

ИСА | 08.03.01 | ПГС | 6-й семестр

Железобетонные и каменные конструкции

Практическое занятие №5



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

www: mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/

e-mail: gbk@mgsu.ru; PekinDA@mgsu.ru

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.

Практическое занятие №5 – краткий обзор:

Расчет железобетонных элементов по I предельному состоянию:

- Изгибаемые элементы по наклонным сечениям на действие поперечных сил
- Изгибаемые элементы по наклонным сечениям на действие моментов
- Продавливание элементов при действии сосредоточенной силы
- Продавливание элементов при действии сосредоточенных сил и моментов

Расчет ЖБЭ (п. 5.2.10-5.2.13, 8.1.31-8.1.35 СП 63)

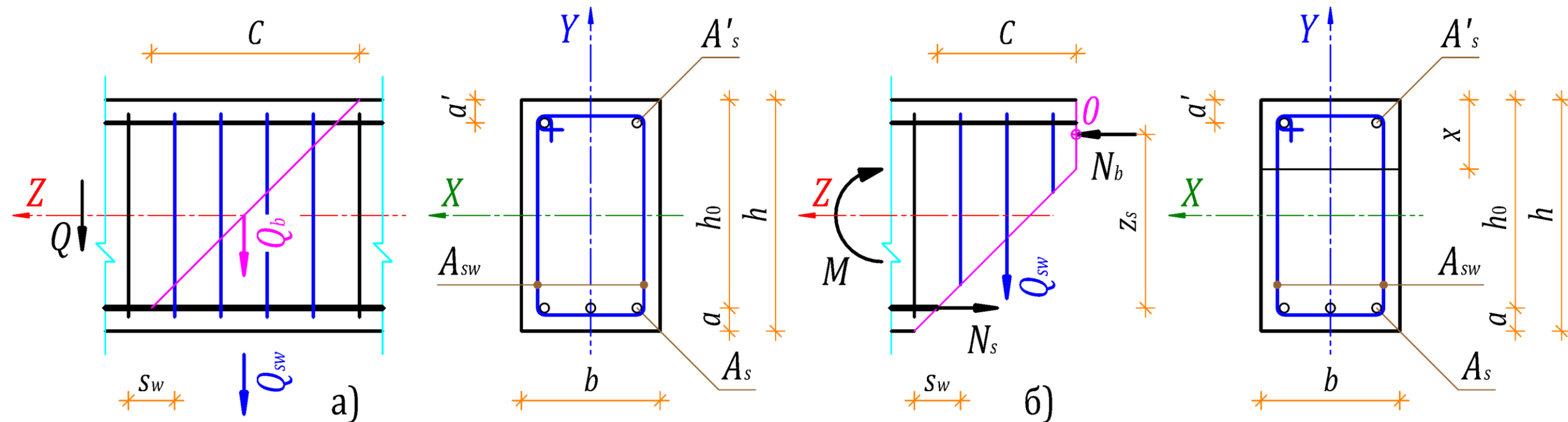
По прочности наклонных сечений выполняется на действие поперечной силы или изгибающего момента:

- Несущая способность наклонного сечения равна предельной поперечной силе, воспринимаемой бетоном и пересекаемой поперечной арматурой или
- Несущая способность наклонного сечения равна предельному моменту в нормальном сечении в вершине наклонной трещины, равного сумме предельных моментов растянутой продольной и пересекаемой поперечной арматуры относительно центра сжатой зоны бетона нормального сечения

Также проверяется прочность наклонной полосы между наклонными трещинами (сечениями) на действие сжимающих напряжений и растягивающих усилий в поперечной арматуре

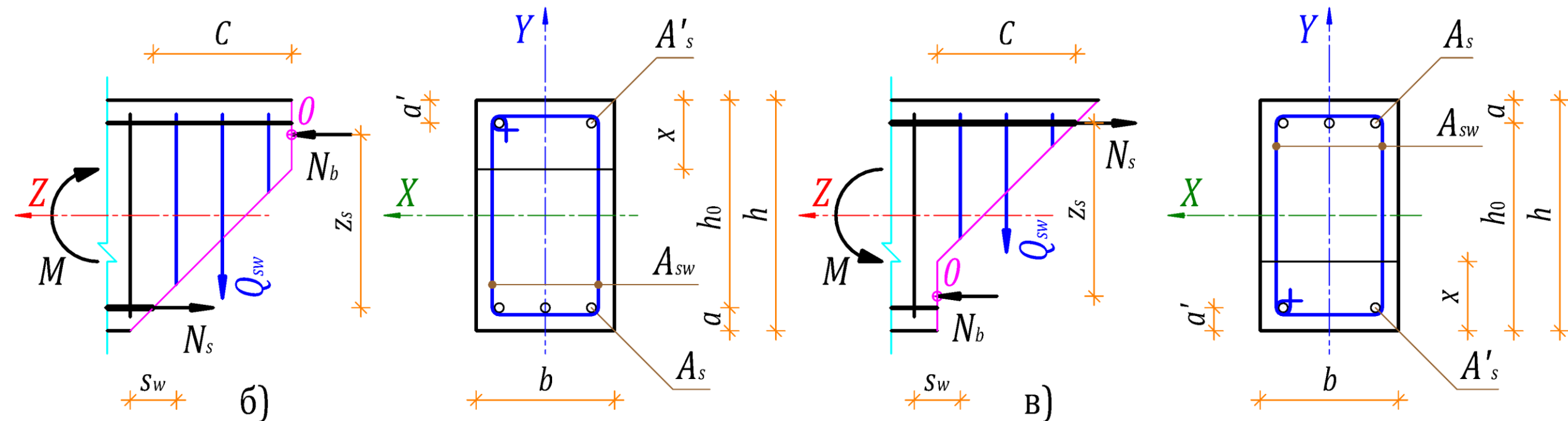
Схемы усилий для расчета наклонных сечений:

- а) – на действие поперечных сил (при отсутствии изгибающих моментов или их малых значениях)
- б) – на действие изгибающего момента при растянутой нижней грани сечения (пролетные зоны по длине элементов)



Схемы усилий для расчета наклонных сечений:

- б) – на действие изгибающего момента при растянутой нижней грани сечения (пролетные зоны по длине элементов)
- в) – на действие изгибающего момента при сжатой нижней грани сечения (опорные зоны по длине элементов)



Допускается расчет ЖБЭ (п. 8.1.33 СП 63)

По наклонным сечениям на действие поперечных сил выполнять из условия:

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw1},$$

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки

Q_{b1} – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в нормальном сечении:

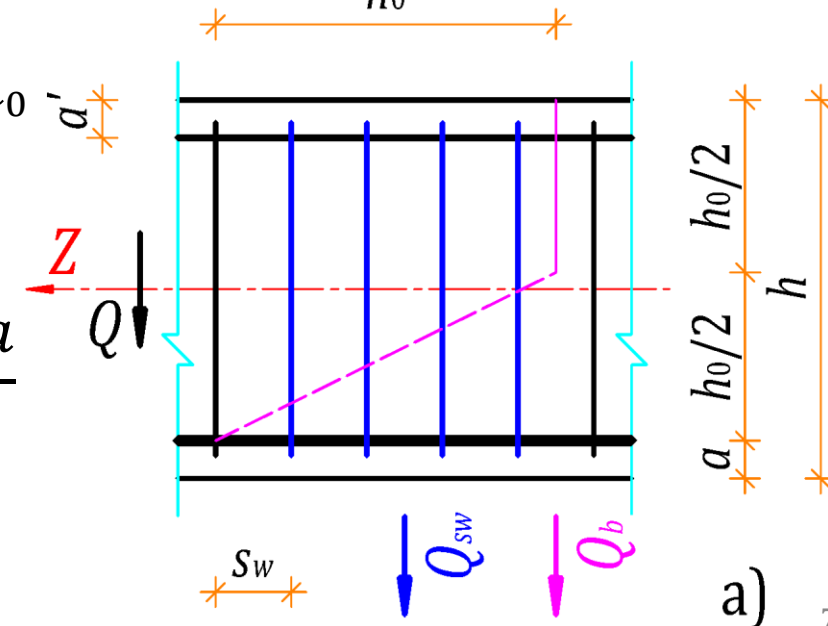
$$Q_{b1} = 0,5R_{bt}bh_0 \quad \text{или} \quad Q_{b1}^* = 0,5R_{bt}bh_0 \frac{2,5h_0}{a} \leq 2,5R_{bt}bh_0$$

* – при расположении сечения на расстоянии от опоры $a \leq 2,5h_0$

Q_{sw1} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении:

$$Q_{sw1} = q_{sw}h_0 = \frac{R_{sw}A_{sw}h_0}{s_w} \quad \text{или} \quad Q_{sw1}^* = \frac{R_{sw}A_{sw}a}{s_w}$$

* – при расположении сечения на расстоянии от опоры $a \leq h_0$



Поперечная арматура (п. 8.1.33 СП 63)

Учитывается в расчете при соблюдении условия:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} \geq 0,25R_{bt}b,$$

где q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

или при Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении:

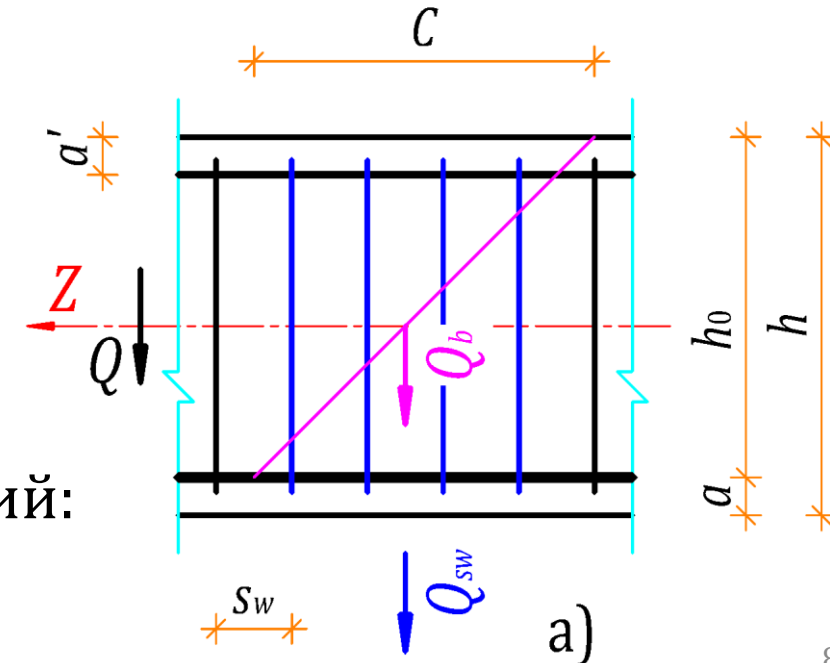
$$0,5R_{bt}bh_0 \leq Q_b = 4\varphi_{b2} \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} h_0 \frac{h_0}{c} \leq 2,5R_{bt}bh_0$$

