

Съдържанието на методическите указания е насочено към проектиране монолитни скелетни конструкции на сгради от обикновен бетон.

Тук са събрани необходимите изходни данни и са дадени указания за изляване и конструиране на основните носещи елементи — плочи, греди, колони, стълбища и фундаменти.

Съдържанието на указанията е съобразено с учебната програма на специалността ПГС при УАСГ, с българската нормативна база и с традициите. Няколкократно дискусионни положения от сегашните Н.П. са дадени в алтернативен вариант — съгласно препоръките на Е.С. Освен това обичайната форма на кон таблица и изчислителни процедури е променена, с цел доближаване до практиката в европейски образци.

Участието на авторите е, като следва: гл. 1 — гл. ас. инж. Д. Димитров; гл. 2 — гл. ас. инж. Ат. Георгиев; гл. 3 — гл. ас. инж. Й. Милев; гл. 4 — гл. ас. инж. Б. Захариева; гл. 5 — гл. ас. к.т.н. инж. Ат. Николов; гл. 6 — гл. ас. М. Адреев; гл. 7 — доц. к.т.н. инж. Л. Оксанович

В това трето по ред издание, осъществено в голяма степен благодарение на организационното умение на гл. ас. к.т.н. инж. Борянка Захариева, част от недостатъците на предишните издания са отстранени. Авторите ще приемат с одарност всички препоръки, целящи подобряване на съдържанието и формата.

Методическите указания са предназначени за специалността ПГС, но могат да се ползват и от другите специалности на УАСГ, изучаващи дисциплина "Стоманобетон".

1. Плочи	9
2. Греди	36
3. Колони	74
4. Рамки	101
5. Стълбища	109
6. Фундаменти	117
7. Приложения	134
8. Литература	148

ИЗПОЛЗВАНИ СЪКРАЩЕНИЯ

- Н. Н. В.** -- Норми за натоварвания и въздействия върху сгради и съоръжения, 1988
- Н. П.** -- Норми за проектиране на бетонни и стомано-бетонни конструкции, 1988
- П. Ф.** -- Плоско фундиране. Правилник за проектиране, 1983
- Е. С.** -- EUROCODE № 2; Design of Concrete Structures. Part 1; General Rules and Rules for Buildings 1989

ОСНОВНИ БУКВЕНИ ОЗНАЧЕНИЯ

Латински главни букви

- A_s, A_c – площ на сечението на армировката, разположена при ръба, подложен на опън (респ. на натиск) от огъващия момент
- M – изчислителен огъващ момент
- N – изчислителна нормална сила
- Q – изчислителна напречна сила
- R_b, R_{bc} – изчислително съпротивление на бетона на натиск (респ. на опън)
- R_s – изчислително съпротивление на армировката

Латински малки букви

- a, a' – Разстояние от центъра на тежестта на армировката с площ A_s (респ. A_c) до ръба, подложен на опън (респ. на натиск) от огъващия момент
- b – широчина на правоъгълно сечение; широчина на стъблото на "Г" или двойно "Г" сечение
- c – номинално бетонно покритие на армировката
- d – номинален диаметър на армировъчен прът
- g – изчислителен постоянен разпределен товар
- h, h_0 – височина (респ. полезна височина) на сечението
- l – изчислително подпорно разстояние
- $l_{ap}, l_{ap'}$ – дължина на закотвяне (респ. на снаждане чрез застъпване) на армировката
- p – изчислителен пълен разпределен товар
- v – изчислителен временен разпределен товар
- x – височина на натисковата зона на сечение
- z – рамо на вътрешната двоица в сечение

Гръцки букви

- γ_f – коефициент за натоварване
- μ – коефициент на армиране за армировката с площ A_s
- μ_{max}, μ_{min} – максимален (респективно минимален) коефициент на армиране за армировката с площ A_s
- ξ, ξ_D – относителна (респ. гранична относителна) височина на натисковата зона на сечение
- η – относително рамо на вътрешната двоица в сечение

1. ПЛОЧИ

В главата са разгледани правоъгълни в план стоманобетонни плочи, подпирени по контура си и натоварени с равномерно разпределено натоварване.

Проектирането им се извършва в следния ред:

- (1) избор на дебелина h на плочата и на бетонно покритие c на армировката (т. 1.1);
- (2) определяне на натоварването (т. 1.2);
- (3) статическо изчисляване (т. 1.3);
- (4) оразмеряване (т. 1.4). При констатиране на неподходящ избор на h е необходимо връщане в (1);
- (5) проверка за провисване, ако е необходимо (т. 1.5). Ако се наложи увеличаване на h , следва връщане в (1);
- (6) конструиране на армировката (т. 1.6).

1.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

1.1.1. Експлоатационна пригодност

При плочи в сградостроителството, експлоатационната пригодност се свежда до ограничаване на провисването в допустимите граници.

Постига се чрез подходящ избор на h според вида на плочата, размерите и натоварването ѝ.

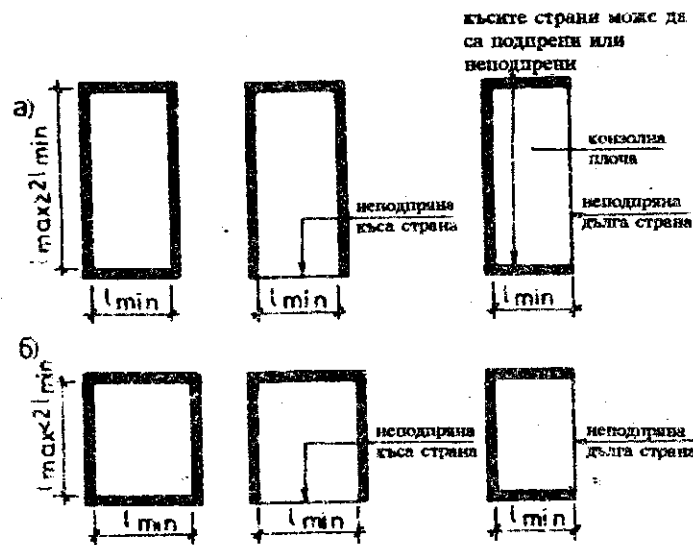
Еднопосочно армирани плочи (фиг. 1.1а) — обикновено в границите

$$\bullet h = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{35} \right) l_{\min}$$

Кръстосано армирани плочи (фиг. 1.1б) — обикновено в границите

$$\bullet h = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{45} \right) l_{\min} \quad \text{— ако плочата е четиристранно подпряна,}$$

$\bullet h = \left(\frac{1}{28} \div \frac{1}{40} \right)$ от страната, успоредна на неподпирения край, ако плочата е тристранно подпряна.



Фиг. 1.1. Обичайни видове плочи в сградостроителството
 а) Еднопосочно армирани
 б) Кръстосано армирани

В таблица 1.1 са дадени по-подробни ориентировъчни указания за избор на дебелините в зависимост от вида на плочата, подпорните условия и натоварването ѝ.

