

Преподаватель
Юдина Евгения Васильевна

Лекция 4. Балки. Часть 2

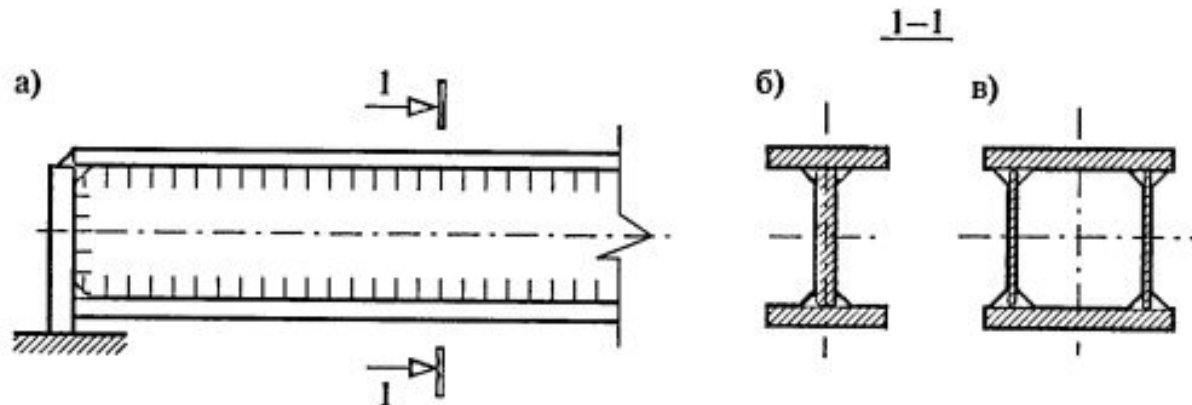
Расчет балок

Металлические балки

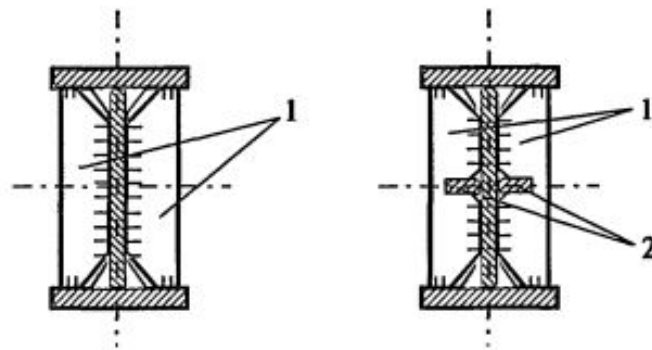
Прокатной двутавр – длина пролета 6-9 м

Сварной двутавр – длина пролета более 9 м и значительные нагрузки

Металлические балки



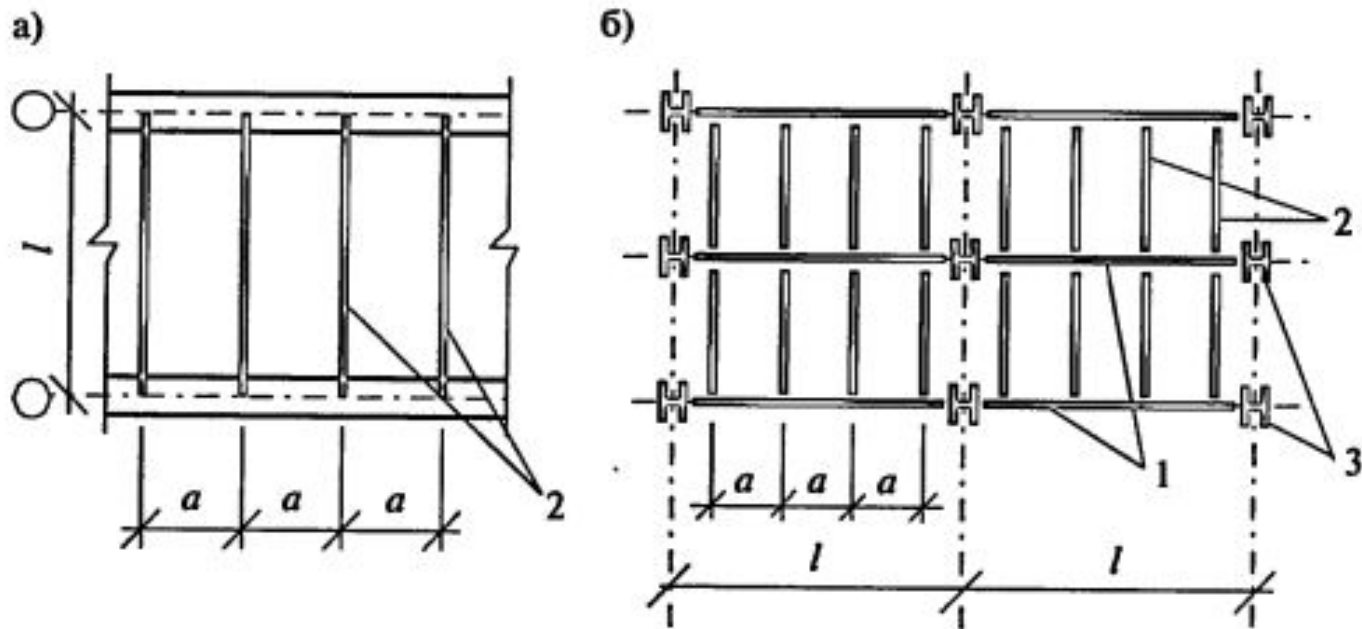
*Сварные балки: а) вид сбоку;
б) балка двутаврового сечения;
в) балка двустенчатого сечения*



*Сплошные сварные балки с ребрами жесткости:
1 – поперечные ребра; 2 – продольные ребра*

Металлические балки

Балочная клетка - система несущих балок в составе конструкции покрытия (перекрытия)



Балочные клетки: а) упрощенная; б) нормальная;
1 — главные балки; 2 — балки настила; 3 — колонны

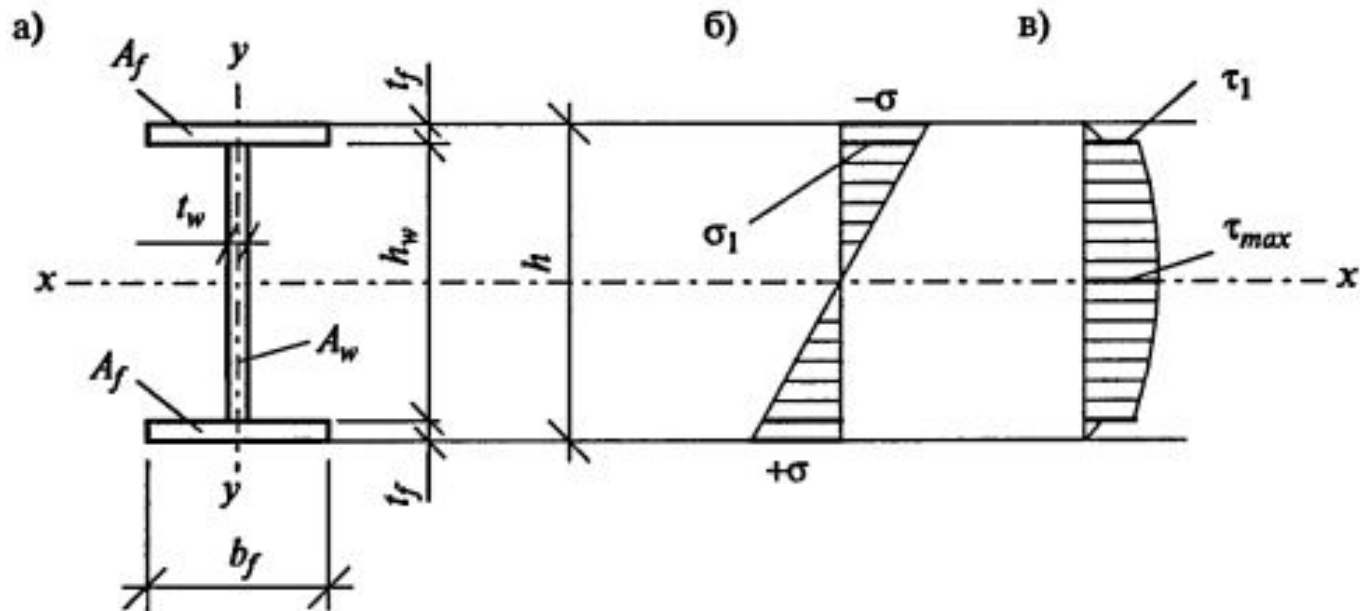
Металлические балки

Особенности работы и расчета

- Возникновение нормальных и касательных напряжений
- Возможна потеря общей устойчивости (выпучиваться и закручиваться в вертикальной плоскости)
- Возможна потеря местной устойчивости при тонком и высоком сечении
- Прогиб балки

Металлические балки

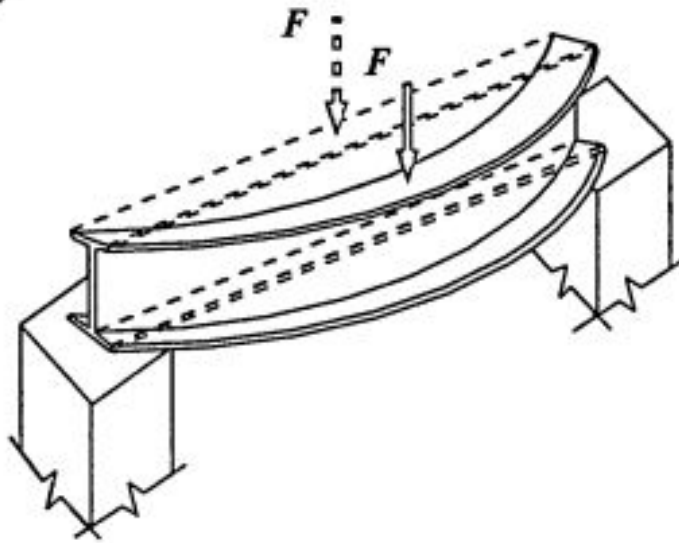
Особенности работы и расчета



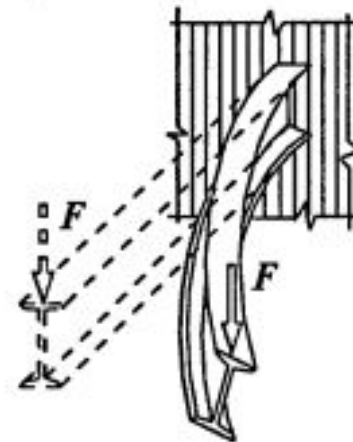
Напряжения в стальной двутавровой балке: а) обозначения, принятые при расчетах составных сварных балок; б) эпюра σ_x ; в) эпюра τ_x

Металлические балки

а)



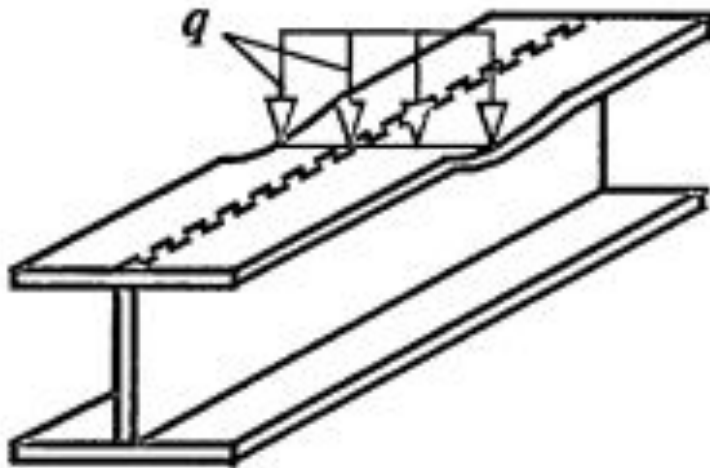
б)



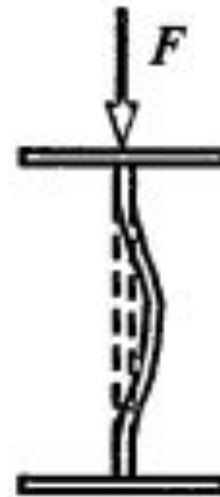
*Примеры потери общей устойчивости в балках:
а) балка на двух опорах; б) консольная балка*

Металлические балки

а)



б)



*Примеры потери местной устойчивости:
а) полки; б) стенки*

Металлические балки

1-ое предельное состояние

1. Расчет на прочность
2. Расчет на общую устойчивость
3. Расчет на местную устойчивость

2-ое предельное состояние

Расчет по деформациям

Металлические балки

1-ое предельное состояние

Расчет прочности
(проверка нормальных
напряжений)

$$\sigma = \frac{M}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c,$$

где M — изгибающий момент, действующий в расчетном сечении;

$W_{n,min}$ — минимальный момент сопротивления нетто. При отсутствии ослаблений в рассчитываемом сечении момент сопротивления нетто равен моменту сопротивления брутто, $W_{n,min} = W_x$;

R_y — расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести;

γ_c — коэффициент условия работы.

Металлические балки

1-ое предельное состояние

Расчет на прочность
(проверка касательных
напряжений)

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x t} \leq R_s \gamma_c,$$

где Q — поперечная сила, действующая в расчетном сечении;
 S_x — статический момент инерции относительно оси $x-x$;
 I_x — момент инерции сечения относительно оси $x-x$;
 t — толщина стенки;
 R_s — расчетное сопротивление сдвигу, $R_s = 0,58R_y$.

Металлические балки

1-ое предельное состояние

Расчет на прочность
(проверка касательных напряжений)

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтов значения τ в формуле следует умножать на коэффициент α , определяемый по формуле $\alpha = a/(a - d)$, где a — шаг отверстий; d — диаметр отверстия.

Металлические балки

1-ое предельное состояние

Проверка общей
устойчивости

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_y \gamma_c,$$

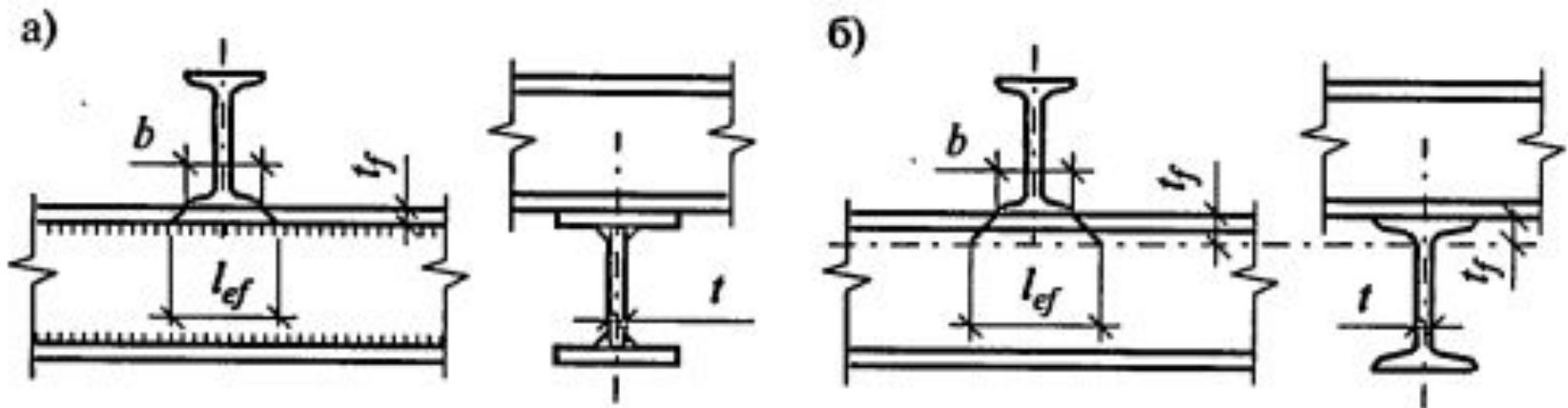
где W_c — момент сопротивления сжатого пояса балки;
 φ_b — коэффициент, определяемый по Приложению

Проверка общей устойчивости не требуется, если верхний пояс балок развязан из плоскости сплошным жестким настилом (железобетонные плиты, металлический настил и т.п.)

