

Достоинства и недостатки ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

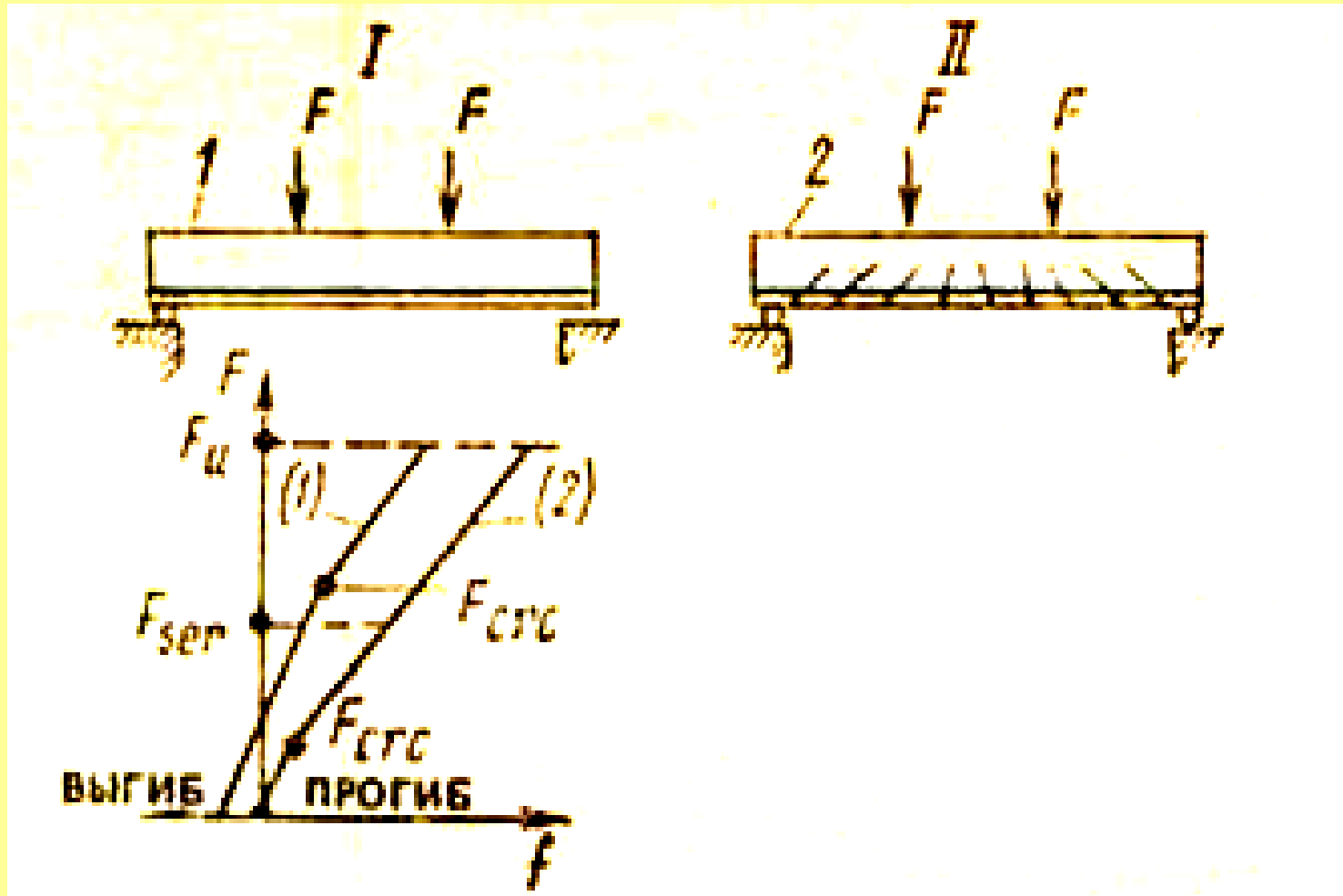
- *Предварительно напряженными называются железобетонные конструкции, в которых создают значительные сжимающие напряжения в бетоне натяжением высокопрочной арматуры.*

- *Начальные сжимающие напряжения в бетоне создают в тех зонах, которые под воздействием нагрузок испытывают растяжение.*
- *Создаются условия для применения высокопрочной арматуры, экономии металла и снижения стоимости конструкций.*

- С повышением расчетного сопротивления арматуры снижается ее удельная стоимость, т.е. отношение цены C (руб/т) к расчетному сопротивлению R_s (МПа). Поэтому использовать высокопрочную арматуру выгодно.

- В предварительно напряженных железобетонных балках или плитах часто сила F_{crc} , вызывающая образование трещин, превышает нагрузки, действующие при эксплуатации F_{ser} .
- Такие конструкции более долговечны, поскольку работают без трещин.

ДИАГРАММА НАГРУЗКА F – ПРОГИБ f



I – предварительно напряженная балка;

II – балка без предварительного напряжения

*• Предварительно напряженные
изгибаемые железобетонные
конструкции имеют меньшие
прогибы, т.к.:*

- *во-первых, в процессе создания предварительного напряжения конструкция испытывает выгиб и часть эксплуатационной нагрузки затрачивается на его погашение;*

- *во-вторых, предварительно напряженные железобетонные конструкции на стадии эксплуатации работают без трещин в растянутой зоне и, поэтому, имеют большую жесткость.*

Суть использования предварительно напряженного железобетона – экономический эффект за счет применения высокопрочной арматуры, высокой трещиностойкости и, как результат, повышенной жесткости, коррозионной стойкости и долговечности.

Таким образом, предварительное напряжение не повышает прочность конструкции, а увеличивает ее жесткость и трещиностойкость!

Предварительно напряженные железобетонные конструкции лучше сопротивляются динамическим нагрузкам.

Преимущества предварительно-напряженных конструкций:

- повышенная жесткость и трещиностойкость конструкции;
- возможность использования высокопрочной арматуры (А-IV и выше);
- предварительное напряжение приводит к уменьшению сечения элемента
- возможность выполнения эффективных стыков сборных элементов;

- предварительное напряжение позволяет изготавливать комбинированные конструкции (например, обжимаемую зону выполнять из тяжелого бетона, а остальную – из легкого);
- повышенная выносливость при многократно повторяемых, динамических нагрузках;
- преднапряженные конструкции более безопасны, т.к. перед разрушением имеют большой прогиб и тем самым сигнализируют, что прочность конструкции почти исчерпана;
- повышенная сейсмостойкость;
- повышенная долговечность.

Недостатки предварительно-напряженных конструкций:

- повышенная трудоемкость и необходимость специального оборудования и классифицированных работников;
- большая масса;
- большая тепло- и звукопроводность;
- усиление преднапряженных конструкций всегда сложнее, чем без преднапряжения;
- меньшая огнестойкость;
- при коррозии высокопрочная арматура быстрее теряет пластические свойства, возникает опасность хрупкого разрушения.

РАСЧЕТ АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

- С целью повышения несущей способности каменных конструкций применяют следующие способы их армирования:
 - *поперечное (сетчатое)* – с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки;

- *продольное* — с расположением арматуры снаружи кладки под слоем цементного раствора или в борозда, оставляемых в кладке и последующей их заливкой раствором;
- армирование посредством включения в кладку железобетона — *комплексные конструкции*;
- усиление посредством заключения элемента в *железобетонную или металлическую обойму* из уголков.

ЭЛЕМЕНТЫ С СЕТЧАТЫМ АРМИРОВАНИЕМ

- Применяются для повышения прочности тяжело нагруженных столбов или простенков малой гибкости, загруженных небольшими эксцентриситетами.

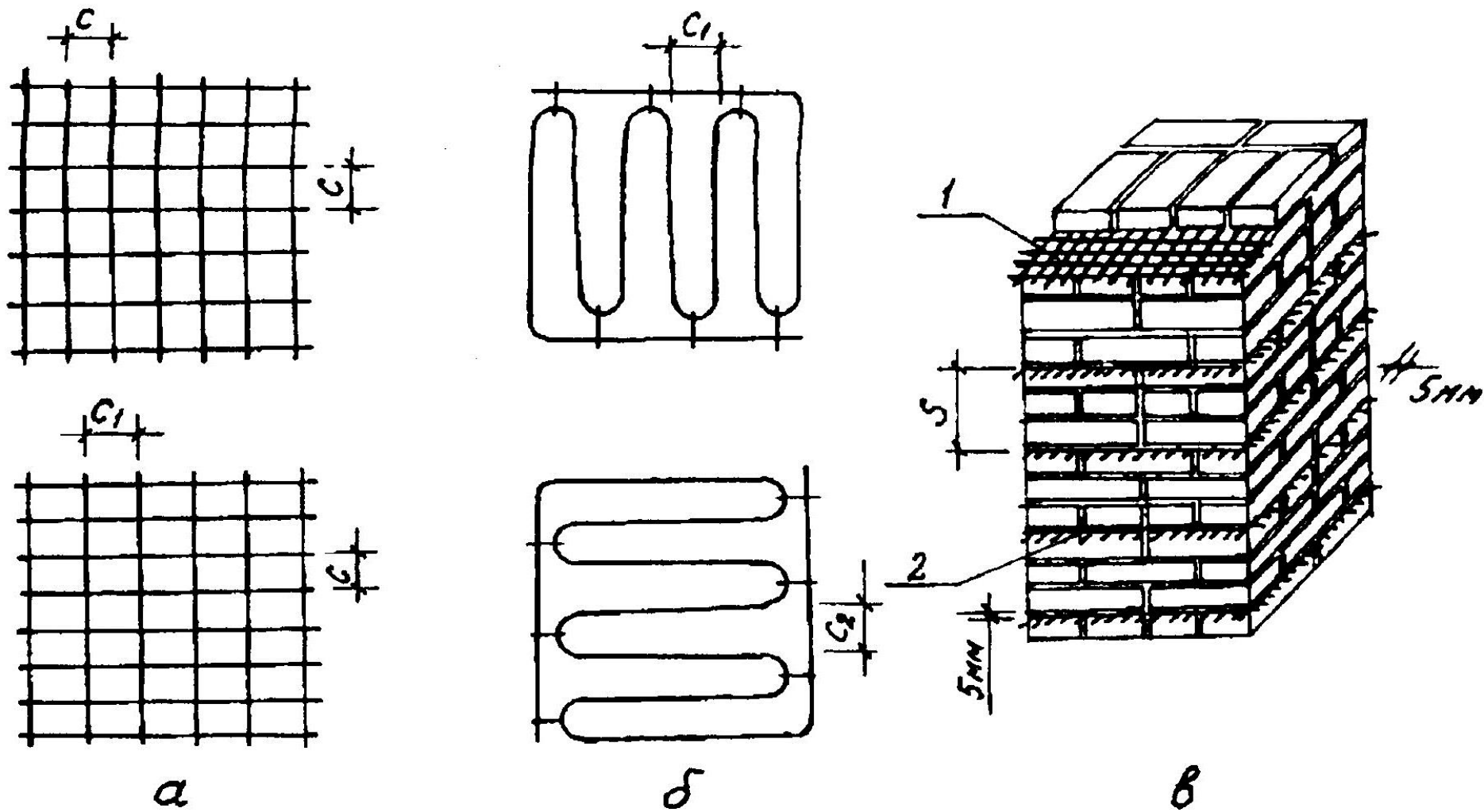
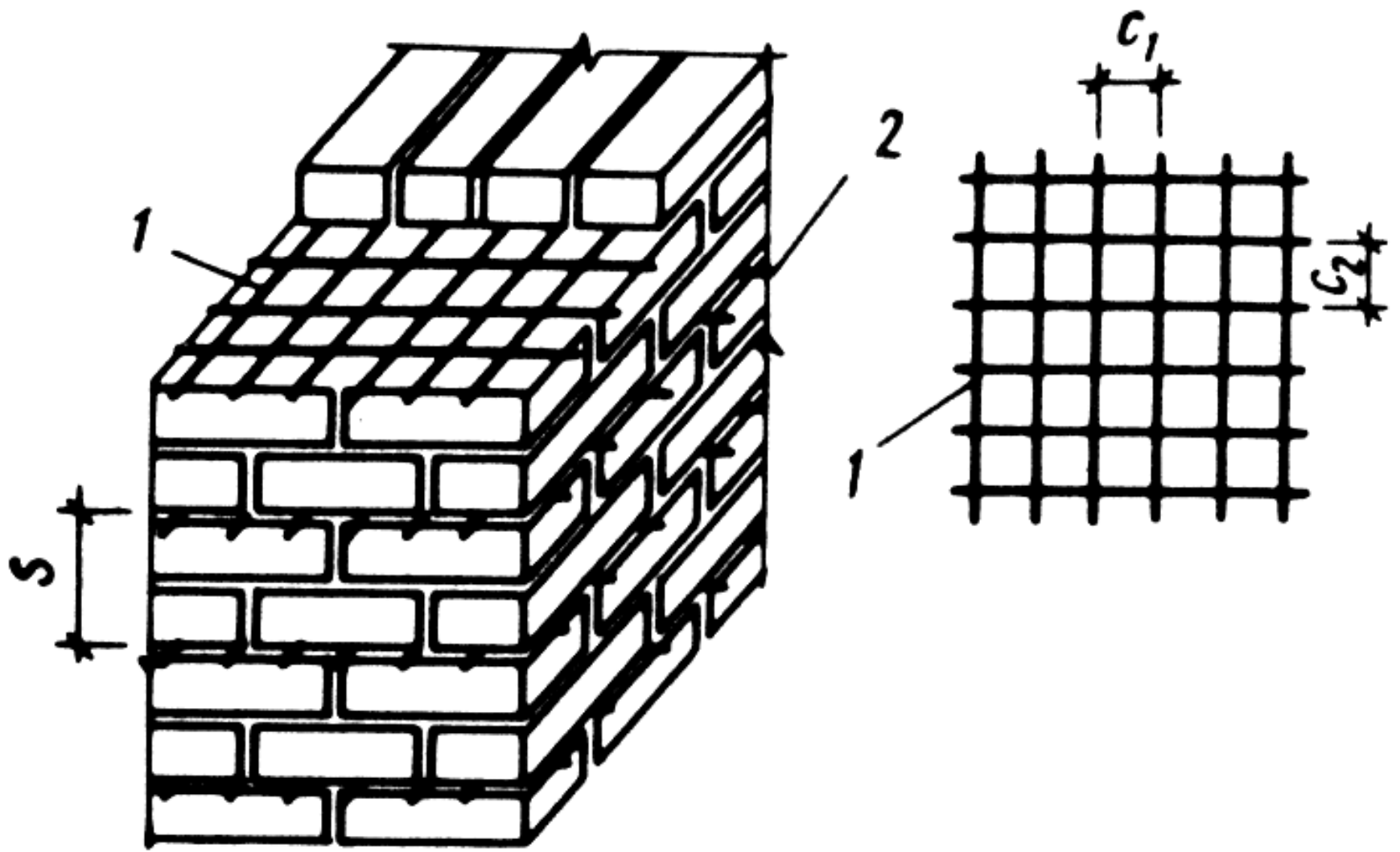


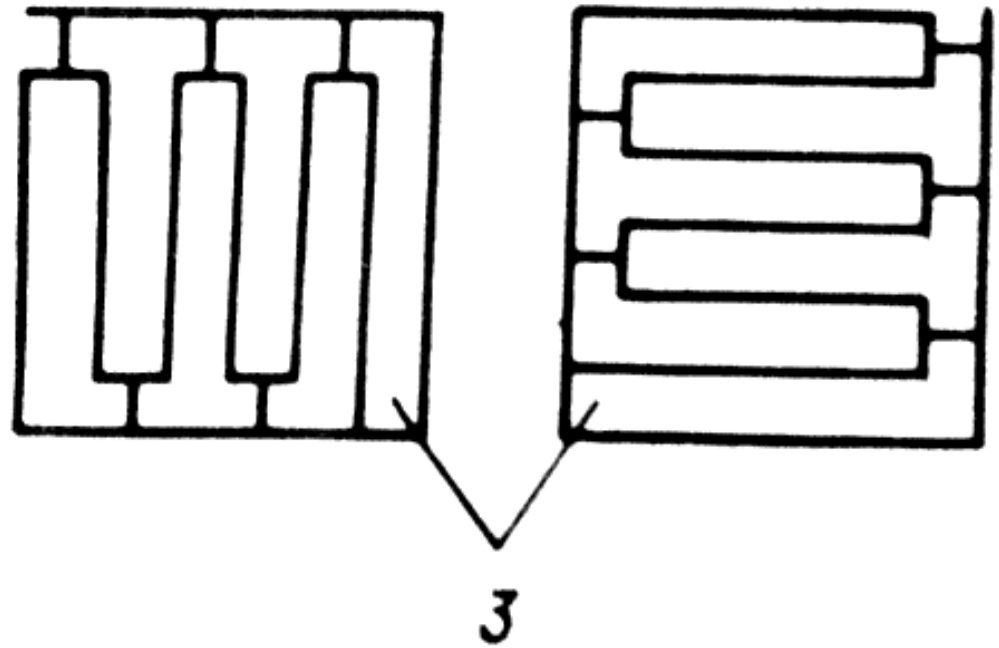
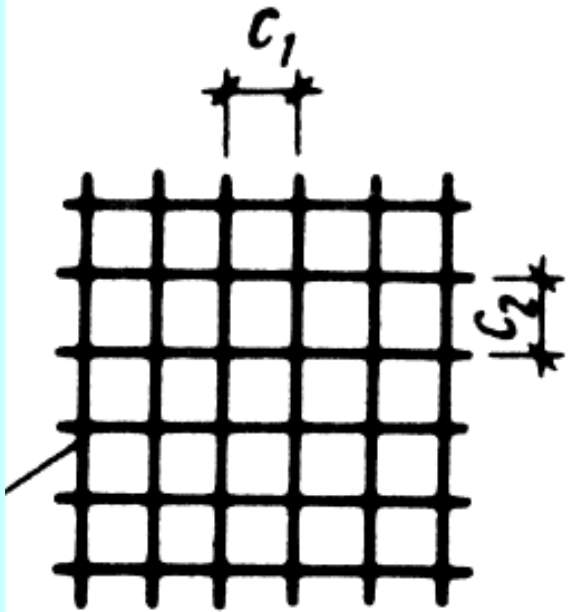
Рис. 5.1. Поперечное сетчатое армирование кладки: а – квадратная (прямоугольная) сетка; б – пара сеток «зигзаг»; в – укладка прямоугольных сеток в швы; 1 – арматурная сетка; 2 – выпуски арматурной сетки для контроля ее укладки



- Повышение несущей способности сжатой кладки, усиленной сетчатым армированием, происходит в результате включения арматуры в работу на растяжение, что препятствует расширению кладки в поперечном направлении.
- В центрально сжатой кладке сетчатое армирование более эффективно, чем армирование продольными стержнями в том же количестве.

