0481	-16,780	-0,0352	-0,5240	-9,7832	-0,0113	-0,2668	-7,2034	0,0194	-0,3574
6	-24,720	0,8855	0,8201	-16,790	0,3281	0,2934	-9,7915	0,0365	0,0386	-7,2145	-0,1445	-0,1324
7	-24,260	0,6973	-0,6928	-15,020	1,3833	-1,0497	-8,6345	0,7637	-0,6189	-5,6313	0,9883	-0,7348
8	-24,250	-0,1926	0,0502	-15,030	0,0350	-0,5892	-8,6454	-0,0312	-0,3540	-5,6485	0,0446	-0,5618
9	-24,250	0,7728	0,7931	-15,050	-0,1215	-0,1286	-8,6562	-0,1399	-0,0892	-5,6657	-0,4285	-0,3887
10	-24,020	0,6657	-0,7025	-12,990	1,8337	-1,4930	-8,0356	0,4157	-0,4299	-4,4345	0,8212	-0,6892
11	-24,010	-0,1991	0,0233	-13,030	-0,0044	-1,0992	-8,0412	-0,1135	0,1869	-4,4512	-0,0273	-0,5547
12	-24,010	0,7190	0,7491	-13,060	-0,8691	-0,7055	-8,0469	-0,0447	0,0561	-4,4680	-0,5424	-0,4202
13	22,629	0,6988	0,6878	16,246	0,4930	0,5242	9,9003	0,2949	0,3383	7,8267	0,2281	0,2851
14	22,629	1,3419	0,6878	16,246	0,9832	0,5242	9,9003	0,6113	0,3383	7,8267	0,4948	0,2851
15	23,577	0,5382	0,0148	16,083	0,8672	-0,2916	9,4151	0,7501	-0,3451	6,9808	0,8570	-0,4447
16	23,577	0,5747	0,0148	16,083	0,1526	-0,2916	9,4151	-0,0956	-0,3451	6,9808	-0,2325	-0,4447
17	23,858	0,2778	0,0711	14,901	1,2014	-0,5967	8,5714	0,6339	-0,3688	5,6598	0,9360	-0,5854
18	23,858	0,4522	0,0711	14,901	-0,2606	-0,5967	8,5714	-0,2696	-0,3688	5,6598	-0,4983	-0,5854
19	23,981	0,3037	0,0311	13,076	1,7441	-1,1483	8,0416	0,2915	-0,2036	4,4786	0,7890	-0,5823
20	23,981	0,3799	0,0311	13,076	-1,0692	-1,1483	8,0416	-0,2074	-0,2036	4,4786	-0,6376	-0,5823
21	-0,6729	-0,4946	0,9478	-0,8159	-0,2658	-0,1621	-0,6835	-0,1165	-0,4852	-0,7298	-0,0422	-0,8459
22	-0,6729	-0,3609	0,9478	-0,8159	-0,2887	-0,1621	-0,6835	-0,1849	-0,4852	-0,7298	-0,1614	-0,8459
23	0,0563	-0,1715	0,2810	-0,3050	0,6662	-1,1827	-0,0236	0,4786	-0,8437	-0,1407	0,7518	-1,3209
24	0,0563	0,1341	0,2810	-0,3050	-0,6206	-1,1827	-0,0236	-0,4392	-0,8437	-0,1407	-0,6853	-1,3209
25	-0,0400	-1116	0,1226	-0,5515	1,5173	-1,8249	0,1651	0,4378	-0,5297	0,0031	0,9824	-1,1812
26	-0,0400	0,0893	0,1226	-0,5515	-1,4736	-1,8249	0,1651	-0,4304	-0,5297	0,0031	-0,9535	-1,1812
27	-0,0622	0	0	-0,0311	2,0078	-2,1713	0,4073	0	0	0,2036	0,8468	-0,9156
28	-0,0622	0	0	-0,0311	-1,9439	-2,1713	0,4073	0	0	0,2036	-0,8196	-0,9156

Приложение XI

**Основные характеристики ребристых плит покрытий
одноэтажных промышленных зданий**

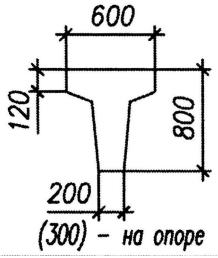
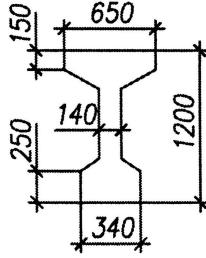


Номер типа опалубочной формы	Геометрические размеры, мм					Объем бетона, м^3	Приведенная толщина, мм
	L	B	H	h	l		
1	5970	2980	300	30	1000	1,18	65,5
2	5970	2980	300	35	1000	1,26	70,0
3	11960	2980	455	30	1500	2,77	77,0
4	11960	2980	455	30	1000	3,23	89,7
5	11960	2980	460	35	1000	3,43	95,3

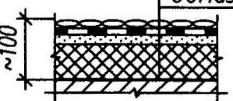
Примечание. Объем бетона и приведенная толщина плит даны с учетом заливки швов раствором.