Таблица 1.1.

Ориентировъчни указания за избор на дебелина на плочи

Вид на плочата	Еднопосочно армирана		Кръстосано армирана			
			Четиристранно подпряна		Тристранно подпряна**	
	Ставно опиране	Пълно запъване	Ставно опиране	Пълно запъване	Ставно опиране	Пълно запъване
5 kN/m ²	$\frac{1}{30} l_{min}$	$\frac{1}{35} l_{min}$	$\frac{1}{38} l_{min}$	$\frac{1}{45} l_{min}$	$\frac{1}{34} l$	$\frac{1}{40} l$
10 kN/m ²	$\frac{1}{25} l_{min}$	$\frac{1}{30} l_{min}$	$\frac{1}{30} l_{min}$	$\frac{1}{38} l_{min}$	$\frac{1}{28} l$	$\frac{1}{34} l$

* За конзолни плочи се замества удвоената стойност на l_{min} .
 ** l е дължината на страната, усреднена на неподпряния край.

Прието е дебелините на плочите да се закръгляват на 1 cm.
 Във всички случаи избраната дебелина не трябва да бъде по-малка от минимално допустимата, която според Н.П. е
 4 cm — за покривни плочи;
 5 cm — за подови плочи на жилищни и обществени сгради;
 6 cm — за подови плочи на производствени помещения;
 10 cm — за плочи, по които преминават превозни средства.
 Максималната дебелина в сградостроителството обичайно не превишава 25 cm.

1.1.2. Дълготрайност

Осигурява се чрез достатъчно бетонно покритие на надлъжната носеща армировка, не по-малко от диаметъра на армировката и не по-малко от
 — 1,0 cm, за $h \leq 10$ cm;
 — 1,5 cm, за $h > 10$ cm.

1.2. НАТОВАРВАНЕ

Приема се за равномерно разпределено и се определя за единица площ (1 m²) от плочата.
 Целесъобразна дименсия е kN/m².

1.2.1. Изчислително постоянно натоварване g

Състои се от сумата на
 — собствено тегло на плочата

$$(1 \text{ m}^2) \times h \times (25 \text{ kN/m}^3) \times 1,1 = \dots \text{ и}$$

обем

нормативно тегло

изчислително тегло

— допълнителен постоянен товар (Д.П.Т.).
 Последният е равен на сумата от теглата на оформленията на пода и тавана, които се изчисляват по аналогичен начин. Единственото различие е, че коефициентът за натоварване се приема $\gamma_f = 1,3$.

Ако в архитектурния проект не са указани специални изисквания за оформленията, теглата им се получават на базата на усреднени номинални дебелини и обемни тегла. За целта може да се използват данните в таблица 1.2.

Номинални данни за оформленията на подове и тавани

Оформления на	Вид	Номинална дебелина, см	Номинално обемно тегло, kN/m ²
пода	мозайка, мокет, теракота, балатум	4	22
	паркет, мрамор	5	22
тавана	мазилка	2	18
	окачен таван	0,1+1,2 kN/m ² нормативно тегло според конкретния тип	

В определени случаи и по преценка на проектанта може да се окаже целесъобразно към Д.П.Т. да бъде включен известен резерв (главно при промишлени и при големи обществени сгради) — за възможни инсталации, осветителни тела, бъдещи реконструкции и пр. В тази връзка не е препоръчително да се използва нормативен Д.П.Т., по-малък от 1,2 kN/m².

Освен това, върху някои плочи може да има преградни стени (независимо дали са предвидени в архитектурното разпределение или са възможни при бъдеща реконструкция). Те също следва да се включват в Д.П.Т. като еквивалентен равномерно разпределен товар, не по-малък от 1,5 kN/m² (нормативна стойност).

1.2.2. Изчислително временно натоварване v

Получава се от нормативното временно натоварване на 1 m² върху плочата в зависимост от предназначението на помещенията — таблица 7.1.

$$v = v_{ser} (\text{нормативно временно натоварване}) \times \gamma_f, \text{ където}$$

$$\gamma_f = \begin{cases} 1,3 & \text{за } v_{ser} < 2 \text{ kN/m}^2 \\ 1,2 & \text{за } v_{ser} \geq 2 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

1.3. СТАТИЧЕСКО ИЗЧИСЛЯВАНЕ

Използват се главно 2 метода

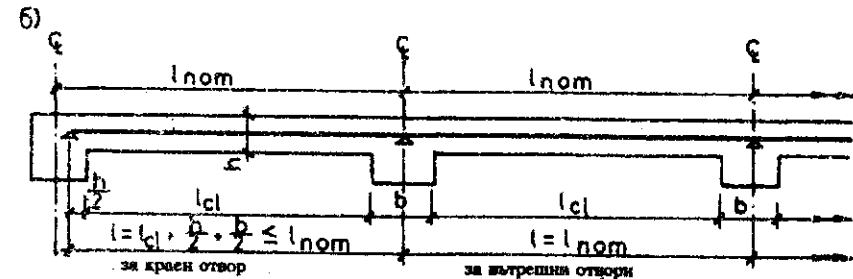
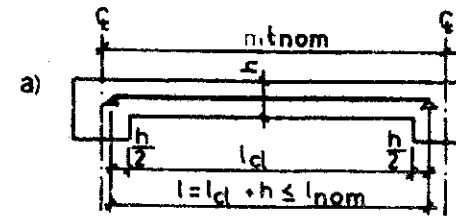
— като еластична система;

— по гранично равновесие (методът се използва само за изчисляване на непрекъснати плочи на жилищни и малки обществени сгради, при отношение $\frac{v}{g} \leq \frac{1}{2}$).

Изчислителните подпорни разстояния ("отвори") се приемат различни по двата метода:

а) като еластична система — съгласно фиг. 1.2 и 1.3;

б) по гранично равновесие — $l = l_{cl}$.



Фиг. 1.2. Изчислителни отвори за самостоятелни и непрекъснати плочи

l_{cl} — светъл отвор на плочата;

l_{nom} — осово разстояние между опорите;

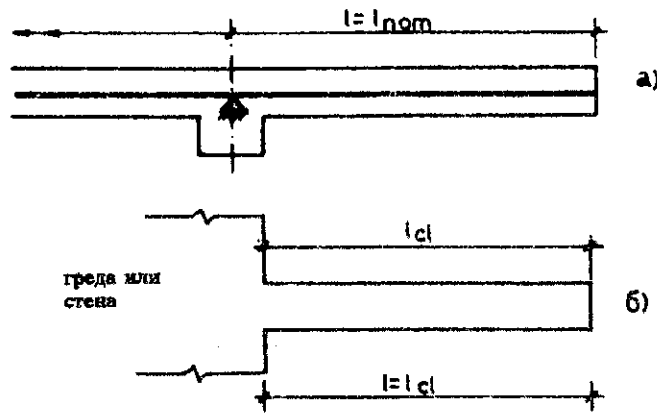
l — изчислителен отвор

а) Плоча с един отвор (самостоятелна плоча)

б) Плоча с повече отвори (непрекъсната плоча)

Специално за кръстосано армираните плочи по горе-описания начин се получават изчислителните отвори l_x и l_y поотделно в двете направления.

