

Федеральное агентство по образованию

КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра металлических конструкций и испытания сооружений

**КОМПОНОВКА И КОНСТРУИРОВАНИЕ
МЕЖДУЭТАЖНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ**

Методические указания к курсовому проекту по курсу
“Металлические конструкции”
для студентов специальности 291400

Казань
2005

Составители: Ф.С.Замалиев, Л.А.Исаева

УДК 624.01

Компоновка и конструирование междуэтажных перекрытий.
Методические указания к курсовому проекту по курсу "Конструкции гражданских и промышленных зданий" для студентов спец. 291400. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. Составители: Ф.С.Замалиев, Л.А.Исаева. Казань, 2005 г. - 24с.

Методические указания переработаны и дополнены в связи с выходом дополнений к нормам и правилам по нагрузкам и воздействиям СНиП 2.01.07-85* и учебника по инженерным конструкциям для специальности 291400. В данных методических указаниях рассмотрены компоновочные схемы балочных клеток различного очертания в плане, расчет и конструирование металлических балок и колонн.

Табл.3, илл.6, библ. 7 наим., прил. 5.

Рецензент: нач. отдела научно-технических и изыскательских работ ЗАО «Казанский Гипростройавиапром» Г.П.Никитин

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2005 г.

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект на тему "Компоновка и конструирование междуэтажных перекрытий" является первой самостоятельной работой студентов архитектурного факультета, связанной с проектированием строительных конструкций. Разработка студентами проекта балочной клетки закрепляет теоретические знания по курсу и дает необходимые навыки в расчете и конструировании строительных конструкций.

Курсовая работа состоит из двух частей - расчетной и графической. В расчетной части компонуется один тип балочного перекрытия, выполняются расчеты балок настила, главных балок и колонн.

В графической части составляются чертежи балочной клетки. В этой части разрабатываются монтажная схема балочной клетки с маркировкой всех элементов, чертежи отправочных марок главной балки, балок настила, колонн, а также узлов сопряжения конструкций. Составляется спецификация стали и таблица отправочных марок.

Данные для задания выбираются в строгом соответствии с тремя последними цифрами шифра зачетной книжки студента (см. таблицу 1). Схема покрытия и высота колонны выбираются по последней цифре, пролет главной балки и полезная нагрузка - по предпоследней, пролет балки настила (второстепенной балки) и класс бетона - по третьей с конца цифре шифра.

Т а б л и ц а 1

Цифра шифра	Последняя цифра		Предпоследняя цифра		Третья с конца цифра	
	схема	высота колонны h (м)	пролет главной балки L	полезная нагрузка p^0 (кН/м ²)	пролет балки настила l (м)	класс бетона фундамента
1	а	6,0	13	3,0	9	В10
2	б	5,8	13,5	2,9	8,5	В10
3	в	5,6	14	2,8	8	В10
4	а	5,4	14,5	2,6	7,5	В10
5	б	5,2	15	2,5	7	В10
6	в	5,0	15,5	2,4	6,5	В10
7	а	4,8	16	2,3	6	В7,5
8	б	4,6	16,5	2,2	5,5	В7,5
9	в	4,4	17	2,0	5	В7,5
0	а	4,2	17,5	1,9	4,5	В7,5

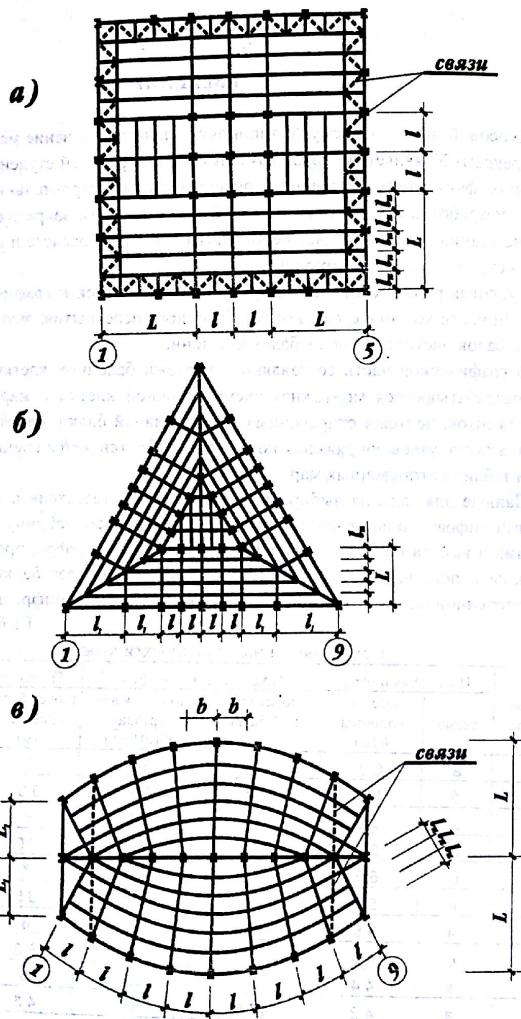


Рис. 1.1. Компоночные схемы междуэтажных перекрытий

1. КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Конструкции междуэтажных перекрытий образуют горизонтальные жесткие диски, которые совместно с вертикальными конструкциями обеспечивают всему зданию необходимую прочность и жесткость. Компонка балочной клетки междуэтажного перекрытия зависит от архитектурно-конструктивной формы здания. Характерные схемы компоновки перекрытия в зависимости от формы здания показаны на рис.1.1.

Горизонтальная жесткость перекрытия в основном обеспечивается железобетонными плитами перекрытия, а в некоторых случаях (при необходимости усиления) - постановкой дополнительных горизонтальных связей (рис.1.1а).

Для выполнения курсовой работы выбирается одна схема компоновки междуэтажного перекрытия. В выбранной схеме перекрытия рассчитывается балочная клетка нормального типа, и конструирование ведется по данным расчетной балочной клетки.