Металлические балки

1-ое предельное состояние

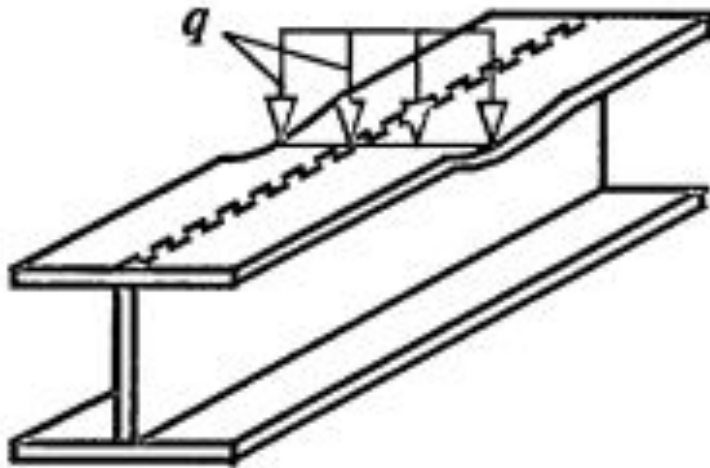
Проверка местной устойчивости



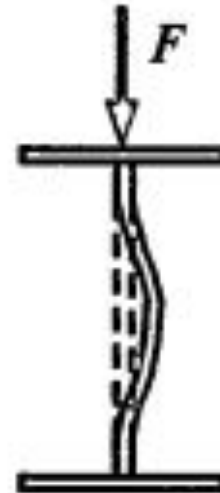
Схемы для определения длины распределения нагрузки на балку:
а) сварную; б) прокатную

Металлические балки

а)



б)



*Примеры потери местной устойчивости:
а) полки; б) стенки*

Металлические балки

1-ое предельное состояние

Проверка местной устойчивости верхнего пояса

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{tl_{ef}} \leq R_y \gamma_c,$$

где σ_{loc} — местное напряжение;

F — расчетное значение нагрузки (силы);

l_{ef} — условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания:

$$l_{ef} = b + 2t_f,$$

где t_f — толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная, или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная

Металлические балки

1-ое предельное состояние

Проверка местной устойчивости для стенки

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c;$$

$$\tau_{xy} \leq R_s \gamma_c,$$

где $\sigma_x = \frac{M}{I_n} y$ — нормальные напряжения в срединной плоскости

стенки, параллельные оси балки;

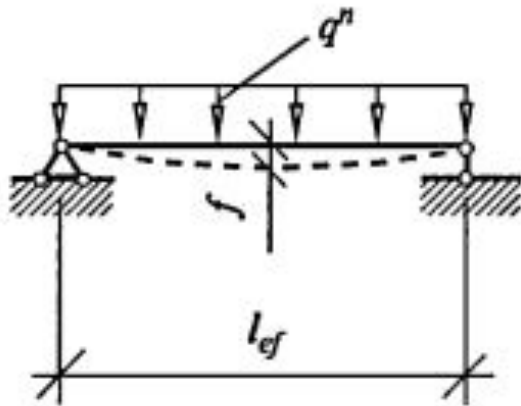
σ_y — то же, перпендикулярные оси балки;

τ_{xy} — касательное напряжение.

Металлические балки

2-ое предельное состояние

Расчет по деформациям



$$f = \frac{5q^n l_{ef}^4}{384EI_x},$$

где E — модуль упругости стали;

I_x — момент инерции, взятый относительно оси изгиба балки;

q^n — нормативная распределенная по длине балки (погонная) нагрузка.

Прогибы балок ограничиваются предельными прогибами $f \leq f_u$

Деревянные балки

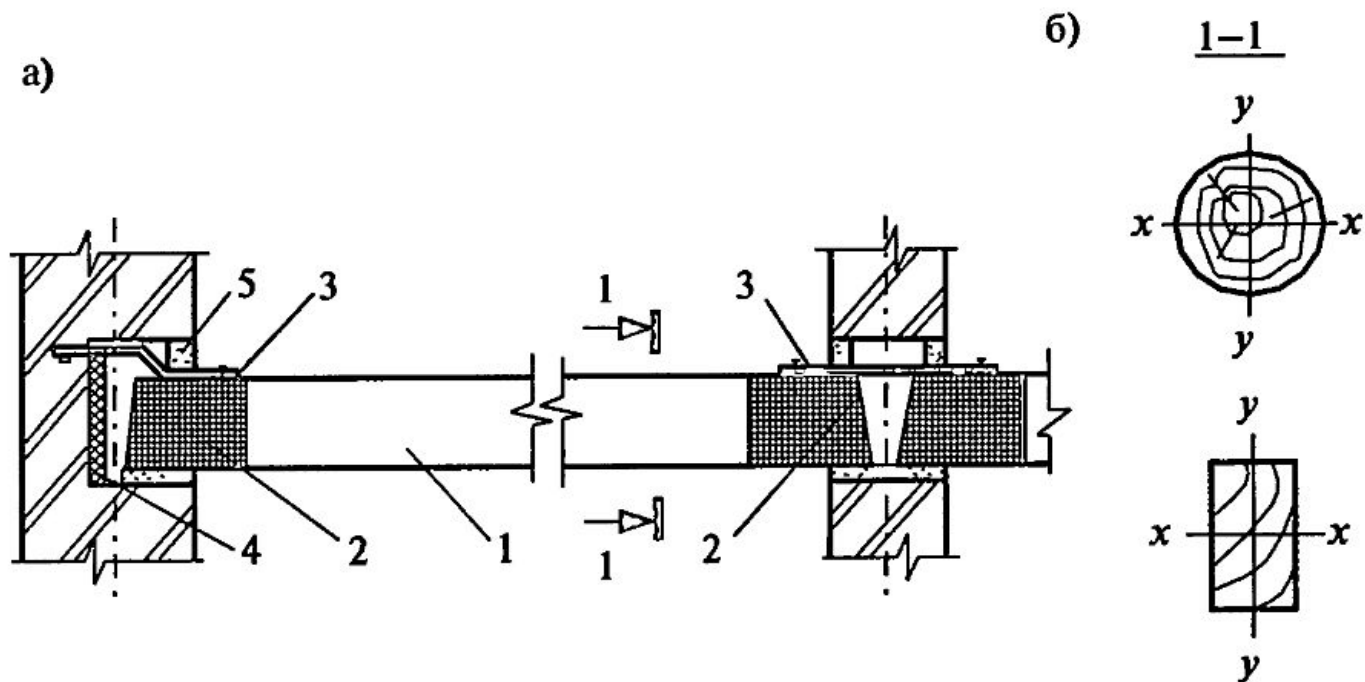
- Малоэтажное строительство
- Скатные кровли многоэтажных зданий
- Промышленные здания с химически агрессивной средой
- Временные сооружения

Деревянные балки

Конструкция сечения:

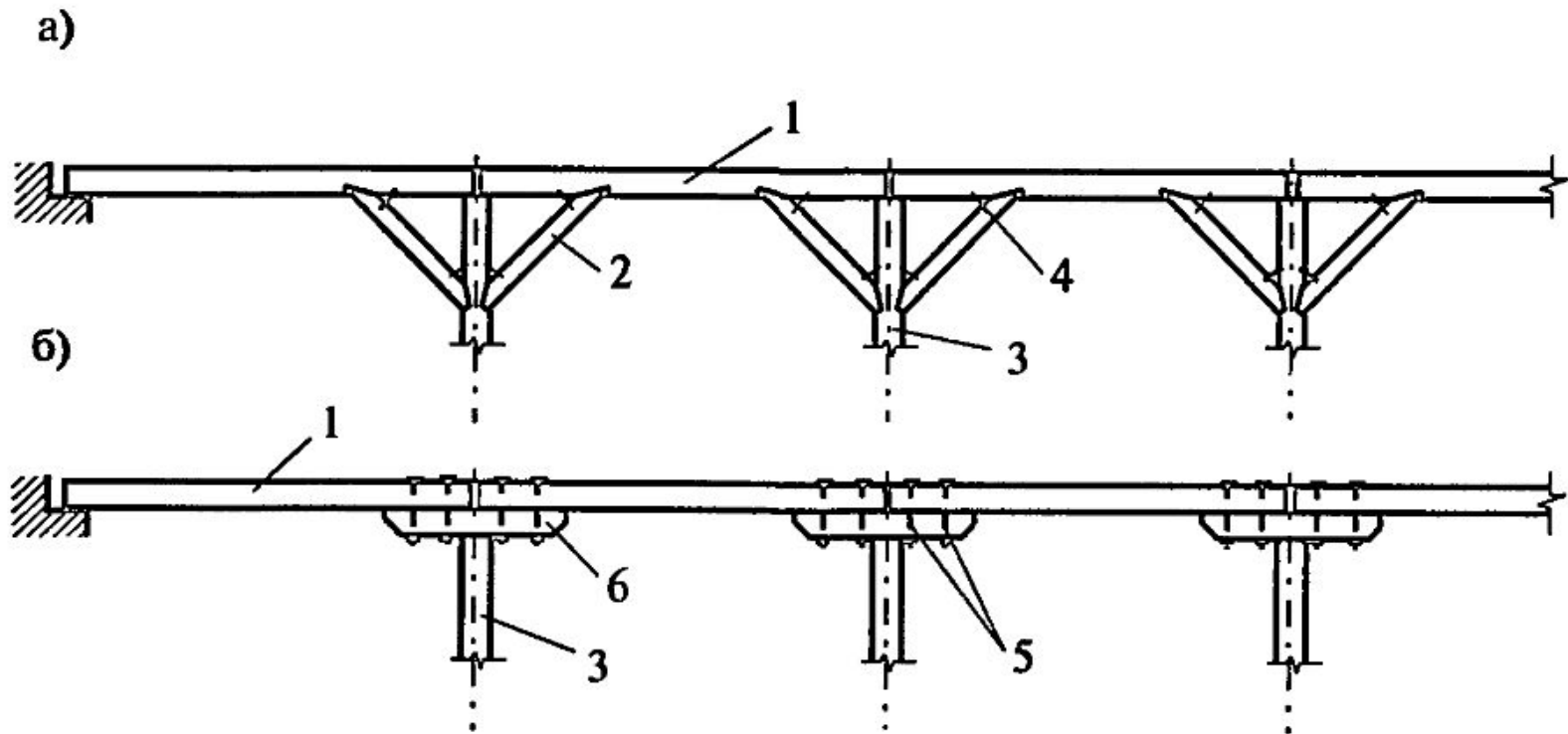
- Цельная древесина (в перекрытиях - шаг не более 1,5 м)
- Клееное сечение

Деревянные балки



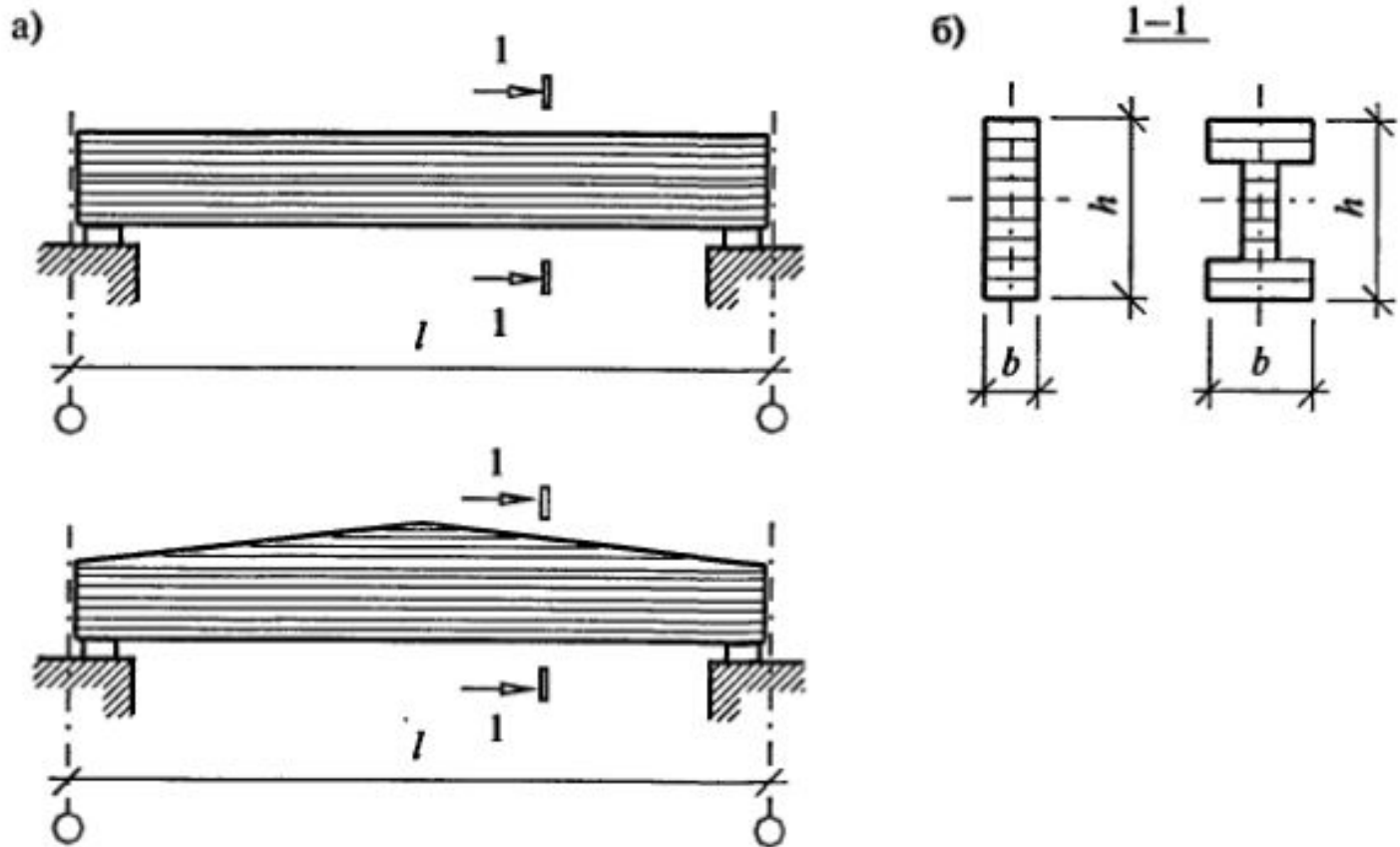
Вариант опирания деревянной балки на кирпичные стены:
а) балка из цельной древесины; б) сечения балок из цельной древесины;
1 — балка; 2 — два слоя толя; 3 — анкер из полосовой стали;
4 — теплоизоляция; 5 — цементно-песчаный раствор