Максимальный шаг поперечной арматурой s_w :

$$s_{w,max} \leq \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q}$$

При отсутствии арматуры или нарушении требований:

$$Q_{sw} = Q_{sw1} = 0$$



Расчет по сжатой бетонной полосе (п. 8.1.32 СП 63)

Между наклонными сечениями выполняется из условия:

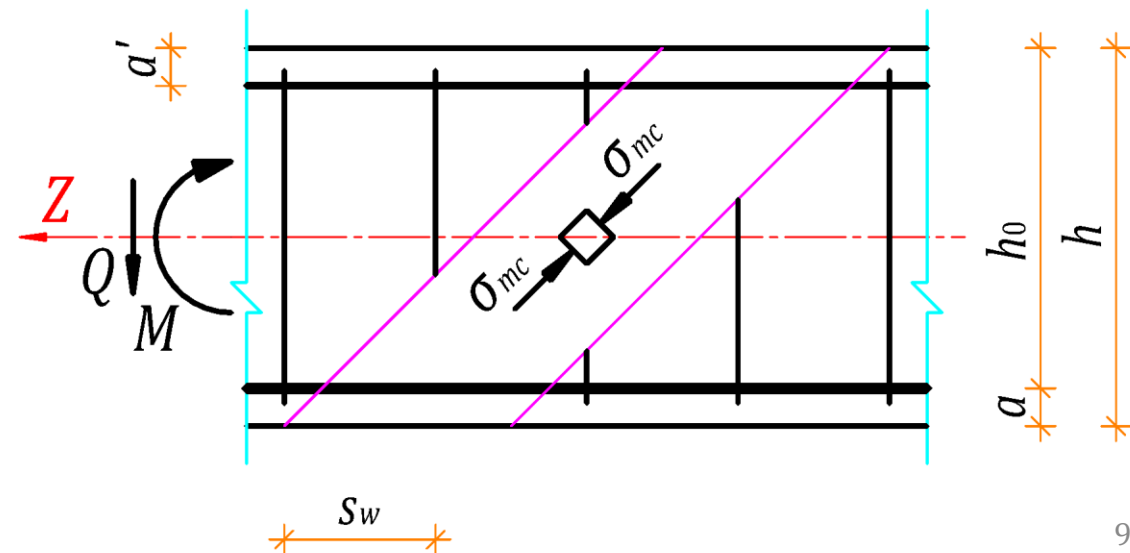
$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0,$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки

$\varphi_{b1} = 0,3$ – эмпирический коэффициент

Поперечная арматура должна соответствовать конструктивным требованиям, приведенным в п. 10.3 СП 63.13330

Влияние сжимающих и растягивающих напряжений при расчете по полосе между наклонными сечениями и по наклонным сечениям учитывается с помощью коэффициента φ_n , на который умножают правые части условий прочности



Влияние сжимающих и растягивающих напряжений

Согласно п. 8.1.34 СП 63 учитывается при помощи коэффициента φ_n :

$\varphi_n = 1$ – для изгибаемых конструкций без предварительного напряжения

$$\varphi_n = 1 + \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} \text{ – при } 0 < \sigma_{\text{ср}} \leq 0,25R_b$$

$$\varphi_n = 1,25 \text{ – при } 0,25R_b < \sigma_{\text{ср}} \leq 0,75R_b$$

$$\varphi_n = 5 \left(1 - \frac{\sigma_{\text{ср}}}{R_b} \right) \text{ – при } 0,75R_b < \sigma_{\text{ср}} \leq R_b$$

$$\varphi_n = 1 - \frac{\sigma_t}{2R_{bt}} \text{ – при } 0 < \sigma_t \leq R_{bt},$$

где $\sigma_{\text{ср}}$ и σ_t – средние сжимающее и растягивающее напряжения в бетоне от воздействия продольных сил, принимаемые в формулах положительными

Допускается $\sigma_{\text{ср}}$ и σ_t определять без учета арматуры при содержании продольной арматуры в сечении не более 3%

Расчет ЖБЭ по наклонным сечениям (п. 8.1.35 СП 63)

На действие моментов выполняется из условия:

$$M \leq M_s + M_{sw},$$

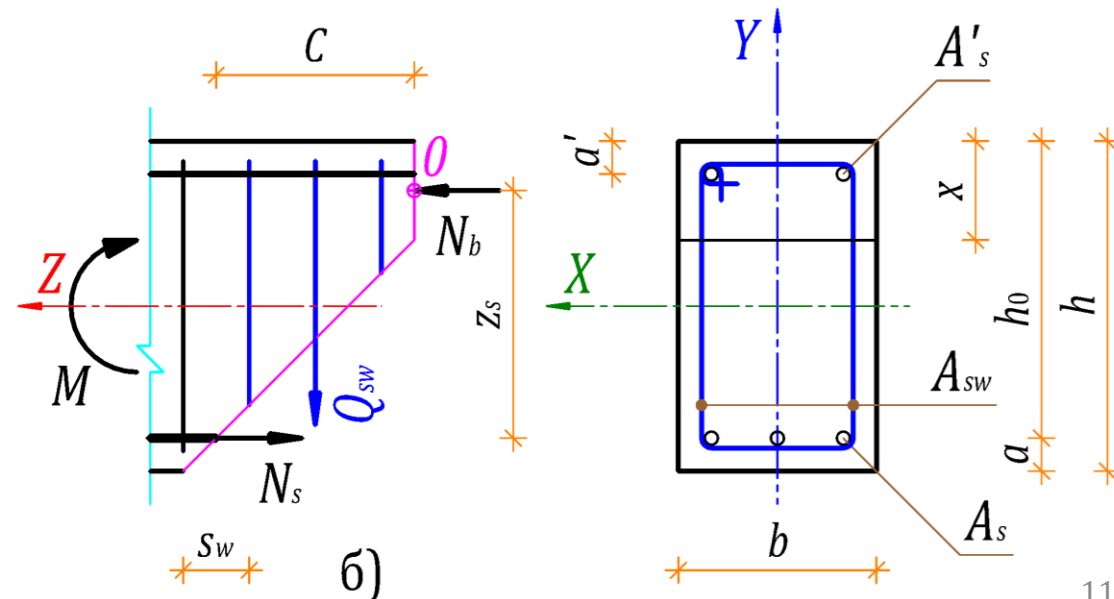
где M – момент в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось
 M_s – момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно центра сжатой зоны бетона (точка 0):

$$M_s = N_s z_s = R_s A_s z_s \cong R_s A_s 0,9h_0$$

M_{sw} – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно центра сжатой зоны бетона (точка 0):

$$M_{sw} = Q_{sw} \frac{C}{2} = q_{sw} \frac{C^2}{2} = \frac{R_{sw} A_{sw} C^2}{2s_w} \cong \frac{R_{sw} A_{sw} h_0^2}{2s_w}$$

$1,0h_0 \leq C \leq 2,0h_0$ – горизонтальная проекция



Пример 1. Железобетонная балка по наклонным сечениям

Дано: монолитная железобетонная балка сечением $b \times h - 300 \times 500$ мм пролетом $l = 3,0$ м, $a = a' = 50$ мм, бетон класса В25 ($E_b = 30000$ МПа, $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа), рабочая арматура класса А500 ($E_s = 200000$ МПа, $R_s = 435$ МПа, $R_{sc} = 400(435)$ МПа, $R_{sw} = 300$ МПа), полная нагрузка $P_Y = 200$ кН, приложенная на расстоянии $l_P = 1,0$ м от опор, шарнирные узлы сопряжения

Определим внутренние усилия M_1 и Q_1 методом сечений:

$$M_1 = R_{Y,A} l_P = 200 \cdot 1 = 200 \text{ кНм}$$

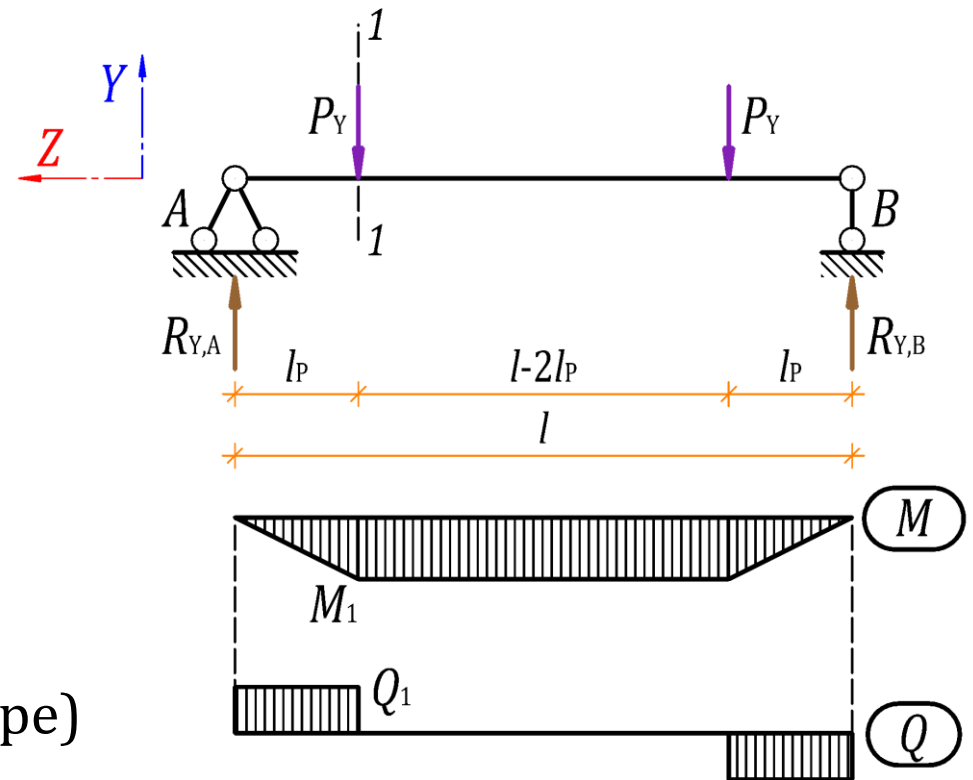
$$Q_1 = R_{Y,A} = P_Y = 200 \text{ кН}$$