Като правило влиянието на напречните усилия се пренебрегва (помат се с бетон) и плочите се изчисляват само за огъващите моменти, които се получават за ивица с ширина 1 m. Целесъобразната димензия е kNm/m.



Фиг. 1.3. Изчислителни отвори за конзолни плочи
 а) Конзолни плочи, които са част от самостоятелни или непрекъснати плочи
 б) Самостоятелни конзолни плочи

1.3.1. Едноносоочно армирани плочи

А. Като еластична система

Огъващите моменти се изчисляват като за греди с широчина l m по методите на строителната статика. Има известни възможности за преразпределение на моментите.

За непрекъснати плочи с еднакви или приблизително еднакви отвори (с разлика до 20% на най-големия размер спрямо най-малкия) може да се използва таблица 1.3.

При $\frac{v}{g} \leq \frac{1}{2}$ изчислението може да се извърши за целия товар само с таблица 1.3а.

При $\frac{v}{g} \geq 1$ може да се очакват отрицателни моменти в средните полета. Същите могат да бъдат получени по подходящ начин – напр. таблица 2.2 от глава 2.

Таблица 1.3.

Коефициенти за определяне на огъващите моменти на непрекъснати плочи

Натоварване	Коефициент	Схема на плочата и коефициенти	
а)	α		
		б)	

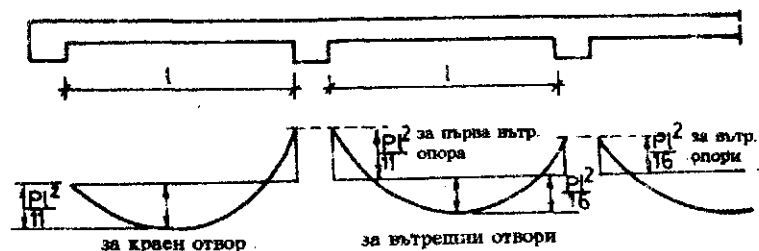
$$M = (\alpha g + \beta v) l^2$$

Забележки: 1) Коефициентите α за постоянното натоварване g са дадени при предпоставката, че същото действа едновременно върху всички полета.

2) Коефициентите β за временно натоварване v са дадени при предпоставката за най-неблагоприятно разположение на същото, съобразно линиите на влияние.

Б. По гранично равновесие

За плочи с еднакви и приблизително еднакви подпорни разстояния, огъващите моменти се унифицират така, както е показано на фиг. 1.4.



Фиг. 1.4. Огъващи моменти за непрекъснати еднопосочно армирани плочи с еднакви или приблизително еднакви отвори (с разлика до 20% спрямо най-малкия отвор)

Непрекъснатите еднопосочно армирани плочи с различни отвори се изчисляват например по методиката, дадена в [2].

1.3.2. Кръстосано армирани четиристранно подпирени плочи

Разгледани са случаите на самостоятелен панел и на система от запънати един в друг панели (непрекъснатата плоча). Решението на първия случай служи и като основа за решаването на по-сложния втори случай.

А. Като еластична система

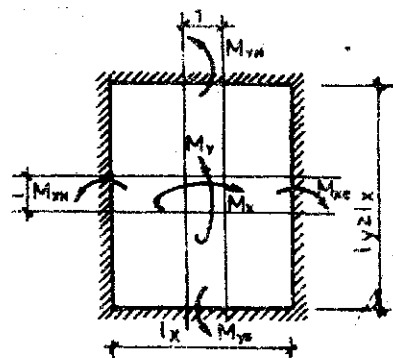
- Самостоятелен панел

Схемата на панела и търсените моменти са показани на фиг. 1.5.

Максималните моменти над опорите (ако плочата е запъната) и в полетата се определят по формулите

$$\begin{aligned} M_x &= \beta_x p l_x^2, \\ M_y &= \beta_y p l_y^2, \end{aligned} \quad (1.1)$$

където коефициентите β_x и β_y се отчитат от таблица 1.4 в зависимост от подпорните условия на плочата и отно



Фиг. 1.5. Максимални огъващи моменти в самостоятелна кръстосано армирана плоча, запъната по четирите си контура. (Ако по някоя от страните подпирането е ставно, съответните запъващи моменти са равни на нула)

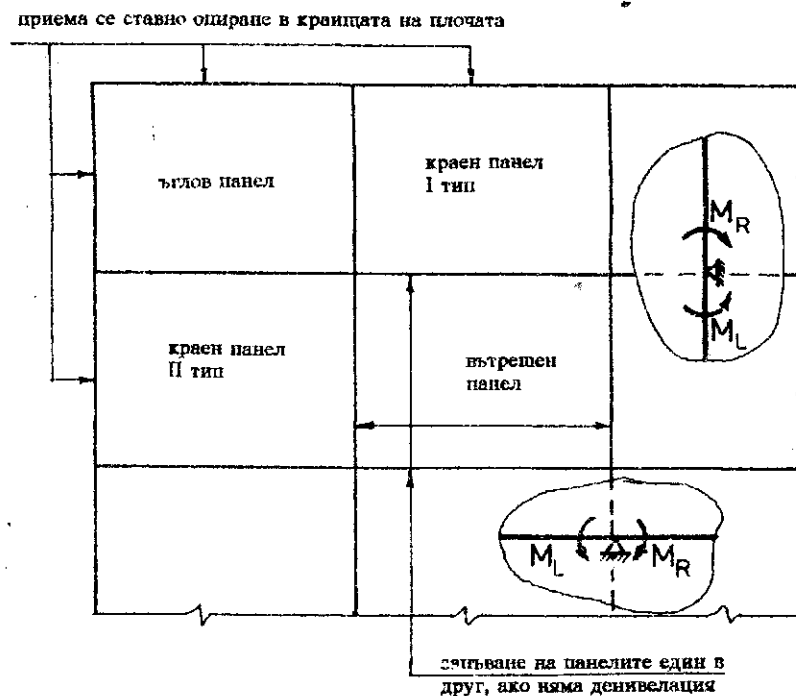
шението $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$ на дългата към късата страна. С (-M) са означени запъващите моменти.

В таблица 1.4 са включени всичките 9 възможности за подпиране на плочата по контура. Подпорните условия са приети идеализирани: или ставно опиране или пълно запъване.

На практика се приема ставно опиране във всички случаи, когато степента на запъване е неясна, което е в полза на сигурността за моментите в полето. Например, самостоятелен панел, излят монолитно с подпирашите го греди, се изчислява като ставно подпрян поради ограничената усуквателна коравина на гредите.