Деревянные балки



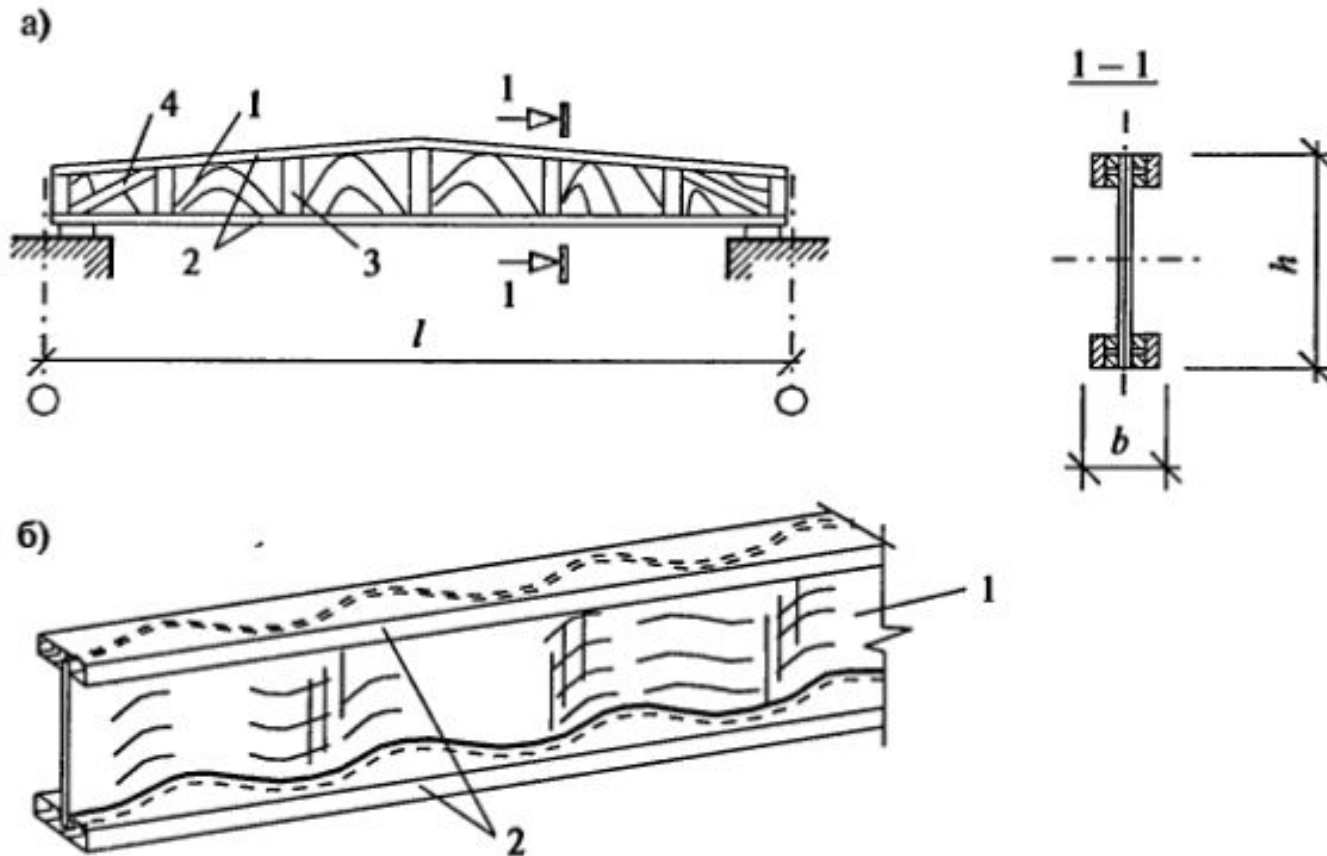
Схемы прогонов: а) разрезные прогоны с подкосами; б) разрезные прогоны с подбалками; 1 — прогон; 2 — подкос; 3 — стойка; 4 — скоба; 5 — болты; 6 — подбалка

Деревянные балки



Клееные балки: а) типы клееных балок из досок;
б) возможные сечения балок (прямоугольное, двутавровое)

Деревянные балки



Балки с фанерными стенками: а) клееная балка с плоской фанерной стенкой; б) балка с гофрированной стенкой из фанеры;
1 — фанерная стенка; 2 — пояса балки; 3 — ребра жесткости;
4 — опорный подкос

Деревянные балки

3 стадии от начала работы до разрушения:

- 1) При небольших изгибающих моментах – древесина работает упруго (напряжения изменяются линейно)

Деревянные балки

3 стадии от начала работы до разрушения:

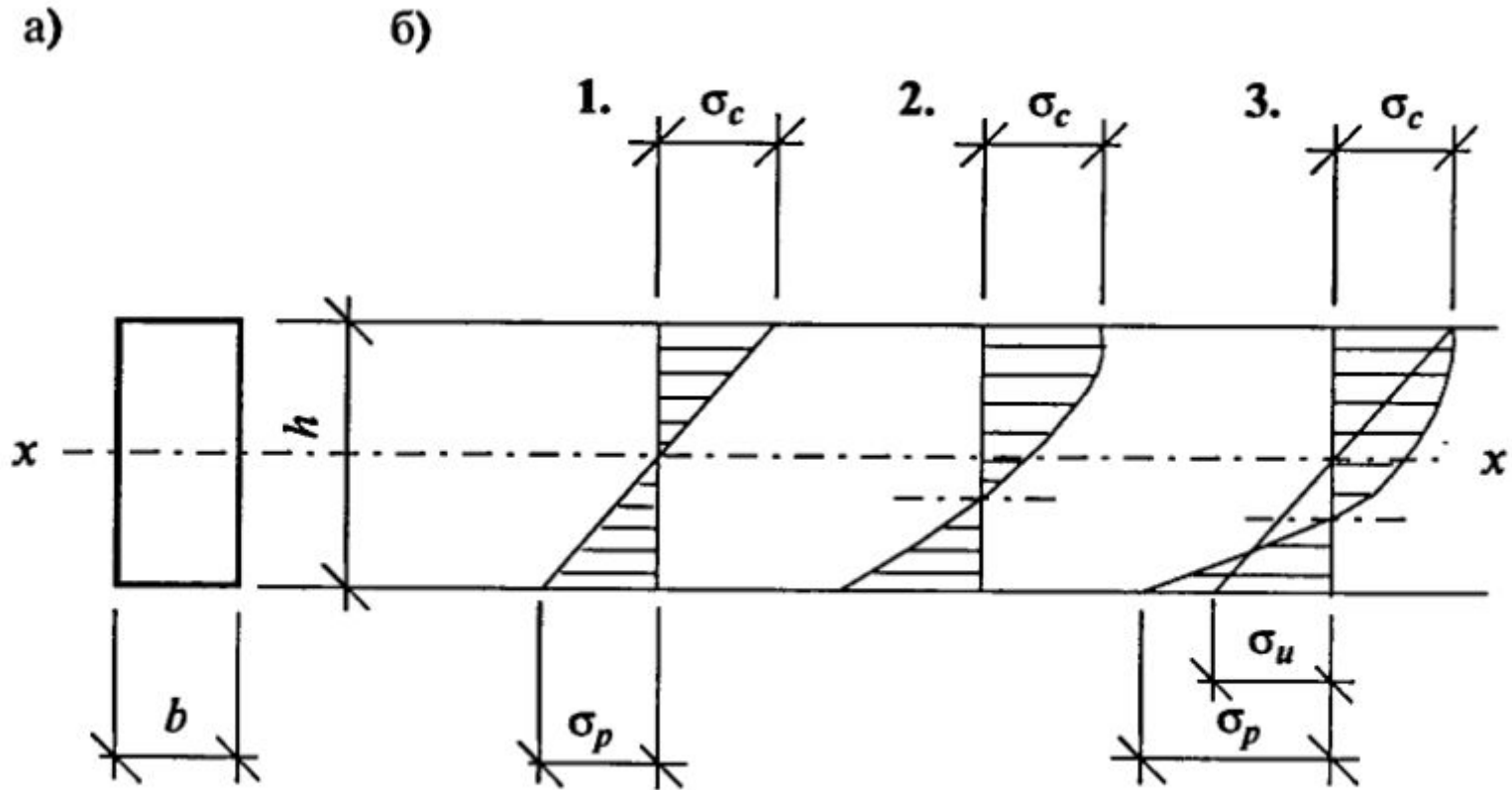
- 2) При увеличении момента – добавление пластических деформаций, смятие крайних волокон (складки древесины), нейтральная ось опускается ниже центра тяжести сечения

Деревянные балки

3 стадии от начала работы до разрушения:

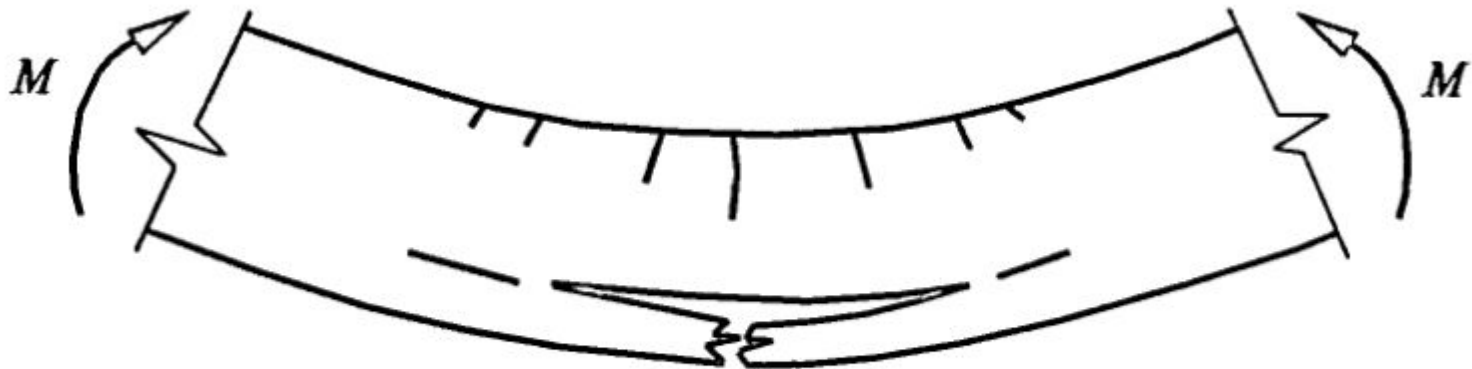
- 3) При дальнейшем увеличении момента – пластические деформации растут, происходит разрыв крайних растянутых волокон

Деревянные балки



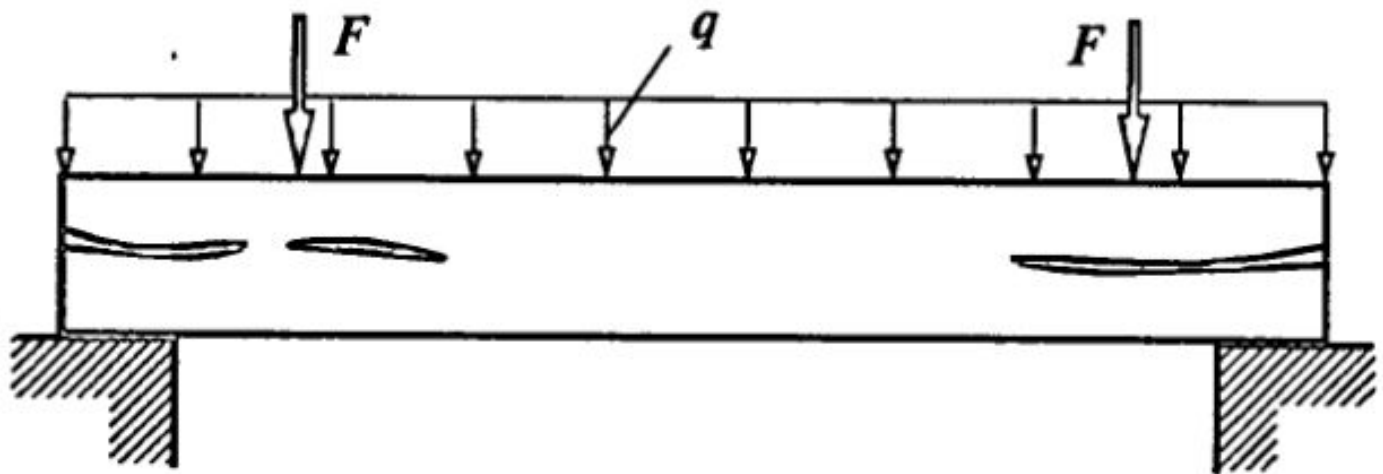
Эпюры нормальных напряжений при различных стадиях работы изгибаемых элементов: а) сечение элемента; б) эпюры напряжений для трех стадий работы

Деревянные балки



Характер разрушения деревянного изгибаемого элемента

Деревянные балки



Разрушение деревянной балки в результате сдвига

Деревянные балки

Расчет прочности на изгиб
ведется по 1-ой стадии работы
материала (расчетное
сопротивление при изгибе
принимается равным расчетному
сопротивлению сжатия)

Деревянные балки

1-ое предельное состояние

1. Расчет на прочность
2. Расчет на общую устойчивость

2-ое предельное состояние

Расчет по деформациям (прогиб)

Деревянные балки

1-ое предельное состояние

1. Расчет прочности

Расчет на прочность по нормальным напряжениям σ производят по формуле`

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_{\text{и}},$$

где M — расчетный изгибающий момент;

$R_{\text{и}}$ — расчетное сопротивление изгибу;

$W_{\text{расч}}$ — расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента:

○ для цельных элементов $W_{\text{расч}} = W$;

○ при наличии ослаблений $W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}}$, где $W_{\text{нт}}$ — момент сопротивления сечения нетто; определяется с учетом того, что ослабления, расположенные на участке элемента длиной до 200 мм, принимаются совмещенными в одном сечении

Деревянные балки

1-ое предельное состояние

Расчет на прочность по скалыванию следует выполнять по формуле

$$\tau = \frac{QS_{бр}}{I_{бр} b_{расч}} \leq R_{ск},$$

где τ — касательные напряжения, возникающие в балке при изгибе;

Q — расчетная поперечная сила;

$S_{бр}$ — статический момент инерции брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$b_{расч}$ — расчетная ширина сечения; для балок из цельной древесины $b_{расч} = b$;

$I_{бр}$ — момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$R_{ск}$ — расчетное сопротивление скалыванию при изгибе

Деревянные балки

1-ое предельное состояние

В случае возможности потери устойчивости элемента расчет производят по формуле

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M W_{бр}} \leq R_{и},$$

где M — максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ;

l_p — расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба — расстояние между этими точками;

$W_{бр}$ — максимальный момент сопротивления бруто на рассматриваемом участке l_p .