Зададимся площадью арматуры:

$A_s = 1140 \text{ мм}^2$ (3 стержня $\varnothing 22$ мм у нижней грани)

$A'_s = 226 \text{ мм}^2$ (2 стержня $\varnothing 12$ мм у верхней грани)

$A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ (хомут $\varnothing 8$ мм с шагом 100 мм на опоре)



Пример 1. Наклонное сечение на действие момента

Определяем высоту сжатой зоны бетона x :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{(435 \cdot 1140 - 400 \cdot 226) \cdot 10^{-3}}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 0,093 \text{ м}$$

Сравниваем относительную высоту сжатой зоны с предельной:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,093}{0,45} = 0,19 < \xi_R = \frac{0,8 \varepsilon_{b2}}{\varepsilon_{b2} + \varepsilon_{s,el}} = \frac{0,8 \cdot 0,0035}{0,0035 + 0,0022} = 0,49$$

Определяем плечо z_s с учетом полученной высоты сжатой зоны бетона x :

$$z_s = h_0 - \frac{x}{2} = h - a' - \frac{x}{2} = 500 - 50 - 93 = 357 \text{ мм} = 0,357 \text{ м}$$

Определяем момент M_s , воспринимаемый продольной арматурой:

$$M_s = N_s z_s = R_s A_s z_s = 435 \cdot 1140 \cdot 10^{-3} \cdot 0,357 = 177 \text{ кНм}$$

Пример 1. Наклонное сечение на действие момента

Определяем усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента q_{sw} :

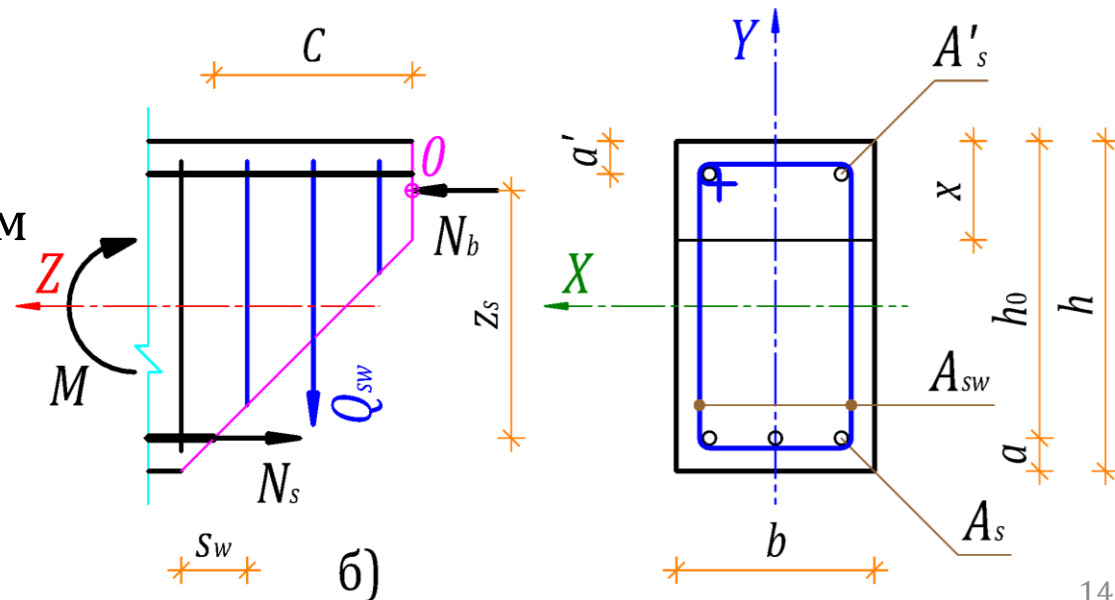
$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 101 \cdot 10^{-3}}{0,1} = 303 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \geq 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 = 79 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Определяем момент M_{sw} , воспринимаемый поперечной арматурой при $C = h_0$:

$$M_{sw} = Q_{sw} \frac{C}{2} = Q_{sw} \frac{h_0}{2} = q_{sw} \frac{h_0^2}{2} = 303 \cdot \frac{0,45^2}{2} = 31 \text{ кНм}$$

Проверяем выполнение условия прочности:

$$M = 200 \text{ кНм} \leq M_s + M_{sw} = 177 + 31 = 208 \text{ кНм}$$



Пример 2. Наклонное сечение на действие поперечной силы

Дано: монолитная железобетонная балка из Примера 1

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном в нормальном сечении Q_{b1} :

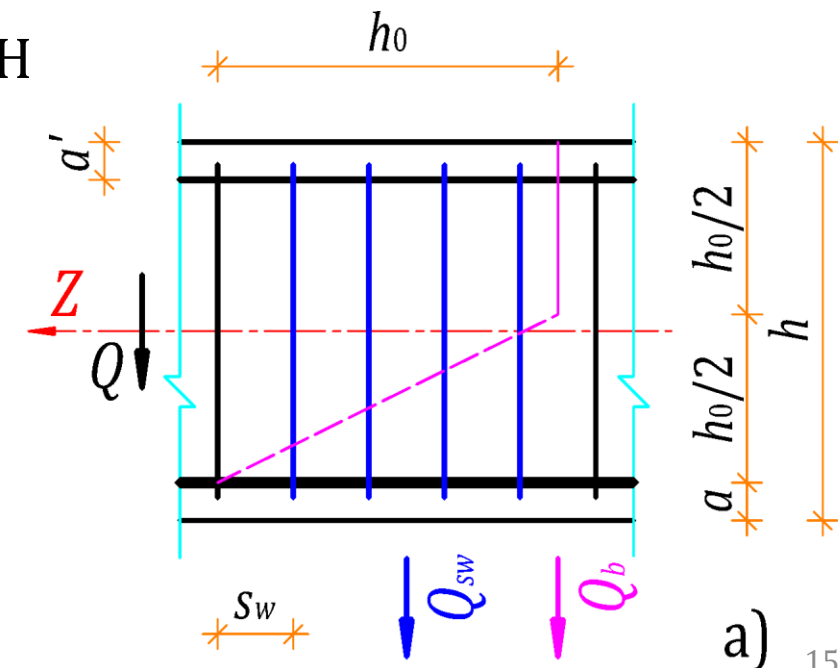
$$Q_{b1} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,45 = 71 \text{ кН}$$

Определяем поперечную силу Q_{sw1} , воспринимаемую поперечной арматурой при $C = h_0$:

$$Q_{sw1} = q_{sw}h_0 = \frac{R_{sw}A_{sw}h_0}{s_w} = \frac{300 \cdot 101 \cdot 10^{-3} \cdot 0,45}{0,1} = 136 \text{ кН}$$

Проверяем выполнение условия прочности:

$$Q_1 = 200 \text{ кН} \leq Q_{b1} + Q_{sw1} = 71 + 136 = 207 \text{ кНм}$$

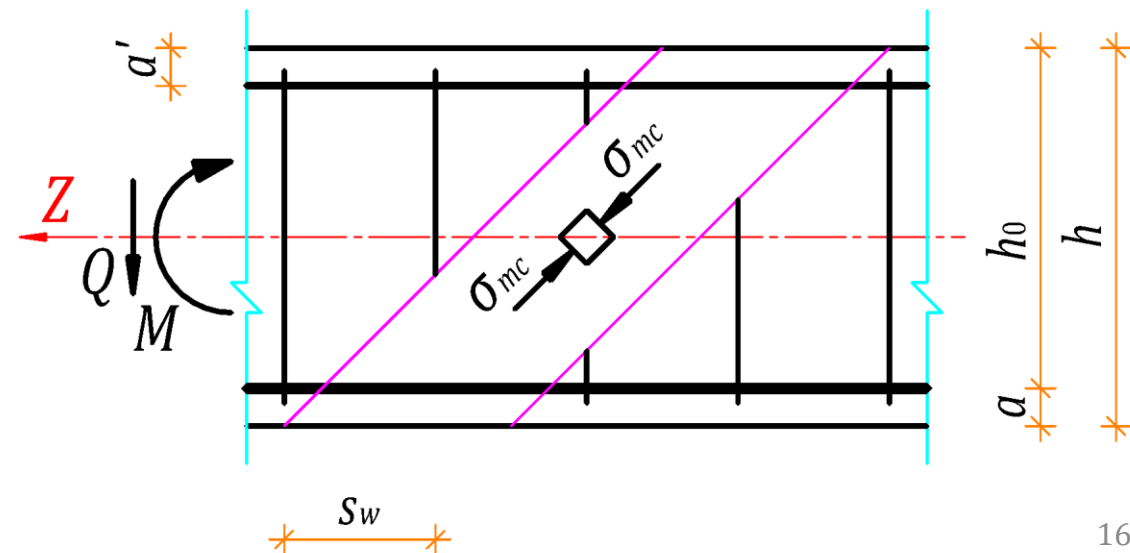


Пример 3. Прочность сжатой бетонной полосы

Дано: монолитная железобетонная балка из Примера 1

Проверяем выполнение условия прочности сжатой бетонной полосы между наклонными сечениями:

$$Q_1 = 200 \text{ кН} \leq \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,45 = 587 \text{ кН}$$



Расчет на продавливание (п. 5.2.16, 8.1.46-8.1.52 СП 63)

Выполняется для плитных ЖБК в узлах сопряжения с колоннами или в местах приложения сосредоточенных сил. Несущая способность при продавливании равна сумме предельных усилий, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой, пересекаемой наклонными гранями пирамиды продавливания

Пирамида продавливания с углом наклона граней 45° и высотой h_0 при расчетах заменяется условной призмой с основанием, равным срединной плоскости пирамиды, т. е. контур призмы отстоит от меньшего основания пирамиды на расстоянии $h_0/2$

Касательные усилия по контуру условной призмы от внешних нагрузок не должны превышать суммы предельных усилий растяжения бетона R_{bt} и пересекаемой поперечной арматуры R_{sw}