Приложение XII

Основные характеристики железобетонных подкрановых балок (серия 1. 426.1- 4)

Пролет 6 м			Пролет 12 м		
Сечение	Объем бетона, м ³	Масса, т	Сечение	Объем бетона, м ³	Масса, т
 Сечение	1,4	3,5	 Сечение	4,1	10,3

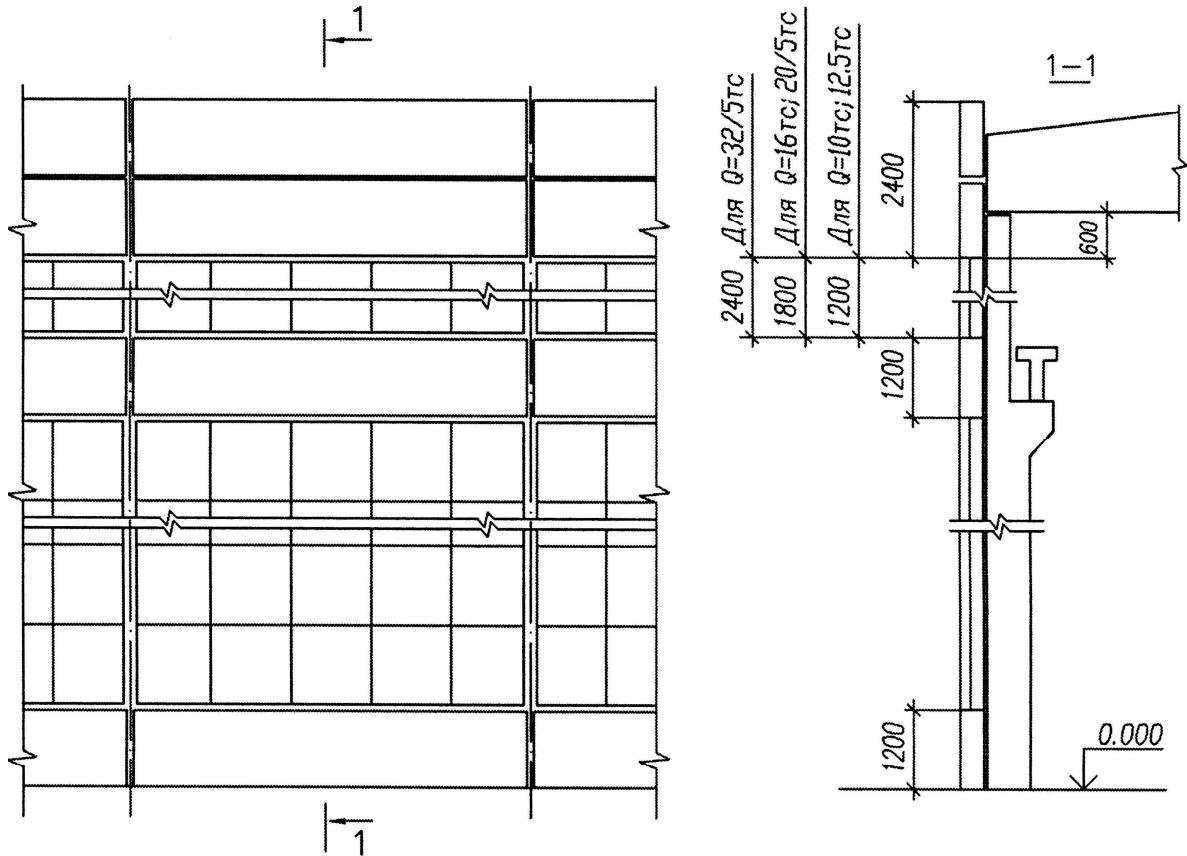
Типы конструкций кровли

Номер типа кровли	Эскиз
1	<p>Слой гравия, втопленного в битум <u>Гидроизоляционный ковер – 2 слоя "Унифлекс"</u> <u>Цементная стяжка 20</u> <u>Утеплитель – керамзит 120 ($\rho = 5,0 \text{ кН/м}^3$)</u> <u>Пароизоляция – 1 слой "Бикроэласт"</u></p> 
2	<p>Слой гравия, втопленного в битум <u>Гидроизоляционный ковер – 2 слоя "Техноэласт"</u> <u>Цементная стяжка 25</u> <u>Утеплитель – пенобетон 110 ($\rho = 5,0 \text{ кН/м}^3$)</u> <u>Обмазочная пароизоляция</u></p> 
3	<p>Слой гравия, втопленного в битум <u>Гидроизоляционный ковер – 2 слоя "Унифлекс"</u> <u>Асфальтовая стяжка 20</u> <u>Минераловатные плиты 100 ($\rho = 3,7 \text{ кН/м}^3$)</u> <u>Пароизоляция – 1 слой "Бикроэласт"</u></p> 
4	<p>Слой гравия, втопленного в битум <u>Гидроизоляционный ковер – 2 слоя "Техноэласт"</u> <u>Асфальтовая стяжка 20</u> <u>Минераловатные плиты 50 ($\rho = 3,2 \text{ кН/м}^3$)</u> <u>Обмазочная пароизоляция</u></p> 