Деревянные балки

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_\phi,$$

где b — ширина поперечного сечения;

h — максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ,
который определяется по табл. Приложения СП

Деревянные балки

2-ое предельное состояние

Прогиб:

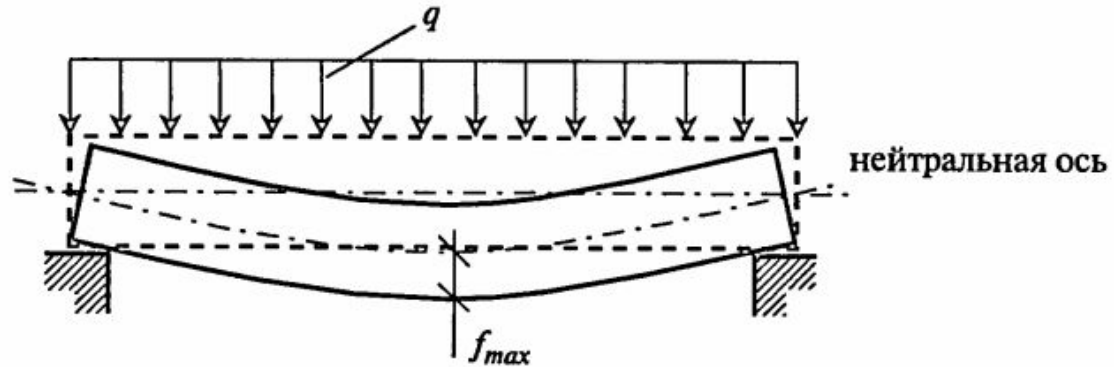


Схема деформации балки

$$f = \frac{5q_n l_0^4}{384 E I_x},$$

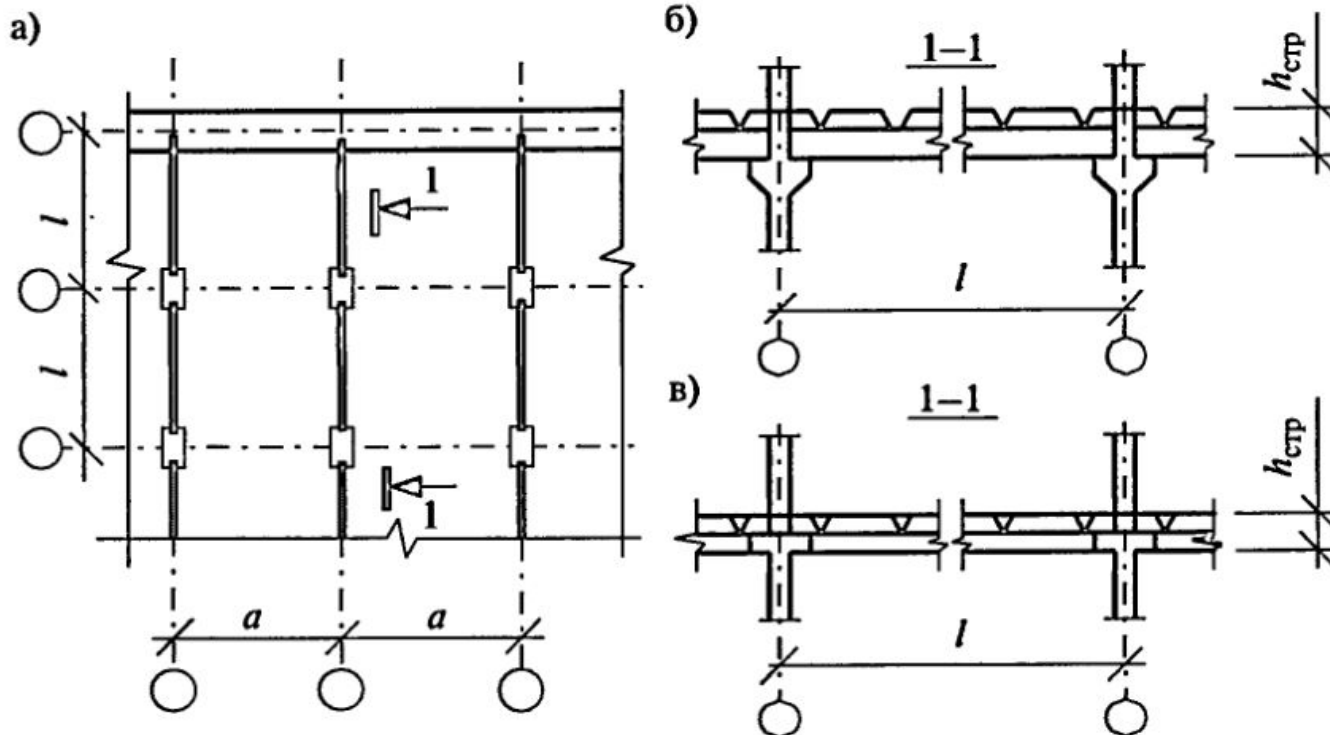
где q_n — нормативная погонная нагрузка;

l_0 — расчетный пролет балки;

E — модуль упругости древесины вдоль волокон;

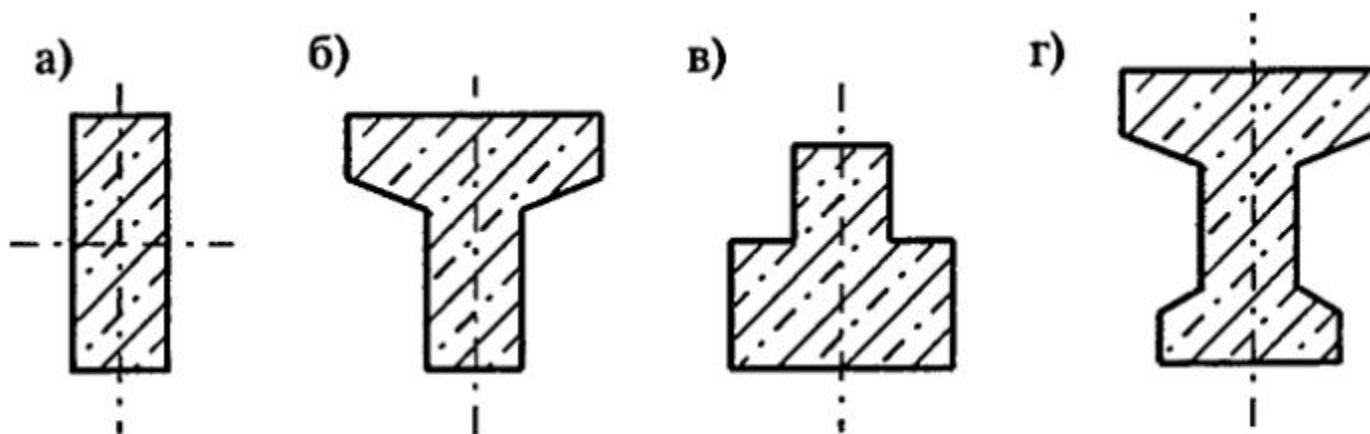
I_x — момент инерции сечения относительно оси изгиба.

Железобетонные балки



Участок плана и разрезы сборных железобетонных перекрытий:
а) участок плана железобетонного перекрытия; б) разрез перекрытия с плитами, опирающимися на верх ригелей; в) разрез перекрытия с плитами, опирающимися на нижние полки ригелей

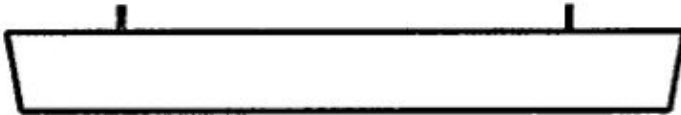
Железобетонные балки



Сечения железобетонных балок: а) прямоугольное;
б) тавровое; в) тавровое с полкой внизу; г) двутавровое

Железобетонные балки

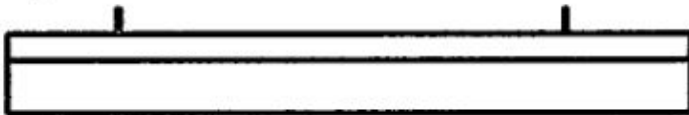
а)



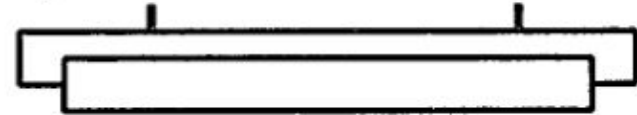
б)



в)

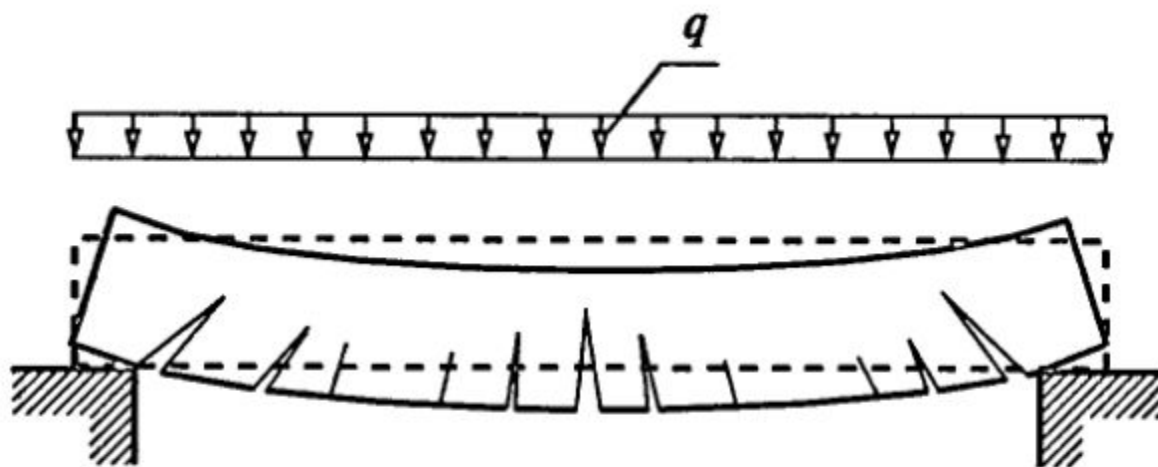


г)



Вид железобетонных балок в зависимости от опирания на нижележащие конструкции: а); б) на кирпичные стены или консоли колонн сверху; в) на верхний торец (обрез) колонны или верх стены; г) на консоль колонны — подрезкой, скрывающей консоль

Железобетонные балки



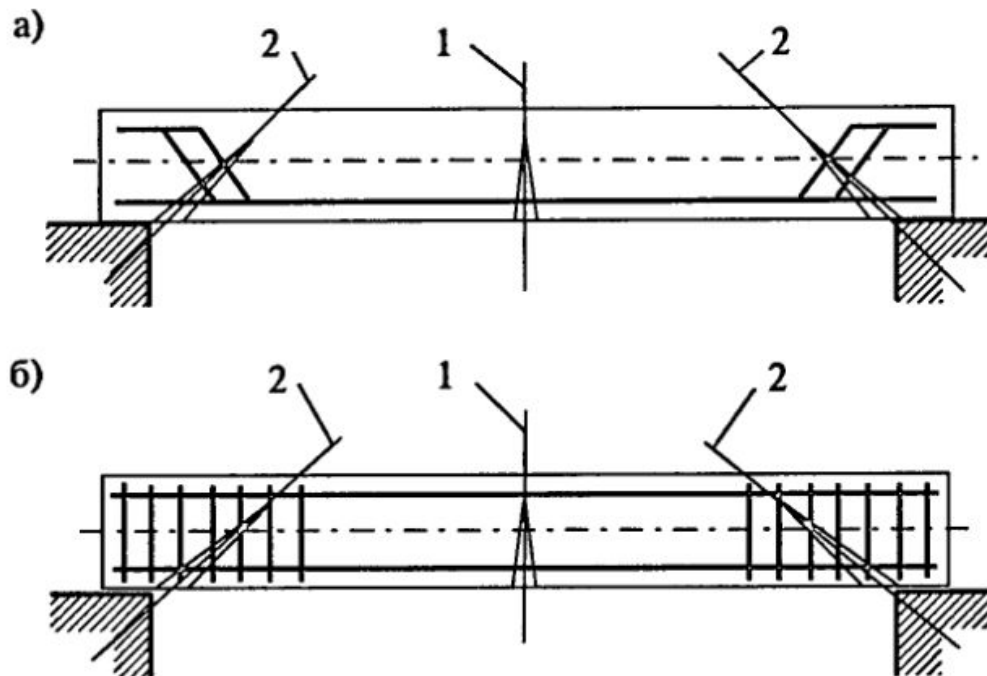
*Схема разрушения железобетонной балки
(арматура условно не показана)*

Железобетонные балки

Расчет на прочность:

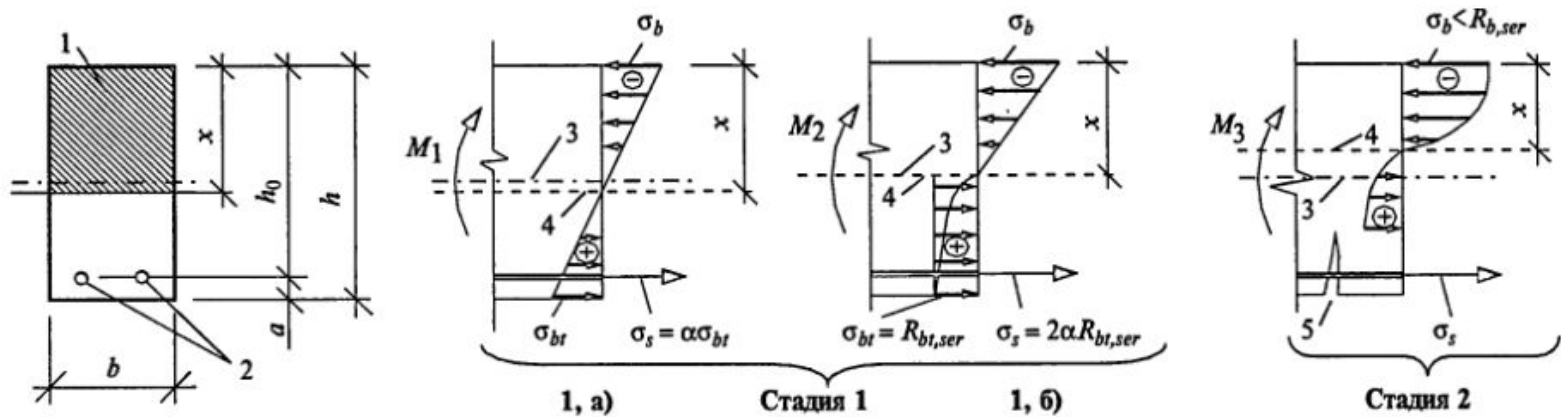
- Обеспечение прочности нормального сечения (определение количества стержней и диаметр продольной арматуры)
- Обеспечение прочности наклонного сечения (определение диаметра и шага постановки поперечных стержней)

Железобетонные балки



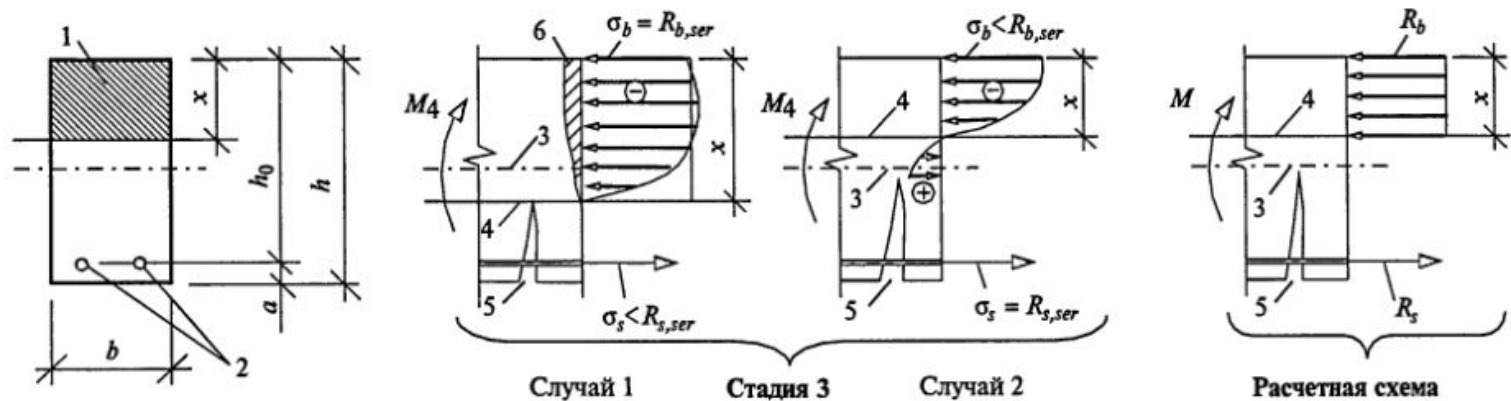
*Схемы армирования железобетонных балок:
а) отгибами продольной арматуры на опорах; б) поперечными стержнями
(хомутами) на приопорных участках; 1 -- нормальное сечение;
2 — наклонное сечение;*