- Сетки могут быть *прямоугольными* (с перекрестными стержнями) при диаметре *3...6 мм* и типа «*зигзаг*» при диаметре *3...8 мм*.

- Сетки типа «*зигзаг*» имеют только один ряд стержней (в одном направлении) и устанавливаются в двух смежных рядах. Две эти сетки эквивалентны одной прямоугольной сетке.
- Сетки укладывают не реже чем через 40 см или через 5 рядов кладки из обыкновенного кирпича, через 4 ряда утолщенного кирпича и через 3 ряда кладки из керамических камней.



- При бóльшем расстоянии между сетками их влияние на несущую способность кладки незначительно, в этом случае армирование следует рассматривать как конструктивное.
- Степень насыщенности кладки сетчатой арматурой характеризуется процентом армирования кладки по объему.

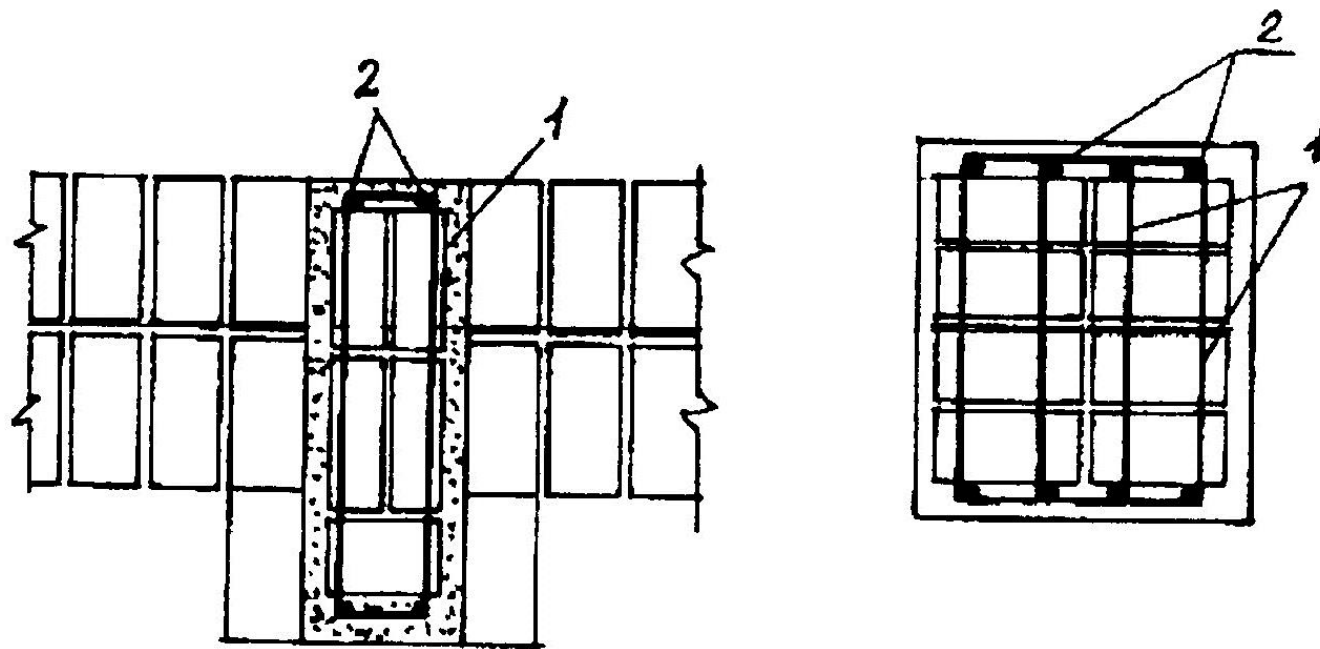
- Для сеток с квадратными ячейками из стержней сечением A_{s1} с размером ячейки c при расстоянии между сетками по высоте s :

$$\mu = \frac{V_s}{V_k}, \quad \mu = \frac{2 \cdot A_{s1}}{c \cdot s} \cdot 100\%,$$

$$\mu_{min} = 0,1\%, \quad \mu_{max} = 1\%.$$

ЭЛЕМЕНТЫ С ПРОДОЛЬНОМ АРМИРОВАНИЕМ

- Применяются в основном для тяжело нагруженных столбов и простенков значительной гибкости ($\lambda_h > 15$ или $\lambda_i > 53$), а также при внецентренном сжатии с большим эксцентриситетом приложения продольной силы.



а

б

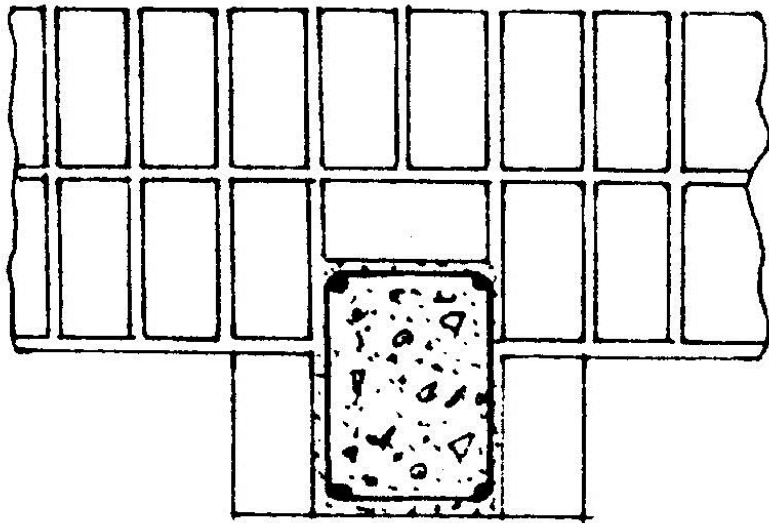
Рис. 5.2. Продольное армирование кирпичных конструкций (стен, столбов и др.):
а – расположение арматуры в штрабе кладки; б – наружное расположение арматуры; 1 – поперечные хомуты; 2 – продольная арматура

- При расположении арматуры снаружи кладки расстояние между хомутами $\leq 15d$ продольных стержней, а при расположении арматуры внутри кладки — $20d$.
- Площадь сечения продольной арматуры $\mu \geq 0,1\%$, растянутой $\mu \geq 0,05\%$ площади поперечного сечения элемента.

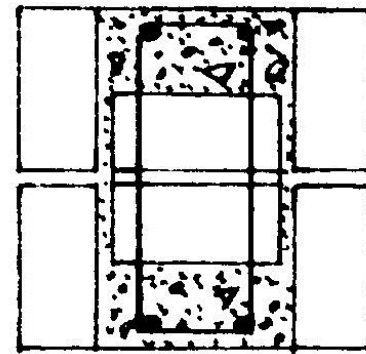
КОМПЛЕКСНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

- Комплексными называются элементы каменной кладки с включениями в них железобетона, располагаемого внутри кладки или снаружи в пазах.
- Кладка при возведении служит опалубкой для бетона.

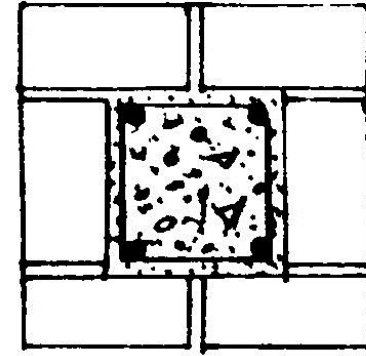
- Продольную арматуру укладывают как снаружи кладки под слоем цементного раствора, так и внутри кладки или в бороздах с заполнением их раствором.



a



б



в

Рис.5.6. Схемы сечений комплексных элементов: а – одностороннее расположение железобетона; б – расположение железобетона в штрабе; в – расположение железобетона внутри кладки

- Железобетон рекомендуется располагать с внешней стороны, что позволяет производить проверку плотности уложенного бетона и является более рациональным при внецентренном сжатии и изгибе конструкции.

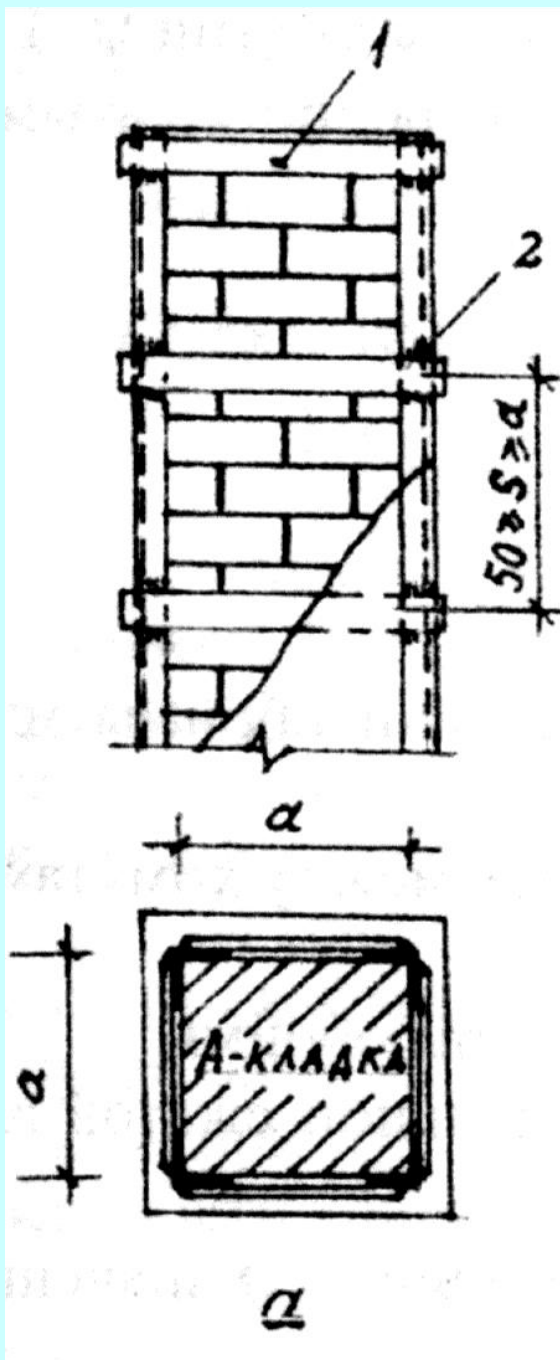
- Комплексные конструкции применяют при необходимости значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных центрально и внецентренно сжатых элементов с целью уменьшения размеров их сечения.

ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ ОБОЙМАМИ

- Одним из наиболее эффективных методов повышения несущей способности существующих элементов каменных конструкций является заключение их в обойму.

- Обойма препятствует поперечному расширению кладки, что увеличивает сопротивление кладки воздействию продольной силы.
- Виды обоек:
 - Стальные;
 - Железобетонные;
 - Штукатурные.
- Наиболее широко применяют обоек стальные и железобетонные.

- *Стальные обоймы* — состоит из вертикальных уголков, установленных по углам столбов или простенка, и планок являющимися хомутами.



**Схема усиления
кирпичного столба
металлической обоймой**

*1 – планка сечением
35×5...60×12мм;
2 - сварка*

- **Железобетонная обойма** – выполняется из бетона классов ***B15, B20*** с армированием вертикальными стержнями ***d 6...12 мм*** и сварными хомутами ***d 4...10 мм***.

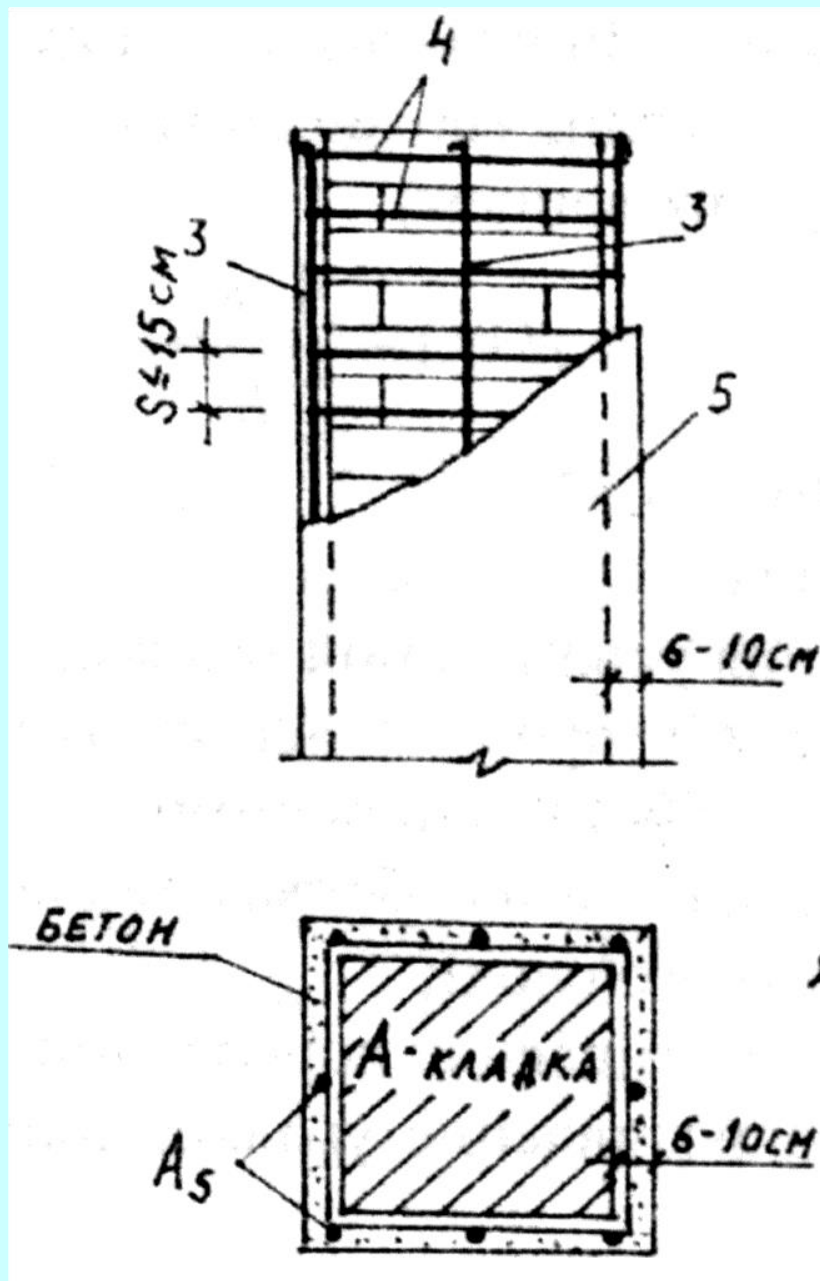
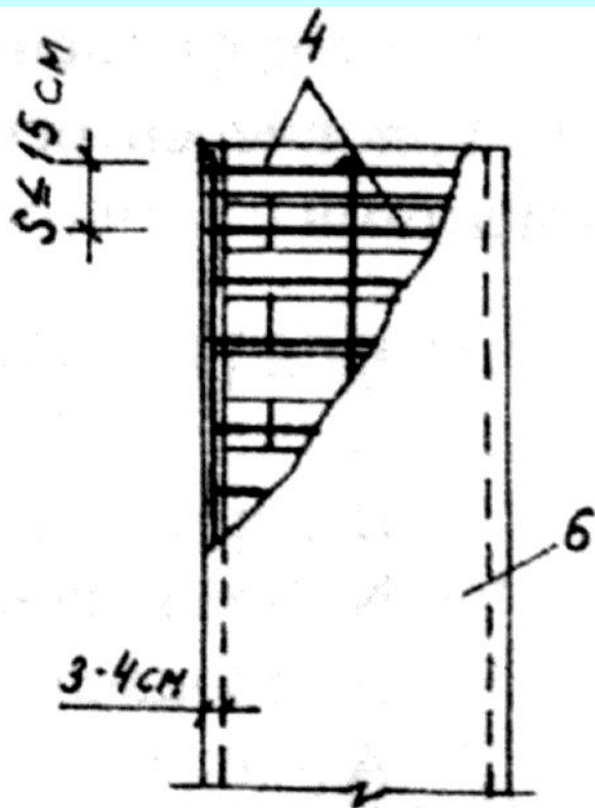


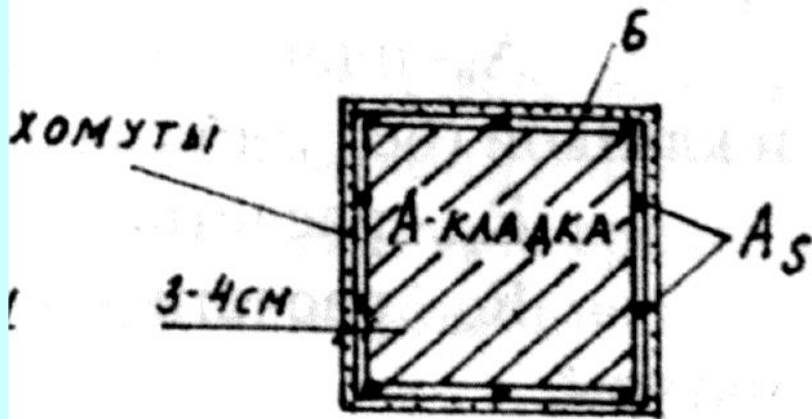
Схема усиления
кирпичного столба
железобетонной обоймой

3 – стержни $d 5 \dots 12 \text{ мм}$;
4 – хомуты $d 4 \dots 10 \text{ мм}$
5 – бетон $B12,5 \dots B15$

- **Штукатурная обойма** – состоит из вертикальных стержней **диаметром 8...12 мм** и спиральной обмотки, охватывающей стержни, **с шагом 10...15 см**, после чего арматурный каркас покрывается цементной штукатуркой толщиной **3...4 см марки 75...100**.



**Схема усиления
кирпичного столба
штукатурной обоймой**
4 – хомуты d 4...10 мм
*6 – штукатурка (раствор
марки 50...100)*



*Основные положения расчета
изгибаемых железобетонных
конструкций по нормальным сечениям по
I-ой группе предельных состояний*

Расчет сечений с одиночным армированием

- ✓ Железобетонными элементами с одиночным армированием называются такие элементы, у которых расчетная продольная рабочая арматура расположена у растянутой грани.