В нормальной балочной клетке балки настила опираются на главные балки, которые устанавливаются на поддерживающие конструкции (колонны) в направлении большого пролета (рис.1.2).

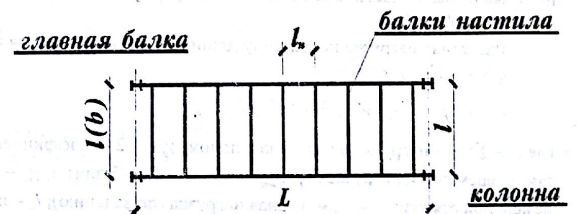


Рис.1.2.Схема нормальной балочной клетки

Основные размеры балочной клетки в плане и по высоте устанавливаются заданием на проектирование балочной клетки (таблица 1).

Шаг балок настила зависит от несущей способности настила и назначается в пределах 0,6÷1,6 м при стальном настиле и 1,5÷3,5 м при железобетонном настиле. В целях упрощения узловых сопряжений желательно не размещать балки настила в монтажных стыках, которые располагаются в се-

редине главных сварных балок. Поэтому рекомендуется устанавливать четыре балки настила. После компоновки выполняется расчет балок настила, главных балок и колонн.

В курсовой работе толщину железобетонного настила определяют приближенно по таблице 2.

Т а б л и ц а 2

Рекомендуемые толщины железобетонного настила

Расчетный пролет настила (м)	Толщина ж/б настила в см при полезной нормативной нагрузке (кН/м ²)	
	2,0-3,0	3,0-5,0
1,5+2	5	7
2,1+2,5	6	8
2,6+3	7	9
3+4	9	10

2. РАСЧЕТ БАЛОК НАСТИЛА

Балки настила проектируют из прокатных двутавров или швеллеров.

Расчет балок начинают с определения нагрузок. Погонная нормативная нагрузка на балку настила определяется по формуле

$$q_n = (p^n + g^n) l_n \quad (2.1)$$

Расчетная нагрузка на единицу длины балки определяется по формуле

$$q = (\gamma_p p^n + \gamma_{жб} g^n) l_n \quad (2.2)$$

$$q = (\gamma_p p^n + \gamma_{жб} g_{жб}^n + \gamma_{цс} g_{цс}^n) l_n \quad (2.2a)$$

где $g^n = \sum \gamma_i \gamma$ - нагрузка от настила с полом; $\gamma_p = 1,2$ - коэффициент надежности по временной нагрузке [1]; $\gamma_{жб} = 1,1$ - то же ж/б плиты; $\gamma_{цс} = 1,3$ - то же цементной стяжки; p^n - нормативная нагрузка (по заданию); l_n - шаг балок настила.

Например, при толщине ж/б настила 10 см и цементной стяжки 3 см g^n и g будут соответственно:

$$g^n = 0,10 \cdot 2400 \text{ кг/м}^3 + 0,03 \cdot 2000 \text{ кг/м}^3 = 240 + 60 = 300 \text{ кг/м}^2 = 3 \text{ кН/м}^2;$$

$$g = 0,1 \cdot 2400 \cdot 1,1 + 0,03 \cdot 2000 \cdot 1,3 = 264 + 78 = 342 \text{ кг/м}^2 = 3,42 \text{ кН/м}^2.$$

При расчетной нагрузке определяется изгибающий момент

$$M = (q l^2) / 8 \quad (2.3)$$

Расчетная поперечная сила на опоре

$$Q = (q l) / 2 \quad (2.4)$$

Затем находят требуемый момент сопротивления для балок из сталей с пределом текучести до 580 МПа по формуле

$$W_{np} = M / (1,2 R_y \gamma_c) \quad (2.5)$$

или для высокопрочных сталей по формуле

$$W_{np} = M / (R_y \gamma_c) \quad (2.6)$$

где R_y - расчетное сопротивление стали по пределу текучести [2], табл. 51, с.5, 63-65; γ_c - коэффициент условий работы [2], с.7-8, табл.6.

По сортаменту прокатных профилей находят номер профиля с моментом сопротивления равным или больше требуемого. Из сортамента записывают W_x , I_x , b , t_x , m (масса погонного метра).

Прочность подобранного сечения балок из стали с пределом текучести до 580 МПа проверяется по формуле

$$\sigma = M / (c_i W_n) \leq R_y \gamma_c \quad (2.7)$$

или для высокопрочных сталей по формуле

$$\sigma = M / W_n \leq R_y \gamma_c \quad (2.8)$$

где W_n - момент сопротивления сечения нетто; если ослабление отсутствует $W_n = W_x$; c_i - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению, определяется по [2], с.13 и 72, табл.66.

Затем делается проверка жесткости балок по формуле

$$f = (5/384) \cdot q^n l^4 / (E I_x) \leq [f] \quad (2.9)$$

Предельный допустимый прогиб $[f]$ определяется по [1], с.18, табл.19.

3. ГЛАВНЫЕ БАЛКИ

Строительную высоту междуэтажного перекрытия по экономическим соображениям ограничивают размерами 350÷400 мм. Для этого высоту главных балок принимают ниже оптимального значения в пределах $h/l = 1/10 + 1/18$ [1], [2]. При выполнении курсовой работы, в связи с большими значениями заданных пролетов главных балок, высота рассчитываемых балок получается намного выше 400 мм. Поэтому разрешается в качестве строительной высоты перекрытия принимать только суммарную высоту настила и балок настила.

В курсовой работе в качестве главной балки может быть принята прокатная, либо сварная. Принцип расчета прокатной главной балки такой же, как у балки настила. Последовательность расчета сварной главной балки излагается в § 3.2.