• Група от запънати един с друг панели (непрекъснатата плоча) – фиг. 1.6.

Тук е разгледано изчисляването само на група от еднакви или приблизително еднакви по размери и натоварване панели (с разлика до 20% спрямо най-малкия отвор).



Фиг. 1.6. Непрекъсната кръстосано армирана плоча.

Ако размерите на панелите и натоварването им са приблизително еднакви, налице са 4 типа панели – ъглов, два крайни и вътрешен

Таблица 1.4.

Коефициентите β_x и β_y за изчисляване на четиристранно подпирени кръгосано армирани плочи като еластична система

Схема на плочата	Страна	Моменти	$\lambda = l_y/l_x$							
			1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,7	2,0
	къса	$-M$	—	—	—	—	—	—	—	—
		$+M$	0,037	0,044	0,051	0,059	0,066	0,072	0,083	0,095
	дълга	$-M$	—	—	—	—	—	—	—	—
		$+M$	0,037	0,036	0,036	0,035	0,034	0,032	0,029	0,024
	къса	$-M$	0,089	0,098	0,105	0,110	0,113	0,116	0,119	0,122
		$+M$	0,033	0,038	0,043	0,047	0,050	0,053	0,057	0,061
	дълга	$-M$	—	—	—	—	—	—	—	—
		$+M$	0,027	0,025	0,024	0,022	0,020	0,018	0,015	0,011
	къса	$-M$	—	—	—	—	—	—	—	—
		$+M$	0,027	0,034	0,042	0,049	0,055	0,062	0,074	0,089
	дълга	$-M$	0,089	0,096	0,098	0,099	0,098	0,094	0,084	0,068
		$+M$	0,033	0,035	0,035	0,035	0,035	0,034	0,032	0,028
	къса	$-M$	0,069	0,073	0,076	0,078	0,079	0,080	0,081	0,082
		$+M$	0,027	0,027	0,031	0,033	0,034	0,035	0,036	0,038
	дълга	$-M$	—	—	—	—	—	—	—	—
		$+M$	0,018	0,016	0,014	0,013	0,011	0,010	0,009	0,006

Схема на плочата	Страна	Моменти	$\lambda = l_y/l_x$							
			1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,7	2,0
	къса	$-M$	—	—	—	—	—	—	—	—
		$+M$	0,018	0,024	0,031	0,037	0,043	0,051	0,064	0,080
	дълга	$-M$	0,069	0,076	0,084	0,090	0,093	0,094	0,091	0,079
		$+M$	0,027	0,029	0,030	0,031	0,032	0,032	0,032	0,029
	къса	$-M$	0,063	0,074	0,084	0,093	0,099	0,104	0,112	0,118
		$+M$	0,027	0,032	0,037	0,041	0,045	0,049	0,054	0,059
	дълга	$-M$	0,063	0,061	0,059	0,055	0,051	0,046	0,039	0,029
		$+M$	0,027	0,027	0,026	0,025	0,023	0,022	0,019	0,015
	къса	$-M$	0,056	0,062	0,067	0,071	0,074	0,076	0,079	0,081
		$+M$	0,023	0,026	0,028	0,031	0,032	0,034	0,036	0,038
	дълга	$-M$	0,042	0,039	0,035	0,032	0,028	0,025	0,020	0,015
		$+M$	0,020	0,019	0,017	0,016	0,014	0,013	0,011	0,008
	къса	$-M$	0,042	0,053	0,064	0,073	0,081	0,089	0,101	0,111
		$+M$	0,020	0,025	0,030	0,035	0,038	0,043	0,049	0,056
	дълга	$-M$	0,056	0,058	0,059	0,058	0,057	0,054	0,047	0,037
		$+M$	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,022	0,019	0,016
	къса	$-M$	0,042	0,050	0,056	0,062	0,066	0,070	0,074	0,078
		$+M$	0,018	0,021	0,024	0,027	0,029	0,031	0,034	0,037
	дълга	$-M$	0,042	0,041	0,039	0,037	0,034	0,031	0,026	0,020
		$+M$	0,018	0,018	0,017	0,016	0,015	0,013	0,012	0,009

Максималните моменти над опорите (а и в полета при $\frac{v}{g} < \frac{1}{2}$) може да се получат при прието пълно натоварване $p = g + v$ върху цялата непрекъсната плоча.

Изчисляването им се извършва поотделно за всеки от типовете панели (все едно, че са самостоятелни) по формула 1.1.

Тъй като подпорните моменти се получават поотделно и независимо откъм двата съседни на опората панела, стойностите им може да не съвпадат ($M_L \neq M_R$ — фиг. 1.6). За окончателен може да се приеме средно аритметичната от двете стойности.

Строго погледнато, схемата с пълно натоварване с меродавна само за подпорните моменти. Ако временния товар е относително голям ($\frac{v}{g} \geq \frac{1}{2}$), специално за момента в полетата, следва да се разгледа и съответната меродавна схема на натоварване: $(g) \Leftrightarrow (g + v)$ с шахматно разположение и тогава тези моменти се изчисляват за всеки панел поотделно по модифицираните формули (1.2).

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \left[\beta_x \left(g + \frac{v}{2} \right) + \beta_x^0 \frac{v}{2} \right] l_x^2 \\ M_y &= \left[\beta_y \left(g + \frac{v}{2} \right) + \beta_y^0 \frac{v}{2} \right] l_x^2 \end{aligned} \right\} \quad (1.2)$$

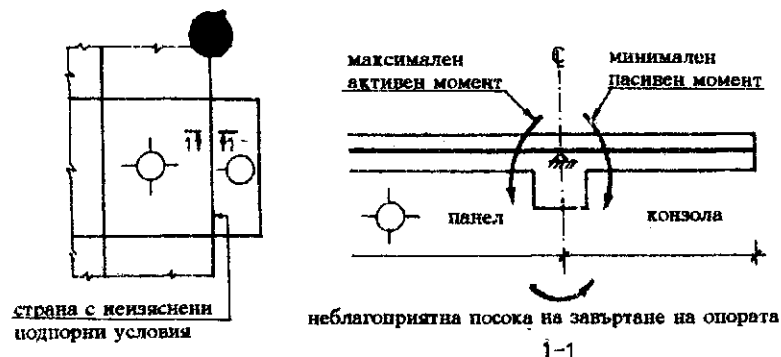
Тук коефициентите β_x^0 и β_y^0 отговарят на ставно опирание на панела и по четиригата контура (първи случай от таблица 1.4).

● Кръстосано армирана плоча с апликирана към нея конзола

Конзолата се изчислява като еднопосочно армирана конзолна плоча съгласно т. 1.2, 1.3.1 и 1.4. По свободния ѝ край може да има ивичен товар от зид или парапет, който се получава съгласно указанията в т. 2, респ. т. 5.2, или от тълпа — таблица 7.1.