Железобетонные балки



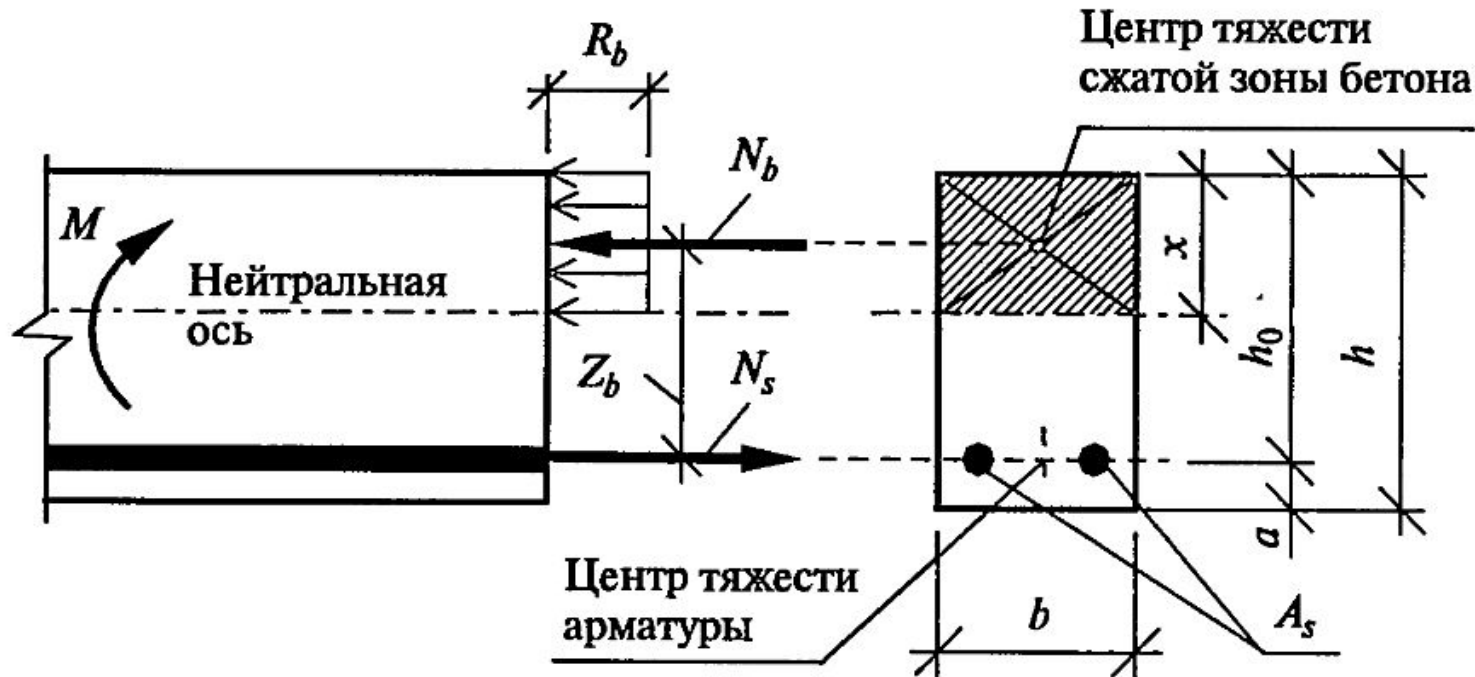
Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении при изгибе железобетонной балки от начала работы до разрушения: 1 – сжатая зона бетона; 2 – арматура; 3 – центральная ось; 4 – нейтральная ось; 5 – трещина; 6 – зона разрушения бетона; M – изгибающий момент: $M_4 > M_3 > M_2 > M_1$

Железобетонные балки



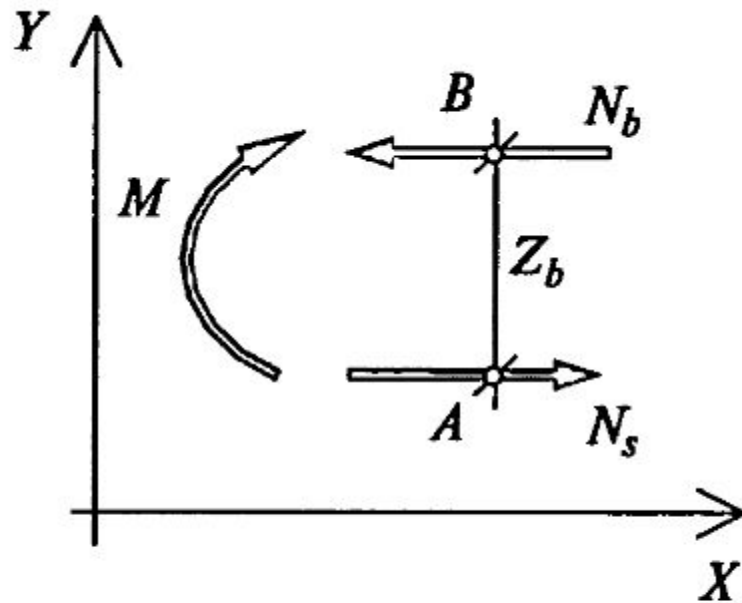
Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении при изгибе железобетонной балки от начала работы до разрушения: 1 – сжатая зона бетона; 2 – арматура; 3 – центральная ось; 4 – нейтральная ось; 5 – трещина; 6 – зона разрушения бетона; M – изгибающий момент: $M_4 > M_3 > M_2 > M_1$

Железобетонные балки



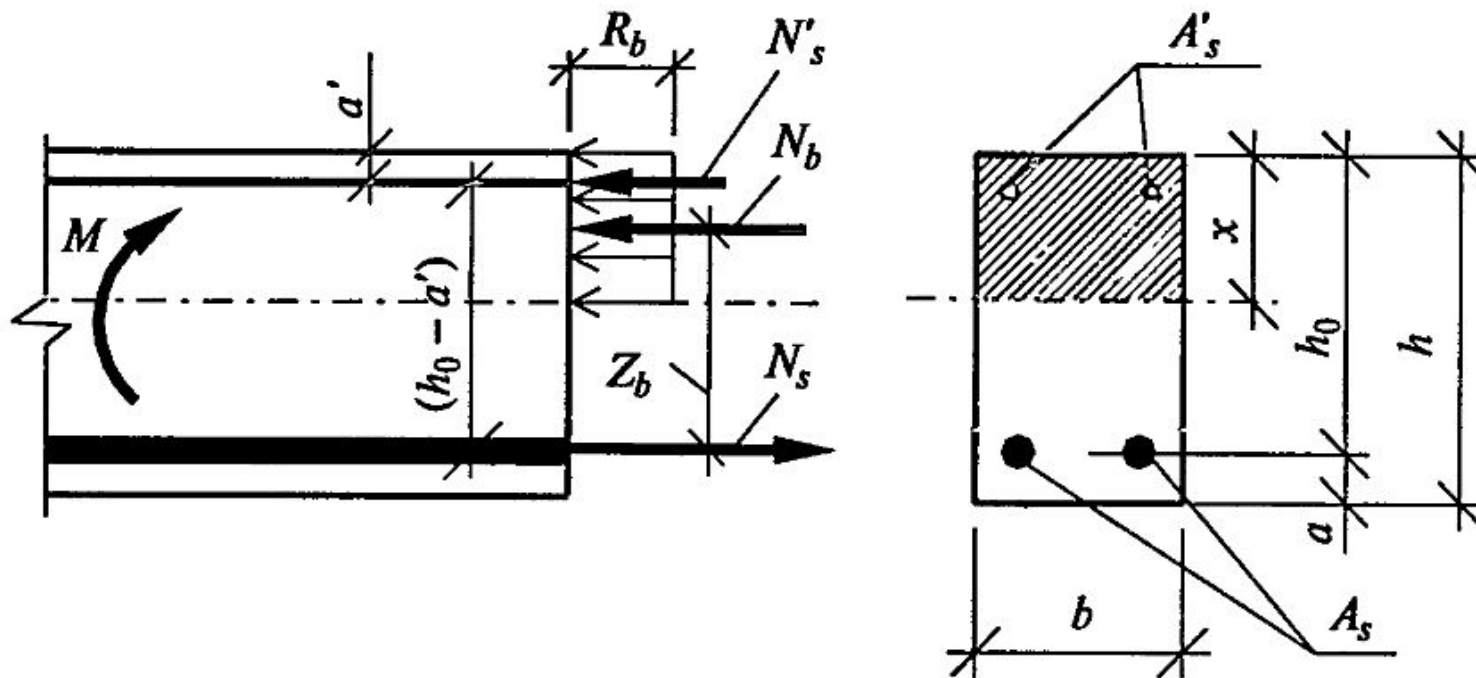
Расчетная схема напряженного состояния поперечного сечения балки с одиночным армированием

Железобетонные балки



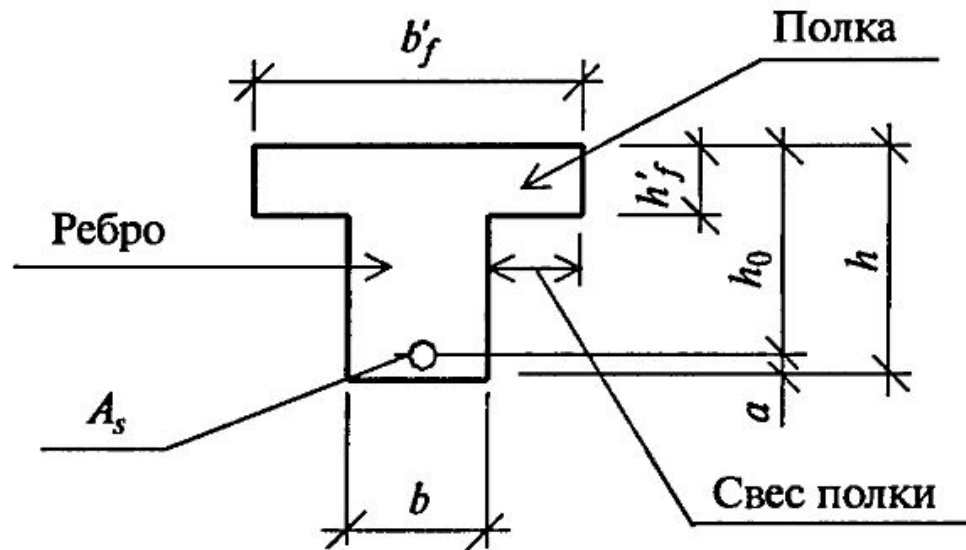
Система внутренних и внешних сил (усилий) при изгибе в нормальном сечении балки

Железобетонные балки



Расчетная схема напряженного состояния поперечного сечения балки с двойной арматурой

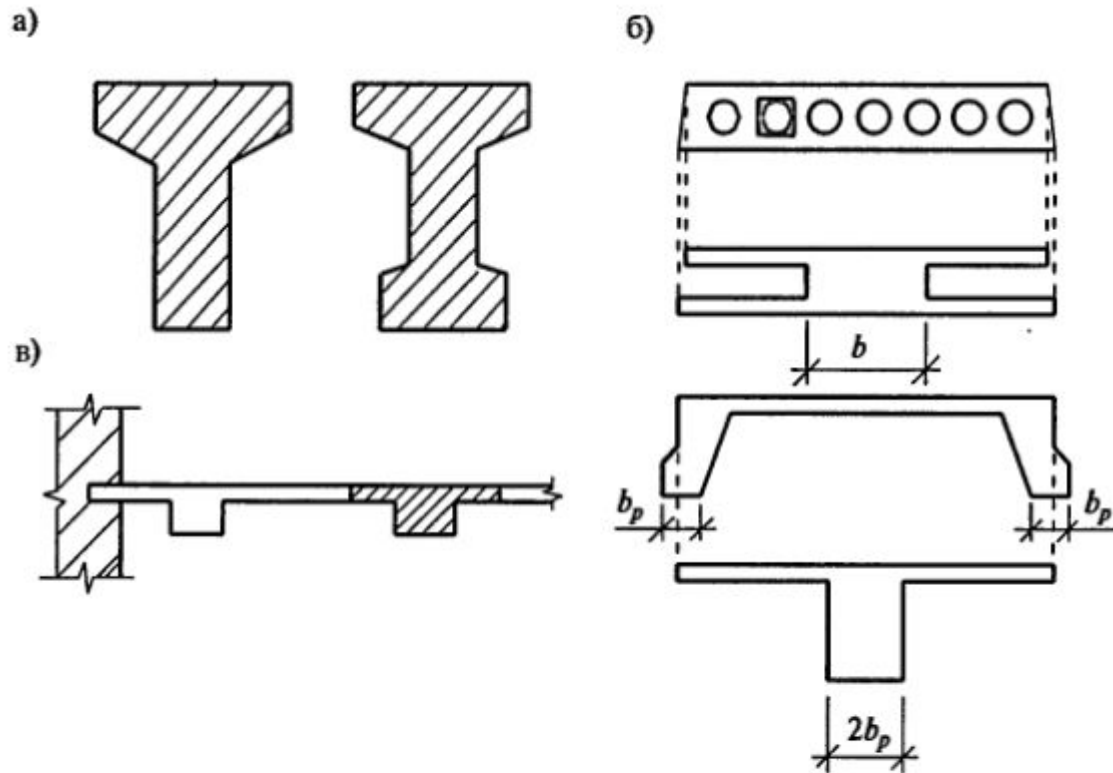
Железобетонные балки



Обозначения, принятые при расчете тавровых элементов:

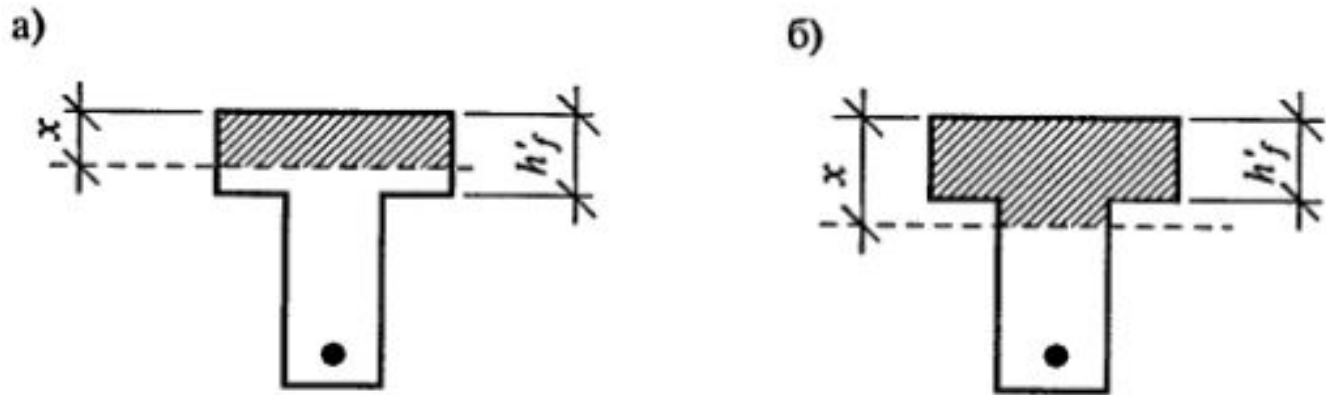
*b'_f — ширина полки; h'_f — высота полки; b — ширина ребра; h — высота балки;
 h_0 — рабочая высота балки; a — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до крайнего растянутого волокна бетона; A_s — площадь сечения растянутой арматуры*

Железобетонные балки



Элементы таврового сечения: а) балки таврового и двутаврового сечения; б) элементы, сечение которых заменяется на тавровые; в) конструкции, из которых условно вырезается тавровый элемент для расчета