3.1. Определение нагрузок и расчетных усилий

Расчетной схемой главной балки является также разрезная балка с шарнирами на опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.

$$q^n = (p^n + g^n) l, \quad (3.1)$$

где g^n - нормативная постоянная нагрузка от массы перекрытия и массы главной балки, последняя из которой ориентировочно принимается в размере $\pm 2\%$ нагрузки на нее.

$$q = (\gamma_p p^n + \gamma_g g^n) l, \quad (3.2)$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролета определяется по формуле

$$M = q L_0^2 / 8, \quad (3.3)$$

где $L_0 = L - h_k$; $h_k = (1/15 + 1/20) l_k$; (l_k - см. в § 4).

$$Q = q L_0 / 2. \quad (3.4)$$

3.2. Подбор сечения сварной балки

Главную балку можно принимать постоянного сечения по длине, расчет ее выполняется без учета развития пластических деформаций. Подбор сечения начинается с определения требуемого момента сопротивления по формуле

$$W_x^{mp} = M / (R_s \gamma_c). \quad (3.5)$$

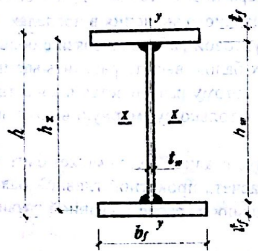


Рис.3.1. Сечение сварной балки

Из условия наименьшего расхода стали определяется оптимальная высота балки

$$h_{opt} = k \sqrt{W_{mp} / t_w}, \quad (3.6)$$

где k - конструктивный коэффициент, который равен 1,15 для сварных балок постоянного сечения; t_w - толщина стенки, которой предварительно задаются

$$t_w = 7 + 3h / 1000 \text{ (мм)}, \text{ где } h = (1/10) L_0. \quad (3.6a)$$

Из условия обеспечения жесткости определяется минимальная высота балки по формуле

$$h_{min} = 5 L_0 R_s \gamma_c q^n / (24 E [f/L] q), \quad (3.7)$$

где $[f/L]$ - предельный относительный прогиб, определяемый по [1].

Высоту балки рекомендуется назначать близкой к h_{opt} , но не меньше h_{min} , определенной из условия жесткости. Высота стенки предварительно принимается на 4-6 см меньше высоты балки с учетом сортамента прокатной толстолистовой стали минус 10 мм на строжку кромок.

Затем окончательно устанавливается толщина стенки из следующих условий по формулам:

$$1) \text{ из условий определения рациональной толщины стенки } t_w = 7 + 3h / 1000 \text{ (мм)}; \quad (3.8)$$

$$2) \text{ из условия работы стенки на срез } t_w = 3Q / (2 h R_s \gamma_c) \text{ или } t_w = Q / (h R_s \gamma_c), \quad (3.9)$$

где R_s - расчетное сопротивление стали на сдвиг по [2] с.5, табл. 1;

3) минимальная толщина стенки 8 мм (очень редко 6 мм).

Толщина стенки должна быть также согласована с имеющимися толщнами прокатной листовой стали по сортаменту. Толщину стенки балки рекомендуется назначать близкой к рациональной, учитывая все требования.

Размеры горизонтальных поясных листов находят из условия необходимой несущей способности балки.

$$\text{Определяют требуемый момент инерции балки } I_x^{mp} = W_x^{mp} h / 2; \quad (3.10)$$

$$\text{момент инерции стенки } I_w = t_w h_w^3 / 12, \quad (3.11)$$

где $h_w = h - 2t_f$, принимают ориентировочно на 4-6 см меньше высоты балки.

Момент инерции, приходящийся на поясные листы, определяют по формуле

$$I_f = I_x^{mp} - I_w. \quad (3.12)$$

Затем находят требуемую площадь поперечного сечения поясного листа

$$A_f = 2 I_f / h_c^2, \quad (3.13)$$

где h_2 - расстояние между центрами поясных листов, принимаемое ориентировочно на 2+3 см меньше высоты балки.

По требуемой площади поперечного сечения поясов устанавливают их размеры в соответствии с сортаментом на прокатную листовую сталь, учитывая следующие требования:

1) по местной устойчивости отношение ширины свеса сжатого пояса к толщине не должно быть больше значений, определяемых по формуле табл.30 [2], с.33.

$$b_{св}/t_s \leq 0,5 \sqrt{E/R_y}; \quad (3.14)$$

2) для снижения остаточных напряжений толщину поясов балки рекомендуется назначать не более 2+3 толщин стенки;

3) из условия обеспечения общей устойчивости балки ширину поясов назначают в пределах от 1/3 до 1/5 высоты балки;

4) по конструктивным соображениям ширину пояса не следует принимать меньше 180 мм.

3.3. Проверка прочности, прогибов и общей устойчивости балок

Подобранное сечение балки необходимо проверить на прочность. Для этого находят фактический момент инерции балки

$$I_x = t_w h_w^3 / 12 + 2 b_r t_r (h_w / 2 + t_r / 2)^2 \quad (3.15)$$

и момент сопротивления

$$W_x = 2 I_x / h. \quad (3.16)$$

Проверка прочности в среднем сечении балки выполняется по формуле

$$\sigma = M / W_x \leq R_y \gamma_c. \quad (3.17)$$

Проверку прочности главной балки на касательные напряжения проверяют в опорном сечении по формуле

$$\tau = Q S_x / (I_x t_w) \leq R_s \gamma_c \quad \text{или} \quad \tau = Q / (t_w h_w) \leq R_s \gamma_c. \quad (3.18)$$

Прогиб составных балок можно не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной, определенной по формуле (3.7).

Если на балках лежит настил, препятствующий горизонтальному смещению верхнего пояса, балка может считаться закрепленной от потери устойчивости.