✓ Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых железобетонных элементов ведется по ***III стадии напряженно-деформированного состояния (стадии разрушения)***.
Возможны два случая разрушения изгибаемых элементов по нормальным сечениям.

*✓ Первый вариант разрушения
носит пластический характер*

Разрушение элемента начинается при достижении в растянутой арматуре физического или условного предела текучести

Появляются и раскрываются трещины в бетоне растянутой зоны, после чего происходит дробление сжатой зоны бетона.

Процесс разрушения протекает плавно.

*Прочностные характеристики
арматуры используются полностью.*

✓ При втором варианте разрушение носит хрупкий, катастрофический характер и начинается дроблением бетона сжатой зоны

Трещины в бетоне растянутой зоны либо не образуются, либо ширина их раскрытия в момент разрушения не превышает предельно допустимой.

✓ Напряжения в растянутой арматуре не достигают физического или условного предела текучести, следовательно, прочностные свойства арматуры используются не полностью.

✓ Характер разрушения определяется величиной относительной высоты сжатой зоны, которая зависит от коэффициента армирования, класса бетона и арматуры.

***Основные предпосылки и допущения
расчета по нормальным сечениям
изгибаемых железобетонных
элементов:***

- ✓ предельное состояние наступает в случае, если сжатый бетон или растянутая арматура достигает своего предельного состояния;***

*✓разрушение элемента определяется в
большинстве случаев разрушением
бетона в сжатой зоне;*

✓ расчет элементов производится из условия равновесия внешних сил и предельных внутренних усилий;

- ✓сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;*
- ✓бетон в сжатой зоне представляет собою жесткопластический материал;*

✓ напряжения в бетоне сжатой зоны равномерно распределены по высоте сечения расчетной сжатой зоны и равны призменной прочности бетона - расчетному сопротивлению бетона осевому сжатию для предельных состояний I группы;

✓ растягивающие напряжения в арматуре достигают расчетного сопротивления осевому растяжению, если высота условной сжатой зоны бетона не превосходит граничную высоту сжатой зоны бетона;

*✓ справедлива гипотеза плоских сечений
(сечение, плоское до изгиба, остается
плоским после изгиба)*

Общий способ расчета прочности по нормальным сечениям

Рассмотрим однопролетную железобетонную балку, свободно лежащую на двух опорах, симметрично загруженную двумя сосредоточенными силами. На определенной ступени загрузки в балке образуются нормальные и наклонные трещины, в соответствии с этим прочность изгибаемых элементов рассчитывают как по нормальным, так и по наклонным сечениям.

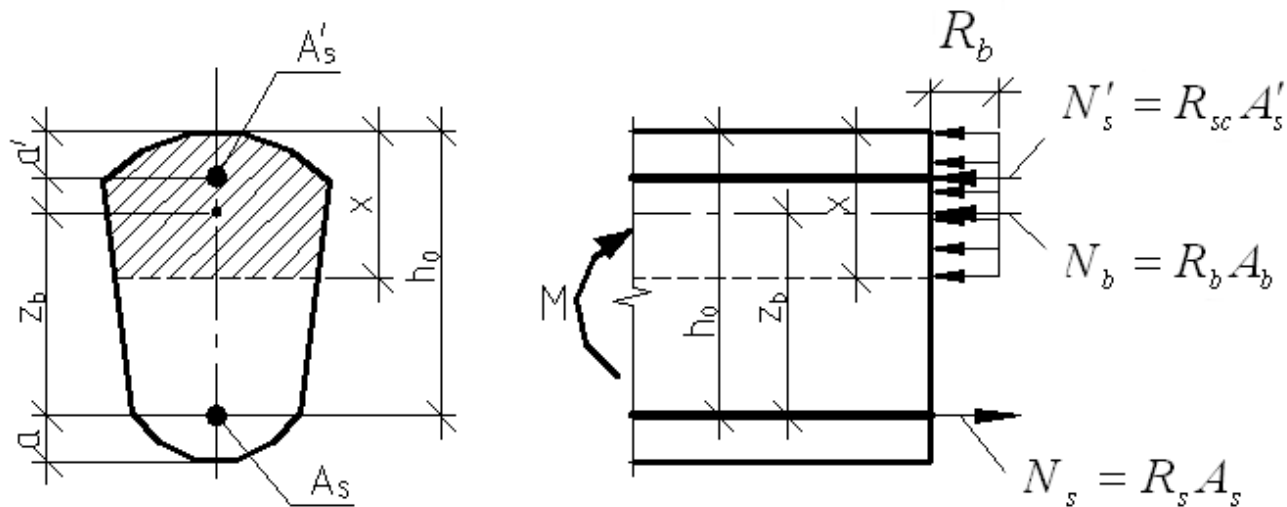
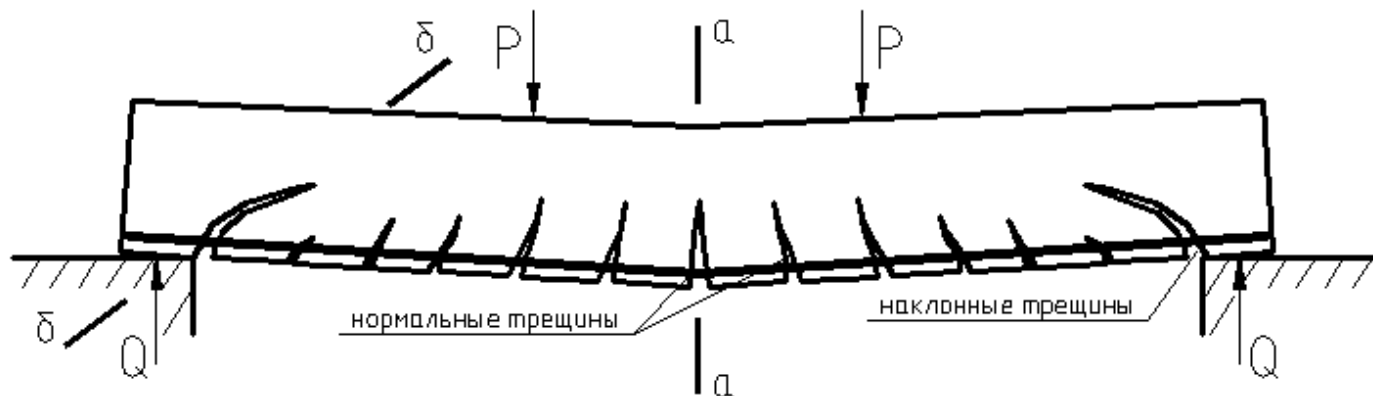


Рис. Схема усилий при расчете прочности изгибаемых элементов по нормальному сечению.

a-a – нормальное сечение; б-б – наклонное сечение.

В расчетной схеме усилий принимают, что на элемент действует изгибающий момент M , а в арматуре и бетоне действуют усилия, соответствующие напряжениям, равным расчетным сопротивлениям.

В бетоне сжатой зоны сложную криволинейную эпюру напряжений заменяют прямоугольной, т.е. напряжение в бетоне R_b принимают одинаковым по всей высоте сжатой зоны.

При этом принимают, что бетон растянутой зоны не работает $\sigma_{bt} = 0$.

Сечение элемента может быть любой симметричной формы.

В растянутой зоне имеется арматура площадью сечения A_s с расчетным сопротивлением растяжению R_s , в сжатой зоне - арматура площадью сечения A'_s с расчетным сопротивлением сжатию R_{sc} .

Равнодействующие нормальных напряжений в арматуре и бетоне:

$$N_s = R_s A_s \quad N'_s = R_{sc} A'_s \quad N_b = R_b A_b$$

где A_b - площадь сечения бетона сжатой зоны.

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента можно определить площадь сечения бетона A_b сжатой зоны, а по ней высоту сжатой зоны x .

$$R_s A_s - R_b A_b - R_{sk} A'_s = 0$$

Общее условие прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям: момент внешних сил не должен превосходить момента внутренних усилий,

т.е. прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превосходит расчетной несущей способности сечения, выраженной в виде обратно направленного момента внутренних сил.

$$M_{\text{внеш}} \leq M_{\text{внутр}}$$

Условие прочности при моментах, взятых относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре A_s :

$$M_{\text{внеш}} \leq R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

Высоту сжатой зоны x для сечений, характер разрушения которых соответствует 2 случаю III стадии НДС, когда разрушение происходит по сжатому бетону хрупко, а напряжения в растянутой арматуре предельного значения не достигают, также определяют из условия равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента, но в этом случае R_s заменяют напряжением

$$\sigma_s < R_s$$

На основе экспериментов установлено, что напряжение σ_s

зависит от *относительной высоты сжатой зоны бетона*

$$\xi = x / h_0$$

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_R = x_R / h_0$$

при которой растягивающие напряжения в арматуре начинают достигать предельных значений

$$\sigma_s \rightarrow R_s$$

зависит от класса бетона и класса арматуры и находится по формуле

СП 52–101–2003 :

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}};$$

$$\text{где: } \varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s};$$

$$\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$$

Таким образом, сечения, работающие по 1 случаю, удовлетворяют условию:

$$\xi \leq \xi_{\text{д}}$$

Сечения, не удовлетворяющие данному условию, соответствуют 2 случаю.

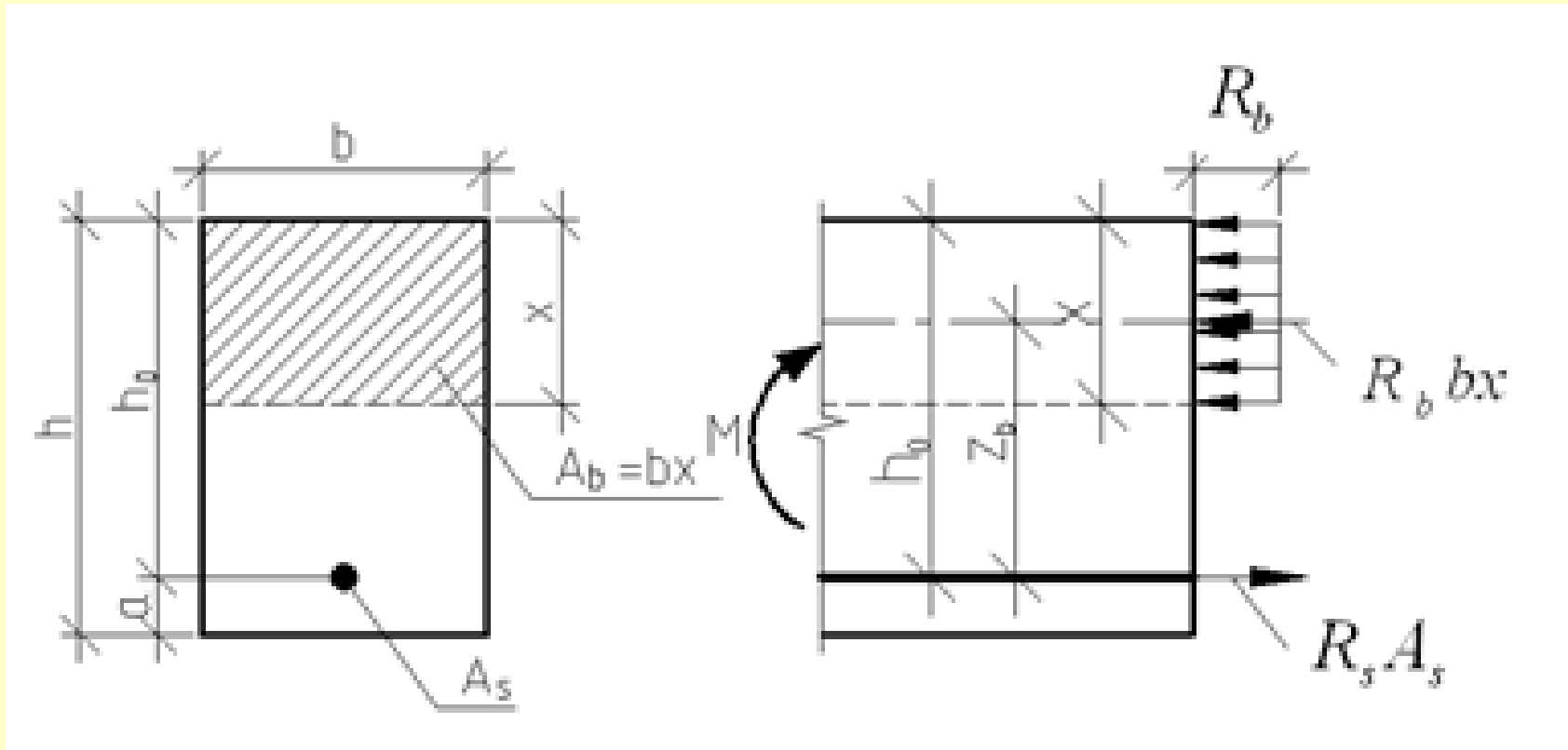
Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного и таврового профилей

Элементы прямоугольного профиля с одиночной арматурой

Высоту сжатой зоны x определяют из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x = 0 \Rightarrow R_s A_s = R_b b x \Rightarrow$$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$$



Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема с одиночной арматурой при расчете прочности элемента по нормальному сечению

Условие прочности по сжатой зоне:

$$M_{\text{внеш}} \leq R_b b x (h_0 - 0,5x)$$

Условие прочности по растянутой арматуре:

$$M_{\text{внеш}} \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x)$$

Данные формулы применяют при условии

$$\xi \leq \xi_R$$

В практике для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой используют следующие уравнения.

- Разрешающие уравнения задачи проверки несущей способности по нормальному сечению изгибаемого железобетонного элемента прямоугольной формы с одиночным армированием:

при

$$x \leq \xi_R h_0 \quad R_s A_s = R_b b x$$

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5 x) \quad \text{или}$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x)$$

✓ При расчете изгибаемых железобетонных конструкций должно выполняться условие:

$$x \leq x_R \quad \text{или} \quad \xi \leq \xi_R$$

Выполнение этого условия соответствует пластическому характеру разрушения.

✓ Если $x \geq x_R$, разрушение будет иметь хрупкий характер.

✓ Невыполнение этого условия допускается только в случае, если площадь сечения продольной растянутой арматуры определена из расчета элемента по II группе предельных состояний или по конструктивным соображениям.

✓ В этом случае, в качестве второго разрешающего уравнения допускается использовать выражение: 57

$$M \leq R_b b h_0^2 \alpha_R,$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R),$$

или

$$M \leq R_b b h_0^2 (0,7 \alpha_R + 0,3 \alpha_m),$$

$$\text{где: } \alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi)$$

- Разрешающие уравнения задачи 59 проверки несущей способности по нормальному сечению изгибаемого железобетонного элемента прямоугольной формы с двойным армированием:

$$x \leq \xi_R h_0 \quad R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s$$

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (0,5x - a')$$

или

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

✓ В этом случае, в качестве второго разрешающего уравнения допускается использовать выражение: 57

$$M \leq R_b b h_0^2 \alpha_R + R_{sc} A'_s (h_0 - a'),$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R),$$

или

$$M \leq R_b b h_0^2 (0,7 \alpha_R + 0,3 \alpha_m) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'),$$

где: $\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \xi)$

Подбор продольной арматуры производят следующим образом.

Вычисляют значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$$

Если $a_m < a_R$ сжатая арматура по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = R_b b h_0 \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) / R_s$$

Если $a_m > a_R$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

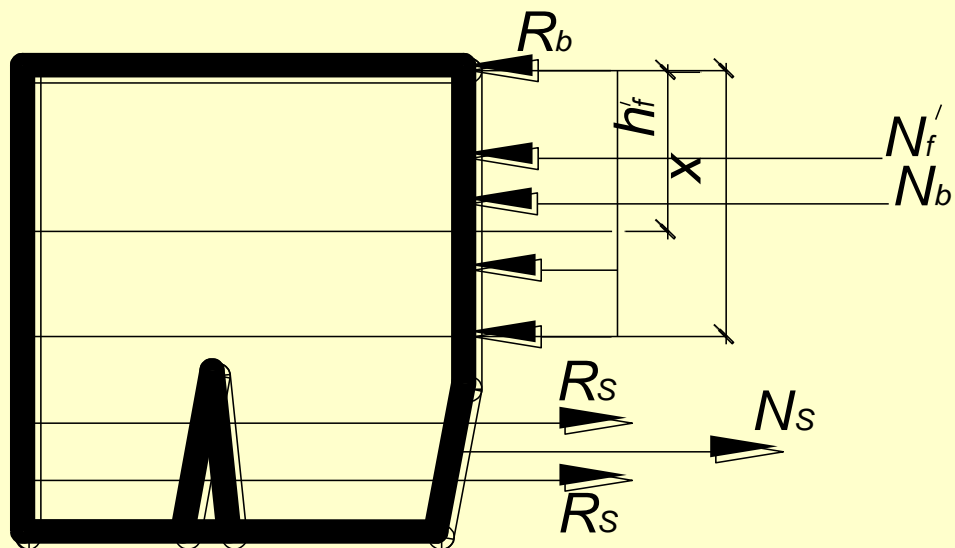
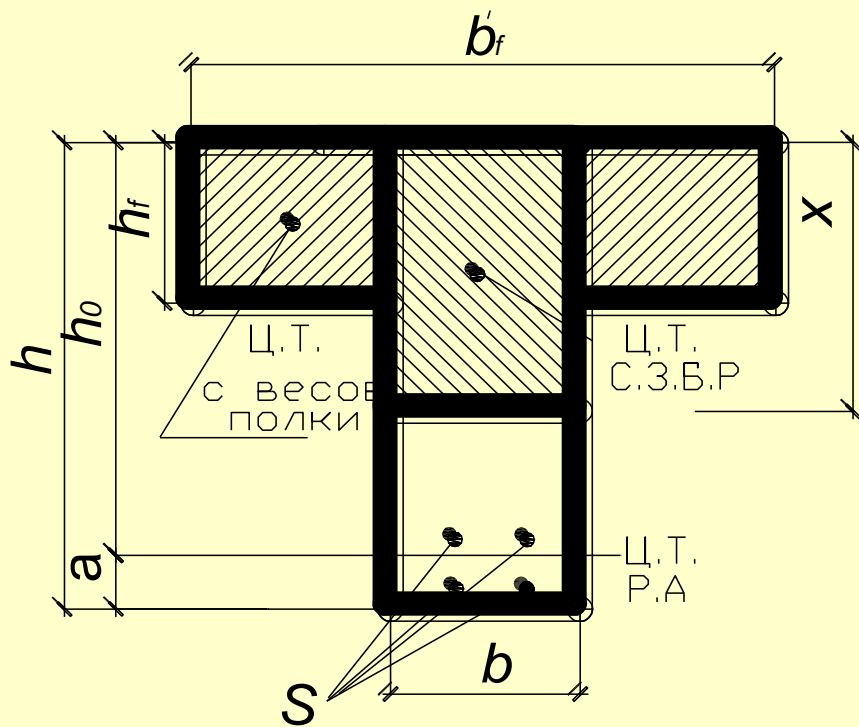
Площади сечения растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')}$$