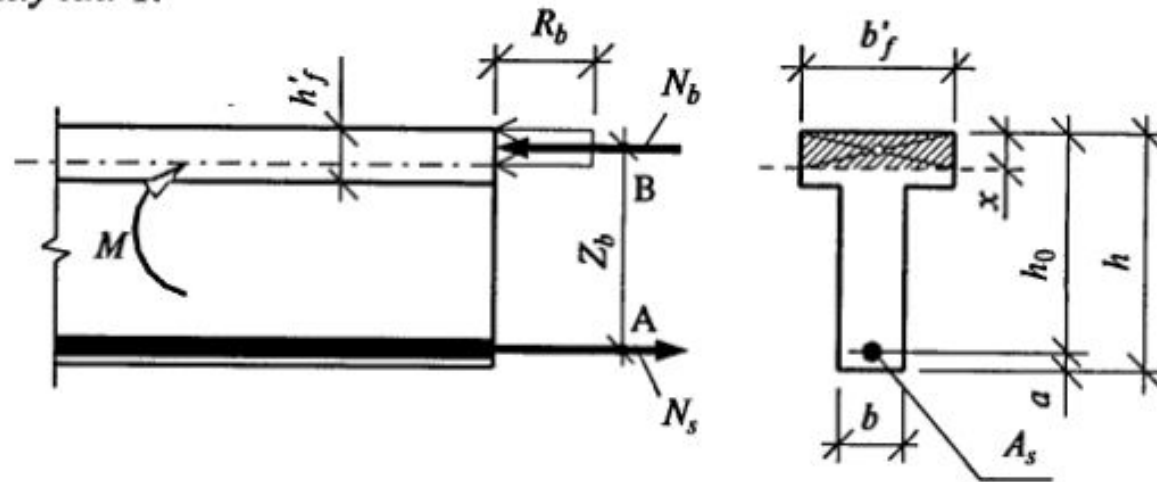
Железобетонные балки



Два случая расчета тавровых элементов:
а) 1-й случай расчета: $x \leq h_f'$; б) 2-й случай расчета: $x > h_f'$

Железобетонные балки

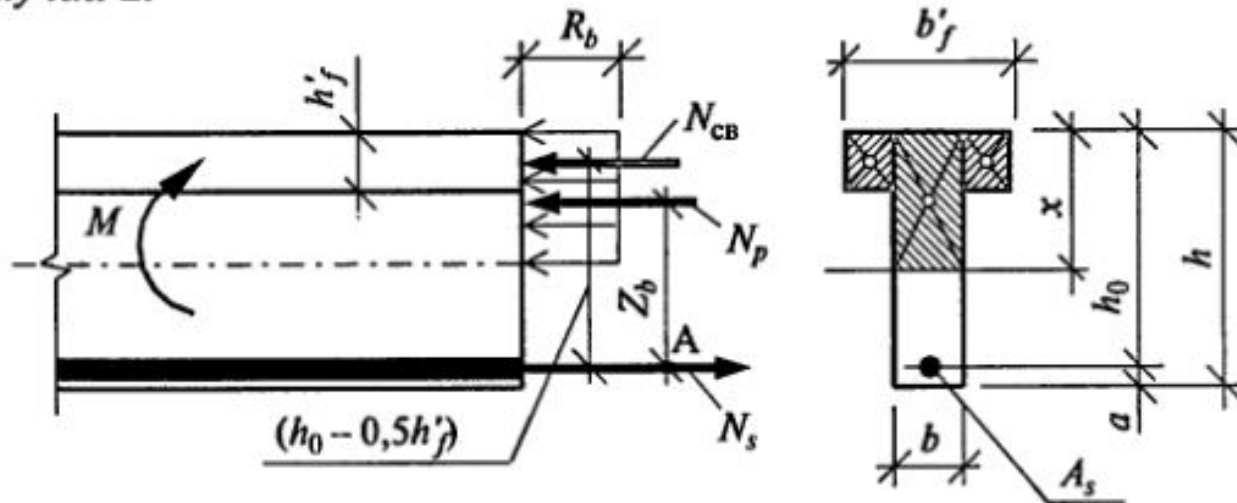
Случай 1.



Усилия в тавровом элементе (1-й случай расчета): $h_0 = h - a$;
 $Z_b = (h_0 - 0,5x)$; $N_b = R_b b'_f x$; $N_s = R_s A_s$; N_b — равнодействующая сжимающих напряжений в сжатой зоне полки; N_s — равнодействующая растягивающих напряжений в растянутой арматуре

Железобетонные балки

Случай 2.



Усилия в тавровом элементе (2-й случай):

$$h_0 = h - a; Z_b = (h_0 - 0,5x); N_{св} = R_b (b'_f - b)h'_f;$$

$N_p = R_b bx; N_s = R_s A_s;$ N_p — равнодействующая сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона; $N_{св}$ — равнодействующая сжимающих напряжений в сжатых свесах; N_s — равнодействующая растягивающих напряжений в растянутой арматуре

Железобетонные балки

Тогда изгибающий момент, воспринимаемый элементом при полностью сжатой полке (момент полки), равен:

$$M'_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f).$$

Сравнивая действующий на элемент изгибающий момент с моментом, воспринимаемым полкой M'_f , определяем расчетный случай:

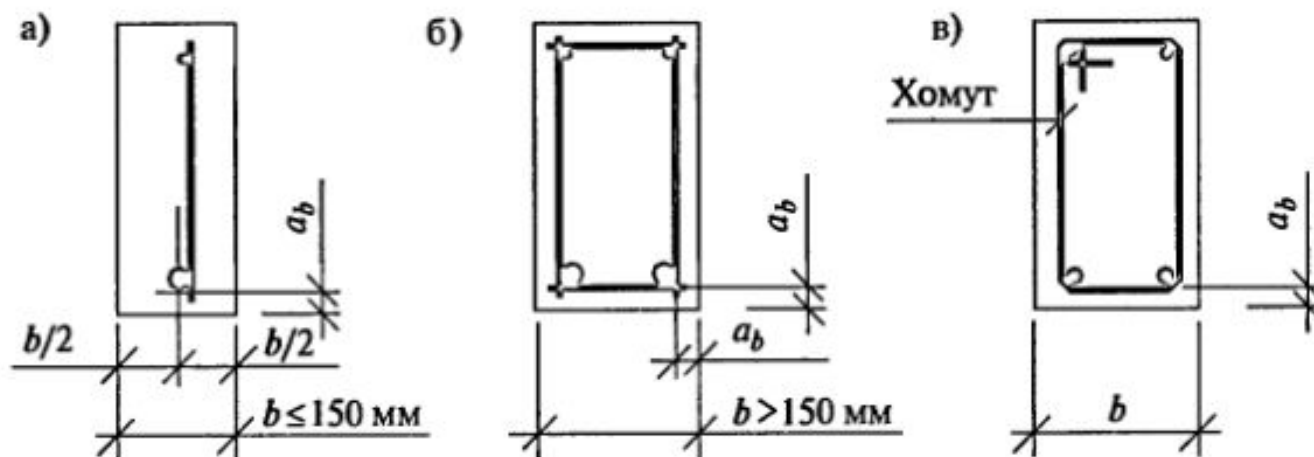
- если $M \leq M'_f$, имеем первый расчетный случай тавровых элементов;
- если $M > M'_f$, имеем второй расчетный случай тавровых элементов.

Железобетонные балки



Размеры каркаса

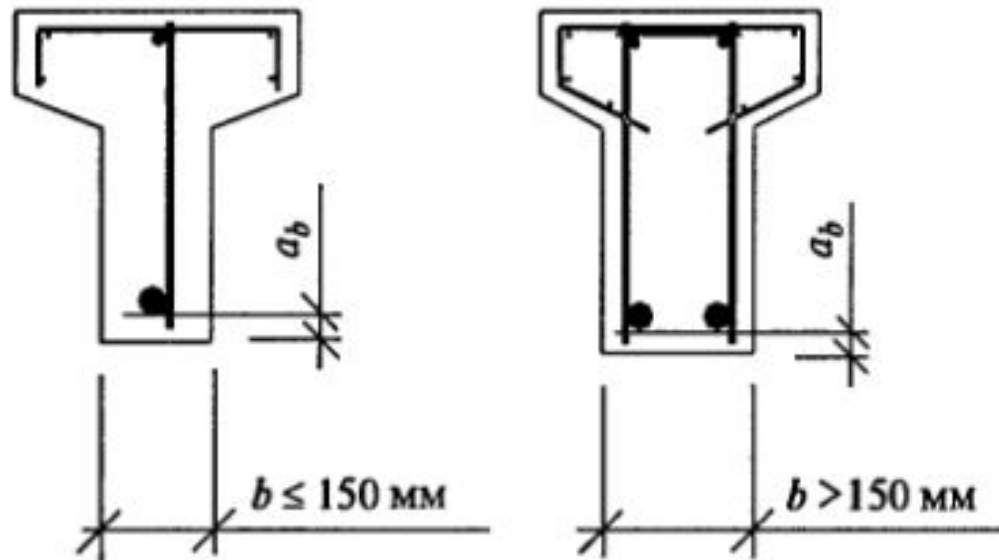
Железобетонные балки



Постановка каркасов в балках:

- а) при ширине балки меньше 150 мм; б) при ширине балки больше 150 мм; в) в случае применения вязаных каркасов

Железобетонные балки

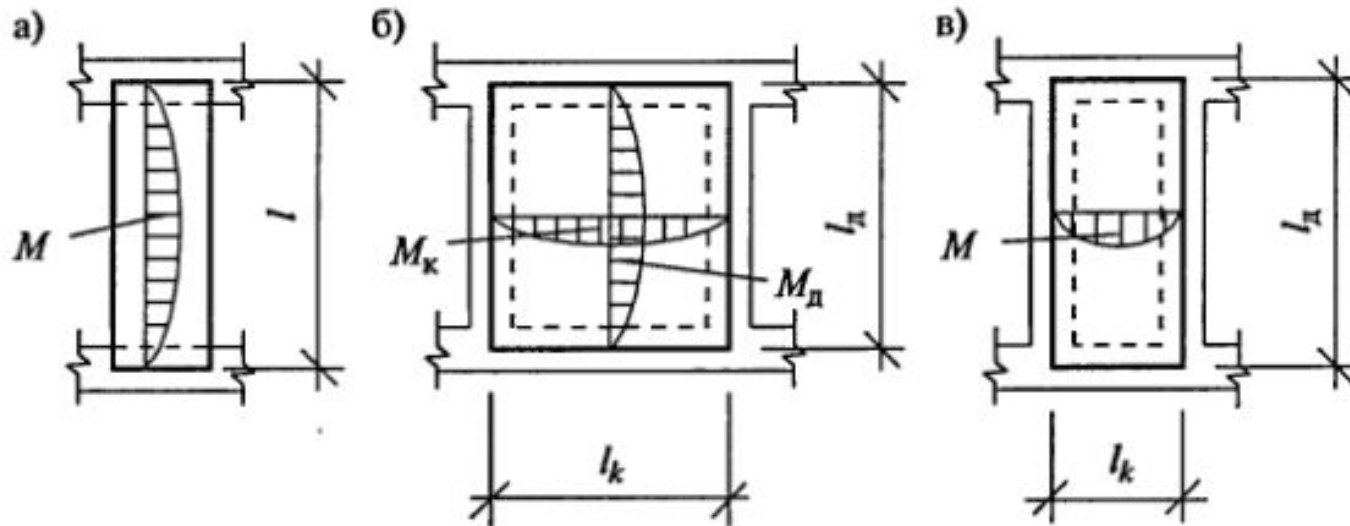


Армирование балок таврового сечения

Железобетонные балки

Порядок расчета при первом расчетном случае	Порядок расчета при втором расчетном случае
<p>6 Определяют коэффициент A_0:</p> $A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b' h_0^2}$	<p>6 Определяют коэффициент A_0:</p> $A_0 = \frac{M - R_b \gamma_{b2} (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2}$
<p>7 По табл. 7.6 определяют коэффициент A_{0R}, — должно выполняться условие $A_0 \leq A_{0R}$; в случае если условие не выполняется, следует изменить сечение или материалы</p>	<p>7 По табл. 7.6 определяют коэффициент A_{0R} — должно выполняться условие $A_0 \leq A_{0R}$; в случае если условие не выполняется, следует изменить сечение или материалы</p>
<p>8 По табл. 7.5 определяют коэффициент η</p>	<p>8 По таблице 7.5 определяют коэффициент ξ</p>
<p>9 Определяют требуемую площадь арматуры:</p> $A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s}$	<p>9 Определяют требуемую площадь арматуры:</p> $A_s = \frac{R_b \gamma_{b2} b \xi h_0 + R_b \gamma_{b2} (b'_f - b) h'_f}{R_s}$

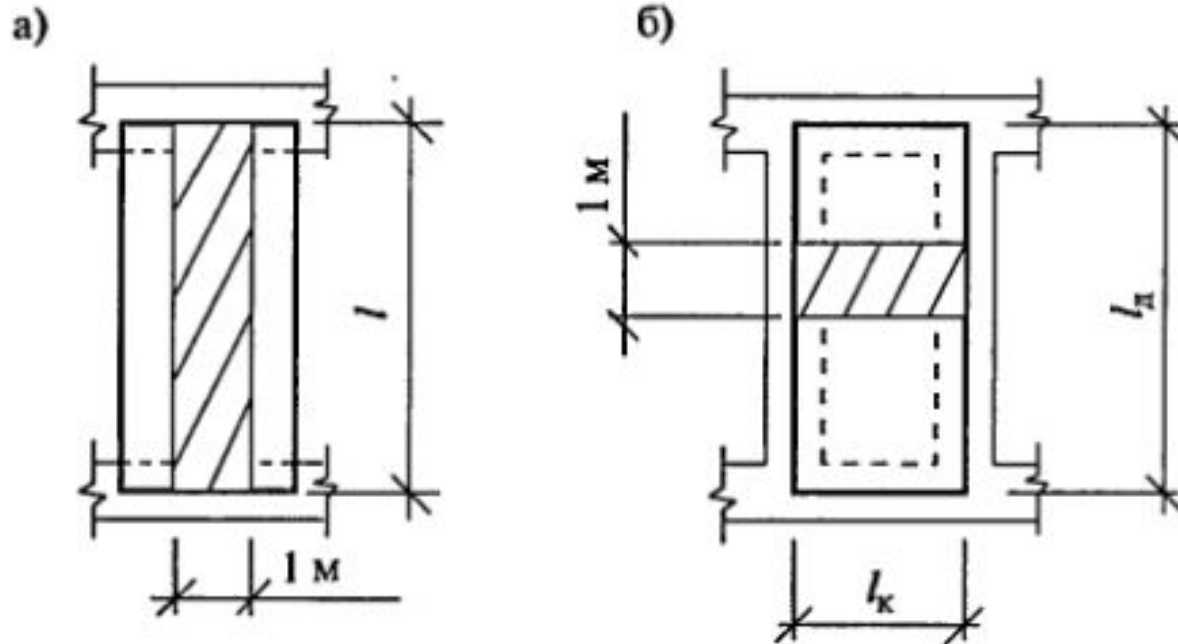
Железобетонные плиты



Плиты:

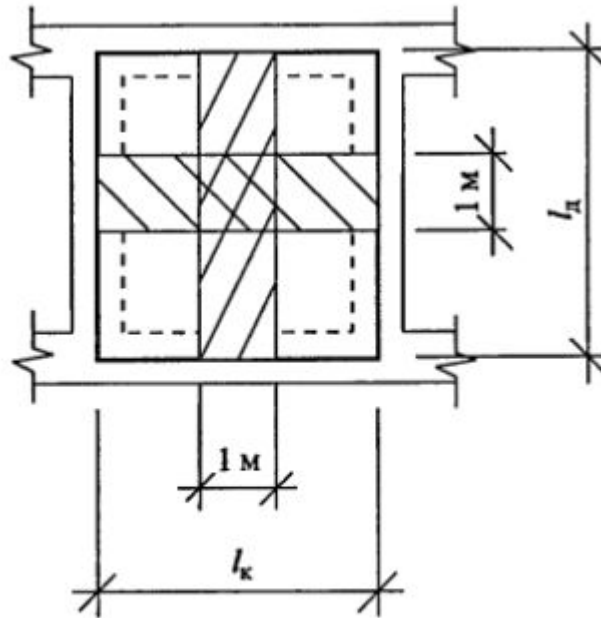
а) плита, опертая по двум сторонам; б) плита, опертая по контуру, при $l_d/l_k < 2,0$ — работает в двух направлениях; в) плита, опертая по четырем сторонам, при $l_d/l_k \geq 2,0$ — работает в направлении короткого пролета