Устойчивость балок не требуется проверять, если верхний пояс главной балки раскреплен балками настила и отношение величины расстояния между закреплениями к ширине пояса меньше указанных в [2] табл.8, с.13 с учетом требований п.5.20.

В остальных случаях проверку общей устойчивости главной балки следует выполнять по формуле

$$\sigma = M / (\varphi_b W_c) \leq R_y \gamma_c \quad (3.19)$$

и в соответствии с указаниями [2] п.5.15, с.12, прил.7. с.83.

3.4. Опорные ребра

Участок стенки балки над опорой должен укрепляться поперечным ребром жесткости. Наиболее распространенные решения опорных частей балок при опирании последних на колонны представлены на рис.3.2.

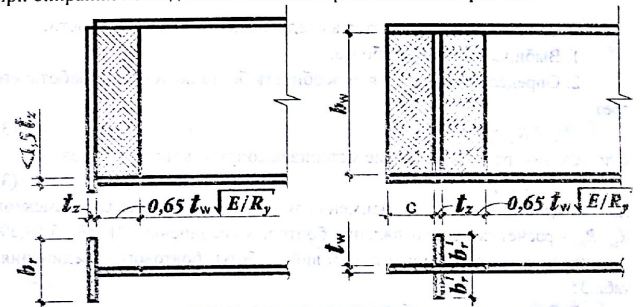


Рис.3.2. Опорные ребра балок

Сечения опорных ребер жесткости в курсовой работе можно принимать конструктивно $t_r = (12 + 20)$ мм, $b_r \leq 180$ мм.

3.5. Расчет узлов сопряжения балок

При этажном сопряжении балок соединение выполняется на черных болтах или монтажными сварными швами минимальной толщины. В сопряжениях балок в одном уровне и пониженных (рис.3.3) обычно стенки вспомогательных балок крепятся к ребрам жесткости главной балки на болтах нормальной точности. Болтовое соединение рассчитывается на действие опорной реакции балки настила, увеличенной на 20%.

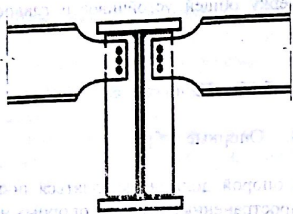


Рис.3.3: Сопряжение балок

Расчет соединения ведется в следующей последовательности:

1. Выбирается диаметр болта.
2. Определяется несущая способность болта по условию работы его на срез

$$N_b = R_{кс} \gamma_b (\pi d^2 / 4) \quad (3.20)$$

и по условию работы на смятие материала сопрягаемых элементов

$$N_b = R_{bp} \gamma_b d t, \quad (3.21)$$

где d - диаметр болта; t - наименьшая толщина сопрягаемых элементов; $R_{кс}$, R_{bp} - расчетные сопротивления болтовых соединений [2] табл.5,58,59 (по заданию); γ_b - коэффициент условий работы болтового соединения [2] табл.35.

3. Определяется требуемое количество болтов

$$n = 1,2 Q / N_{b(min)}, \quad (3.22)$$

где Q - перерезывающая сила на опоре, определяемая по формуле (3.4); $N_{b(min)}$ - минимальная несущая способность болта, найденная по (3.20) или (3.21).

Проверяется возможность размещения расчетного количества болтов с учетом требований табл.39 [2].

4. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Колонны высотных зданий при связевом каркасе работают обычно на центральное сжатие. Высота колонны принимается равной расстоянию от низа главной балки перекрытия одного этажа до главной балки следующего этажа.

Расчетная длина колонны первого этажа определяется в зависимости от конструктивного решения сопряжения ее с вышележащими балками и фундаментом

$$l_{ef} = \mu l_k, \quad (4.1)$$

где l_k - геометрическая длина колонн между точками закрепления стержня, μ - коэффициент расчетной длины, принимаемый по п.6.10 [2] с.22.

В курсовой работе $\mu = 0,7$ при жестком закреплении колонны в фундаменте.

Геометрическую длину колонн определяют по выражению

$$l_k = H - h_{гб} + (0,5 + 1 м), \quad (4.2)$$

где H - отметка пола второго этажа; $h_{гб}$ - высота главной балки.

Нагрузкой, действующей на колонну, являются нагрузки от вышележащих колонн и главных балок

$$N = 2Q + N_v, \quad (4.3)$$

где Q - опорная реакция главной балки от расчетных нагрузок; N_v - нагрузка от вышележащих колонн (число этажей по заданию).

4.1. Расчет стержня сплошной колонны

По типу сечения различают сплошные колонны, состоящие из прокатных двутавров, труб или различных комбинаций открытых профилей, и схвозные, состоящие из двух или четырех ветвей, соединенных между собой планками или решетками из уголков.

В курсовой работе желательнее подобрать сечение колонны из прокатных широкополочных колонных двутавров.

Последовательность расчета колонны:

1. Задаемся гибкостью колонны $\lambda = 60 \div 100$, по которой определяют коэффициент продольного изгиба φ по таблице 72 [2] или задаются $\varphi = 0,75 \div 0,85$.

2. Определяем требуемую площадь сечения колонны по формуле

$$A_{твр} = N / (\varphi R_y \gamma_c). \quad (4.4)$$

3. По требуемой площади сечения подбираем профиль двутавра по сортаменту и выписываем геометрические характеристики: h - высота сечения двутавра; b_f - ширина полки двутавра; A - площадь сечения двутавра; t_w - толщина стенки; i_x , i_y - радиусы инерции двутавра.

4. Определяем значение фактической гибкости принятого сечения

$$\lambda_x = l_{ef} / i_x \leq 120; \quad \lambda_y = l_{ef} / i_y \leq 120.$$

5. По λ_{max} находим снова φ .