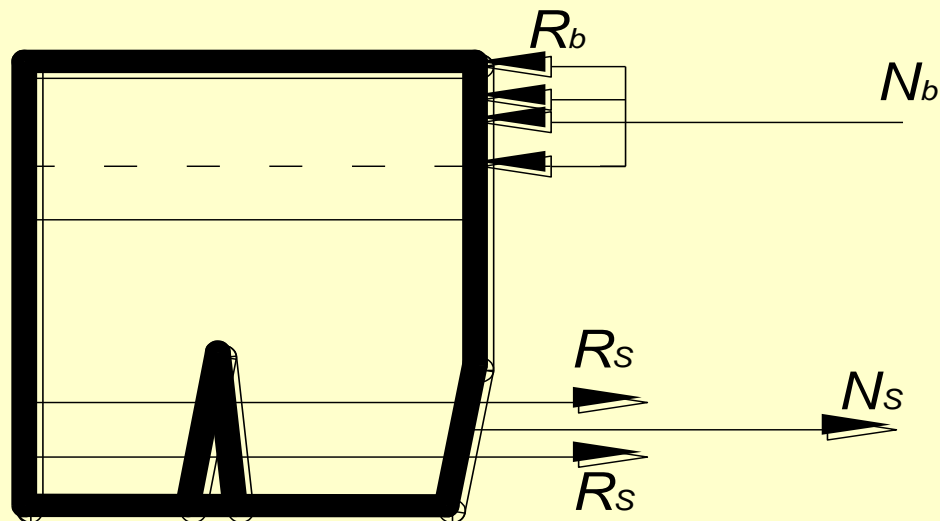
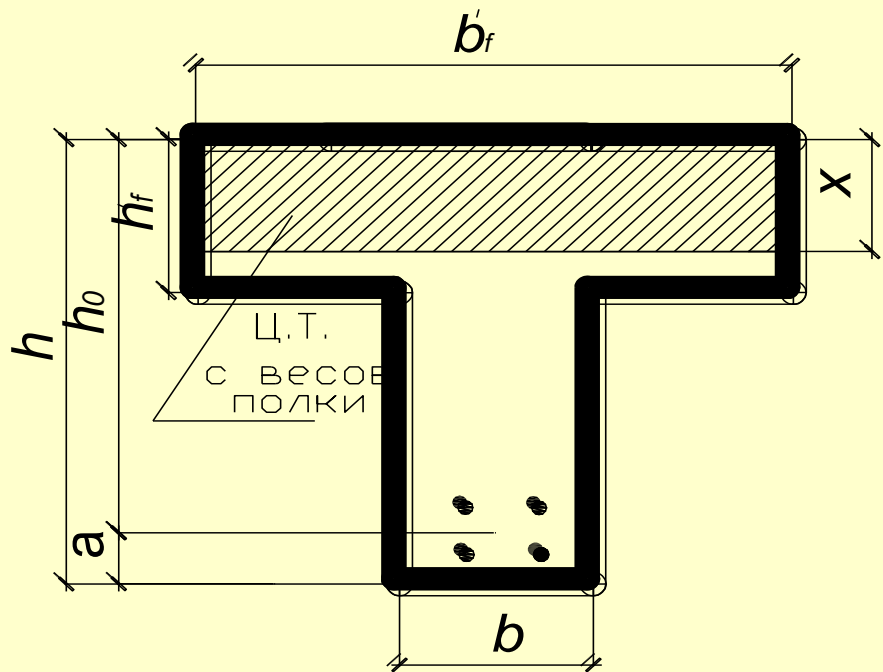
$$A_s = \alpha_R R_b b h_0 / R_s + A'_s$$

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ с одиночным армированием

$$x > h'_f$$



$$x \leq h'_f$$



Алгоритм проверки несущей способности по нормальному сечению изгибаемого элемента таврового профиля с одиночным армированием (СП 52-01-2003):

1) *конструирование*: $a, \quad h_0 = h - a;$

2) $\xi_R = \frac{0,8}{1 + R_s / 700};$

3) $R_s A_s \geq R_b b'_f h'_f$

да: расчет таврового профиля; *нет*: прямоугольного $b = b'_f$

4) $x = \frac{R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b};$ 5) $x \leq \xi_R h_0$

6)а *да*: $M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (0,5x - 0,5h'_f)$

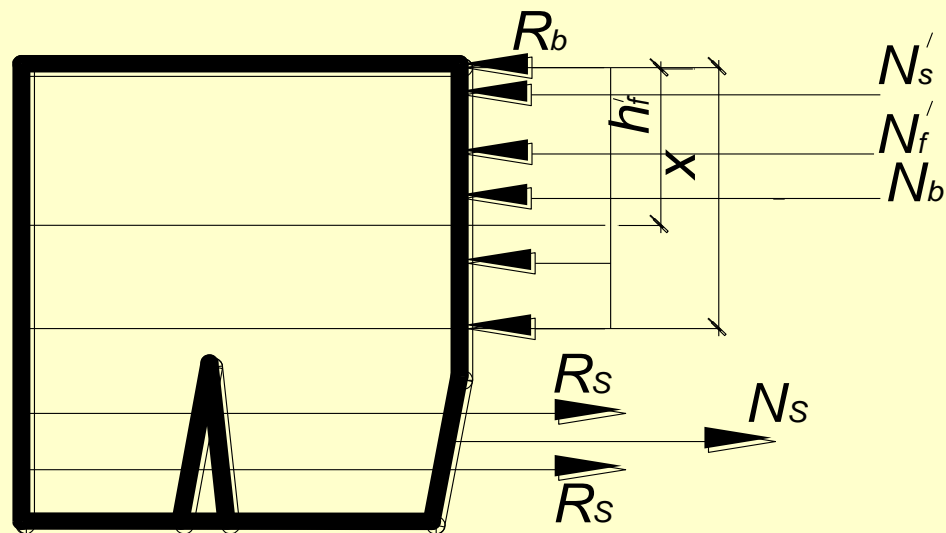
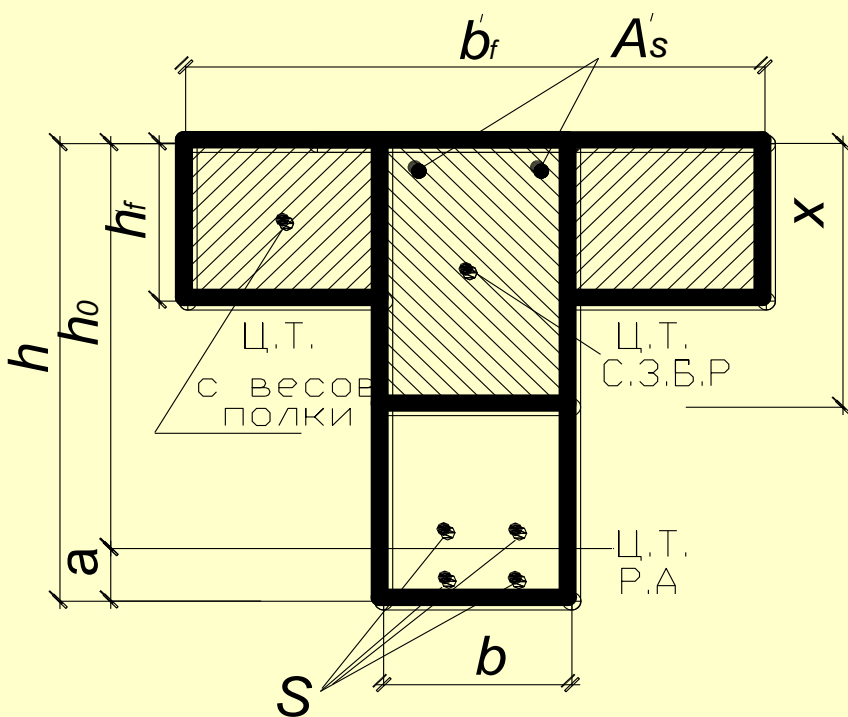
или $M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$

6)б *нет*: $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$

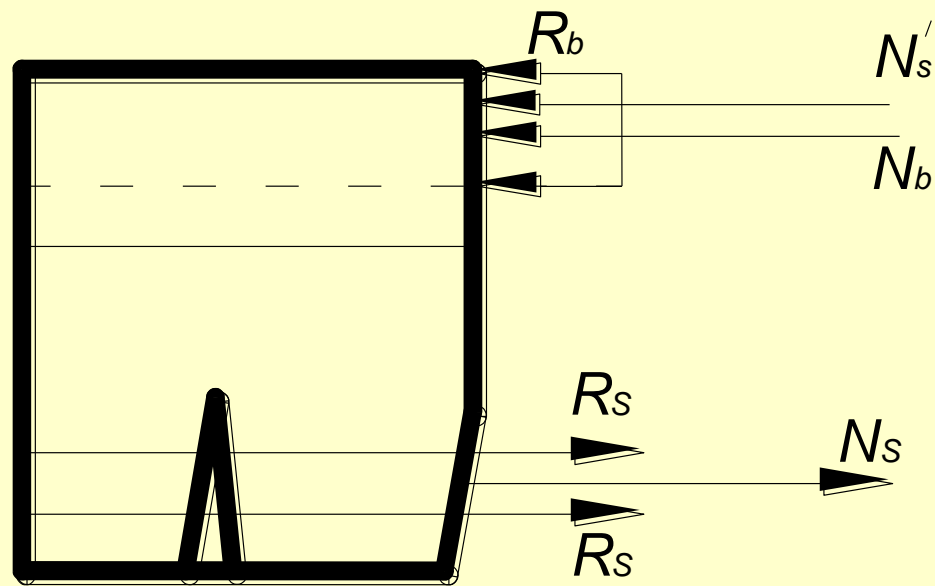
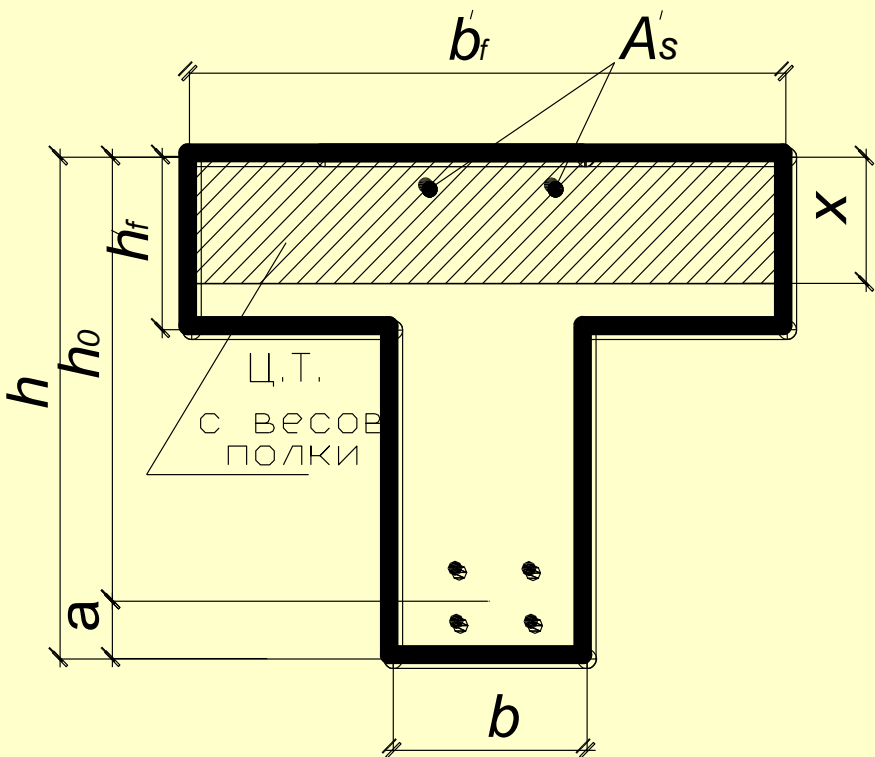
$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$$

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ с двойным армированием

$$x > h'_f$$



$$x \leq h'_f$$



Алгоритм проверки несущей способности по нормальному сечению изгибаемого элемента таврового профиля с двойным армированием (СП 52-01-2003):

1) конструирование: $a, h_0 = h - a;$

2) $\xi_R = \frac{0,8}{1 + R_s / 700};$

3) $R_s A_s - R_{sc} A'_s \geq R_b b'_f h'_f$

да: расчет таврового профиля; нет: прямоугольного тавровый профиль: $b = b'_f$

4) $x = \frac{R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s}{R_b b};$ 5) $x \leq \xi_R h_0$

6)а да: $M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (0,5x - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (0,5x - a')$
или $M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$

6)б нет: $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

Конструктивные требования к армированию элементов

В целях обеспечения прочности при эксплуатации, транспортировании, хранении и монтаже, для восприятия неучитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных), а также требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона минимальный процент армирования μ рабочей продольной арматуры принимают равным:

$$\mu_{\min} = \frac{100 \cdot A_{s,\min}}{A_b} \quad A_{s,\min} = \frac{\mu_{\min} \cdot A_b}{100}$$

где $A_{s,\min}$ – минимальная площадь сечения рабочей продольной арматуры;

$A_b = b \cdot h_0$ площадь нормального сечения без учета свесов полки тавровых и двутавровых сечений.

Минимальный процент армирования рабочей продольной арматуры в изгибаемых элементах

$$\mu_{\min} = 0,05$$

Максимальное содержание рабочей продольной арматуры в нормальных сечениях элементов принимают не более 3%.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

- Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному раскрытию трещин и продолжительному раскрытию трещин.
- Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок; продолжительные - только от постоянных и временных длительных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

где a_{crc} - ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;

$a_{crc,ult}$ - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

а) из условия сохранности арматуры (для любых конструкций):

0,3 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм - при непродолжительном раскрытии трещин;

б) из условия ограничения проницаемости конструкций (для конструкций, подверженных непосредственному давлению жидкостей, газов, сыпучих тел)

0,2 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм - при непродолжительном раскрытии трещин.

- Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие:

$$M \leq M_{crc},$$

где M - момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; при этом учитываются все нагрузки (постоянные и временные) с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$;

M_{crc} - момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

- Для центрально растянутых элементов условие по образованию трещин:

$$N \leq N_{crc},$$

где N_{crc} - продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин.

ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Усилие N_{crc} при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле:

$$N_{crc} = R_{bt,ser} A + 20 A_s ,$$

где **20(МПа)** - напряжение во всей арматуре перед образованием трещин в бетоне.

РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

$$M \leq M_{crc},$$

Изгибающий момент M_{crc} при образовании трещин определяется на основе деформационной модели с учетом неупругих деформаций растянутого бетона.

Допускается определять момент M_{crc} без учета неупругих деформаций бетона как для сплошного упругого тела по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W,$$

Если при этом условие $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$

не удовлетворяется, то момент образования трещин следует определять с учетом неупругих деформаций бетона.

где W - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна бетона:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t},$$

где I_{red} – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha,$$

где I, I_s, I'_s – моменты инерции соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры;

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ – коэффициент приведения арматуры к бетону;

y_t – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента.

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}},$$

где S_{red} – статический момент полного приведенного поперечного сечения относительно растянутой грани;

A_{red} – площадь приведенного сечения;

$$S_{red} = S + S_s \alpha + S'_s \alpha,$$

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha,$$

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений при действии момента в плоскости оси симметрии момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона допускается определять по формуле (4.4) с заменой значения W на $W_{pl} = W\gamma$, где γ - см. табл.

Таблица

Сечение	Коэффициент γ
Прямоугольное	1,30
Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

- Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s,$$

где σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки;

l_s – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки :

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемым равным :

0,5 – для арматуры периодического профиля;

0,8 – для гладкой арматуры;

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемым равным:

1,0 – для изгибаемых и внецентренно сжатых;

1,2 – для растянутых элементов.

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s, \quad 10d_s \leq l_s \leq 100\text{мм}, \quad 40d_s \geq l_s \leq 400\text{мм},$$

•Здесь A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона.