Първоначално се приема запъване, та да се изчисли по формула 1.1 и таблица 1.4 съответния опорен момент, който се явява активен (т.е. предизвикващ завъртане на опората в неблагоприятна посока). Този момент се сравнява с моментът от конзолата, който се явява пасивен (т.е. задържащ завъртането на опората).

Ако пасивният момент е по-голям или равен на активния, може да се приеме, че панелът е напълно запънат от към страната на конзолата. В противен случай панелът се преизчислява като свободно подпрян от към страната на конзолата.



Фиг. 1.7. Кръстосано армирана плоча с конзолно издаване.

Конзолата, естествено, е запъната в плочата, но плочата може да не е запъната в конзолата. За изясняването е необходимо баланс на моментите вляво и вдясно от опората

Балансът на моментите се извършва за стойности на същите, както следва:

— активния момент — с максималната си стойност — т.е. панелът е натоварен с $p = g + v$;

— пасивен момент — с минималната си стойност — т.е. конзолата е натоварена само с постоянните товари.

Б. По гранично равновесие

● Самостоятелна панела — фиг. 1.5

Максималните моменти в полетата и над опорите (ако плочата е запъната) се определят по формула 1.1, където коефициентите β_x и β_y се определят от таблица 1.5 в зависимост от опорните условия и от отношението

то $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$ на дългата към късата страна.

Таблица 1.5 е аналог на таблица 1.4, но по метода на гранично равновесие. Прието е постоянно съотношение между подпорните и полезните моменти (и в двете направления) 1,5. Приет е също така постоянен момент по дългата страна, независимо от отношението λ^* .

* Ако по някакви причини тези предпоставки са неприемливи, максималните моменти може да се получат по общата формула (1.7). Тя дава възможност да избираме и други изгодни съотношения между моментите.

Таблица 1.5.

Коэффициенты β_x и β_y за изчисляване на четиристранно подпрени кръгосано армирани плочи по гранично равновесие










Схема на плочата	Момент	β_x за момент по късата страна при $\lambda = l_y : l_x$								β_y за дълга страна
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,7	2,0	
	-M	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	+M	0,0417	0,0492	0,0555	0,0609	0,0655	0,0694	0,0760	0,0833	0,0417
	-M	0,0455	0,0511	0,0558	0,0597	0,0631	0,0660	0,0709	0,0763	-
	+M	0,0303	0,0341	0,0372	0,0398	0,0421	0,0440	0,0473	0,0509	0,0303
	-M	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0455
	+M	0,0303	0,0388	0,0460	0,0521	0,0573	0,0618	0,0692	0,0776	0,0303
	-M	0,0357	0,0393	0,0423	0,0448	0,0469	0,0488	0,0519	0,0554	-
	+M	0,0238	0,0262	0,0282	0,0298	0,0313	0,0325	0,0346	0,0369	0,0238
	-M	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0357
	+M	0,0238	0,0330	0,0407	0,0472	0,0527	0,0575	0,0655	0,0744	0,0238

Схема на плочата	Момент	β_x за момент по късата страна при $\lambda = l_y : l_x$								β_y за дълга страна
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,7	2,0	
	-M	0,0357	0,0422	0,0476	0,0522	0,0561	0,0595	0,0651	0,0714	0,0357
	+M	0,0238	0,0281	0,0317	0,0348	0,0374	0,0397	0,0434	0,0476	0,0238
	-M	0,0294	0,0366	0,0370	0,0399	0,0424	0,0446	0,0482	0,0522	0,0294
	+M	0,0196	0,0224	0,0247	0,0266	0,0283	0,0297	0,0321	0,0348	0,0196
	-M	0,0294	0,0365	0,0424	0,0474	0,0516	0,0553	0,0614	0,0683	0,0294
	+M	0,0196	0,0243	0,0283	0,0316	0,0344	0,0369	0,0410	0,0455	0,0196
	-M	0,0250	0,0295	0,0333	0,0365	0,0393	0,0417	0,0459	0,0500	0,0250
	+M	0,0617	0,0197	0,0222	0,0244	0,0262	0,0278	0,0304	0,0333	0,0167

• Група от запънати един в друг панели (непрекъсната плоча) — фиг. 1.6

Максималните моменти над опорите и в полетата се получават при прието пълно натоварване $p = g + v$ върху цялата непрекъсната плоча. Изчислението им се извършва поотделно за всеки панел (или тип панел, ако размерите им са еднакви) като самостоятелен по формула (1.1) и таблица 1.5.

Строго погледнато, схемата с пълно натоварване е меродавна само за подпорните моменти. Този метод обаче не позволява разместване на v , отгук идва и ограничението $\frac{v}{g} \leq \frac{1}{2}$.

Тъй като подпорните моменти се получават поотделно и независимо откъм двата съседни на опората панели (M_L и M_R), то стойностите им нормално ще се различават ($M_L \neq M_R$ — фиг. 1.6). За окончателен се приема по целесъобразност моментът M в границите

$$0,5(M_L + M_R) \div 0,8(M_L + M_R),$$

но не по-голям от $\max(M_L, M_R)$, стига да отговаря на това условие.

Ако разликите между приет подпорен момент M и първоначално получените M_L и/или M_R са повече от 20% необходимо е преразпределение на моментите M_x и M_y в полетата на съответния панел, граничещ с тази опора, по формулите

$$M_x = \frac{M_0 - M_{xE} - M_{xW} - \frac{1}{\lambda}(M_{yN} + M_{ys})}{2 \left(1 + \frac{c}{\lambda}\right)}, \quad (1.3)$$

$$M_y = cM_x, \quad (1.4)$$

където

$$M_0 = \frac{p l_x^2}{12} \left(3 - \frac{1}{\lambda}\right), \quad (1.5)$$

$$c = \frac{M_y}{M_x}. \quad (1.6)$$

За c може да се приеме съотношението на вече получените моменти M_x и M_y в разглеждания панел или по таблица 1.6.

Таблица 1.6.

Ориентировъчни стойности за отношенията между полетите и опорните моменти

$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	$c = \frac{M_y}{M_x}$	$m_{xE} = \frac{M_{xE}}{M_x}; m_{xW} = \frac{M_{xW}}{M_x}$	$m_{yN} = \frac{M_{yN}}{M_y}; m_{ys} = \frac{M_{ys}}{M_y}$
1,0 – 1,5	1,0 – 0,2	1,3 – 2,5	
1,5 – 2,0	0,50 – 0,15		

• Кръстосано армирана плоча с апликирана към нея конзола

За панела, граничещ с конзолата може да се използва същата стратегия, както при решението по еластична система.

Другата възможност за решаване е M_x , M_y и подпорните моменти в този панел да бъдат намерени по формула (1.7), като моментът от конзолата е известен (участва в числителя), а останалите моменти са неизвестни (участвуват в знаменателя като коефициенти).