Характер распределения внутренних усилий

При действии сосредоточенной силы касательные усилия, воспринимаемые бетоном и арматурой, принимаются равномерно распределенными по всей боковой поверхности условной призмы продавливания

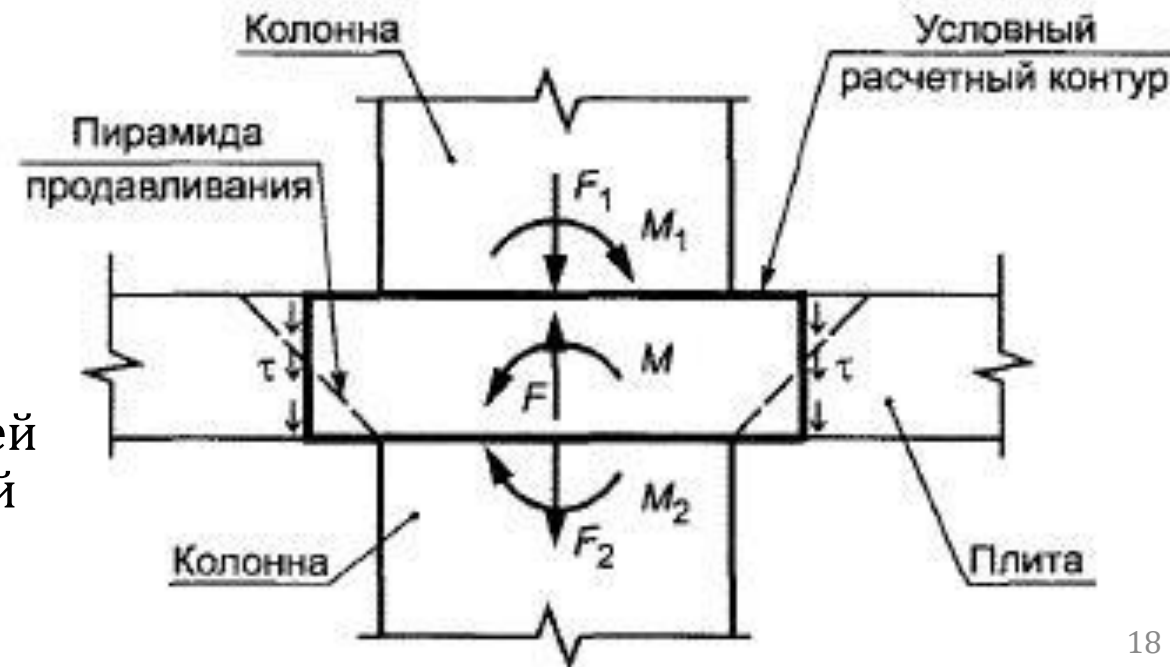
При учете изгибающих моментов в колоннах касательные усилия, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, изменяются линейно вдоль контура условной призмы продавливания

Обозначения к схеме расчета на продавливание:

τ – условные касательные усилия (напряжения)

$F = F_2 - F_1$ и $M = M_1 + M_2$ – вертикальные опорные реакции в центре тяжести срединной плоскости условной призмы продавливания

F_1 , M_1 и F_2 , M_2 – усилия в уровне верхней и нижней плоскостей условной призмы (в нижней и верхней гранях колонн) от внешних нагрузок



Схемы расчетных контуров при продавливании

Обозначения к схеме:

а – площадка приложения нагрузки внутри плоского элемента

б, в – то же у края плоского элемента

г – при крестообразном расположении поперечной арматуры

1 – площадь приложения нагрузки

2 – расчетный контур (РК) поперечного сечения

2' – второй вариант расположения РК

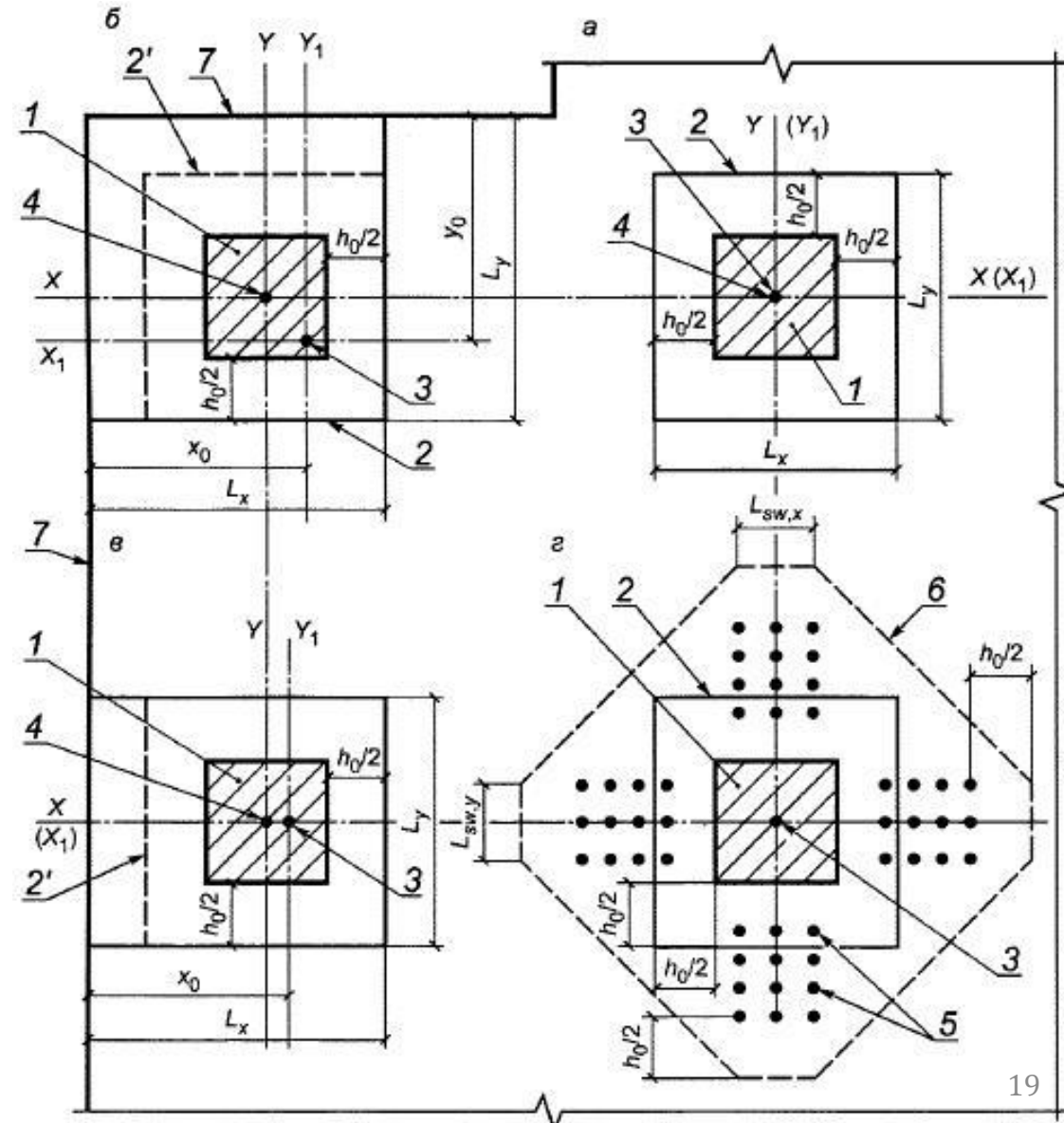
3 – центр тяжести расчетного контура (оси X_1 и Y_1)

4 – центр тяжести площадки приложения нагрузки (оси X и Y)

5 – поперечная арматура

6 – контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры

7 – граница (край) плоского элемента



Расчет на продавливание (п. 8.1.47, 8.1.48 СП 63)

При действии сосредоточенной силы выполняется из условия:

$$F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult},$$

где F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки

$F_{b,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$F_{b,ult} = R_{bt}A_b = R_{bt}u(h_{0x} + h_{0y})/2$$

$A_b = uh_0 = u(h_{0x} + h_{0y})/2$ – площадь боковой поверхности условной призмы

u – периметр основания условной призмы

$F_{sw,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой:

$$0,25F_{b,ult} \leq F_{sw,ult} = 0,8q_{sw}u = \frac{0,8R_{sw}A_{sw}u}{s_w} \leq F_{b,ult}$$

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры одного ряда длиной h_0 , размещаемого вдоль основания условной призмы с шагом s_w

Пример 4. Железобетонная плита на продавливание

Дано: монолитная железобетонная плита толщиной 280 мм, $a_x = 28$ мм, $a_y = 44$ мм бетон класса В25 ($E_b = 30000$ МПа, $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа), рабочая арматура класса А500 ($E_s = 200000$ МПа, $R_s = 435$ МПа, $R_{sc} = 400(435)$ МПа, $R_{sw} = 300$ МПа), внешняя сосредоточенная сила $F = 1200$ кН, габариты площадки $b \times a - 300 \times 500$ мм, поперечная арматура $2\emptyset 8$ мм с шагом $s_w = 80$ мм не ближе, чем на $h_0/3$ к площадке

Определим рабочую высоту сечения:

$$h_0 = \frac{h_{0x} + h_{0y}}{2} = \frac{2h - a_x - a_y}{2} = \frac{2 \cdot 280 - 28 - 44}{2} = 244 \text{ мм}$$

Определим периметр основания условной призмы:

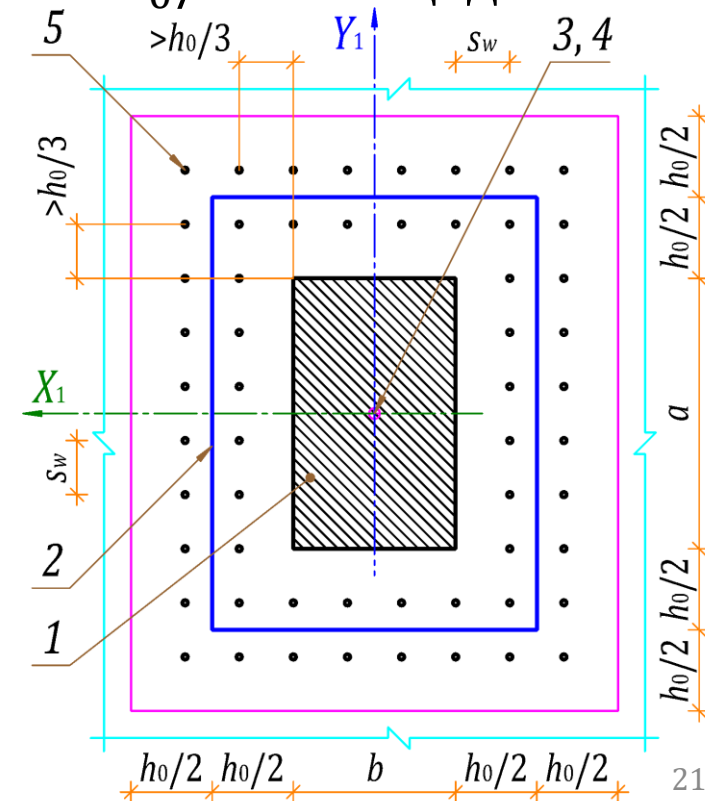
$$u = 2(a + b + 2h_0) = 2 \cdot (0,5 + 0,3 + 2 \cdot 0,244) = 2,58 \text{ м}$$

Определим площадь боковой поверхности условной призмы:

$$A_b = uh_0 = 2,58 \cdot 0,244 = 0,63 \text{ м}^2$$

Определим предельное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$F_{b,ult} = R_{bt}A_b = 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,63 = \mathbf{661,5 \text{ кН}}$$



Пример 4. Железобетонная плита на продавливание

Определим предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, размещаемой вдоль основания условной призмы с шагом s_w :

$$F_{sw,ult} = 0,8q_{sw}u = \frac{0,8R_{sw}A_{sw}u}{s_w} = \frac{0,8 \cdot 300 \cdot 2 \cdot 50,3 \cdot 10^{-3} \cdot 2,58}{0,1} = \mathbf{972 \text{ кН}}$$

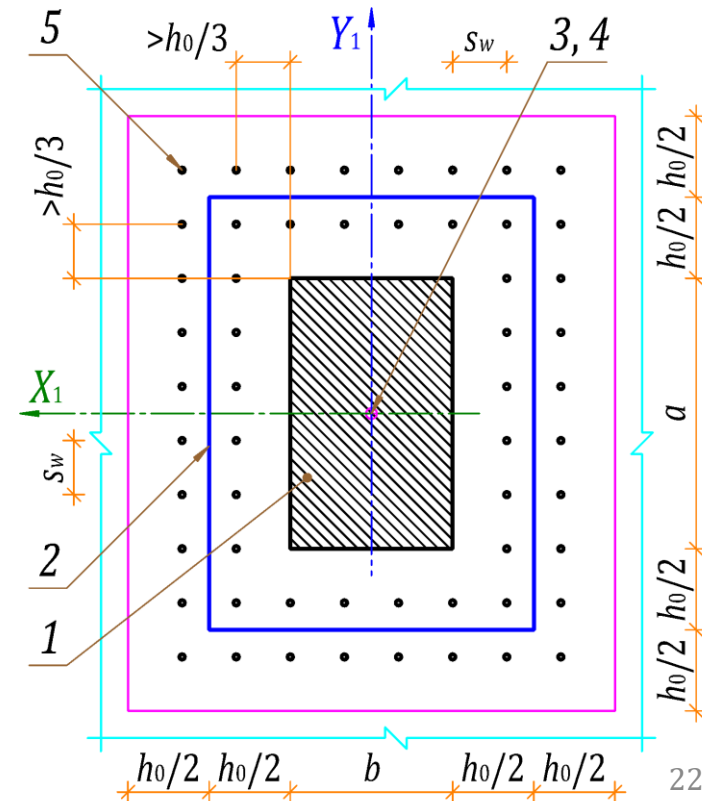
Проверим выполнение условий:

$$0,25F_{b,ult} = 165,4 \text{ кН} \leq F_{sw,ult} = \mathbf{972 \text{ кН}} \leq F_{b,ult} = 661,5 \text{ кН}$$

Учитываем в расчете предельное усилие, воспринимаемое арматурой $F_{sw,ult} = \mathbf{661,5 \text{ кН}}$

Проверяем выполнение условия прочности:

$$F = \mathbf{1200 \text{ кН}} \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 661,5 + 661,5 = \mathbf{1323 \text{ кН}}$$



Пример 4. Железобетонная плита на продавливание

Определим общую площадь пересекаемой поперечной арматуры $2\emptyset 8$ мм с шагом $s_w = 100$ мм при ее размещении ближе, чем $h_0/3$ к грузовой площадке:

$$A_{sw} = A_{sw1} n_{sw} = 50,3 \cdot 60 = 3018 \text{ мм}^2$$

Определим предельное усилие, воспринимаемое арматурой:

$$F_{sw,ult} = R_{sw} A_{sw} = 300 \cdot 3018 \cdot 10^{-3} = \mathbf{905,4 \text{ кН}}$$

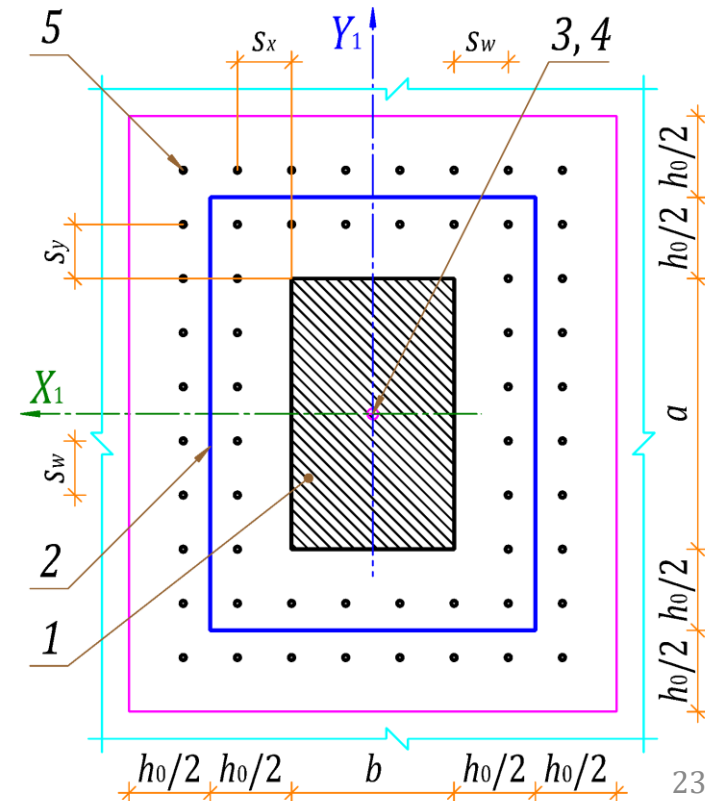
Проверим выполнение условий:

$$0,25F_{b,ult} = 165,4 \text{ кН} \leq F_{sw,ult} = \mathbf{905,4 \text{ кН}} \leq F_{b,ult} = 661,5 \text{ кН}$$

Учитываем в расчете предельное усилие, воспринимаемое арматурой $F_{sw,ult} = \mathbf{661,5 \text{ кН}}$

Проверяем выполнение условия прочности:

$$F = \mathbf{1200 \text{ кН}} \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult} = 661,5 + 661,5 = \mathbf{1323 \text{ кН}}$$



Пример 4. Железобетонная плита на продавливание

Проверим предельное усилие, воспринимаемое бетоном, за границей установленной поперечной арматуры $2\emptyset 8$ мм с шагом $s_w = 100$ мм при ее размещении на расстоянии $s_x = s_y = 100$ мм от грузовой площадки. Определим периметр основания новой призмы:

$$u = 2(a + b + 2s_y + 2s_x + 4s_w + 2h_0) = 2 \cdot (0,5 + 0,3 + 8 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,244) = 4,18 \text{ м}$$

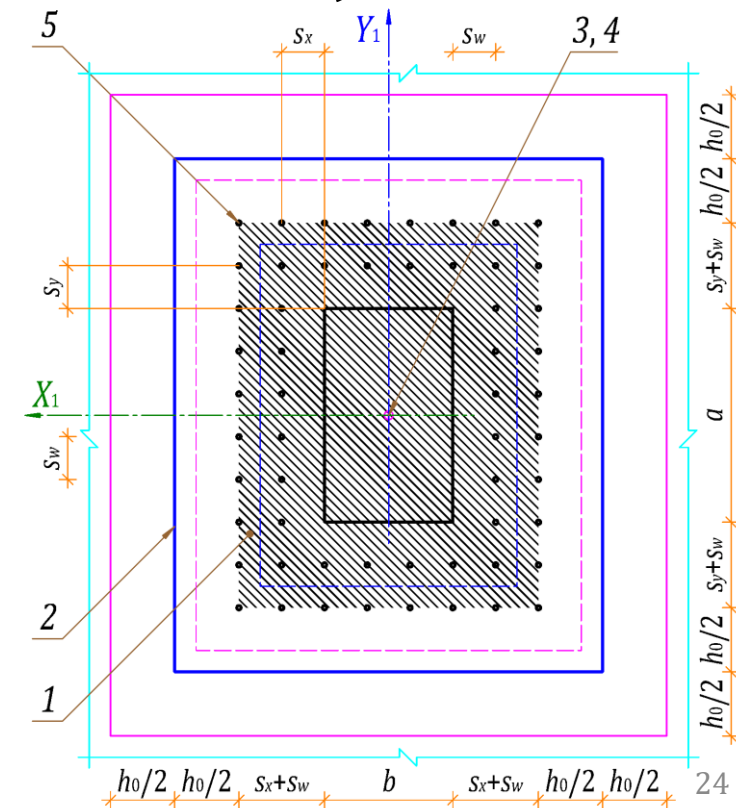
Определим площадь боковой поверхности новой условной призмы:

$$A_b = uh_0 = 4,18 \cdot 0,244 = 1,02 \text{ м}^2$$

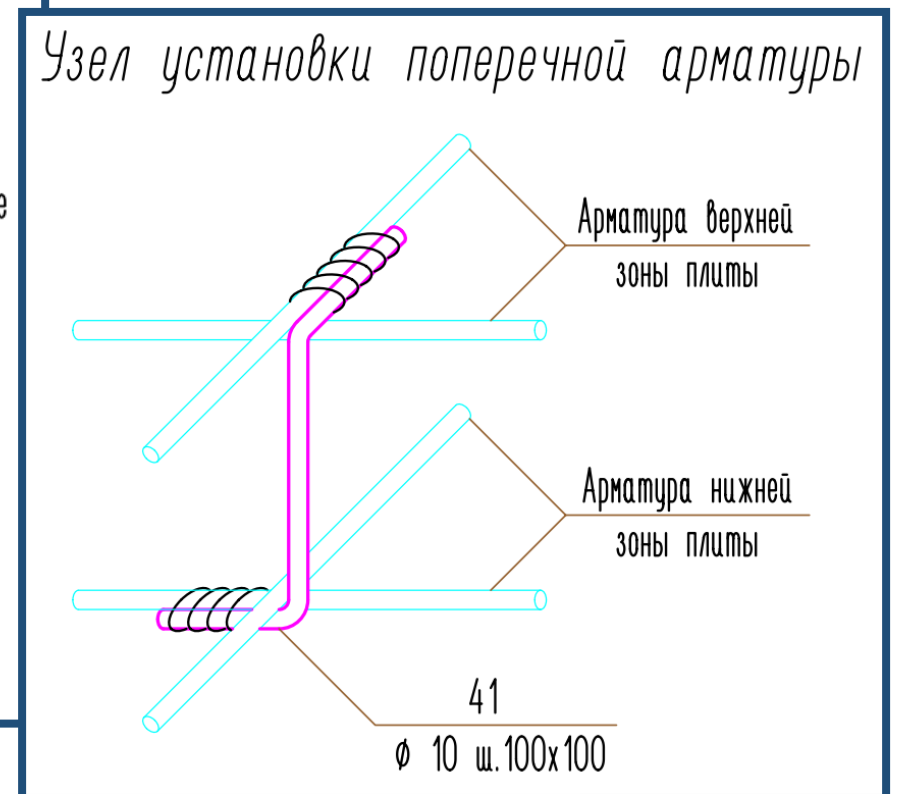
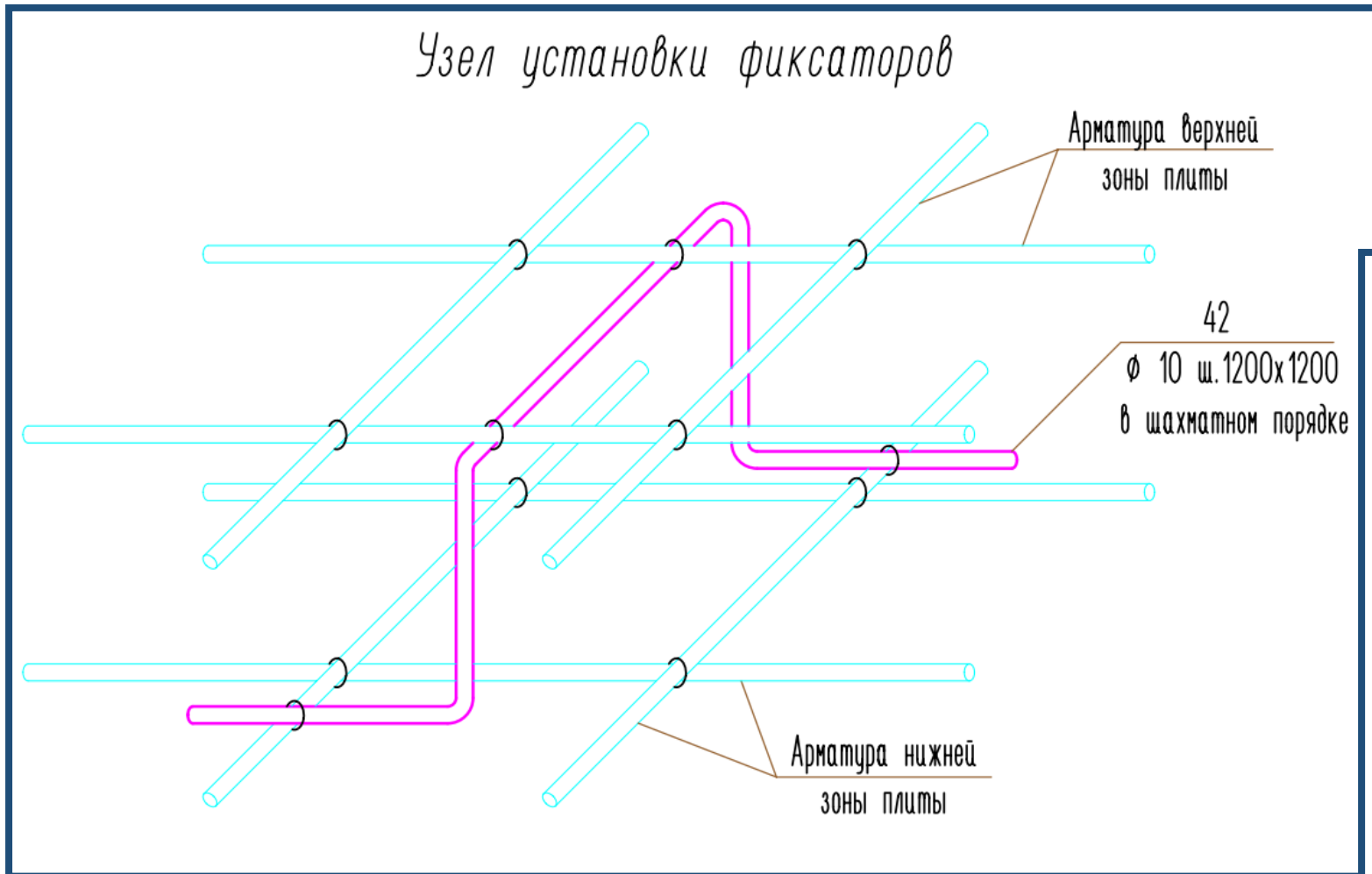
Определим предельное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$F = 1200 \text{ кН} > F_{b,ult} = R_{bt}A_b = 1,05 \cdot 10^3 \cdot 1,02 = 1071 \text{ кН}$$

Требуется установка еще одного контура поперечной арматуры для предотвращения возможности образования пирамиды продавливания



Пример 4. Фиксаторы и поперечная арматура



Расчет на продавливание (п. 8.1.49-8.1.52 СП 63)

При действии сосредоточенных силы и моментов выполняется из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1,$$

где M_x и M_y – сосредоточенные моменты или изгибающий момент в колонне

$M_{b,ult} = R_{bt}W_{b,min}h_0$ – предельный момент, воспринимаемый бетоном

$W_{b,min}$ – условный момент сопротивления грани основания призмы единичной ширины (контура в виде полосы шириной, равной безразмерной единице):

$$W_{b,min,x} = \frac{I_{bx}}{y_{max}} \quad \text{и} \quad W_{b,min,y} = \frac{I_{by}}{x_{max}}$$

I_{bx} и I_{by} (y_{max} и x_{max}) – условные моменты инерции основания призмы единичной ширины (максимальные расстояния до граней основания призмы) относительно центральных осей X_1 и Y_1 соответственно

Расчет на продавливание (п. 8.1.49-8.1.52 СП 63)

Предельные усилия $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$, воспринимаемые поперечной арматурой, расположенной равномерно вдоль основания условной призмы, определяются по формуле:

$$M_{sw,ult} = 0,8q_{sw}W_{sw} = \frac{0,8R_{sw}A_{sw}W_{b,min}}{s_w},$$

при этом должны выполняться условия:

$$F_{b,ult} + F_{sw,ult} \leq 2F_{b,ult}$$

$$M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult} \leq 2M_{bx,ult} \quad \text{и} \quad M_{by,ult} + M_{sw,y,ult} \leq 2M_{by,ult}$$

Для круглых колонн диаметром D при равномерном расположении поперечной арматуры условный момент сопротивления окружности основания цилиндра продавливания определяется по формуле:

$$W_b = W_{sw} = \frac{\pi(D + h_0)^2}{4}$$

Условные моменты инерции (п. 8.1.51 СП 63)

При совпадении центров тяжести основания условной призмы и площадки приложения нагрузки:

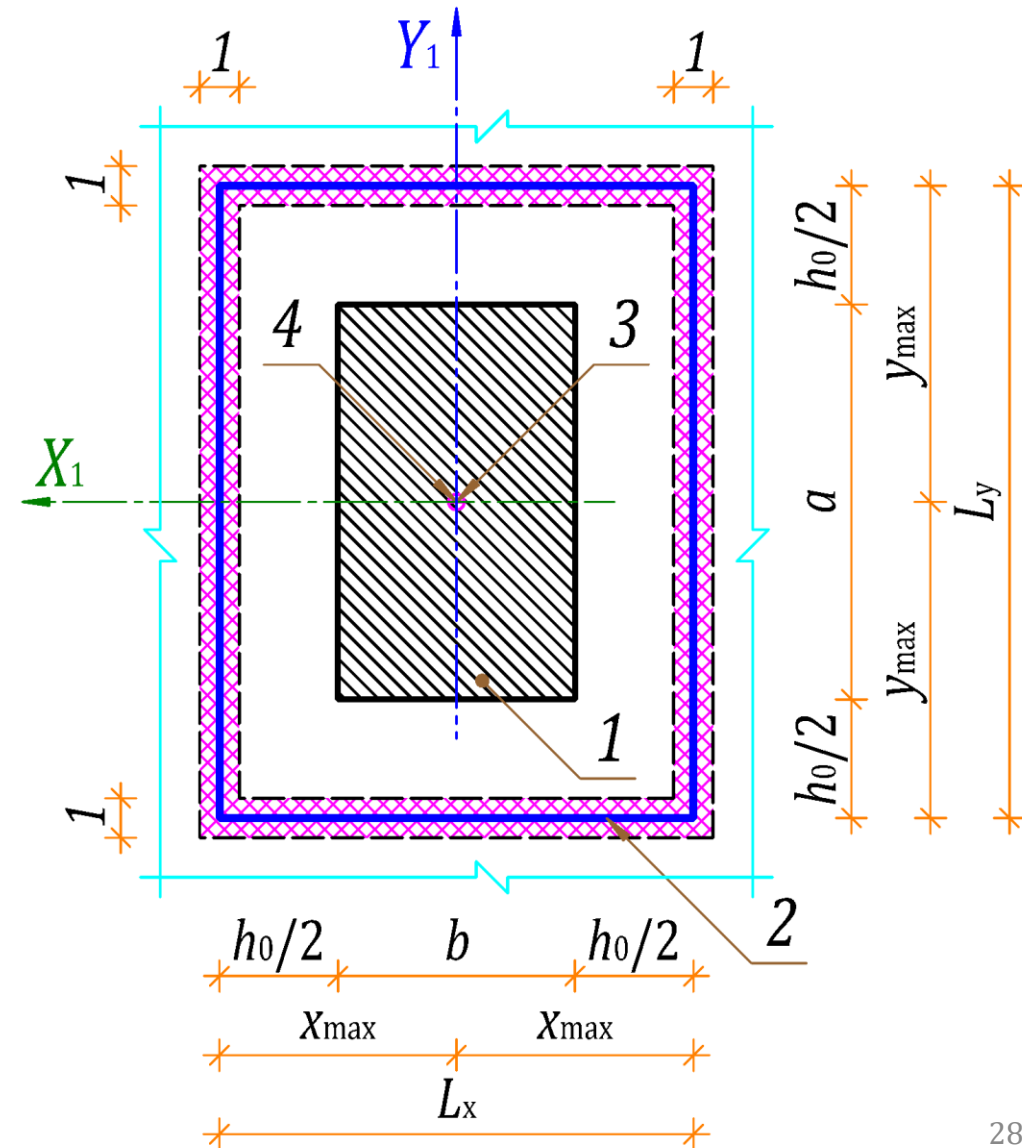
$$I_{bx} = I_{bx1} + I_{bx2} = \frac{L_y^3}{6} + \frac{L_x L_y^2}{2},$$