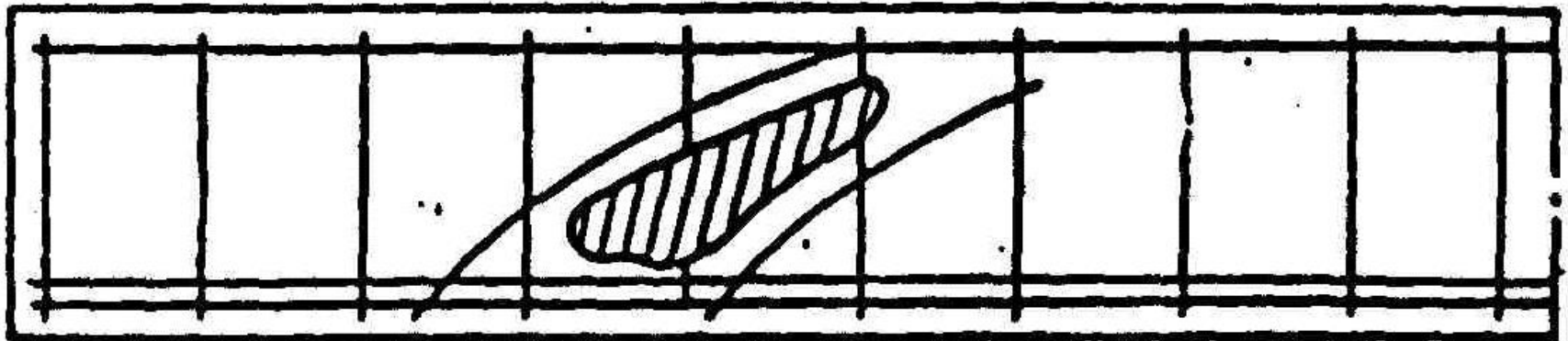
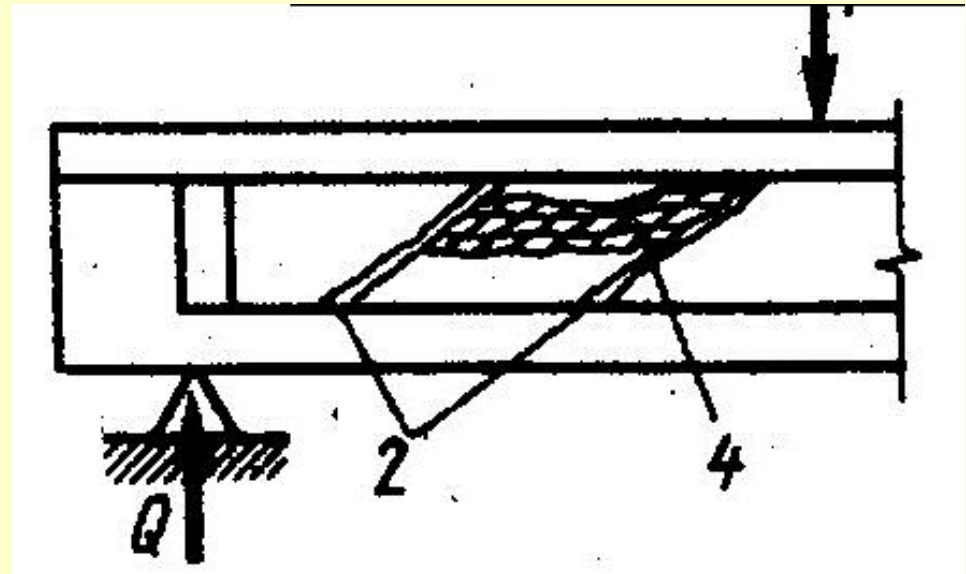
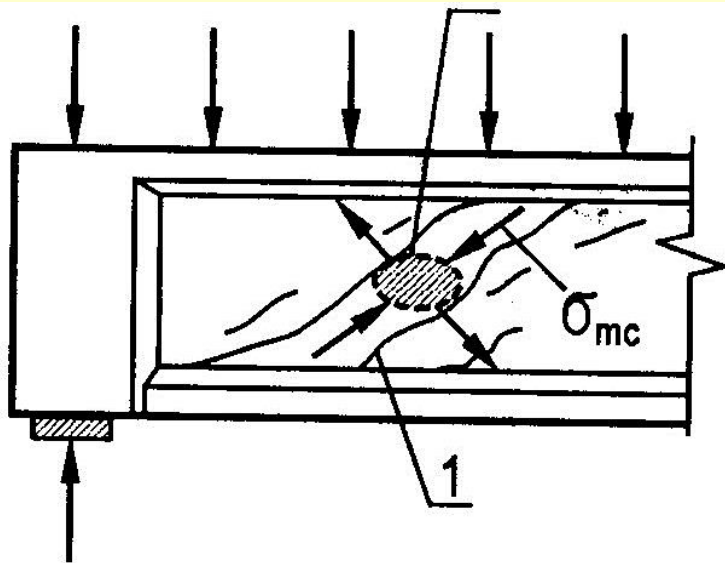
•При этом высота растянутой зоны бетона принимается не менее $2a$ и не более $0,5h$.

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

- Расчет элементов при действии поперечных сил должен обеспечить прочность:
 - по полосе между наклонными сечениями;
 - на действие поперечной силы по наклонному сечению;
 - на действие момента по наклонному сечению.

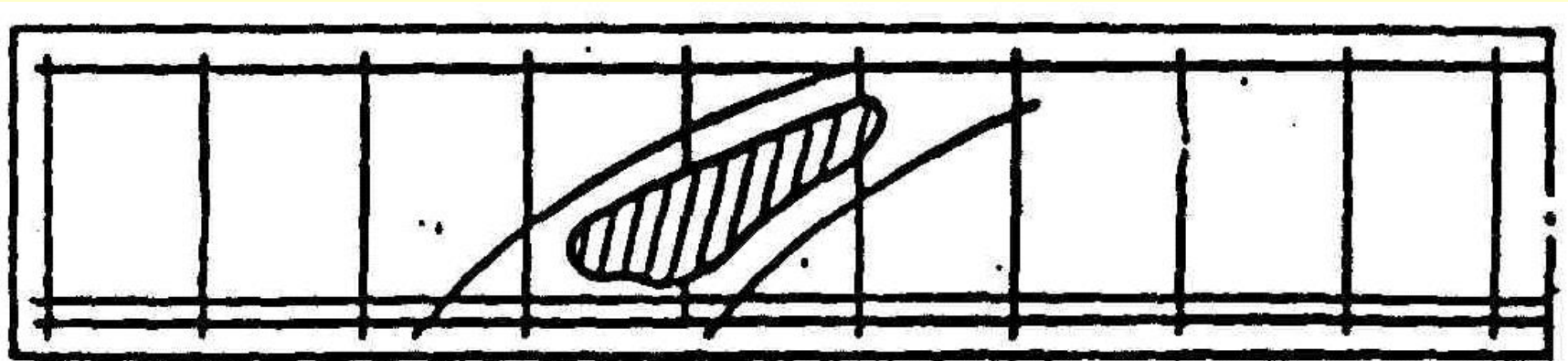
Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями



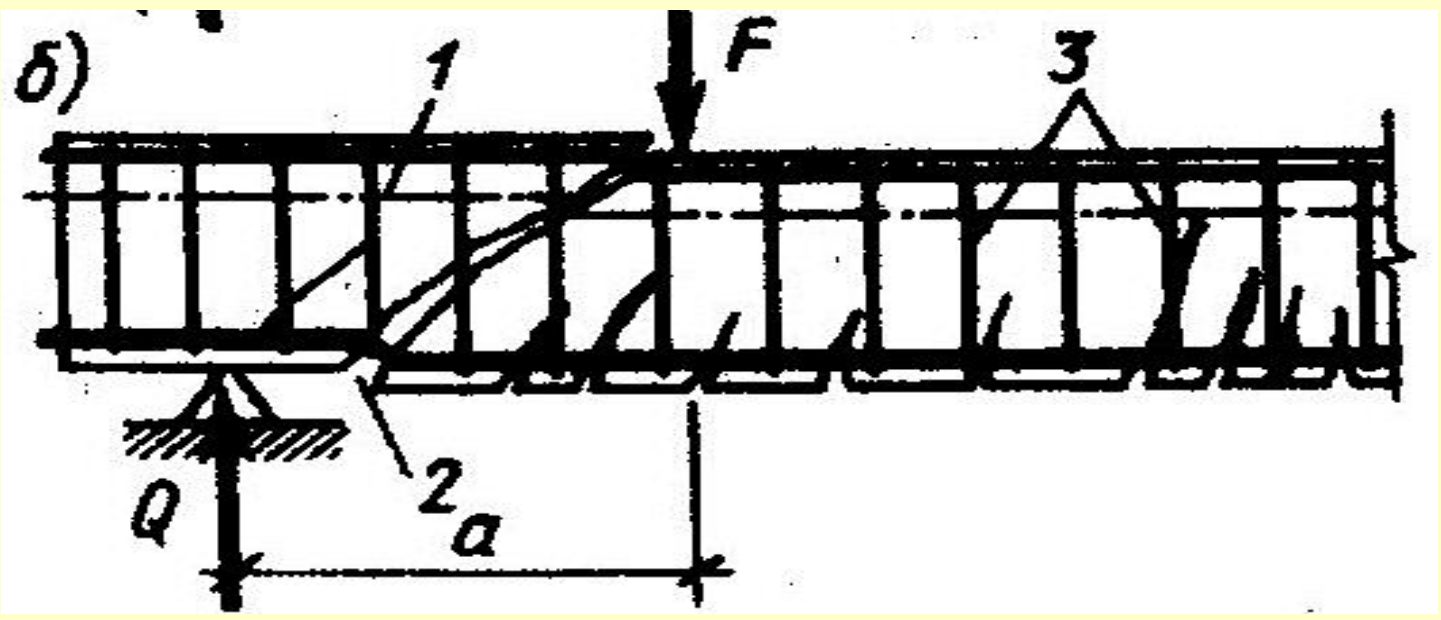
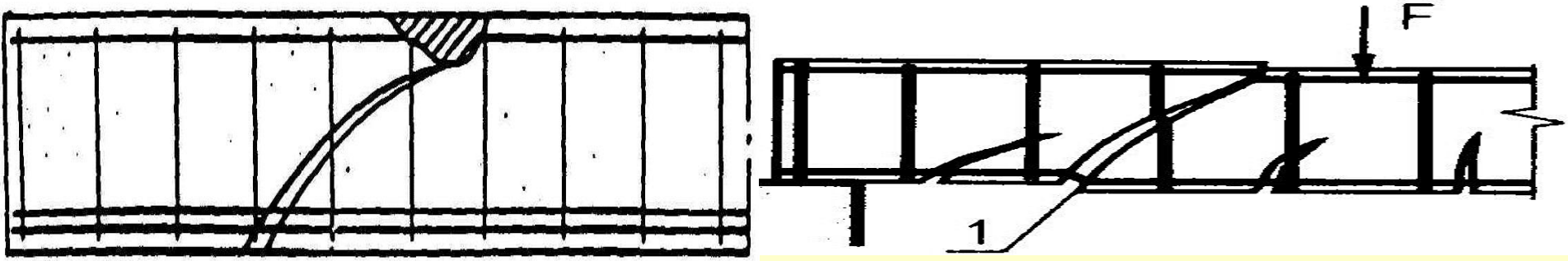
Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями



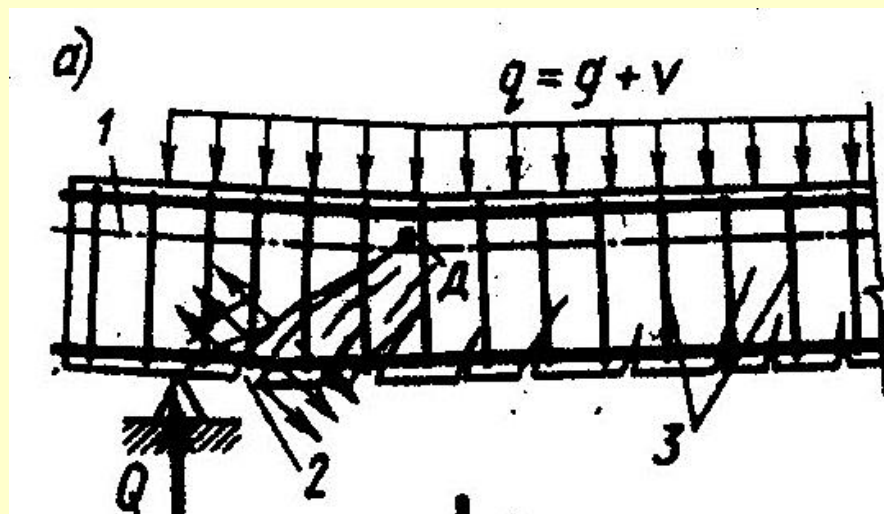
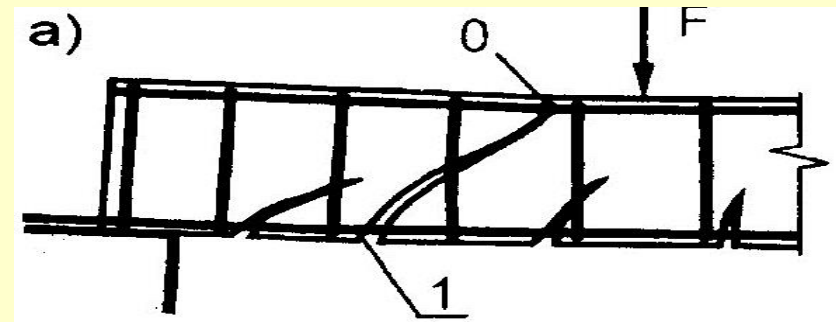
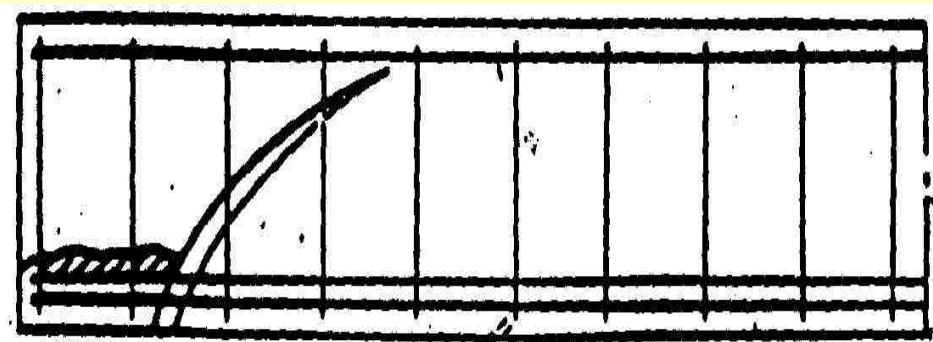
Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

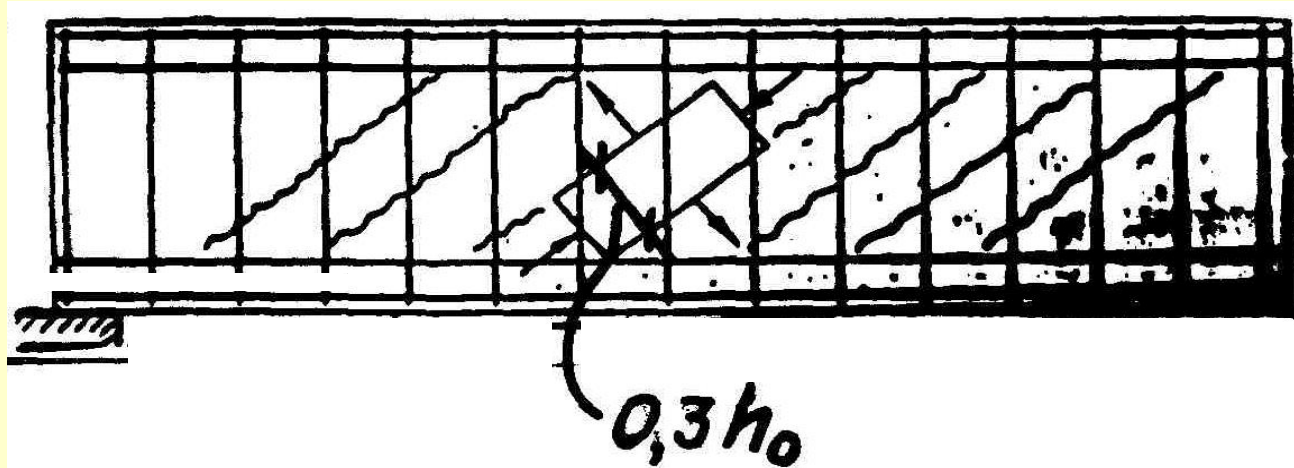


Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов



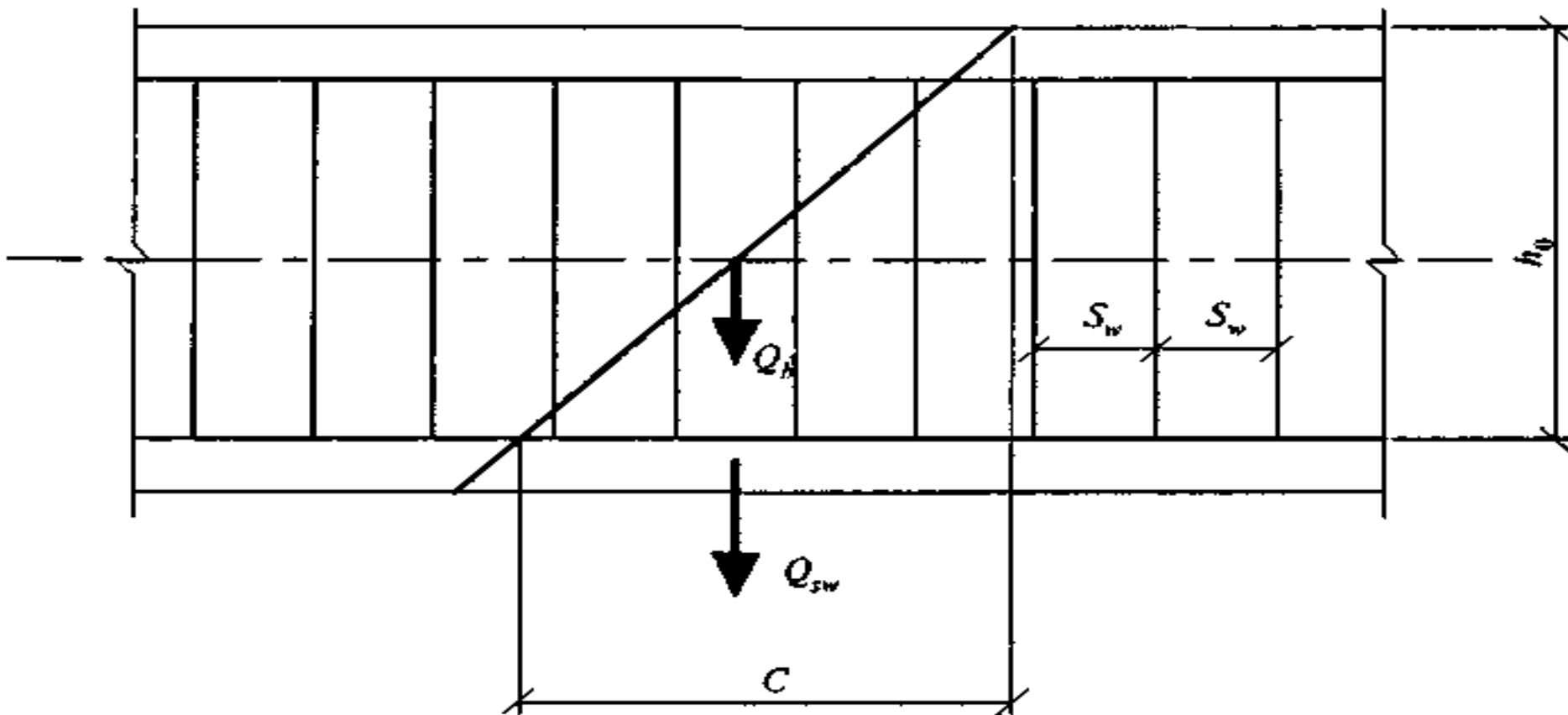
Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями



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

где Q - поперечная сила в нормальном сечении элемента;
 φ_{b1} - коэффициент, принимаемый равным $0,3$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил



Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c}; \quad 0,5R_{bt}bh_0 \geq Q_b \leq 2,5R_{bt}bh_0$$

$$M_b = \varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2; \quad \varphi_{b2} = 1,5$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw}q_{sw}c,$$

$$\text{где: } \varphi_{sw} = 0,75; \quad q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S_w}; \quad c \leq 2,0h_0$$

c_0 - длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_0$.