6. Проверяем принятое сечение по формуле

$$N / (\varphi A) \leq R_y \gamma_c. \quad (4.5)$$

Недонапряжение должно быть в пределах $\leq 5\%$, при большем недонапряжении надо задаваться новым значением гибкости и расчет повторить.

4.2. Расчет базы колонны

Базой называют опорную часть колонны, передающую усилия с колонны на фундамент. Конструктивное решение базы зависит от типа колонны и условий ее закрепления в фундаменте (шарнирное или жесткое). В курсовой работе принимаем жесткое закрепление.

Площадь опорной плиты обеспечивает передачу усилия от колонны на фундамент и определяют ее по формуле

$$A_{pl} = N / (\gamma R_b), \quad (4.6)$$

где R_b - расчетное сопротивление смятию бетона фундамента (прил.5); γ - коэффициент увеличения R_b в зависимости от соотношения площади верхнего обреза фундамента A_f и рабочей площади опорной плиты $\gamma = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}}$, но не более 1,5.

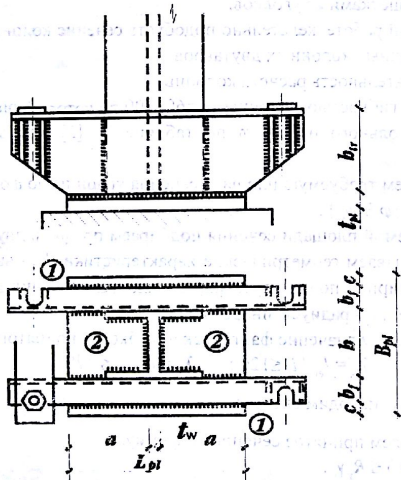


Рис.4.1. Центально-сжатая колонна

Назначается ширина опорной плиты

$$B_{pl} = h + 2b_f + 2c, \quad (4.7)$$

где h - высота двутавра; b_f - ширина полки швеллера (траверсы) определяется по номеру швеллера, исходя из высоты траверсы $h_{tr} = 300 \div 500$ мм; c - свес плиты (60±80 мм).

Вычисляется длина плиты

$$L_{pl} = A_{pl} / B_{pl}. \quad (4.8)$$

Размеры опорной плиты назначаются кратными 10 мм, при этом рекомендуется принимать $L_{pl} \cong B_{pl}$.

Определяется реактивное давление фундамента

$$q = N / (B_{pl} L_{pl}). \quad (4.9)$$

Опорная плита расчленяется на участки в зависимости от конструкции базы, например, по рис.4.1: 1 - консольные, 2 - опертые по трем сторонам.

Максимальный изгибающий момент для каждого участка вычисляется по формуле

$$M = \alpha q d^2, \quad (4.10)$$

где d - размер участка; α - коэффициент, принимаемый в зависимости от соотношения сторон.

Для участка 1: $d = c$, $\alpha = 0,5$.

Для участка 2: $d = h$, (h - длина свободного края); α - принимается по таблице 3 в зависимости от соотношения a/h ; (a - длина закрепленной стороны участка 2).

Таблица 3

Коэффициент α для расчета на изгиб плит, опертых по трем сторонам

a/h	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	более 2
α	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

По максимальному моменту M_{max} определяется требуемая толщина плиты

$$t_{pl} = \sqrt{6M_{max} / (R_y \gamma_c)}. \quad (4.11)$$

Полученная величина уточняется в соответствии с сортаментом и принимается в пределах 20-40 мм.

Высота траверсы принимается в курсовой работе конструктивно в пределах 300±500 мм.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2001.- 36 с.
2. СНиП П-23-81* Стальные конструкции / Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. - 96 с.
3. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР, М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.- 79 с.
4. Абарин А.А. Составление детализованных чертежей металлических конструкций.- М.: Стройиздат, 1978.- 68 с.
5. Металлические конструкции. В 3т. (Справочник проектировщика) / под общ. ред. В.В.Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П.Мельникова) - М.: изд-во АСВ, 1998.
6. Ермолов В.В. и др. Инженерные конструкции.- М.: Стройиздат, 1991.
7. Файбишенко В.К. Металлические конструкции.- М.: Стройиздат, 1984.- 336 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Коэффициенты ϕ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Коэффициенты ϕ для элементов на стали с расчетным сопротивлением R, МПа (кг/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	849	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	141	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

Примечание: Значения коэффициентов ϕ в таблице увеличены в 1000 раз.