где I_{x1} – условный момент инерции вертикальных полос единичной ширины:

$$I_{x1} = 2 \cdot \frac{1 \cdot L_y^3}{12} = \frac{L_y^3}{6}$$

I_{x2} – условный момент инерции горизонтальных полос единичной ширины:

$$I_{x2} = 2 \cdot L_x \cdot 1 \cdot \left(\frac{L_y}{2}\right)^2 = \frac{L_x L_y^2}{2}$$



Условные моменты инерции (п. 8.1.51 СП 63)

При совпадении центров тяжести основания условной призмы и площадки приложения нагрузки:

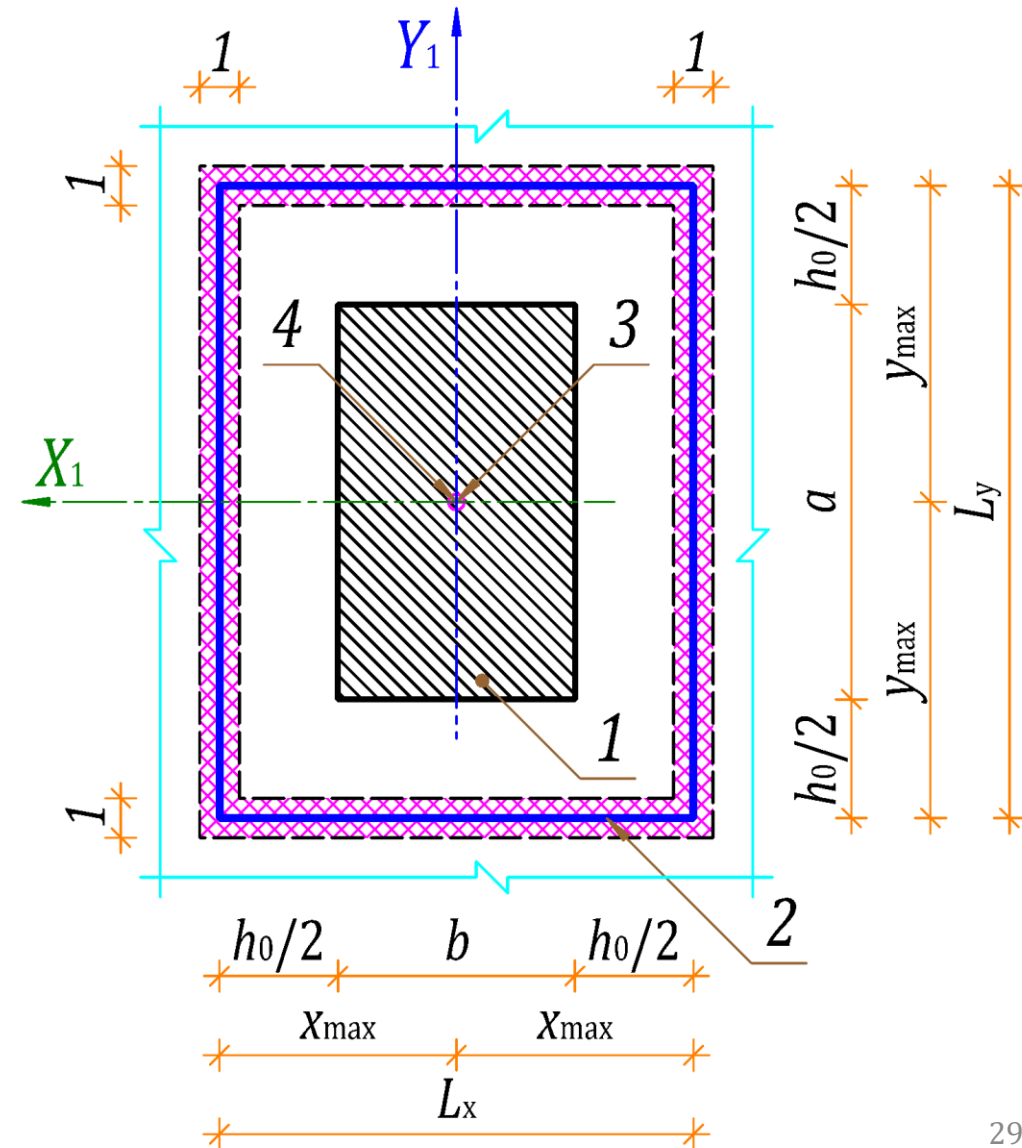
$$I_{by} = I_{by1} + I_{by2} = \frac{L_x^3}{6} + \frac{L_y L_x^2}{2},$$

где I_{y1} – условный момент инерции горизонтальных полос единичной ширины:

$$I_{y1} = 2 \cdot \frac{1 \cdot L_x^3}{12} = \frac{L_x^3}{6}$$

I_{y2} – условный момент инерции вертикальных полос единичной ширины:

$$I_{y2} = 2 \cdot L_y \cdot 1 \cdot \left(\frac{L_x}{2}\right)^2 = \frac{L_y L_x^2}{2}$$



Условные моменты инерции (п. 8.1.51 СП 63)

При несовпадении центров тяжести основания условной призмы и площадки приложения нагрузки:

$$y_0 = \frac{S_{x0}}{A_f} = \frac{L_x \cdot 1 \cdot L_y + L_y \cdot 1 \cdot L_y/2}{L_x + L_y} = \frac{L_x L_y + L_y^2/2}{L_x + L_y}$$

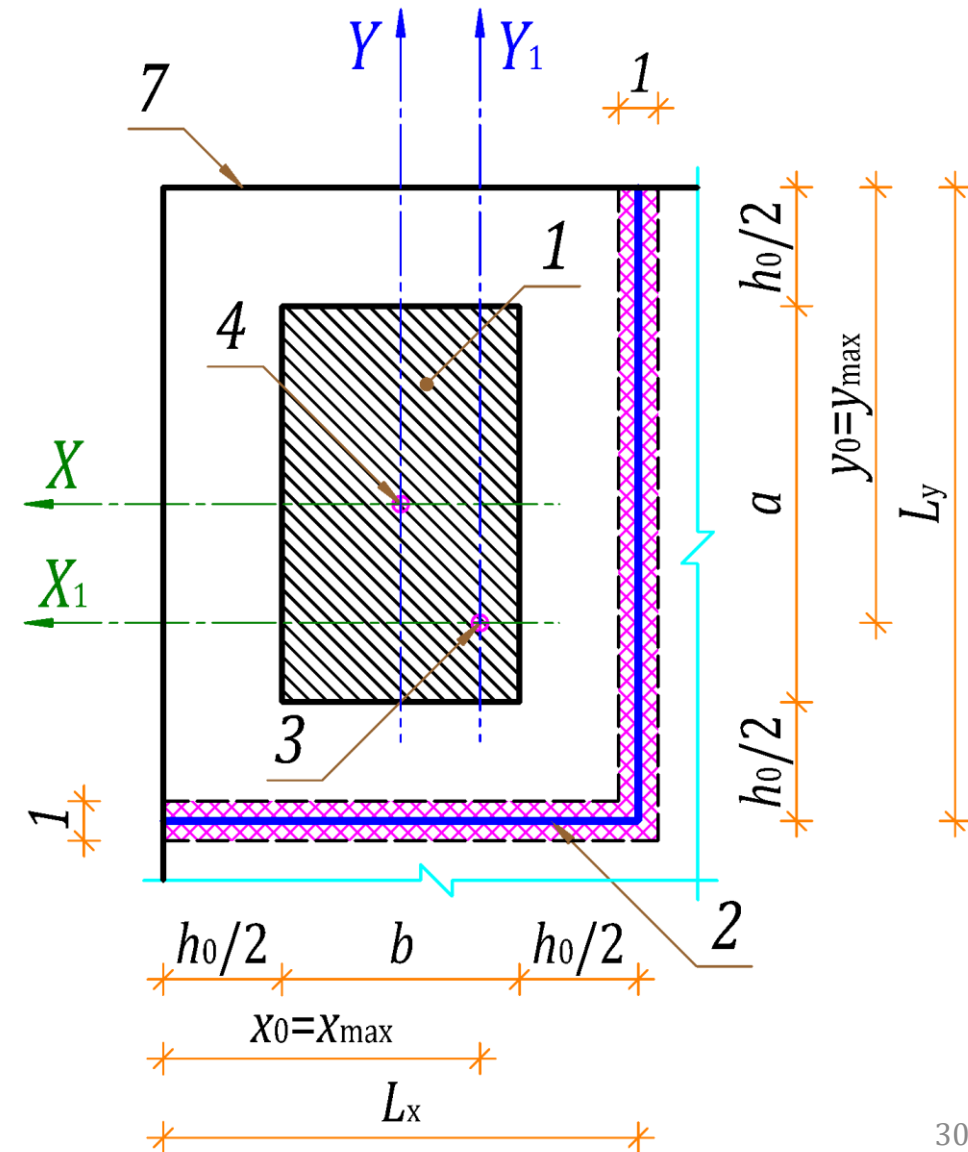
$$I_{bx} = I_{bx1} + I_{bx2},$$

где I_{x1} – условный момент инерции вертикальной полосы единичной ширины:

$$I_{x1} = \frac{1 \cdot L_y^3}{12} + 1 \cdot L_y \cdot \left(y_0 - \frac{L_y}{2}\right)^2 = \frac{L_y^3}{12} + L_y \left(y_0 - \frac{L_y}{2}\right)^2$$