- Хомуты учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} > 0,25R_{bt}b \quad (3.49)$$

- Можно не выполнять это условие, если в формуле

$$M_b = \varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2$$

учитывать такое уменьшенное значение $R_{bt}b$, при котором условие (3.49) превращается в равенство, т.е. принимать $M_b = 6h_0^2q_{sw}$.

- При проверке условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

- в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях s , не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $3h_0$.

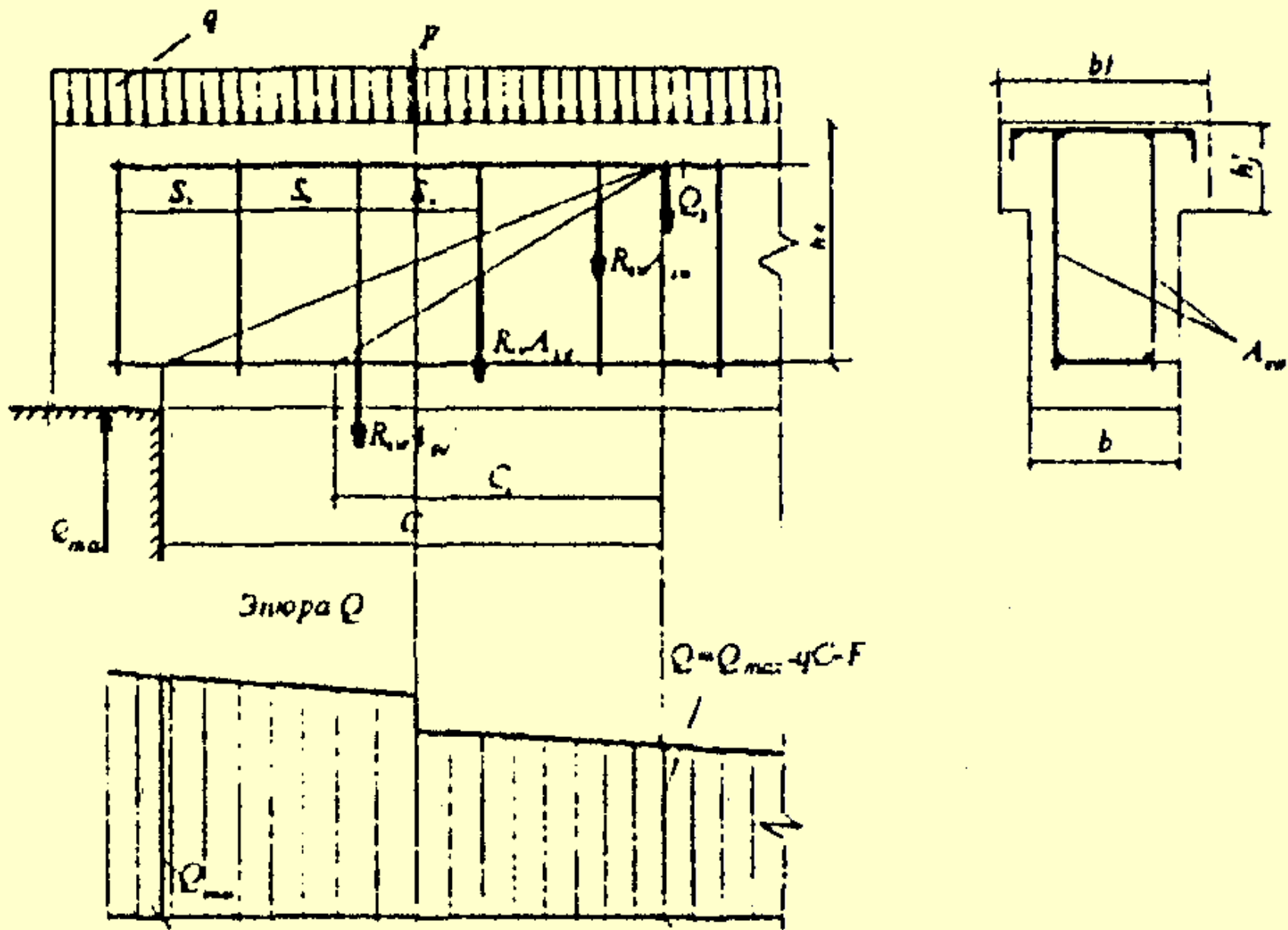


Схема усилий в наклонном сечении элементов с хомутами при расчете его на действие поперечной силы

- При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки q невыгоднейшее значение c принимают равным

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}},$$

- а если при этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} \quad \text{или} \quad \frac{q_{sw}}{R_{bt}} > 2,$$

следует принимать $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}},$

- где значение q_1 определяют следующим образом:
 - а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка q ,

$$q_1 = q;$$

- б) если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке q_v (т.е. когда эпюра моментов M от принятой в расчете нагрузки q_v всегда огибает эпюру M от любой фактической временной нагрузки),

$$q_1 = q - 0,5q_v$$

- При этом в условии

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

значение Q принимают равным

$$Q = Q_{\max} - q_1 c,$$

где Q_{\max} – поперечная сила
в опорном сечении.

- Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через q_{sw} , определяется следующим образом:
- при действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки q требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется в зависимости от

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} \quad \text{следующим образом:}$$

$$\text{если } Q_{b1} \geq 2M_b / h_0 - Q_{\max}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b};$$

$$\text{если } Q_{b1} < 2M_b / h_0 - Q_{\max}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{1,5h_0}$$

- при этом, если

$$Q_{b1} < R_{bt} b h_0,$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - 0,5 R_{bt} b h_0 3 h_0 q_1}{1,5 h_0}$$

- В случае, если полученное значение q_{sw} не удовлетворяет условию

$$q_{sw} > 0,25 R_{bt} b$$

его следует вычислять по формуле:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} / h_0 + 8 q_1}{1,5} - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max} / h_0 + 8 q_1}{1,5} \right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{1,5 h_0} \right)^2} \geq \frac{Q_{\max} / h_0 + 3 q_1}{3,5}$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов

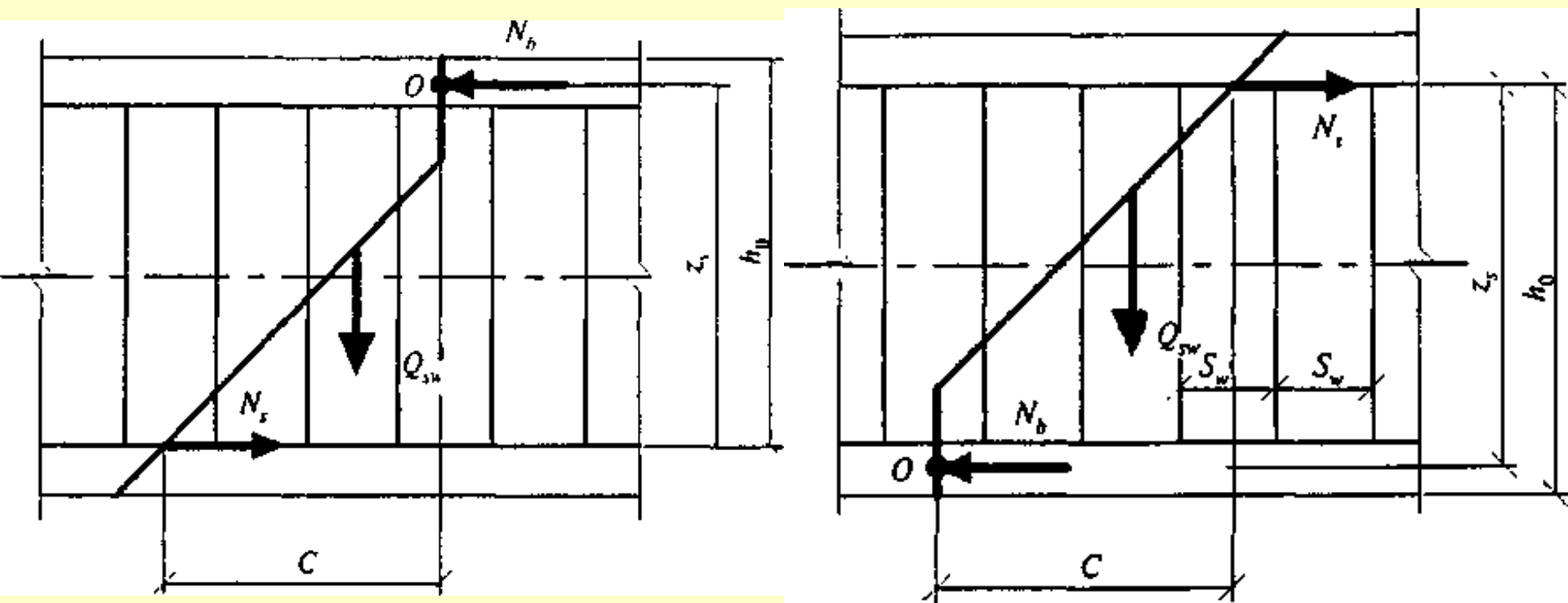


Рисунок 6.9 - Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов

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

$$M_s = N_s z_s$$

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c$$

$$npu \ c = 2,0 h_0$$

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} h_0^2$$

Поперечное армирование

- Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

- Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура.
- Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают ***не менее 6 мм.***
- В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

- В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом *не более $0,5h_0$ и не более 300 мм.*
- В сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой *менее 300 мм* и в балках (ребрах) высотой *менее 150 мм* на участке элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

- В балках и ребрах высотой ***150 мм и более***, а также в часторебристых плитах высотой ***300 мм и более***, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом ***не более $0,75h_0$ и не более 500 мм***.

- В изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры с целью предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом *не более $15d$ и не более 500 мм* (d - диаметр сжатой продольной арматуры).

- Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, *более 1,5%*, - поперечную арматуру следует устанавливать с шагом *не более 10d и не более 300 мм*.
- Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия поперечных сил должна иметь надежную анкеровку по концам путем приварки или охвата продольной арматуры, обеспечивающую равнопрочность соединений и поперечной арматуры.

Конструктивные особенности сжатых железобетонных элементов

К центрально сжатым элементам условно относят: промежуточные колонны зданий и сооружений, верхние пояса ферм, загруженных по узлам, восходящие раскосы и стойки ферм.

В действительности, по ряду причин (несовершенство геометрических форм элементов конструкций, отклонение их реальных размеров от проектных, неоднородности бетона и т.д.) происходит внецентренное сжатие со случайными эксцентриситетами.

Сжатые элементы со случайными эксцентриситетами выполняют чаще квадратными или прямоугольными, реже круглыми, многогранными или двутавровыми .

Размеры поперечного сечения квадратных и прямоугольных колонн назначают кратными *50мм*, а при размере *более 500мм* кратными *100мм*.

Монолитные колонны с поперечными *менее 250мм* применять не рекомендуется из-за сложности обеспечения необходимого качества бетонирования.

В условиях внецентренного сжатия находятся колонны одноэтажных производственных зданий, верхние пояса безраскосных ферм, стены прямоугольных в плане резервуаров, в том числе подземных.

В них действуют M, N, Q .

Расстояние между продольной осью элемента и осью приложения сжимающей силы называется эксцентриситетом.

Для статически определимых конструкций значение эксцентриситета:

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a$$

где e_a – случайный эксцентриситет.

Для статически неопределимых конструкций:

$$e_0 = \frac{M}{N} \geq e_a$$

Случайный эксцентриситет принимается:

$$e_a \geq \frac{l}{600};$$

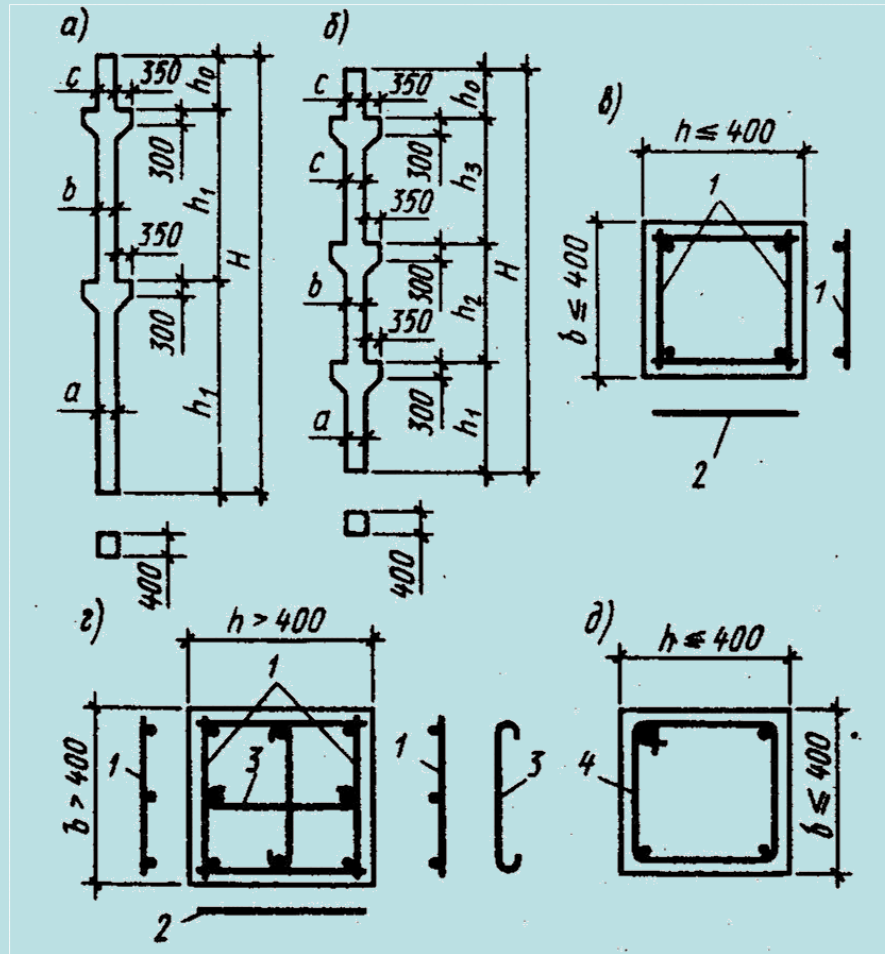
$$e_a \geq \frac{h}{30};$$

кроме того,

для сборных конструкций :

$$e_a \geq 10\text{мм}$$

КОЛОННЫ



a – длиной на два этажа; *б* – длиной на три этажа;
в, г, д – армирование колонн со случайными эксцентриситетами; 1
– сварные плоские каркасы; соединительные стержни; 3
– шпильки; 4 – хомуты вязаных каркасов

Для сжатых элементов применяют бетон *не ниже В15*, а для сильно нагруженных - *не менее В25*.

Диаметр стержней продольной арматуры колонн *12...40мм*, класс арматуры *A-III(A400)*,

класс поперечной арматуры *A-III(A400)*,
A-II(A300), *A-I(A240)*, *Вр-I(B500)*.

Коэффициент армирования элементов сжатых со случайными эксцентриситетами определяют по формуле:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}$$

где A_s – суммарная площадь сечений продольных стержней (в практике обычно принимают *не более 3%*).

Армирование внецентренно сжатых стержней составляет *0,5...1,2%* площади сечения элемента.

Продольные стержни размещают вблизи коротких граней поперечного сечения элемента:

- арматуру S с площадью сечения A_s у грани, более удаленной от сжимающей силы,
- арматуру S' с площадью сечения A'_s у грани, расположенной ближе к продольной силе.

Если площади сечения арматуры S и S' одинаково, то армирование называют симметричным.

Симметричное армирование удобнее.

Минимальная площадь сечения продольной арматуры S и S' во внецентренно сжатых элементах принимается:

$\mu_{min} = 0,1\%$ при гибкости $\lambda = l_0 / i \leq 17$
(для прямоугольных сечений $\lambda = l_0 / h \leq 5$);

$\mu_{min} = 0,25\%$ при гибкости $\lambda = l_0 / i \geq 87$
(для прямоугольных сечений $\lambda = l_0 / h \geq 25$);

для промежуточных значений μ_{min}
определяют по интерполяции.

Гибкость сжатых элементов принимается не более $\lambda \leq 200$, а для колонн зданий $\lambda \leq 120$.

Рабочие стержни располагают как можно ближе к верхней поверхности элемента, толщина защитного слоя бетона должна быть не менее диаметра и *не менее 20мм*.

Колонны сечения до **400×400мм** можно армировать четырьмя продольными стержнями.

Наименьшее расстояние между ними в свету допускается **50мм** при вертикальном бетонировании, при горизонтальном бетонировании – **25мм** для нижней и **30мм** для верхней арматуры.

Расстояние между продольными рабочими стержнями должно быть *не более 400мм* .

Расстояние между поперечными стержнями должна быть не более $S \leq 15d$ и *не более 500мм*.

Диаметр поперечных стержней сварных каркасов должен удовлетворять условиям свариваемости, диаметр хомутов вязаных каркасов *не менее 6 мм* и *не менее $0,25d$* (d -наибольший диаметр продольной арматуры).

Толщина защитного слоя стержней поперечной арматуры *не менее 15мм* и *не менее d_w* (диаметра поперечной арматуры).