Железобетонные плиты

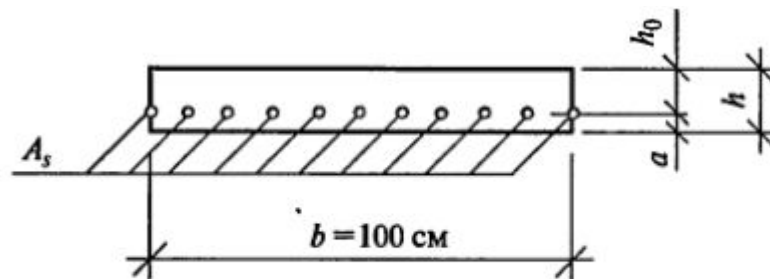


Балочные плиты (условно для расчета вырезаем 1 метр плиты)

Железобетонные плиты

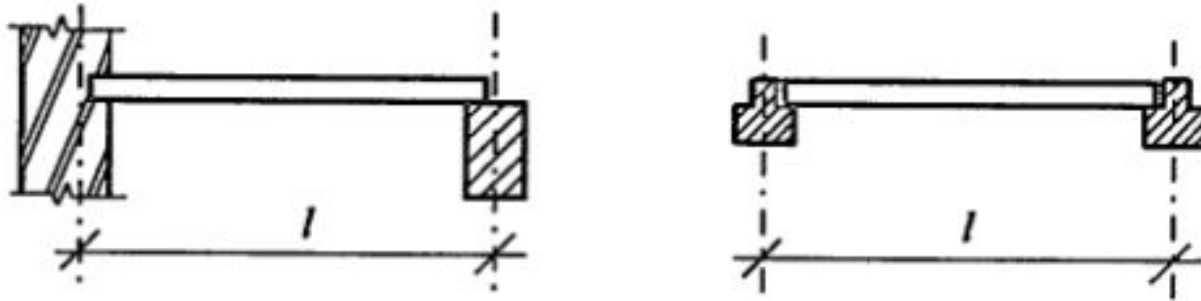


К расчету плит, опертых по контуру



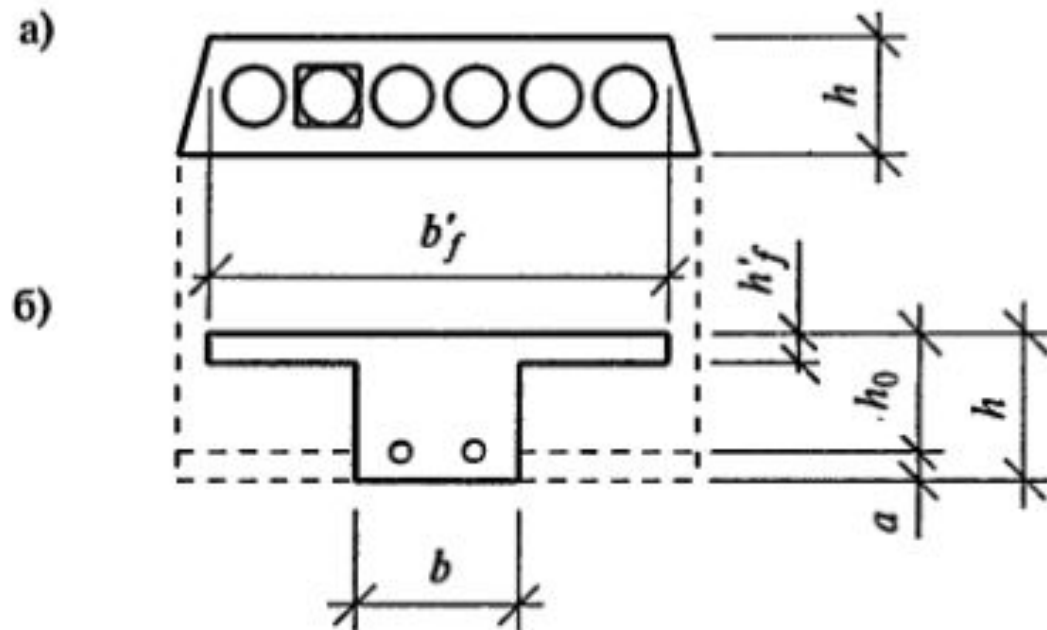
Расчетное сечение плиты

Железобетонные плиты



Опирание плит на стены, ригели

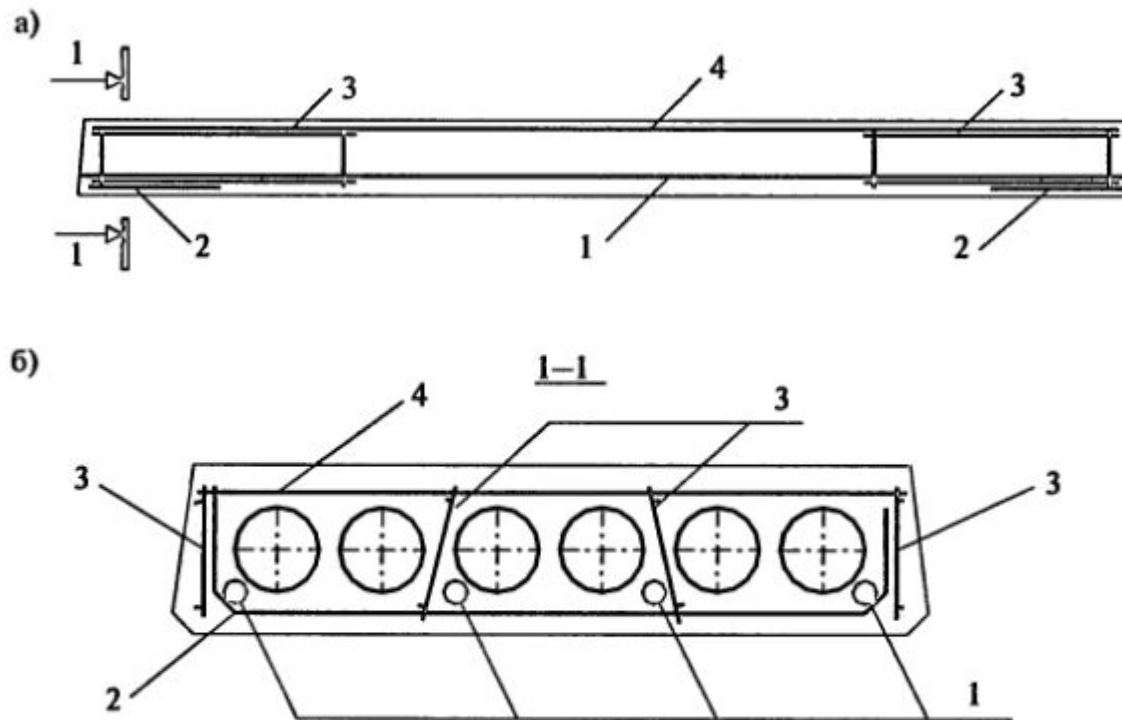
Железобетонные плиты



Сечения плиты:

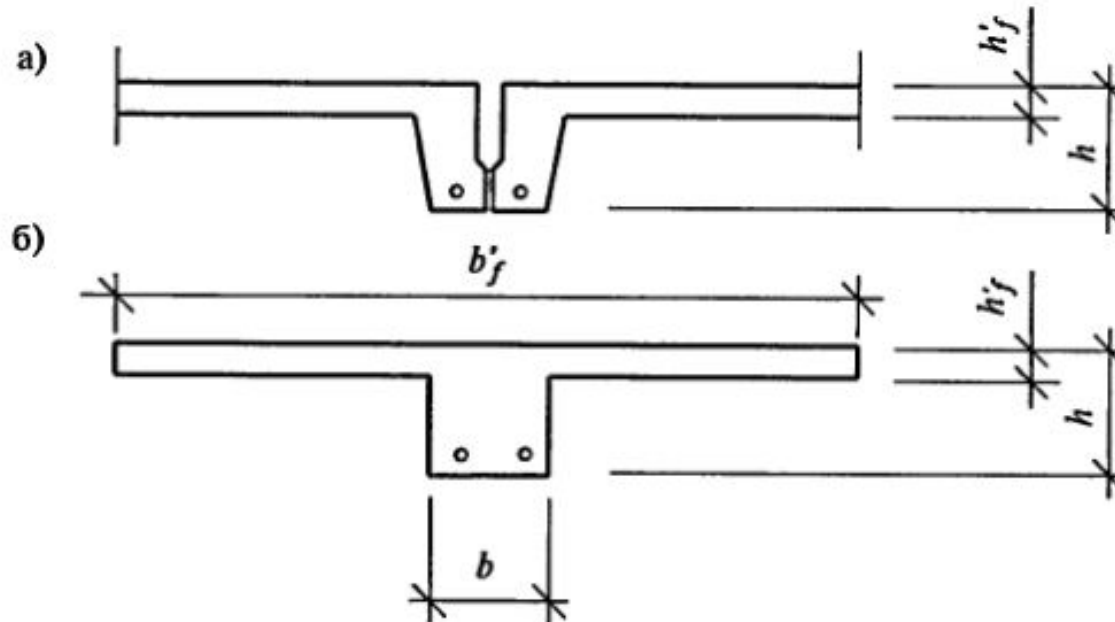
а) фактическое сечение; б) расчетное сечение

Железобетонные плиты



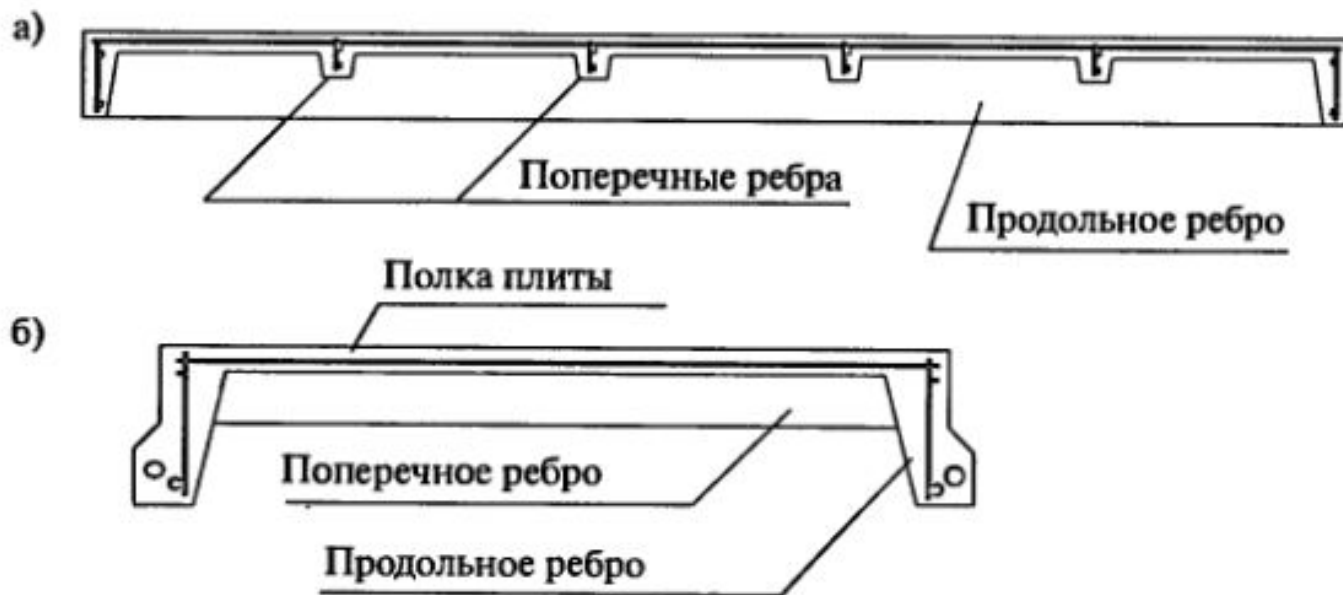
Армирование предварительно напряженной пустотной плиты перекрытия: а) продольный разрез плиты; б) поперечный разрез плиты; 1 — предварительно напряженная арматура; 2 — сетка, окружающая предварительно напряженную арматуру на участках передачи напряжения; 3 — каркасы; 4 — монтажная сетка

Железобетонные плиты



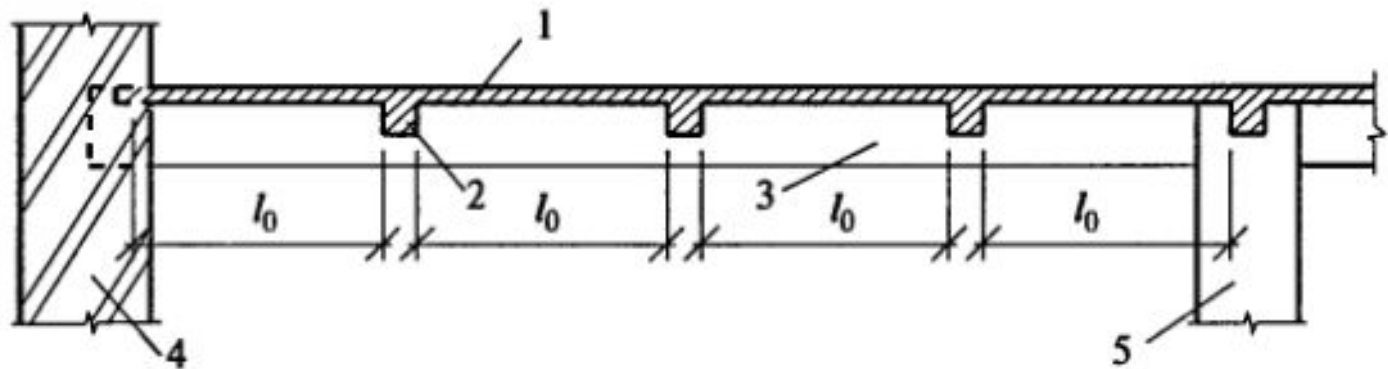
Сечения продольного ребра:
а) фактическое; б) расчетное

Железобетонные плиты



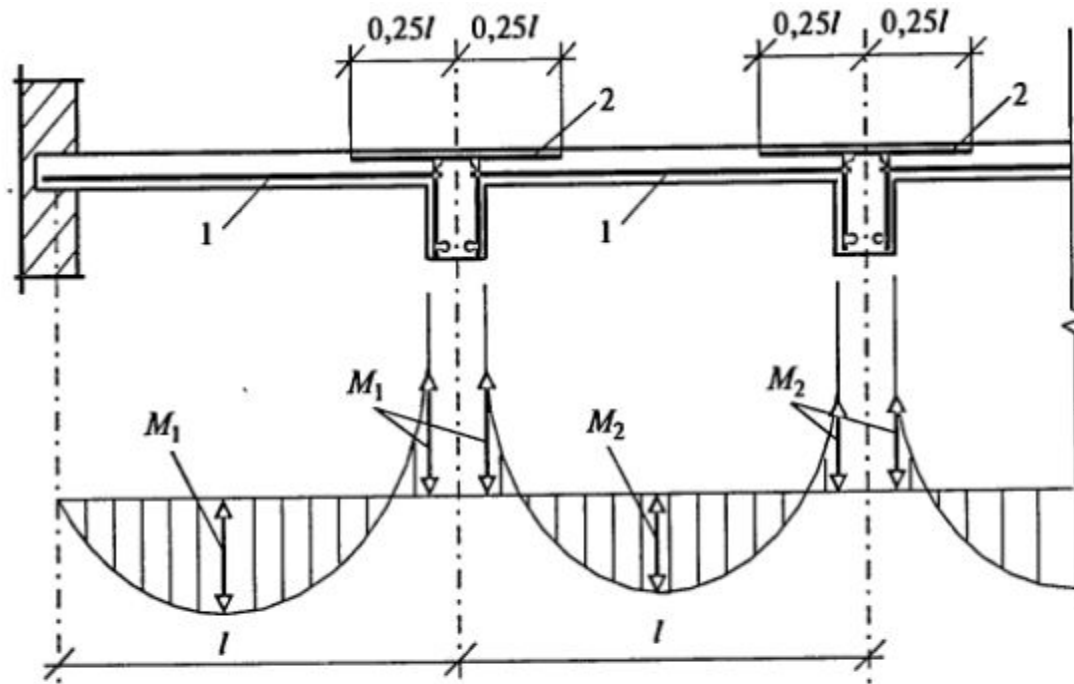
*Рибристая плита: а) продольный разрез;
б) поперечный разрез*