Участват в числителя, ако са известни

$$M_x = \frac{M_0 - M_{xW} - M_{xE} - \frac{1}{\lambda}(2M_y + M_{yN} + M_{ys})}{2 + \frac{M_{xW}}{M_x} + \frac{c}{\lambda} \left(2 + \frac{M_{yN}}{M_y} + \frac{M_{ys}}{M_y}\right)} \quad (1.7)$$

Участват в знаменателя, ако са известни

M_0 и c са както във формула (1.6), а $M_{xW}(E_y/M_x)$ и $M_{yN}(E_y/M_y) = 1,3 \div 2,5$. Може да се приеме отношението 1,5, за каквото съотношение е направена таблица 1.5 или указанията на таблица 1.6.

Формула (1.7) може да се използва за изчисляване на максималните моменти в полетата и над опорите, ако по някакви причини таблица 1.5 е неприложима.

1.4. ОРАЗМЕРЯВАНЕ

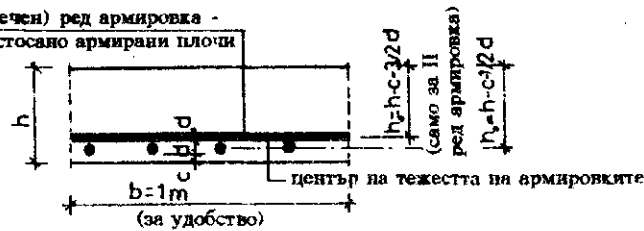
Целта е да се получи площта A_s на напречното сечение на носещата армировка чрез оразмеряване на огъване в меродавните сечения:

- в полета, за $\max M$;
- при опорите за $\max |M|$, ако плочата е запъната или непрекъсната.

При кръстосано армирани плочи оразмеряването се извършва поотделно в двете направление за същите меродавни сечения.

За оразмеряването на огъване е необходимо най-напред да бъде определена полезната височина h_0 — фиг. 1.8.

втори (напречен) ред армировка -
само за кръстосано армирани плочи



Фиг. 1.8. Определяне на полезната височина h_0 .

Свързано е с прогнозиране на диаметъра на армировката, която още е неизвестна. При $d = 6, 8, 10$ и макс 12 mm , както е обичайно в сградостроителството, приемането $d = 10\text{ mm}$ нормално е в полза на сигурността. Ако в последствие бъде избран диаметър d , различен от 10 mm , не е необходимо ново измеряване

Обикновено се използва стомана А-І с диаметър $6 \div 12\text{ mm}$ или заварени мрежи. Само при тежко натоварени плочи се използват стомана А-ІІ или А-ІІІ с диаметър 12 mm и повече.

Изчислителните съпротивления на бетона R_b и на армировката R_s , са дадени съответно в таблици 7.2 и 7.3.

• Процедурите за измеряване на огъване на правоъгълни сечения с единична армировка (за дименсите виж забележката на стр. 28)

$$(a) \alpha_m = \frac{M}{b h_0^2 R_b} = \dots < \alpha_{mR} \text{ (таблица 1.8);}$$

(б) от таблица 1.7 в зависимост от се отчита коефициентът η ;

$$(в) A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \dots;$$

$$(г) \text{ Оценка на } A_s \text{ чрез } 100\mu = \frac{100A_s}{b h_0}. \text{ Процентът на армиране е}$$

критерия, по който се преценява дали h е избрано сполучливо, имайки предвид, че

- $100\mu > 1\%$ е възможно главно за греди;
- $100\mu \leq 0,25\%$ е характерно предимно за фундаменти;
- $0,25\% \leq 100\mu \leq 0,8\%$ е типичният диапазон за плочи в сградостроителството. Като оптимално по отношение цена на 1 m^2 готова плоча се счита $0,4\% < 100\mu < 0,6$;

Таблица 1.7.

За измеряване на стоманобетонни елементи с правоъгълно сечение с единична армировка, подложени на огъване за произволни класове бетон и стомана

ξ	α_m	η	ξ	α_m	η
0,01	0,010	0,995	0,37	0,301	0,815
0,02	0,020	0,990	0,38	0,309	0,810
0,03	0,030	0,985	0,39	0,314	0,805
0,05	0,048	0,975	0,40	0,320	0,800
0,06	0,058	0,970	0,41	0,326	0,795
0,07	0,067	0,965	0,42	0,332	0,790
0,08	0,077	0,960	0,43	0,337	0,785
0,09	0,085	0,955	0,44	0,343	0,780
0,10	0,095	0,950	0,45	0,349	0,775
0,11	0,104	0,945	0,46	0,354	0,770
0,12	0,113	0,940	0,47	0,359	0,765
0,13	0,121	0,935	0,48	0,365	0,760
0,14	0,130	0,930	0,49	0,370	0,755
0,15	0,139	0,925	0,50	0,375	0,750
0,16	0,147	0,920	0,51	0,380	0,745
0,17	0,155	0,915	0,52	0,385	0,740
0,18	0,164	0,910	0,53	0,390	0,735
0,19	0,172	0,905	0,54	0,394	0,730
0,20	0,180	0,900	0,55	0,400	0,724
0,21	0,188	0,895	0,56	0,403	0,720
0,22	0,196	0,890	0,57	0,408	0,715
0,23	0,203	0,885	0,58	0,412	0,710
0,24	0,211	0,880	0,59	0,416	0,705
0,25	0,219	0,875	0,60	0,420	0,700
0,26	0,226	0,870	0,61	0,424	0,695
0,27	0,236	0,865	0,62	0,428	0,690
0,28	0,241	0,860	0,63	0,432	0,685
0,29	0,248	0,855	0,64	0,435	0,680
0,30	0,255	0,850	0,65	0,439	0,675
0,31	0,262	0,845	0,66	0,442	0,670
0,32	0,275	0,835	0,67	0,446	0,665
0,34	0,282	0,830	0,68	0,449	0,660
0,35	0,289	0,825	0,69	0,452	0,655
0,36	0,295	0,820	0,70	0,455	0,650

— във всички случаи

$100 \mu_{\min} \leq 100 \mu \leq 100 \mu_{\max}$	Ако не е изпълнено, увеличаването на h е наложително.
Ако не е изпълнено, желателно е да се намали h . Ако това е невъзможно, приема се $100 \mu = 100 \mu_{\min}$ и оттук се получава 4_s .	

Стойностите на $100 \mu_{\min}$ и $100 \mu_{\max}$ са дадени в таблица 1.8.

Таблица 1.8.