Двутавры для колонн

Номинальный размер профиля, мм	№ профиля	Размеры, мм						R	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочные данные для осей					
		Высота h	Ширина на б' b'	Ширина на б b	Полка д	Стежка t	И _x см				W _x см ³	I _x см ⁴	S _x см ³	И _y см	W _y см ³	I _y см ⁴
200x200	20К1	192.2	199.7	6.0	8.7	7	46.7	36.6	3300	343	8.40	188	1160	116	4.98	
	20К2	194.4	200.0	6.3	9.8	13	51.7	40.6	3730	383	8.49	211	1310	131	5.03	
	20К3	197.2	200.6	6.9	11.2	13	58.4	45.9	4300	436	8.58	241	1510	150	5.08	
	20К4	199.6	201.4	7.7	12.4	13	64.9	50.9	4830	484	8.63	269	1690	168	5.10	
230x230	23К1	202.0	202.2	8.5	13.5	14	71.3	56.0	5370	532	8.68	298	1880	186	5.13	
	23К2	218.0	241.3	8.0	8.0	14	56.5	44.3	4970	456	9.38	252	1880	155	5.76	
	23К3	222.8	240.0	6.7	10.4	14	65.1	51.1	6260	562	9.80	307	2400	200	6.07	
	23К4	224.4	240.5	7.2	11.2	14	70.1	55.0	6780	605	9.84	332	2600	216	6.09	
260x260	26К1	227.0	241.1	7.8	12.5	16	77.7	61.0	7640	673	9.91	371	2920	242	6.13	
	26К2	229.6	241.9	8.6	13.8	16	85.8	67.4	8340	744	9.97	412	3260	269	6.16	
	26К3	252.4	260.0	7.0	11.0	16	75.5	59.3	9330	739	11.1	404	3220	248	6.53	
	26К4	255.2	260.8	7.8	12.4	16	84.8	66.6	10610	831	11.2	457	3670	281	6.58	
300x300	30К1	258.4	261.7	8.7	14.0	18	95.5	75.0	12110	938	11.3	518	4180	320	6.62	
	30К2	261.0	262.5	9.5	15.3	18	104	82.0	13380	1030	11.3	569	4620	352	6.65	
	30К3	263.8	263.4	10.4	16.7	18	114	89.6	14780	1120	11.4	625	5090	387	6.68	
	30К4	296.8	300.7	9.2	14.6	18	107	83.7	17970	1220	13.0	666	6080	405	7.55	
400x400	40К1	297.8	300.7	9.2	14.6	18	115	90.5	19580	1310	13.0	723	6620	440	7.58	
	40К2	300.6	301.5	10.0	16.0	18	126	99.0	21640	1440	13.1	795	7310	485	7.61	
	40К3	303.8	302.5	11.0	17.6	18	139	109	24080	1590	13.2	879	8130	537	7.65	
	40К4	307.4	303.5	12.0	19.4	18	153	120	26870	1750	13.3	974	9050	596	7.69	
	40К5	311.0	304.7	13.2	21.2	18	167	131	29780	1910	13.3	1070	10000	657	7.73	
	40К6	315.2	306.0	14.5	23.3	18	184	145	33250	2110	13.4	1190	11140	728	7.77	
	40К7	319.8	307.5	16.0	25.6	18	203	160	37210	2330	13.5	1320	12420	808	7.82	
	40К8	388.2	399.2	10.0	14.0	18	152	119	44320	2280	17.1	1240	14800	744	9.89	
350x350	35К1	343.0	350.0	9.3	15.0	20	138	108	31430	1830	15.1	1000	10720	613	8.83	
	35К2	346.6	351.2	10.5	16.8	20	154	121	35590	2050	15.2	1130	12140	691	8.87	
	35К3	352.6	352.4	11.7	17.8	20	173	135	40290	2300	15.3	1270	13720	779	8.92	
	35К4	354.0	353.6	12.9	20.8	20	191	150	45120	2540	15.4	1410	15340	867	8.96	
	35К5	358.6	354.9	14.2	22.8	20	210	165	50110	2790	15.5	1560	17000	958	9.00	
	35К6	363.0	356.2	15.5	25.0	20	230	181	55710	3070	15.6	1720	18850	1060	9.05	
	35К7	367.8	357.7	17.0	27.4	20	253	198	62040	3370	15.7	1900	20920	1170	9.10	
	35К8	373.4	359.4	18.7	30.2	20	279	219	69660	3730	15.8	2120	23390	1300	9.16	
	40К1	392.6	400.0	10.8	16.2	20	173	136	51410	2620	17.3	1430	17290	864	10.0	
	40К2	396.6	400.6	11.4	18.2	20	191	150	57950	2920	17.4	1600	19510	974	10.1	
	40К3	400.6	401.8	12.6	20.2	20	212	166	64960	3240	17.5	1780	21850	1090	10.2	
	40К4	405.2	403.2	14.0	22.5	20	236	185	73240	3500	17.6	2000	24590	1220	10.2	
	40К5	410.2	404.7	15.0	25.0	20	262	206	82480	4020	17.7	2240	27640	1370	10.3	
	40К6	415.2	406.2	17.0	27.5	20	289	227	91990	4450	17.8	2480	30740	1510	10.3	
40К7	421.2	408.0	18.8	30.5	20	321	262	103770	4930	18.0	2770	34550	1690	10.4		
40К8	427.2	409.8	20.6	33.5	20	353	277	115950	5430	18.1	3070	38460	1880	10.4		
40К9	434.2	412.2	23.0	37.0	20	392	308	130890	6030	18.3	3440	43240	2100	10.5		
40К10	443.4	415.2	26.0	41.6	20	443	348	151320	6830	18.5	3930	49690	2390	10.6		
40К11	460.2	420.2	31.0	50.0	20	536	421	190980	8300	18.9	4850	61930	2950	10.7		
40К12	480.2	426.7	37.5	60.0	20	651	511	243440	10140	19.3	6020	77870	3650	10.9		
40К13	504.2	434.2	45.0	72.0	20	791	621	313490	12440	19.9	7520	98540	4540	11.2		
40К14	536.2	444.2	55.0	88.0	20	984	772	420360	15680	20.7	9690	129090	5810	11.5		