Железобетонные плиты



*Конструктивная схема монолитного перекрытия:
1 — плита; 2 — второстепенная балка; 3 — главная балка;
4 — стена; 5 — колонна.*

Железобетонные плиты



Эпюра моментов и армирование плиты ребристого перекрытия:
1 — арматурные сетки в пролете плиты;
2 — арматурные сетки над второстепенными балками

Железобетонные плиты

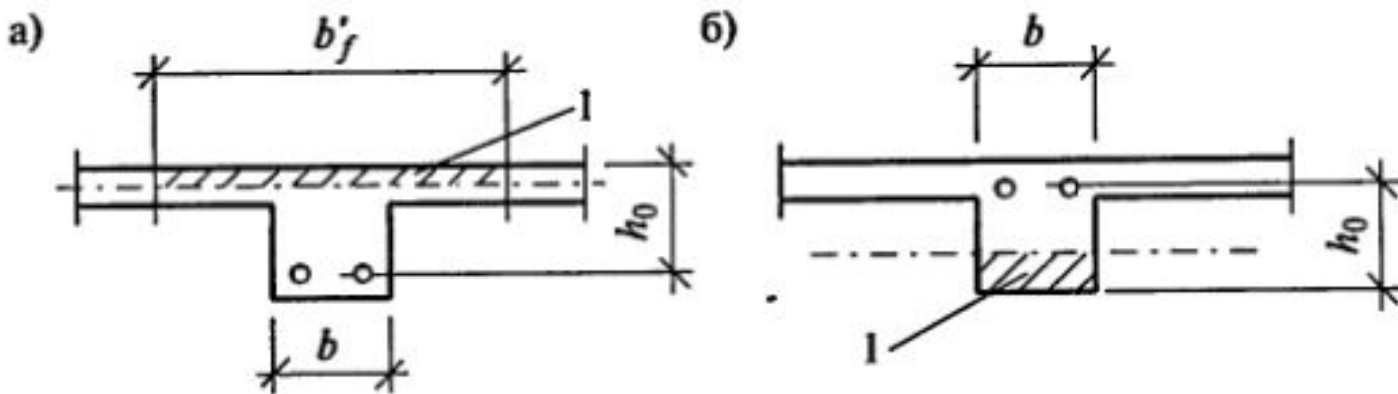
При расчете балочных плит изгибающий момент в первом пролете и на первой промежуточной опоре определяется по формуле

$$M_1 = ql_0^2/11;$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M_2 = ql_0^2/16.$$

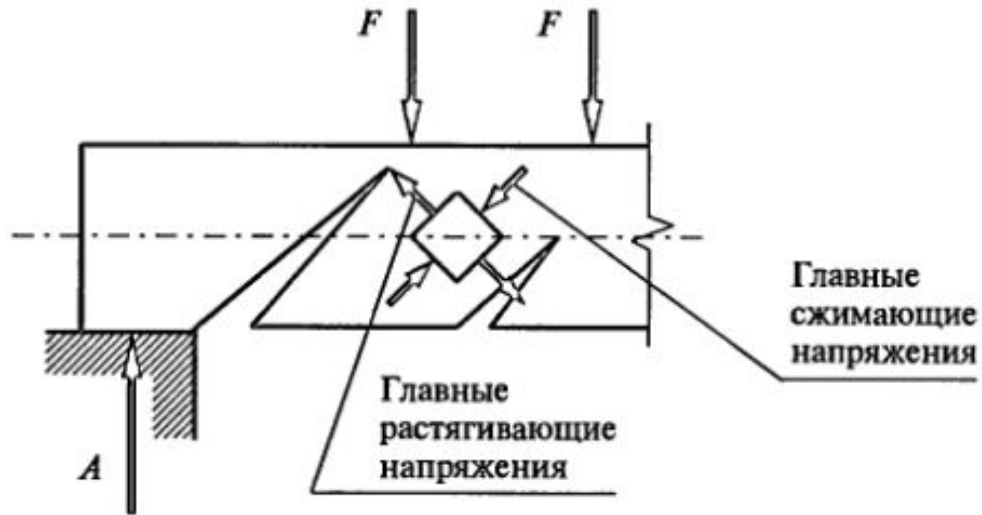
Железобетонные плиты



Расчетные сечения балок: а) в пролете (тавровое);
б) вблизи опор (прямоугольное); 1 — сжатая зона бетона

Железобетонные балки и ПЛИТЫ

2-ое предельное состояние



Напряжения на приопорном участке балки

Железобетонные балки и ПЛИТЫ

2-ое предельное состояние

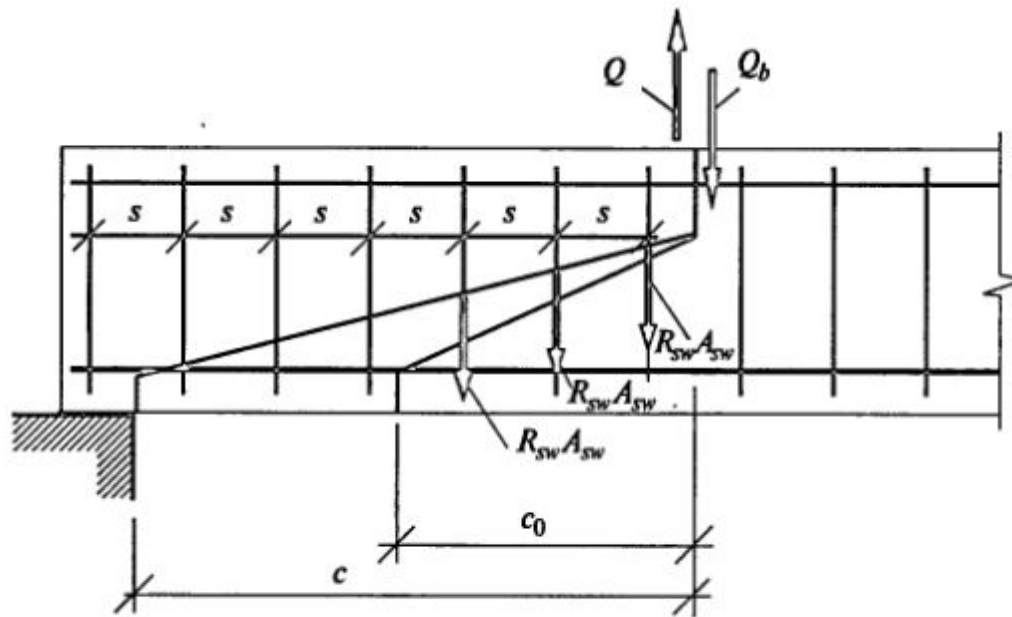
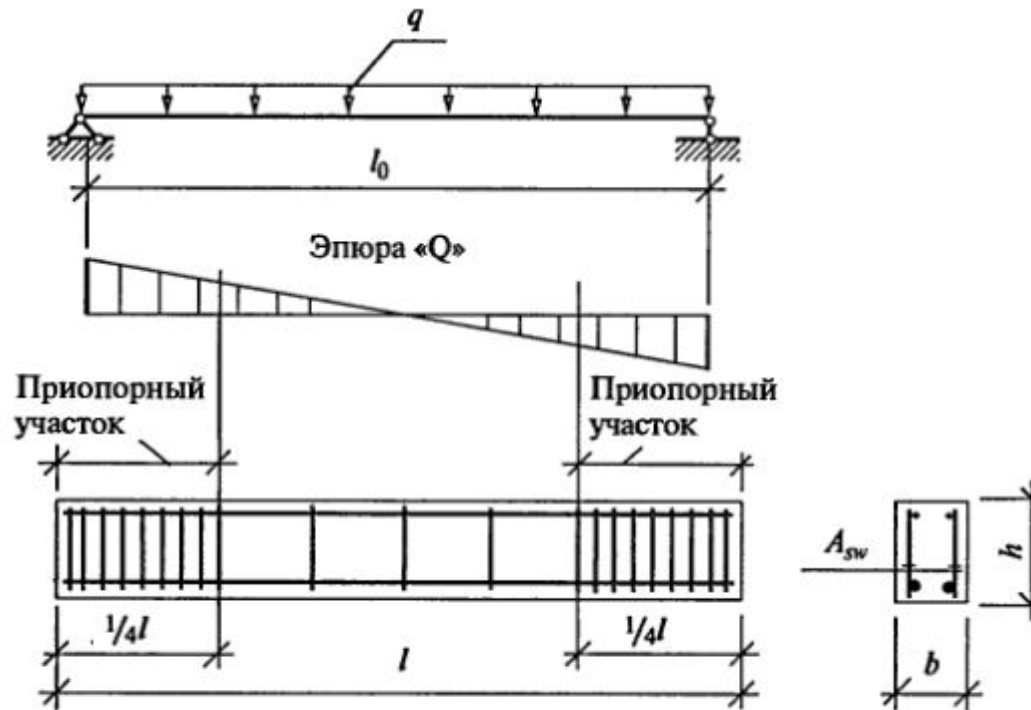


Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его прочности на действие поперечной силы

Железобетонные балки и ПЛИТЫ



*Расстановка поперечных стержней в каркасе балки
(балка несколько длиннее расчетной схемы); площадь сечения поперечных
стержней в сечении балки — A_{sw}*

Железобетонные балки и ПЛИТЫ

II. Обеспечение прочности по наклонной трещине

2. Проверяют выполнение условия

$$Q \leq Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0,$$

где φ_{b3} — коэффициент для тяжелого и ячеистого бетона, принимается равным 0,6;

Железобетонные плиты

φ_f — коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, принимаемый не более 0,5; при этом b'_f принимается не более $b + 3h'_f$;

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0};$$

если элемент прямоугольного сечения, коэффициент $\varphi_f = 0$;

Железобетонные балки и ПЛИТЫ

φ_n — коэффициент, учитывающий влияние продольных сил. Сила N принимается для предварительно напряженных элементов равной: $N = \sigma_{sp} A_{sp}$; коэффициент φ_n принимается не более 0,5:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0};$$

если элемент без предварительного напряжения, коэффициент $\varphi_n = 0$.

Значение $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ во всех случаях принимается не более 1,5.

Если проверяемое условие выполняется, это значит, бетон выдерживает поперечную силу и дальнейший расчет обеспечения прочности по наклонной трещине не требуется. Если условие не выполняется, продолжают расчет.

Железобетонные балки и плиты

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}, \quad (7.38)$$

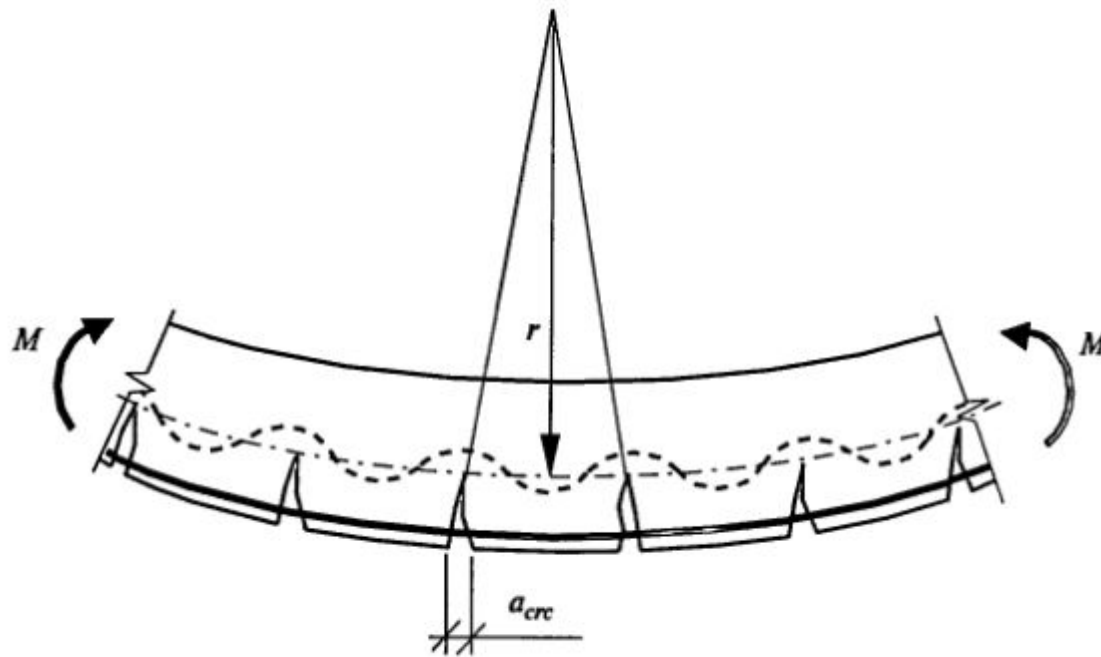
где R_{sw} — расчетное сопротивление поперечных стержней (табл. 2.8);
 A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры, находящейся в
рассчитываемом поперечном сечении элемента (рис. 7.64);
 s — шаг поперечных стержней в каркасе.

Железобетонные балки и плиты

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bf} b h_0^2}{q_{sw}}}; \quad (7.39)$$

значение коэффициента $\varphi_{b2} = 2,0$ — для тяжелого и ячеистого бетонов. Полученное значение c_0 принимается не более $c = 2h_0$.

Железобетонные балки и плиты



Деформация железобетонного элемента при изгибе

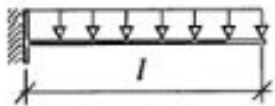
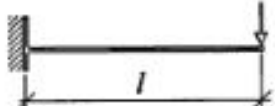
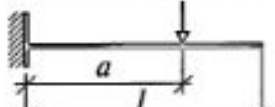
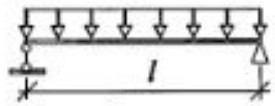
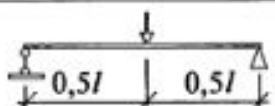

Железобетонные балки и плиты

$$f = (1/r)_m \rho_m l^2,$$

где $(1/r)_m$ — кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при действии которой определяется прогиб;
 ρ_m — коэффициент, принимаемый в зависимости от схемы загрузки по табл.

Железобетонные плиты

Коэффициенты для определения прогибов

№ п/п	Схема загрузки консольной балки	Коэффициент ρ_m
1		$\frac{1}{4}$
2		$\frac{1}{3}$
3		$\frac{a(3-a/l)}{6l}$
4		$\frac{5}{48}$
5		$\frac{1}{12}$
6		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$



альфа



бета



гамма



дельта



эпсилон



дзета



эта



тета



йота



каппа



лямбда



мю



ню



кси



омикрон



пи



ро



сигма



тау



ипсилон



фи



хи



пси



омега