5	<p>Слой гравия, втопленного в битум <u>Гидроизоляционный ковер – 2 слоя "Унифлекс"</u> <u>Цементная стяжка 15</u> <u>Минераловатные плиты 100 ($\rho = 3,0 \text{ кН/м}^3$)</u> <u>Пароизоляция – 1 слой "Бикроэласт"</u></p> 

Нормативные нагрузки от собственного веса элементов кровли:

Слой гравия, втопленного в битум	0,16 кН/м ² ;
Два слоя "Техноэласт"	0,12 кН/м ² ;
Два слоя "Унифлекс"	0,09 кН/м ² ;
Слой "Бикроэласт"	0,03 кН/м ² ;
Обмазочная пароизоляция	0,05 кН/м ² .

**Схемы расположения стеновых панелей
в зависимости от грузоподъемности мостовых кранов**



Примечания:

1. Расшифровка типа и толщины стеновых панелей в индивидуальных заданиях:
 - ПСП – 240 – панели стеновые из бетона на пористом заполнителе марки по плотности D900 толщиной 240 мм;
 - ПСЯ – 200 – панели стеновые из ячеистого бетона марки по плотности D800 толщиной 200 мм.
2. Нормативную нагрузку от остекления в металлических переплетах принимать равной $0,5 \text{ кН}/\text{м}^2$.

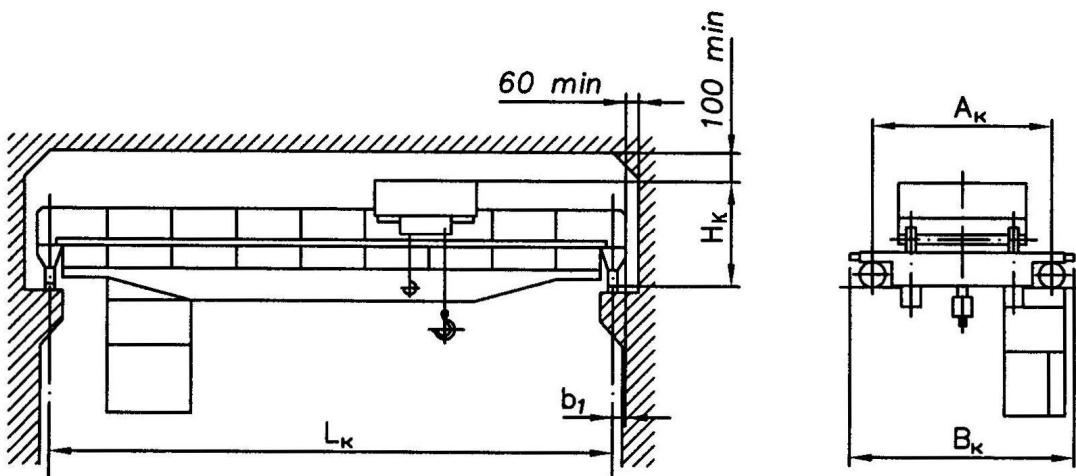
Основные параметры мостовых электрических кранов

грузоподъемностью от 10 до 32 т нормального типа,

режимная группа 5К, для зданий пролетами 18 и 24 м.