Продолжение прил. 2

Номинальный размер профиля, мм	№ профиля	Размеры, мм						R	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочные данные для осей					
		Высота h	Ширина на б' b'	Ширина на б b	Полка д	Стежка t	И _x см				W _x см ³	I _x см ⁴	S _x см ³	И _y см	W _y см ³	I _y см ⁴
350x350	35К1	343.0	350.0	9.3	15.0	20	138	108	31430	1830	15.1	1000	10720	613	8.83	
	35К2	346.6	351.2	10.5	16.8	20	154	121	35590	2050	15.2	1130	12140	691	8.87	
	35К3	352.6	352.4	11.7	17.8	20	173	135	40290	2300	15.3	1270	13720	779	8.92	
	35К4	354.0	353.6	12.9	20.8	20	191	150	45120	2540	15.4	1410	15340	867	8.96	
	35К5	358.6	354.9	14.2	22.8	20	210	165	50110	2790	15.5	1560	17000	958	9.00	
	35К6	363.0	356.2	15.5	25.0	20	230	181	55710	3070	15.6	1720	18850	1060	9.05	
	35К7	367.8	357.7	17.0	27.4	20	253	198	62040	3370	15.7	1900	20920	1170	9.10	
	35К8	373.4	359.4	18.7	30.2	20	279	219	69660	3730	15.8	2120	23390	1300	9.16	
	40К1	392.6	400.0	10.8	16.2	20	173	136	51410	2620	17.3	1430	17290	864	10.0	
	40К2	396.6	400.6	11.4	18.2	20	191	150	57950	2920	17.4	1600	19510	974	10.1	
	40К3	400.6	401.8	12.6	20.2	20	212	166	64960	3240	17.5	1780	21850	1090	10.2	
	40К4	405.2	403.2	14.0	22.5	20	236	185	73240	3500	17.6	2000	24590	1220	10.2	
	40К5	410.2	404.7	15.0	25.0	20	262	206	82480	4020	17.7	2240	27640	1370	10.3	
	40К6	415.2	406.2	17.0	27.5	20	289	227	91990	4450	17.8	2480	30740	1510	10.3	
40К7	421.2	408.0	18.8	30.5	20	321	262	103770	4930	18.0	2770	34550	1690	10.4		
40К8	427.2	409.8	20.6	33.5	20	353	277	115950	5430	18.1	3070	38460	1880	10.4		
40К9	434.2	412.2	23.0	37.0	20	392	308	130890	6030	18.3	3440	43240	2100	10.5		
40К10	443.4	415.2	26.0	41.6	20	443	348	151320	6830	18.5	3930	49690	2390	10.6		
40К11	460.2	420.2	31.0	50.0	20	536	421	190980	8300	18.9	4850	61930	2950	10.7		
40К12	480.2	426.7	37.5	60.0	20	651	511	243440	10140	19.3	6020	77870	3650	10.9		
40К13	504.2	434.2	45.0	72.0	20	791	621	313490	12440	19.9	7520	98540	4540	11.2		
40К14	536.2	444.2	55.0	88.0	20	984	772	420360	15680	20.7	9690	129090	5810	11.5		

Нормальные двутавры для балок

№ профиля	Высота				Ширина		Размеры, мм		Площадь поперечного сечения, см ²	Масса двутавра, кг	Справочные данные для осей					
	h		b		d	e	R	X-X			Y-Y					
	h	h ₀	b	b ₀				W _x			I _x	S _x	I _y	W _y	I _y	
16	160	81	50	7.8	8.5	20.2	15.90	873	109.0	6.57	62.3	58.6	14.50	1.70		
18	180	90	51	8.1	9.0	23.4	18.40	1290	143.0	7.42	81.4	82.6	18.40	1.88		
18a	180	100	51	8.3	9.0	25.4	19.90	1430	159.0	7.51	89.8	114.0	22.80	2.12		
20	200	100	5.2	8.4	9.5	26.8	21.00	1840	184.0	8.28	104.0	115.0	23.10	2.07		
20a	200	110	5.2	8.6	9.5	28.9	22.70	2030	203.0	8.37	114.0	155.0	28.20	2.32		
22	220	110	5.4	8.7	10.0	30.6	24.00	2530	253.0	9.13	131.0	157.0	28.60	2.27		
22a	220	120	5.4	8.9	10.0	32.8	25.80	2790	254.0	9.22	143.0	206.0	34.30	2.50		
24	240	115	5.6	9.5	10.5	34.8	27.30	3460	289.0	9.97	163.0	198.0	34.50	2.37		
24a	240	125	5.6	9.8	11.0	40.2	31.50	3800	317.0	10.10	178.0	260.0	41.60	2.63		
27	270	125	6.0	9.8	11.0	40.2	31.50	5010	371.0	11.20	210.0	260.0	41.50	2.54		
27a	270	135	6.0	10.2	11.0	43.2	33.90	5500	407.0	11.30	229.0	337.0	50.00	2.80		
30	300	135	6.5	10.2	12.0	46.5	36.50	7080	472.0	12.30	268.0	337.0	49.90	2.69		
30a	300	145	6.5	10.7	12.0	49.9	39.20	7780	518.0	12.50	292.0	436.0	60.10	2.95		
33	330	160	7.0	11.2	13.0	53.8	42.20	9840	597.0	13.30	339.0	419.0	59.20	2.79		
36	360	145	7.5	12.3	14.0	61.9	48.60	13360	743.0	14.70	423.0	516.0	71.10	2.89		
40	400	155	8.3	13.0	15.0	72.6	57.00	19062	953.0	16.20	545.0	667.0	86.10	3.03		
45	450	160	9.0	14.2	16.0	84.7	66.50	27696	1231.0	18.10	708.0	808.0	101.00	3.09		
50	500	170	10.0	15.2	17.0	100.0	78.50	39727	1589.0	19.90	919.0	1043.0	123.00	3.23		
55	550	180	11.0	16.5	18.0	118.0	92.60	55962	2035.0	21.80	1181.0	1356.0	151.00	3.39		
60	600	190	12.0	17.8	20.0	138.0	108.00	76806	2560.0	23.60	1491.0	1725.0	182.00	3.54		