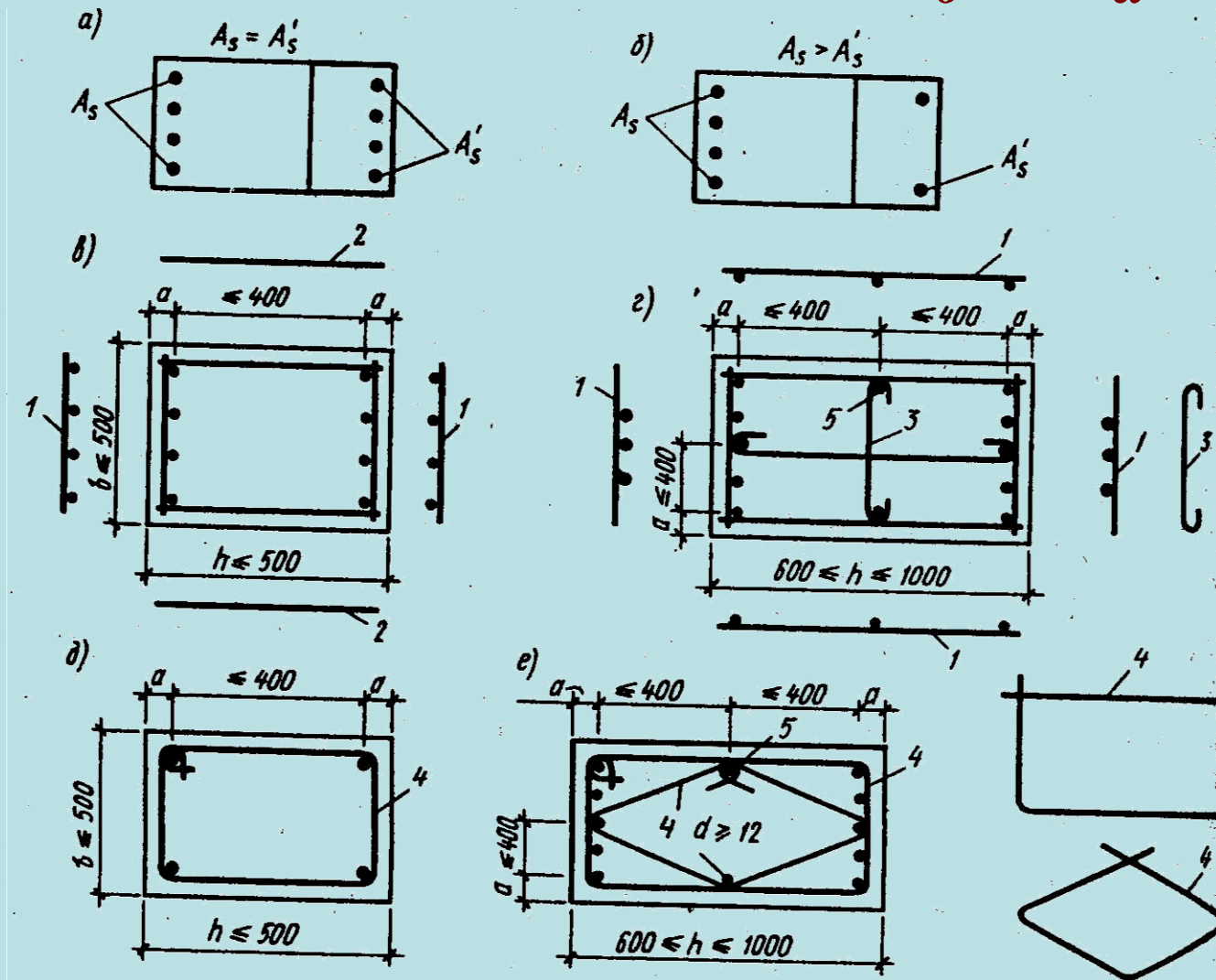
Если насыщение продольной арматурой $S' > 1,5\%$, то расстояние между поперечными стержнями *не более $10d$* и *не более 300мм.*

В местах стыка каркасов на длине перепуска стержней должно быть *не более $10d$* и *не более 300мм.*

При армировании внецентренно сжатых элементов плоскими сварными каркасами два крайних каркаса должны быть соединены один с другим для образования пространственного каркаса.

Если крайние плоские каркасы имеют промежуточные продольные стержни, эти стержни *не реже чем через 400мм* по ширине грани элемента должны связываться с продольными стержнями, расположенными у противоположной грани, с помощью шпилек.

АРМИРОВАНИЕ КОЛОНН С $e_0 > e_a$

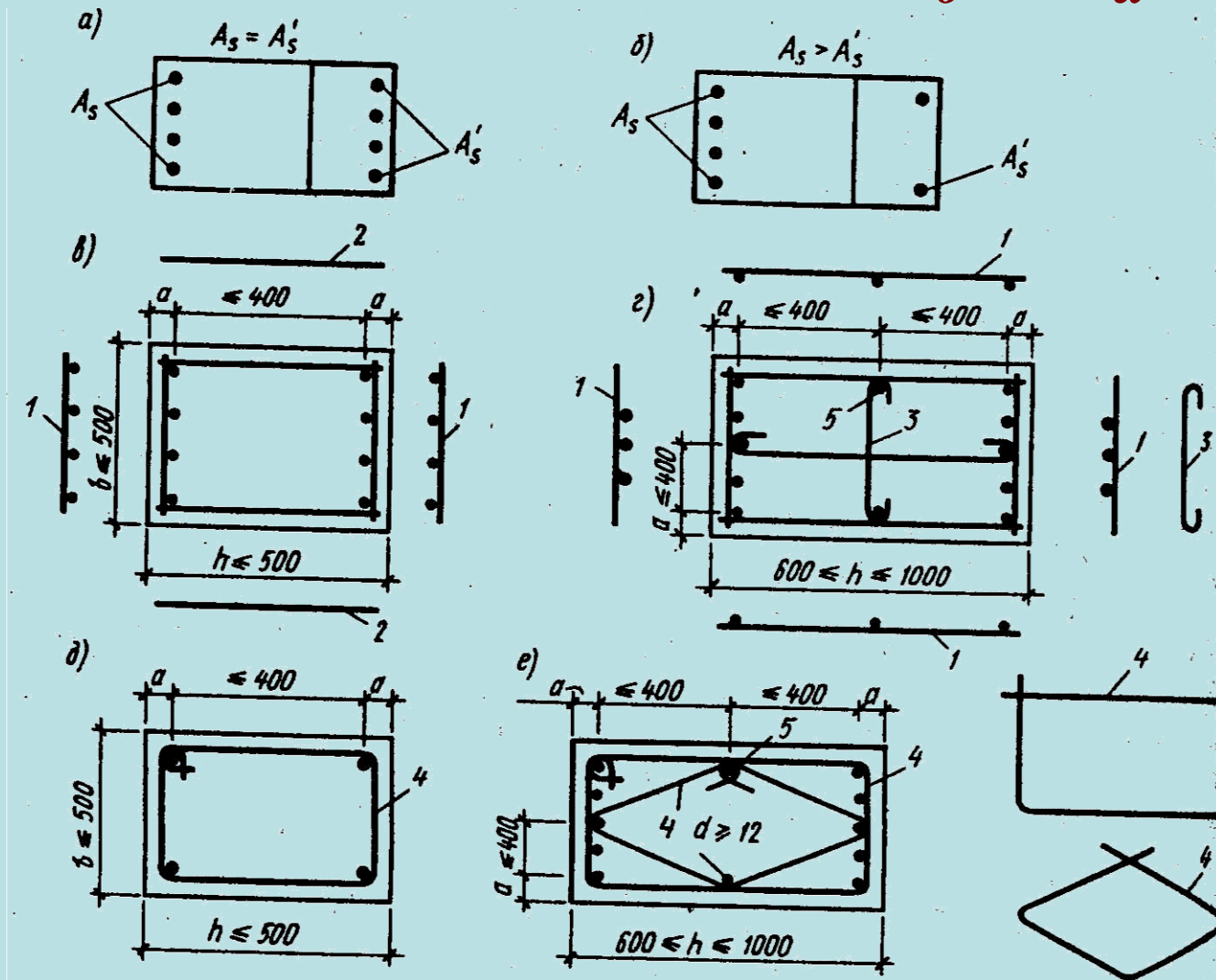


1 – сварные плоские каркасы; 2 – соединительные стержни;
 3 – шпильки; 4 – хомуты вязанные; 5 – конструктивная арматура

При больших размерах сечения элемента
рекомендуется устанавливать
промежуточные плоские сварные сетки.

Конструкции вязаных хомутов должны быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегиба хомутов, а эти перегибы на расстоянии *не более 400мм* по ширине грани элемента.

АРМИРОВАНИЕ КОЛОНН С $e_0 > e_a$



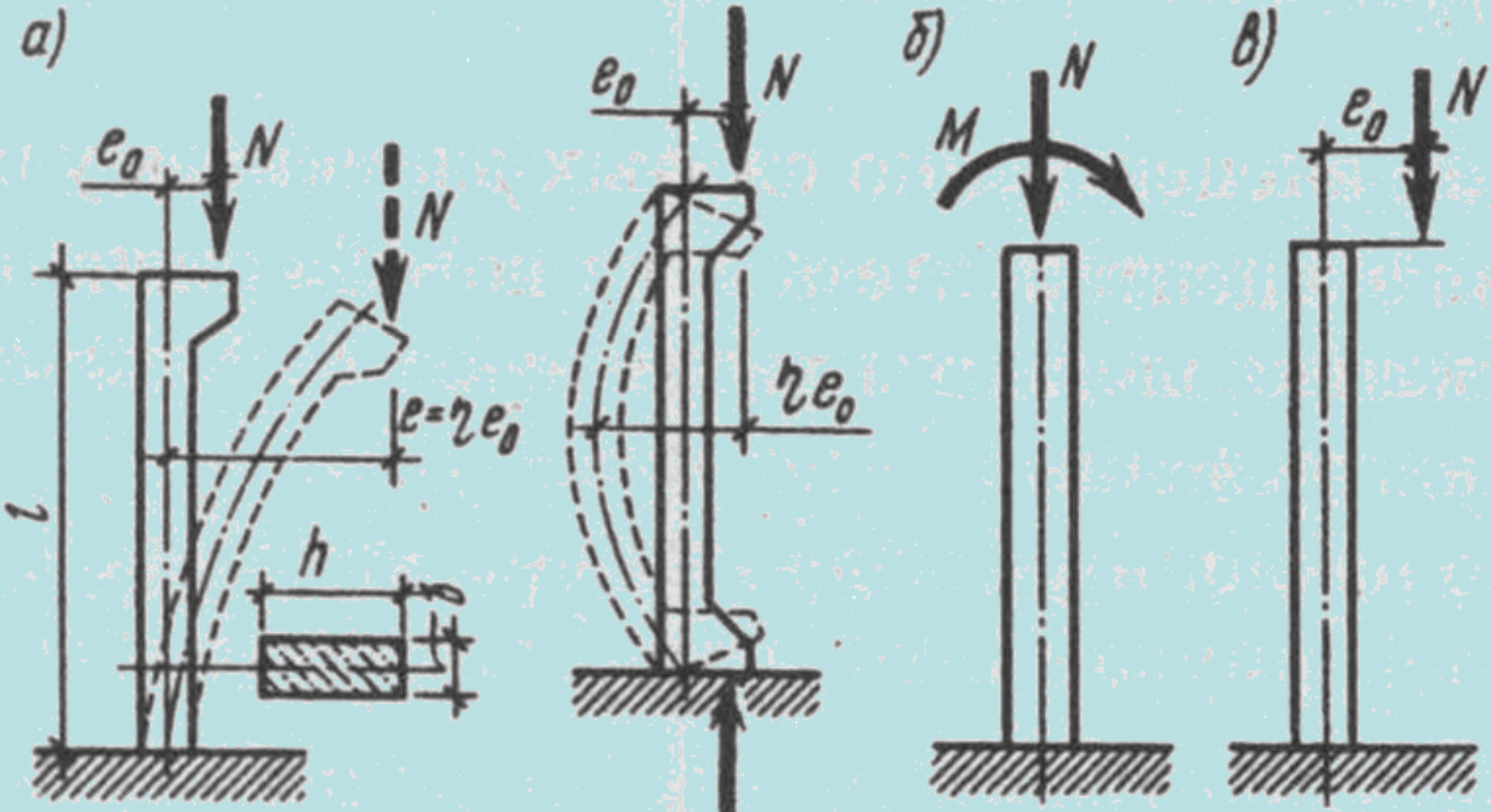
1 – сварные плоские каркасы; 2 – соединительные стержни;
 3 – шпильки; 4 – хомуты вязаные; 5 – конструктивная арматура

При ширине грани **не более 400мм** и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Допускается независимо от ширины грани и числа стержней не располагать промежуточные стержни в перегибах хомутов, если эти стержни стоят от угловых стержней не далее чем на $15d_w$.

На концах вязанных хомутов должны предусматриваться крюки.

СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ



УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ПРОГИБА ЭЛЕМЕНТОВ

- Влияние прогиба элемента на момент продольной силы (или ее эксцентриситет e_0) учитывается, как правило, путем расчета конструкции по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации бетона и арматуры, а также наличие трещин.
- Допускается производить расчет конструкции по недеформированной схеме, а влияние прогиба элемента учитывать путем умножения моментов на коэффициенты η_v и η_h в соответствии с формулой:

$$M = M_v \eta_v + M_h \eta_h + M_t$$

- где M_v - момент от вертикальных нагрузок, не вызывающих заметных горизонтальных смещений концов;
- η_v - коэффициент, принимаемый равным:
 - для сечений в концах элемента:
 - при податливой заделке - 1,0;
 - при жесткой заделке - по формуле (3.86);
 - для сечений в средней трети длины элемента - по формуле (3.86);
 - для прочих сечений - по линейной интерполяции;

- M_h - момент от нагрузок, вызывающих горизонтальное смещение концов (ветровых и т.п.);
- η_h - коэффициент, определяемый по формуле (3.86);
- M_t - момент от вынужденных горизонтальных смещений концов (т.е. смещений, не зависящих от жесткости элемента, например, от температурных деформаций перекрытий и т.п.).
- Моменты, используемые в настоящем пункте, допускается определять относительно центра тяжести бетонного сечения.

•Значение коэффициента $\eta_{v(h)}$ при расчете конструкции по недеформированной схеме определяется по формуле

$$\eta_{v(h)} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

где N_{cr} - условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2}$$

l_0 - расчетная длина элемента, определяемая для коэффициентов η_v и η_h ;

- D - жесткость железобетонного элемента в предельной стадии, определяемая по формулам:
- для элементов любой формы сечения

$$D = \frac{0,15E_b I}{\varphi_1(0,3 + \delta_e)} + 0,7E_s I_s$$

- для элементов прямоугольного сечения с арматурой, расположенной у наиболее сжатой и у растянутой (менее сжатой) грани элемента

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_1(0,3 + \delta_e)} + 0,175\mu\alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right]$$

- I и I_s - момент инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения;

- φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента и равный

$$\bullet \varphi = 1 + M_{1l} / M_1 \leq 2;$$

- M_1 и M_{1l} - моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия всех нагрузок и от действия постоянных и длительных нагрузок;

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2}$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2}$$

- δ_e - коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее $0,15$.

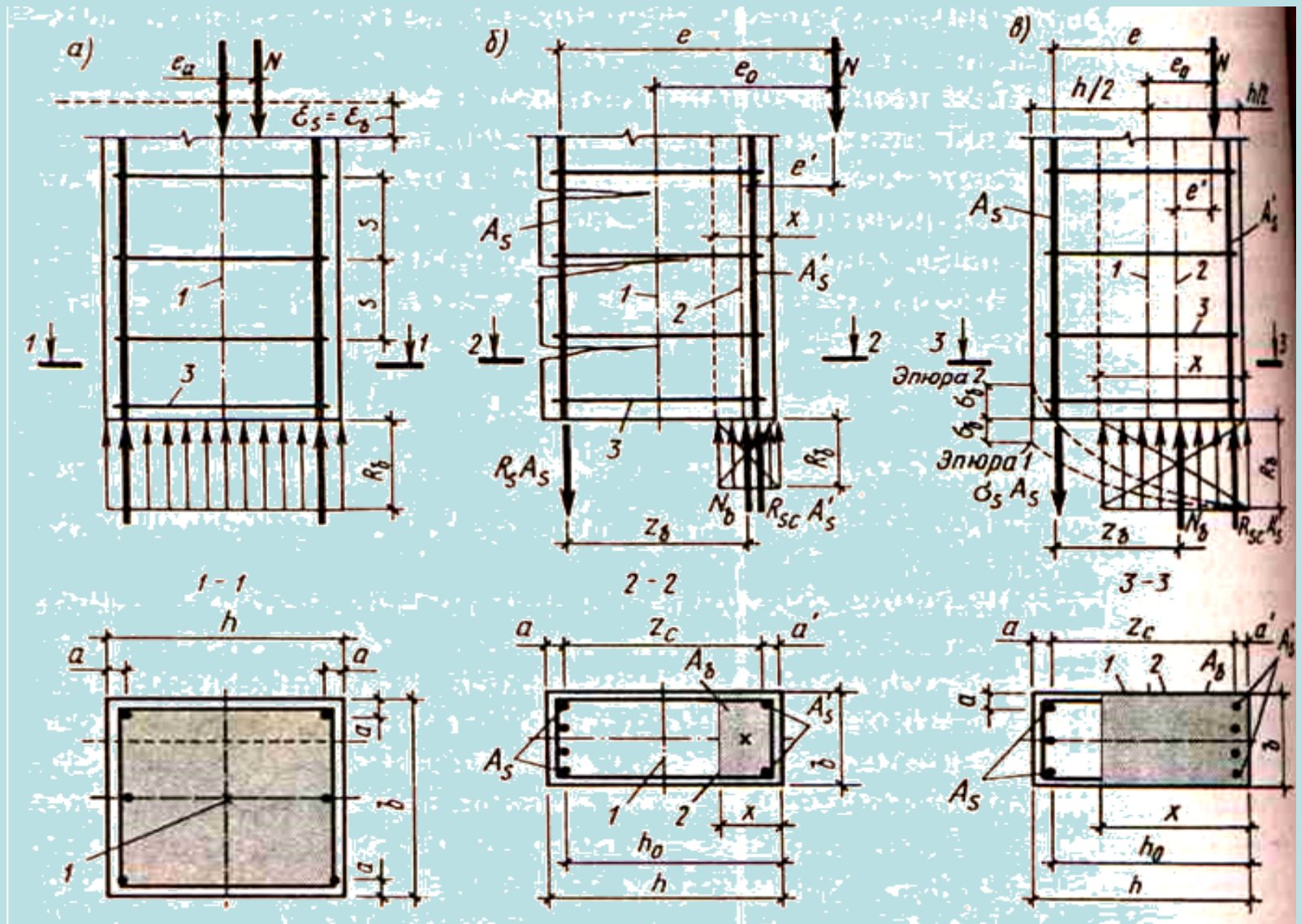
$$\mu\alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \cdot \frac{E_s}{E_b}$$

- При гибкости элемента $l_0/i < 14$ (для прямоугольных сечений - при $l_0/h < 4$) можно принимать $\eta_{v(h)} = 1,0$.
- При $N > N_{cr}$ следует увеличивать размеры сечения.