(Выписка из ГОСТ 25711 – 83)

Грузо-подъемность, т	Пролет L_K , м	Основные габаритные размеры, мм				Нагрузка на колесо крана, кН	Масса, т	
		база крана A_K	ширина крана B_K	H_K	b_1		тележки Q_T	крана Q_K
		н е м е н е е					н е б о л е е	
10	16,5	4400	5400	1900	230	85	2,4	13,0
	22,5					95		15,8
12,5	16,5	4400	5500	1900	230	120	3,0	16,0
	22,5					135		20,5
16	16,5	4400	5600	2200	230	140	3,7	18,7
	22,5					150		21,7
20/5	16,5	4400	5600	2400	260	170	6,3	22,0
	22,5					180		25,5
32/5	16,5	5100	6300	2750	300	235	8,7	28,0
	22,5					260		35,0



Приложение XVI

**Вспомогательные таблицы для определения
параметров ветровой нагрузки**

Таблица XVI.1

Значения параметров α , k_{10} , ζ_{10} (таблица 11.3[12])

Параметр	Тип местности		
	A	B	C
α	0,15	0,20	0,25
k_{10}	1,00	0,65	0,40
ζ_{10}	0,76	1,06	1,78

Таблица XVI.2

Значение коэффициента ν (таблица 11.6[12])

ρ , м	Коэффициент ν при χ , м, равном						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38

Примечание:

ρ – ширина здания по направлению ветра;
 χ – высота здания.

Библиографический список

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс; Учебник для вузов. – 6-е изд., репринтное. – М.: ООО «БАСТЕТ».2009г.– 768 с.
2. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р., Пахмурин О.Р., Самсонов В.С. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник – М. Издательство АСВ. 2011. – 672 с.
3. Бородачев Н.А. Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций: Учеб. пособие для вузов – М.; Стройиздат, 1995. – 211 с.
4. Бородачев Н.А. Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ: Учеб. пособие для вузов – Самара:СГАСУ, 2012. – 304 с.
5. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.– М.: 2012. – 161 с.
6. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры (одобрен постановлением Госстроя РФ от 25.12.2003 г. №215). – М.: Госстрой.– 2004.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО ЦНИИПромзданий. – 2005. – 214 с.
8. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М.: Госстрой. – 2005. –15 с.
9. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО ЦНИИПромзданий. – 2005. – 158 с.
- 10.СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. –М.: Госстрой.–2007.–22 с.
- 11.СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. –78 с.
- 12.СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: ОАО « ЦПП», 2011. – 96 с.

13. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. –М.: ОАО « ЦПП», 2011. – 166 с.
14. Рекомендации по расчету прочности и трещиностойкости узлов преднатяженных железобетонных ферм.–М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – 47 с.
15. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения (к СНиП 2.03.01–84), – М.:ЦИТП, 1986.
16. ГОСТ Р 21.1101–2009. СПДС. Основные требования к проектной и рабочей строительной документации.
17. ГОСТ 21.501–93. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей.
18. Проектирование железобетонных конструкций: Справ.пос./А.Б. Голышев, Б.Я. Бачинский и др.;под ред. А. Б. Голышева.– К,:Будівельник,1990. – 544 с.

Содержание

Предисловие.....	3
Введение	4
Глава 1. Монолитные железобетонные и каменные конструкции многоэтажных зданий.....	8
1. 1. Ребристое перекрытие с балочными плитами.....	8
1. 1. 1. Плита и второстепенная балка	11
1. 1. 2. Главная балка	22
1. 2. Монолитная колонна и центрально нагруженный фундамент под колонну	31
1. 3. Кирпичный столб с сетчатым армированием	46
Глава 2. Сборные железобетонные конструкций многоэтажных зданий	52
2. 1. Балочные сборные перекрытия	52
2. 1. 1. Ребристая плита	55
2. 1. 2. Плита с овальными пустотами	70
2. 1. 3. Плита с круглыми пустотами	87
2. 1. 4. Неразрезной ригель	101
2. 2. Сборная колонна и центрально нагруженный фундамент под колонну	112
Глава 3. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами.....	123
3. 1. Компоновка поперечной рамы и определение нагрузок	125
3. 2. Проектирование стропильных конструкций	136
3. 2. 1. Двухскатная решетчатая балка	137
3. 2. 2. Сегментная раскосная ферма	147
3. 2. 3. Безраскосная ферма	164
3. 2. 4. Оптимизация стропильной конструкции	176
3. 3. Проектирование колонны	178
3. 3. 1. Определение расчетных комбинаций усилий и продольного армирования	179

3. 3. 2. Конструирование продольной и поперечной арматуры в колонне и расчет подкрановой консоли.....	195
3. 4. Расчет и конструирование монолитного внецентренno нагруженного фундамента под колонну.....	194
 Заключение.....	208
 Приложения	209
 Библиографический список.....	252

Учебное издание

БОРОДАЧЕВ Николай Андреевич

Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ

Учебное пособие
Издание второе,
переработанное и дополненное

Авторская редакция