Широкополочные двутавры для балок

№ профиля	Высота				Ширина		Размеры, мм		Площадь поперечного сечения, см ²	Масса двутавра, кг	Справочные данные для осей					
	h		b		d	e	R	X-X			Y-Y					
	h	h ₀	b	b ₀				W _x			I _x	S _x	I _y	W _y	I _y	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
20 III	194	150	6	9	13	39.01	30.6	3690	277.3	154.3	8.3	507.1	67.7	3.61		
25 III	244	175	7	11	16	56.24	44.1	6122	501.8	279.2	10.43	984.3	112.5	4.18		
30 III	294	200	8	12	18	72.38	56.8	11339	771.4	429.5	12.52	1602.9	160.3	4.71		
30 III2	300	201	9	15	18	87.38	68.6	14210	947.4	529.9	12.75	2033.8	202.4	4.82		
35 III1	334	249	8	11	20	83.17	65.3	17108	1024.4	565.8	14.34	2834.1	227.6	5.84		
35 III2	340	250	9	14	20	101.51	79.7	21678	1275.2	706.1	14.61	3650.5	292	6		
40 III1	383	299	9.5	12.5	22	112.91	88.6	30556	1595.6	880.8	16.45	5575.4	372.9	7.03		
40 III2	390	300	10	16	22	135.95	106.7	38676	1983.4	1094	16.87	7207.1	480.5	7.28		
45 III1	440	300	11	18	24	157.38	123.5	56072	2548.7	1412.5	18.88	8110.3	540.7	7.18		
50 III1	482	300	11	15	26	145.52	114.2	60371	2505	1395.7	20.37	6762.4	450.8	6.82		
50 III2	487	300	14.5	17.5	26	176.34	138.4	71867	2951.4	1666.7	20.19	7896.4	526.4	6.69		
50 III3	493	300	15.5	20.5	26	198.86	156.1	83441	3385	1912.8	20.48	9249.7	616.6	6.82		
50 III4	499	300	16.5	23.5	26	221.38	173.8	95282	3818.9	2161.5	20.75	10603.4	706.9	6.92		
60 III1	582	300	12	17	28	174.49	137	102717	3529.8	1981.5	24.36	7668	511.2	6.63		
60 III2	589	300	16	20.5	28	217.41	170.7	126201	4285.3	2439	24.09	9257.4	617.2	6.53		
60 III3	597	300	18	24.5	28	252.37	198.1	150043	5026.6	2869.9	24.38	11067.3	737.8	6.62		
60 III4	605	300	20	28.5	28	287.33	235.6	174458	5767.2	3305.6	24.64	12879.3	858.6	6.7		
70 III1	692	300	13	20	28	211.49	166	172435	4983.7	2814.6	28.55	9032.9	601.5	6.53		
70 III2	698	300	15	23	28	242.53	190.4	198791	5696	3233.6	28.63	10381.1	692.1	6.34		
70 III3	707	300	18	27.5	28	289.09	226.9	239032	6761.9	3867.2	28.76	13422.4	828.2	6.56		
70 III4	715	300	20.5	31.5	28	329.39	258.6	275138	7696.2	4426.7	28.9	14240.2	949.3	6.58		
70 III5	725	300	23	36.5	28	375.69	294.9	319793	8821.9	5099.5	29.18	16512.3	1100.8	6.63		

80 Ш1	782	300	13.5	17	28	209.71	164.6	205458	5254.7	3018.9	31.5	7676.7	511.8	6.05
80 Ш2	792	300	14	22	28	243.45	191.1	253655	6405.4	3644.1	32.28	9928.9	661.9	6.39
90 Ш1	881	299	15	18.5	28	243.96	191.5	292582	6642.1	3861.2	34.63	8278.5	553.7	5.83
90 Ш2	890	299	15	23	28	270.87	212.6	345335	7760.3	4457	35.71	10283.3	687.8	6.16
100 Ш1	990	320	16	21	30	293.8	230.6	446039	9010.9	5234.1	38.96	11517.9	719.9	6.26
100 Ш2	998	320	17	25	30	328.88	258.2	516373	10348.2	5882.6	39.62	13710	956.9	6.46
100 Ш3	1006	320	18	29	30	363.96	285.7	587730	11684.5	6736.2	40.18	15903	993.9	6.61
100 Ш4	1013	320	19.5	32.5	30	400.58	314.5	655449	12940.7	7470	40.45	17828.8	1114.3	6.67

Расчетные сопротивления бетона R_b (МПа)

Вид контролируемой	Класс бетона по прочности на сжатие												
	В7.5	В10	В12.5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	
Сжатие осевое (прямая пропорция)	Тяжелый и мелкозернистый	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	25.0	27.5	
	Легкий	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0			
	Тяжелый	0.48	0.57	0.66	0.75	0.9	1.05	1.2	1.3	1.4	1.45	1.55	
Растяжение осевое	Мелкозернистый вид:												
	А	0.48	0.57	0.66	0.75	0.9	1.05	1.2	1.3	1.4			
	Б	0.40	0.45	0.57	0.64	0.77	0.90	1.0					
Легкий при малом за- полнителе: Плотном Пористом													
	Легкий при малом за- полнителе:	0.48	0.57	0.66	0.75	0.9	1.05	1.2	1.3	1.4			
	Плотном	0.48	0.57	0.66	0.74	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2			

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

Введение.....	3
1. Компонировка балочной клетки междуэтажного перекрытия.....	5
2. Расчёт балок настила.....	6
3. Главные балки.....	7
3.1. Определение нагрузок и расчётных усилий.....	8
3.2. Подбор сечения сварной балки.....	8
3.3. Проверка прочности, прогибов и общей устойчивости балок.	10
3.4. Опорные ребра.....	11
3.5. Расчёт узлов сопряжения балок.....	11
4. Расчёт колонны.....	12
4.1. Расчет стержня сплошной колонны.....	13
4.2. Расчет базы колонны.....	14
Литература.....	16
Приложения.....	17
Содержание.....	24

Редактор: Н.Х.Михайлова

Корректор: М.А.Рожавина

Редакционно-издательский отдел

Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать

5.12.05

Формат 60x84/16

Заказ № 677

Тираж 100 экз.

Усл.-печ.л. 1,6

Бумага тип.№ 1

Печать RISO

Уч.-изд.л. 1,6

Печатно-множительный отдел КазГАСУ

420043, г.Казань, Зеленая, 1