- Расчетная длина l_0 принимается равной:
- а) при вычислении коэффициента η_v , а также при расчете элемента на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом для элементов:
 - с шарнирным опиранием на двух концах - $1,0 l$;
 - с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце:
 - с жесткой заделкой – $0,7l$;
 - с податливой заделкой - $0,9l$;
 - с заделкой на двух концах:
 - жесткой - $0,5l$;
 - податливой – $0,8l$;
 - с податливой заделкой на одном конце и с жесткой заделкой на другом - $0,7l$;

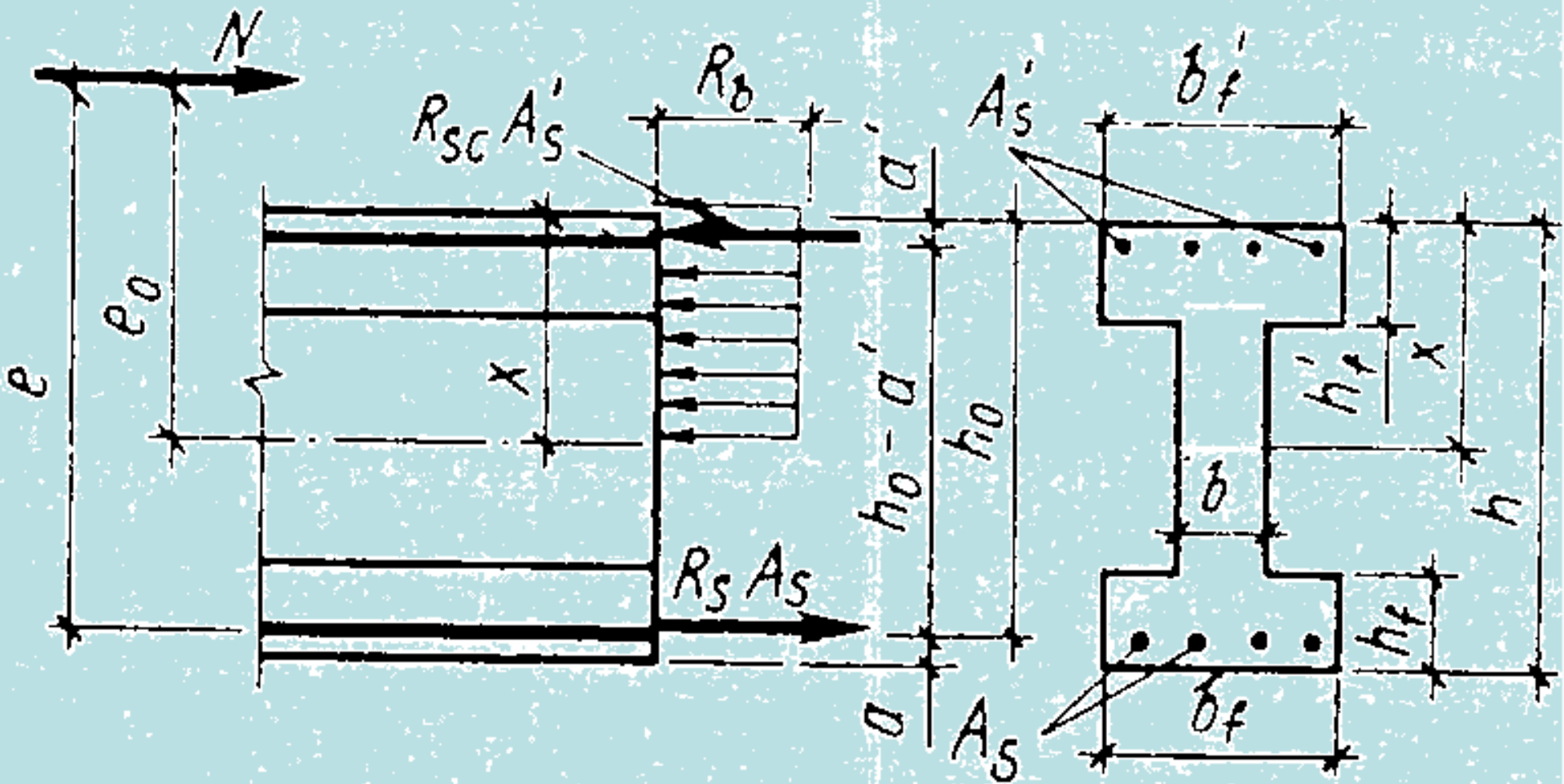
- б) при вычислении коэффициента η_h для элементов:
 - с шарнирным опиранием на одном конце, а на другом конце
 - с жесткой заделкой - $1,5l$;
 - с податливой заделкой - $2,0l$;
 - с заделкой на двух концах:
 - жесткой - $0,8l$;
 - податливой - $1,2l$;
 - с податливой заделкой на одном конце и с жесткой заделкой на другом - l ;
 - с жесткой заделкой на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) – $2l$.
- Здесь l - расстояние между концами элемента.

РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

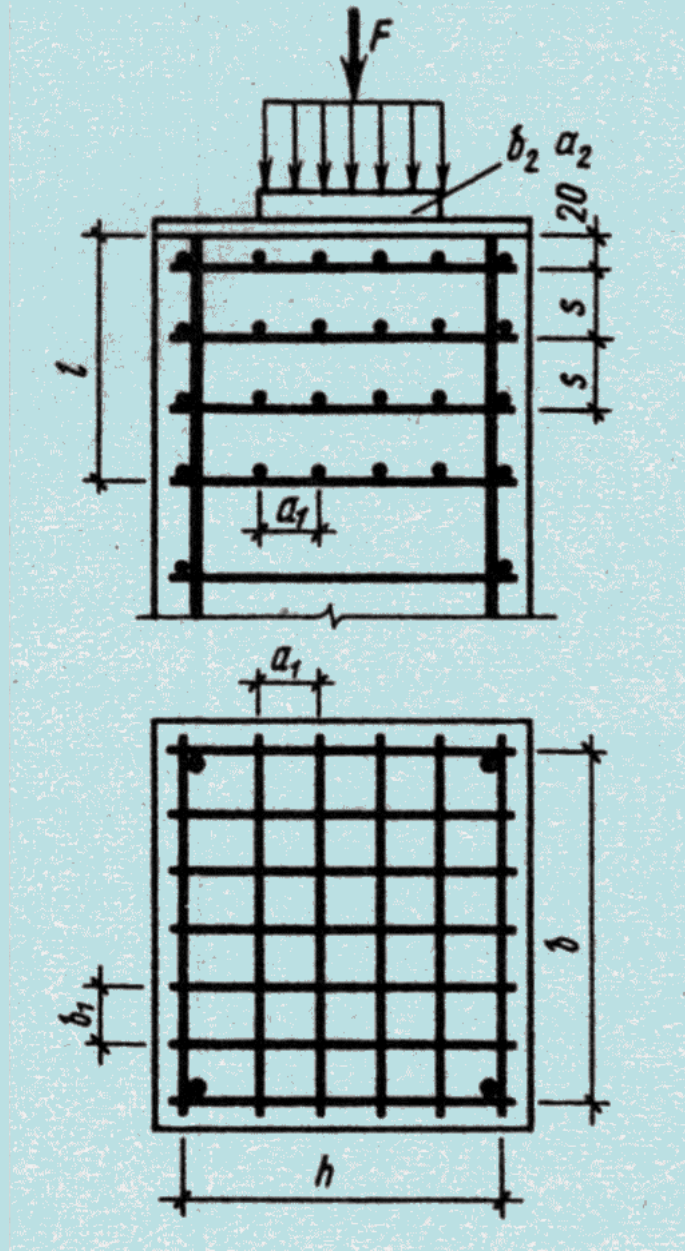


а – при случайных эксцентриситетах e_a ; б – при $x \leq \xi_R \cdot h_0$; в – при $x > \xi_R \cdot h_0$;
 1 – геометрическая ось элемента; 2 – центр тяжести бетона сжатой зоны; 3 - хомуты

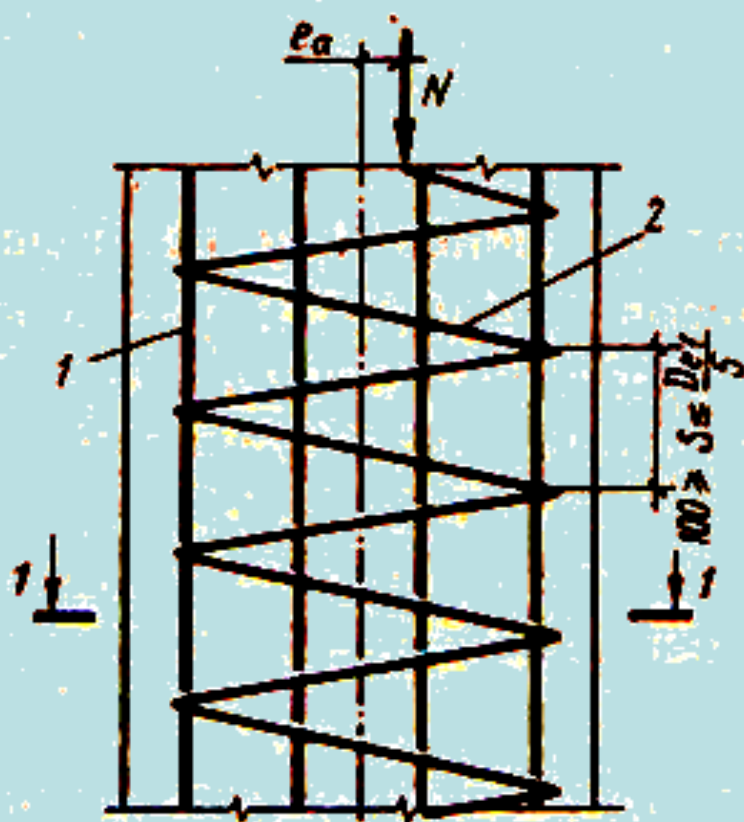
ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЙ ЭЛЕМЕНТ ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ



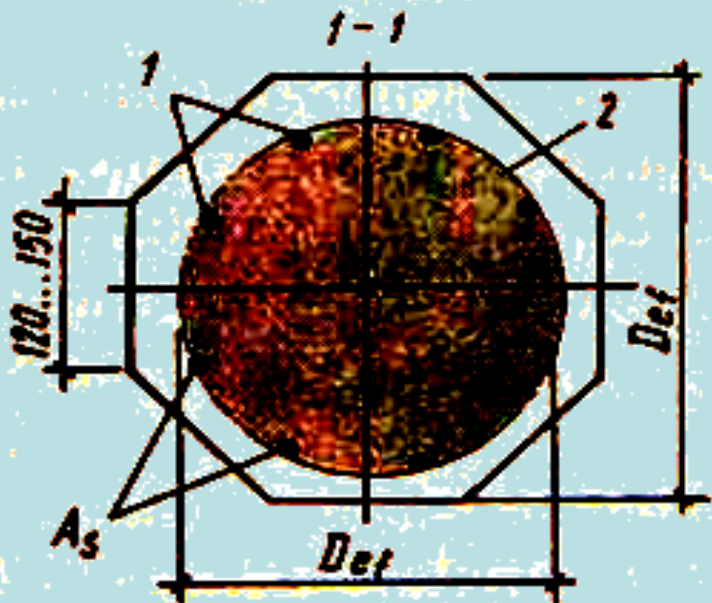
МЕСТНОЕ АРМИРОВАНИЕ СЕТКАМИ (КОСВЕННОЕ АРМИРОВАНИЕ)



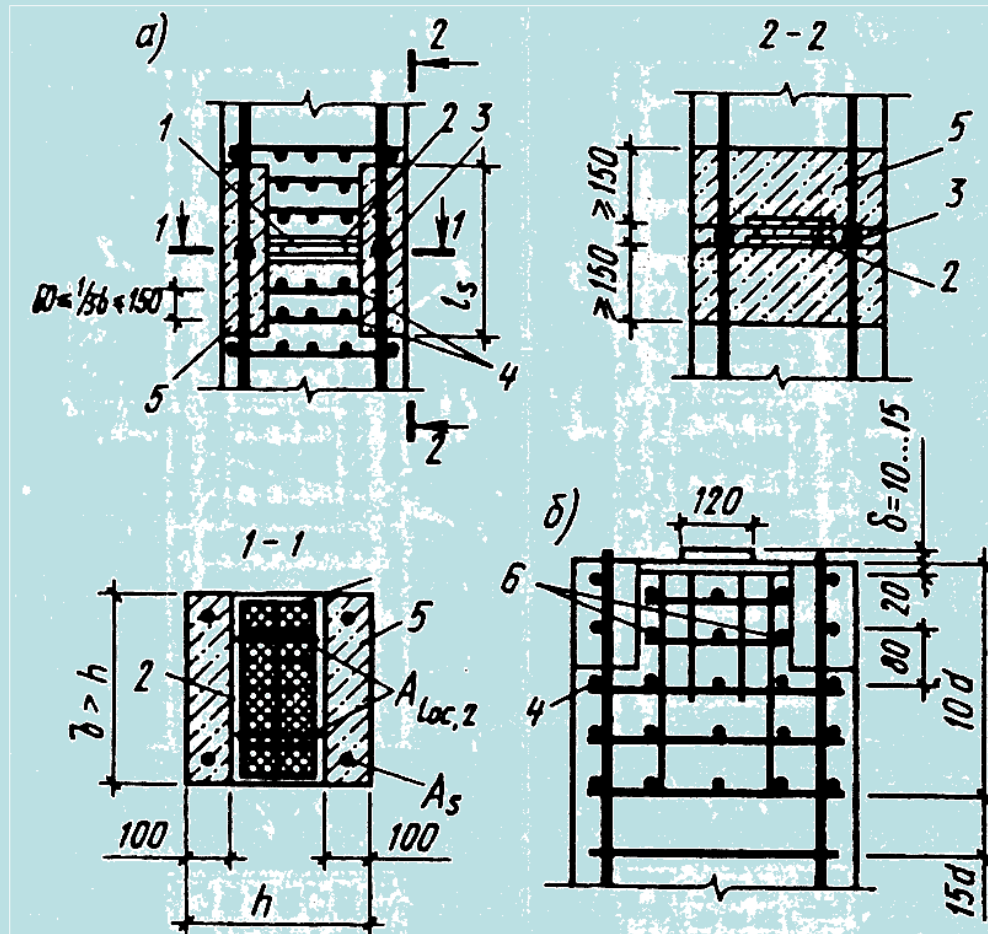
РАСЧЕТНАЯ СХЕМА КОЛОННЫ СО СПИРАЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ



- 1 – продольная (рабочая) арматура;
- 2 – спиральная арматура

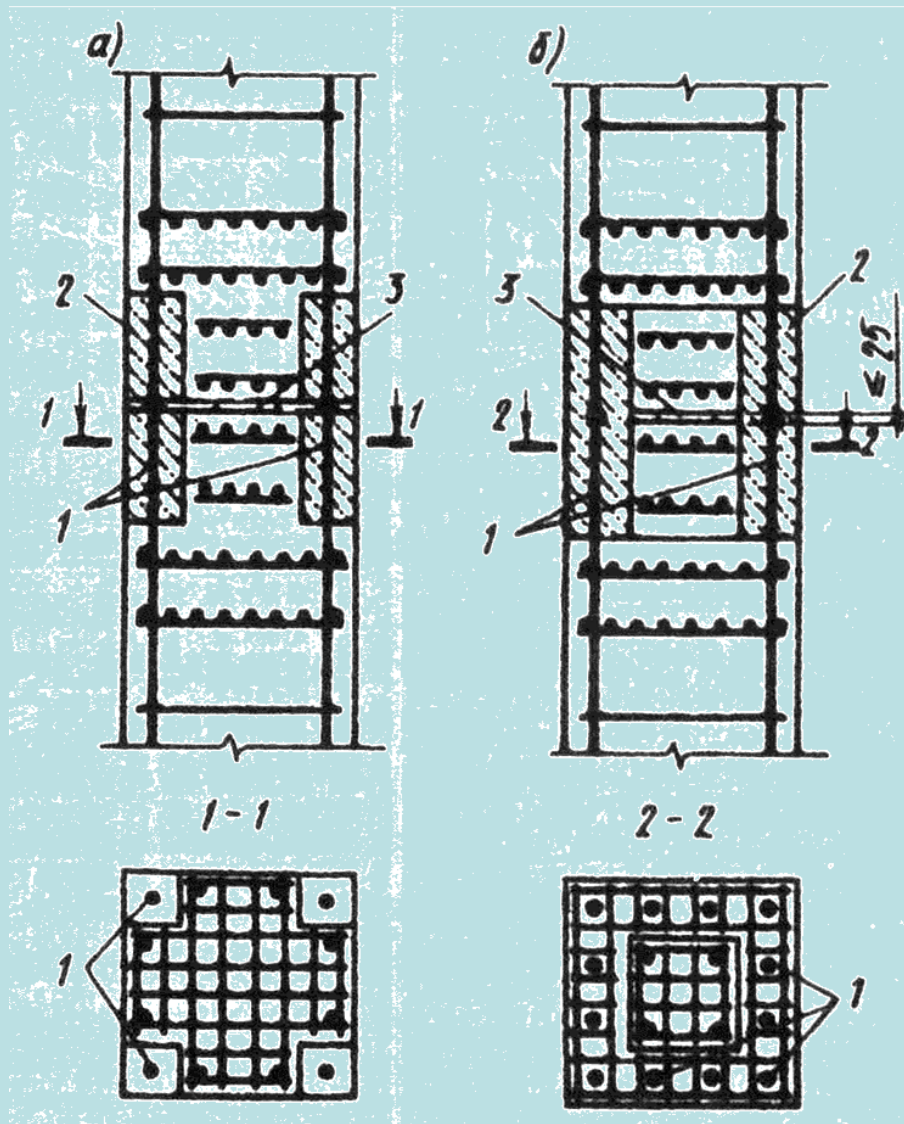


ЖЕСТКИЙ СТЫК КОЛОНН (ТИП I)



а – схема стыка; **б** – деталь оголовника; **1** – центрирующая прокладка, $\delta = 5...10$ мм; **2** – распределительный лист, $\delta = 5...10$ мм; **3** – ванная сварка выпусков; **4** – сетки косвенного армирования торца колонны; **5** – бетон замоноличивания; **6** – монтажные стержни диаметром 16 мм из стали Вр-I (В 500) для крепления сеток

ЖЕСТКИЙ СТЫК КОЛОНН (ТИП I I)



а – при четырех угловых выпусках; **б** – при выпусках, расположенных по периметру сечения; **1** – арматурные выпуски; **2** – бетон замоноличивания в подрезках; **3** – центрирующая прокладка