I_{x2} – условный момент инерции горизонтальной полосы единичной ширины:

$$I_{x2} = L_x \cdot 1 \cdot (L_y - y_0)^2 = L_x (L_y - y_0)^2$$



Условные моменты инерции (п. 8.1.51 СП 63)

При несовпадении центров тяжести основания условной призмы и площадки приложения нагрузки:

$$x_0 = \frac{S_{y0}}{A_f} = \frac{L_y \cdot 1 \cdot L_x + L_x \cdot 1 \cdot L_x/2}{L_y + L_x} = \frac{L_y L_x + L_x^2/2}{L_y + L_x}$$

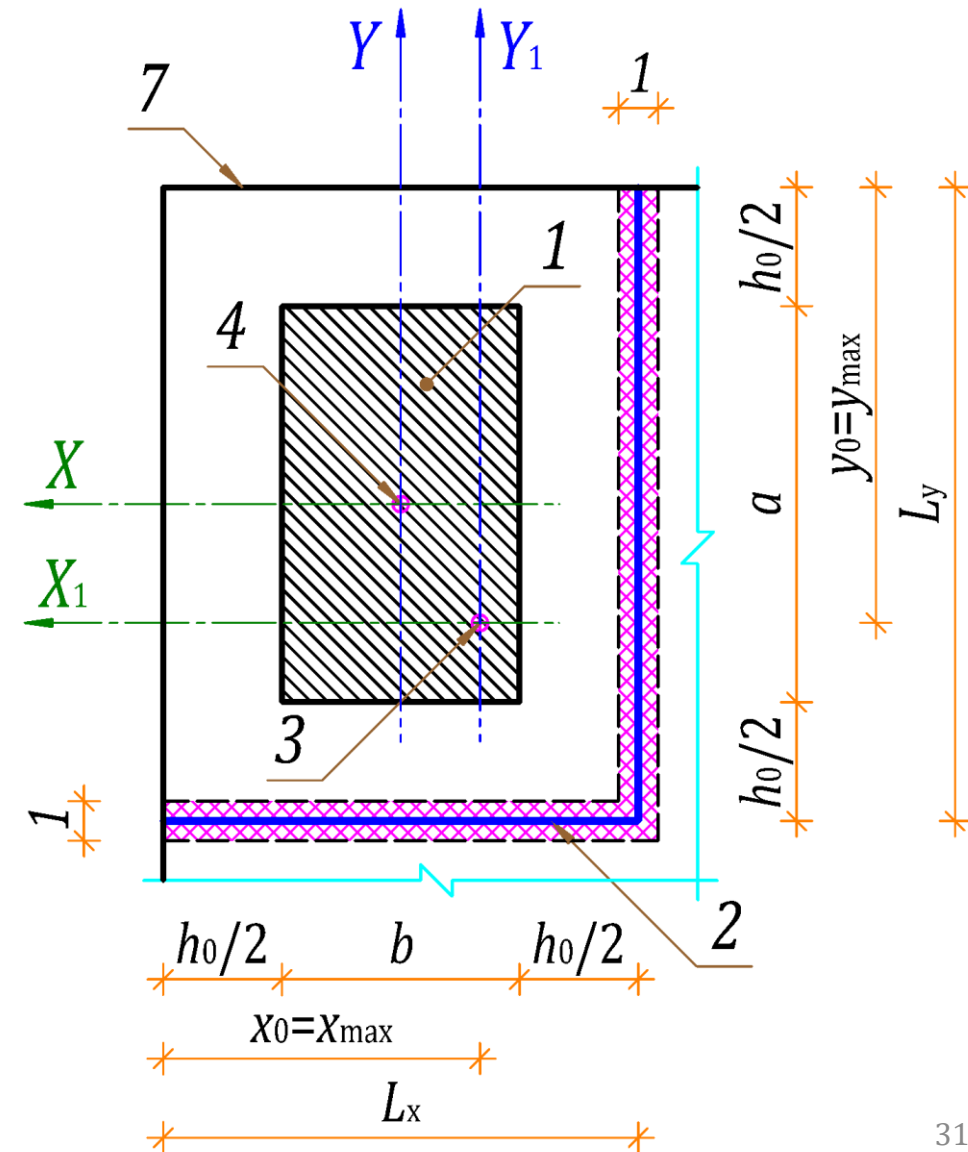
$$I_{by} = I_{by1} + I_{by2},$$

где I_{y1} – условный момент инерции горизонтальной полосы единичной ширины:

$$I_{y1} = \frac{1 \cdot L_x^3}{12} + 1 \cdot L_x \cdot \left(x_0 - \frac{L_x}{2}\right)^2 = \frac{L_x^3}{12} + L_x \left(x_0 - \frac{L_x}{2}\right)^2$$

I_{y2} – условный момент инерции вертикальной полосы единичной ширины:

$$I_{y2} = L_y \cdot 1 \cdot (L_x - x_0)^2 = L_y (L_x - x_0)^2$$

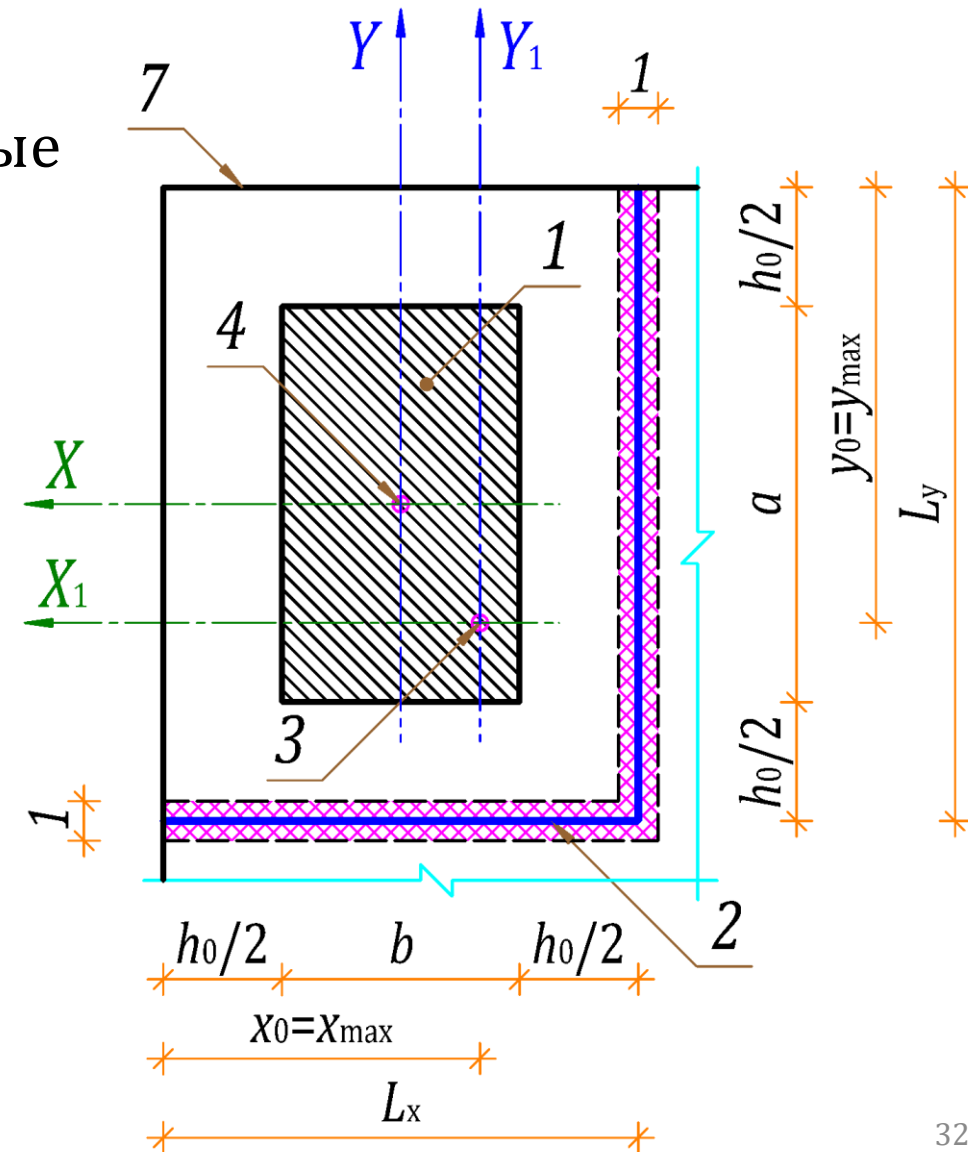


Центр тяжести основания условной призмы

Находится на основе теоремы о моменте равнодействующем (на рисунке вспомогательные оси выбраны по свободным граням плиты):

$$y_0 = \frac{S_{x0}}{A_f} = \frac{\sum L_i y_i}{\sum L_i} = \frac{L_x L_y + L_y^2/2}{L_x + L_y}$$

$$x_0 = \frac{S_{y0}}{A_f} = \frac{\sum L_i x_i}{\sum L_i} = \frac{L_y L_x + L_x^2/2}{L_y + L_x}$$



Продавливание происходит:

- В случае совершения **ошибок** в процессе проектирования и/или строительства, как в случае аварии на фото справа (покрытие стилобатной части здания в Москве вблизи Павелецкого вокзала)
- При **замене** или **отказе** от устройства капителей, подколонников или жесткой арматуры или когда на этапе эксплуатации не соблюдаются заданные в проекте параметры нагрузок и воздействий



Литература:

- СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции
- СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия
- СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений
- СП 28.13330.2017 Защита строительных конструкций от коррозии

ИСА | 08.03.01 | ПГС | 6-й семестр

Железобетонные и каменные конструкции

Практическое занятие №5



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

www: mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/

e-mail: gbk@mgsu.ru; PekinDA@mgsu.ru

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.