Гранични стойности на коефициентите α_m , ξ и μ за правоъгълни сечения, подложени на огъване

Клас на армировка	Коефициент	Клас на бетона (по якост на натиск)				
		B 12,5	B 15	B 20	B 25	B 30
A-I	α_R	0,45	0,45	0,44	0,43	0,42
	ξ_R	0,68	0,67	0,65	0,62	0,60
	$100 \mu_{\max}$	2,27	2,54	3,30	3,98	4,50
	$100 \mu_{\min}$	0,10	0,12	0,14	0,16	0,19
A-II	α_{mR}	0,44	0,44	0,43	0,42	0,41
	ξ_R	0,66	0,65	0,62	0,60	0,57
	$100 \mu_{\max}$	1,77	1,97	2,56	3,08	3,48
	$100 \mu_{\min}$	0,08	0,09	0,11	0,13	0,15
A-III	α_{mR}	0,43	0,43	0,42	0,40	0,39
	ξ_R	0,63	0,62	0,59	0,56	0,54
	$100 \mu_{\max}$	■	1,40	1,80	2,16	2,43
	$100 \mu_{\min}$	■	0,07	0,08	0,10	0,11

* Тези стойности осигуряват еднаква носеща способност на неармирано и армирано (с минималния процент) сечение. Съгласно Н.П. $100 \mu_{\min} = 0,05\%$. Съгласно препоръката на Е.С. $100 \mu_{\min} = 0,25\%$, $0,2\%$ и $0,15\%$ съответно за армировки A-I, A-II, A-III.

■ Н.П. не допуска тази комбинация от бетон и стомана.

Забележка: Целесъобразни дименсии са

— за $M \rightarrow N \cdot m$ ($N \cdot mm/m$ специално за плочи)

— за b и $h_0 \rightarrow mm$ ($b = 1000 mm$ специално за плочи)

— за $A_s \rightarrow mm^2$ (mm^2/m специално за плочи)

— за R_b и $R_s \rightarrow MPa = N/mm^2$

1.4.1. Особености при оразмеряване на полетата

Получената за $\max M$ армировка A_s следва да се конкретизира* чрез избора на d на прътите и броя им както следва:

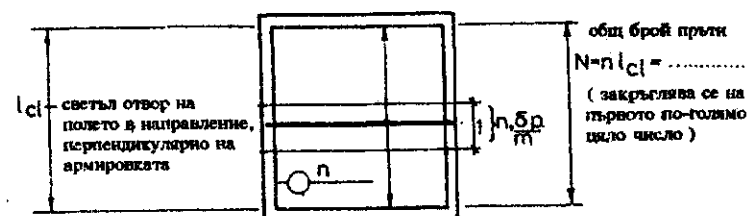
— за ивица широка l m

$$n = \frac{A_s}{\text{площ на 1 прът с диаметър } d} = \dots \left(\begin{array}{l} \text{не е задължително да бъде} \\ \text{цяло число} \end{array} \right)$$

\min 5 бр./m, в противен случай се намалява d . Ако това е невъзможно, приема се $n = 5$ бр./m

\max 14 бр./m, в противен случай се увеличава d .

— за цялата плоча — съгласно фиг. 1.9.



Фиг. 1.9. Определяне на общия брой на прътите

Ако бъде възприето конструиране с прави и огънати пръти, $1/2 N$ ще бъдат огънати (традиционно).

При кръстосано армирани плочи се процедира по аналогичен начин и в двете направления: получават се бройки n_x , N_x , респ. n_y и N_y , за съответните армировки A_{sx} и A_{sy} . При това, целесъобразно е за по-големия от двата момента M_x и M_y армировката да бъде в долен ред (фиг. 1.8) и оразмеряването да се извърши за по-голямата полезна височина.

* Ако армирането е със затворени мрежи, от каталога на мрежите се избира мрежата с площ A_s , най-близка (но не по-малка!) до необходимата по изчисление.

Ако освен положителен момент в полето може да възникне и отрицателен момент ($-M$), необходимо е да бъде изчислена и горна армировка — по гореописаната процедура. Горната армировка в полето може да бъде евентуално избягната

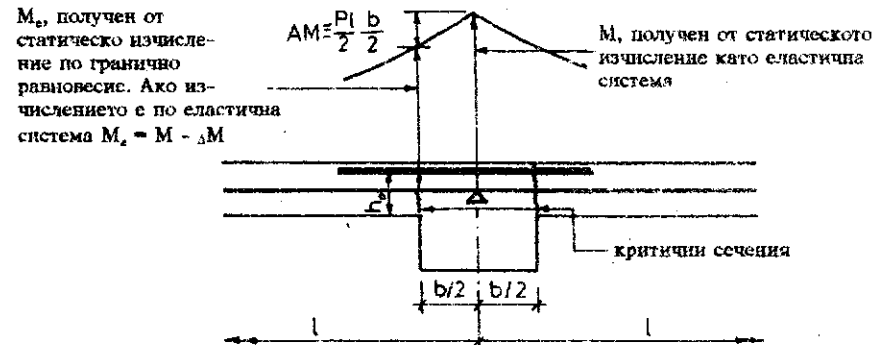
— ако се докаже, че $|-M|$ не превишава носещата способност на огъване на бетонното сечение

$$|-M| \leq R_{bt} \frac{bh^2}{3,5} \quad (1.8)$$

— ако бъде извършено преразпределение на моментите (намаляване на моментите над опорите за сметка на увеличаване на моментите в полетата) до процедурата, дадена в т. 2.3.4 до степен отрицателните моменти в полетата да изчезнат.

1.4.2. Особенности при оразмеряване на опорите

Извършва се за ръбовите моменти, които са получени директно, ако статическото изчисляване е по гранично равновесие, или се получават от осовите моменти (фиг. 1.10), ако изчисляването е по еластична система.



Фиг. 1.10. Оразмеряване на опора

• Ако l и/или $p = g + v$ за полетата от двете страни на опората не са приблизително еднакви, то меродавен за оразмеряването е по-големия ръбов момент

• Специално при кръстосано армирани плочи в израза за ΔM се замества съответният отвор I_x или I_y в разглежданото направление и съответния посочен товар p_x или p_y , получен от

$$p_{x(y)} = \left(\frac{8^2}{I_x^2} \right) \left(M + M_{x(y)} \right),$$

където $M_{x(y)}$ е моментът в полето от страната на търсения ръбов

момент. Моментът M над опората се замества с абсолютната си стойност

За ръбов момент от към крайното поле — 5,56

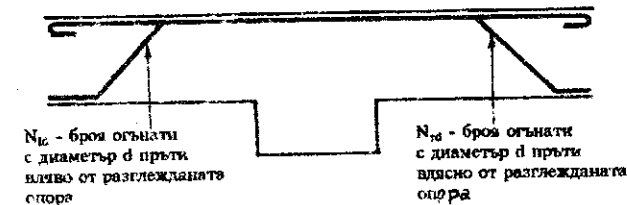
Получената площ A_s на горната армировка ("усилители") се конкретизира чрез избор на d на прътите и броят им, в зависимост от възприетия начин на конструиране.

А. Конструиране с прави пръти или заварени мрежи

Извършва се съгласно указанията на т. 1.4.1.

Б. Конструиране с прави и огънати пръти

Определените от съседните полета огънати пръти, пресичащи опората се разглеждаат като налична армировка. Приведена на $1 \text{ m}'$, тя е $\frac{N_{ld} + N_{Rd}}{l_{cl}}$ (фиг. 1.11).



Фиг. 1.11. Към определяне на евентуални числителни над опорите

Площта на усилителите A_s се определя като разлика между необходимата армировка, получена от оразмеряване на критичните сечения и наличната армировка.

Ако разликата е положителна (т.е. има нужда от усиление с горна армировка), броят на числителите n (за m') и N (общия брой) се изчисляват по схемата дадена в т. 1.4.1 и според фиг. 1.9.

При това n трябва да бъде поне 2–3 бр./ m' , иначе усиляването е символично и евентуално пренебрежимо (по преценка).

Освен това сумарната гъсгота на горната армировка е

$$\frac{N_{ld} + N_{Rd} + N}{l_{cl}} \leq 12 \div 14.$$

Целесъобразно е стъпката на усилителите да бъде съобразена със стъпката на наличната армировка, за да се осигури зочен и логичен монтаж.

1.5. КОНТРОЛ ВЪРХУ ПРОВИСВАНЕТО

При спазване на препоръчителни дебелини на плочи (вж. 1.1) следва да се очаква, че при плочи без особености в натоварването и граничните условия провисването ще бъде в допустимите граници.

Обикновено при $100\mu < 1/2(100\mu_{\max})$, където $100\mu_{\max}$ е дадено в таблица 1.8, проверка на провисване не е необходима.

При всички други по-особени случаи следва провисването да се докаже с изчисление и ако е необходимо, да се увеличи h и/или A_s . Начините за определяне на провисването са дадени в (4), (5).

1.6. КОНСТРУИРАНЕ НА АРМИРОВКАТА

Извършва се в следната последователност:

(а) Определяне на местата на огъване и/или прекъсване на арматурата;

(б) Определяне на необходимата дължина за закогвяне l_{an} и за снаждане l_{ap} . Установява се дали същите могат да бъдат поместени в рамките на бетонното сечение при спазване на изискванията за бетонно покритие и разстояние между прътите;

(в) Детайлиране и специфициране на всеки арматурен елемент (прът и мрежа).

На фиг. 1.12 и 1.13 са дадени указания за извършване на (а) за плочи с еднакви или приблизително еднакви отвори. За плочи с нееднакви отвори (а) се извършва на основата на M -диаграма (вж. глава 2).

Извършването на (б) изисква ползуване на таблица 7.3 в т. 7.3. Пак там са дадени някои производствени данни за изпълнение на арматурата, които може да повлияят на проектирането в етап (б) — куки, огъвки и др.

Указания за извършването на (в) са дадени в т. 7.3.4. Детайлирането и специфицирането обхващат и спомагателните армировки, разгледани по-долу.

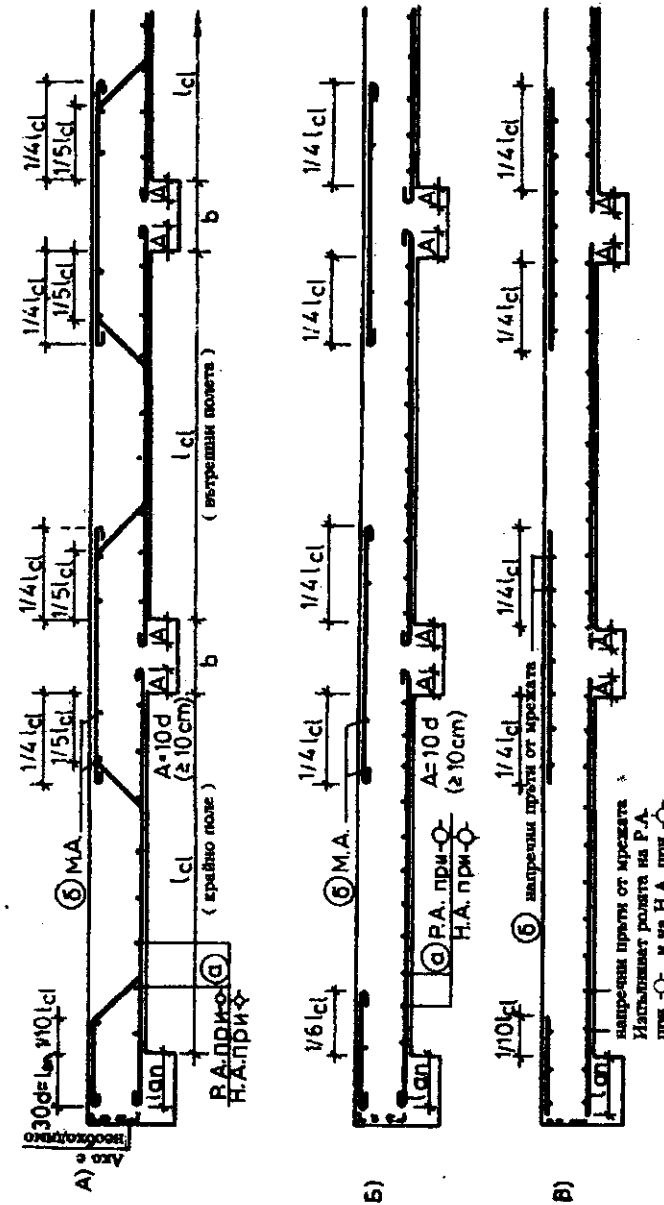
* Спомагателна армировка

— разпределителна армировка при еднопосочно армирани плочи

Това е долна армировка (позиция а на фиг. 1.12 и 1.14) или горна, ако плочата е конзолна (позиция а на фиг. 1.13). Избира се с площ $\min 15\%$ от A_s в съответното поле, но не по-малко от $3\phi 6/m$.

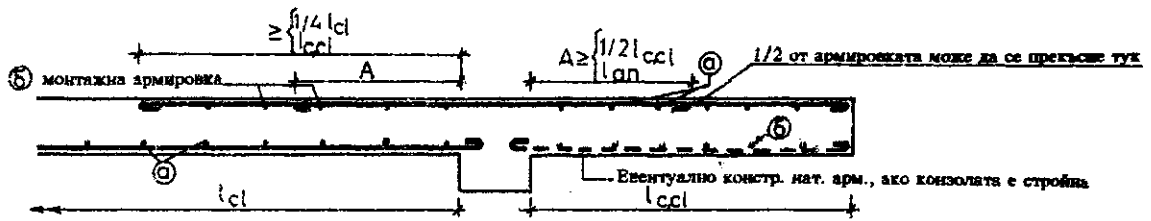
— монтажна армировка

Това е горна или долна армировка (позиция б на фиг. 1.12, 1.13 и 1.14). Постава се в крайщата на прътите, при чулките и през 30–40 см за оформяне на горната (долната) мрежа.

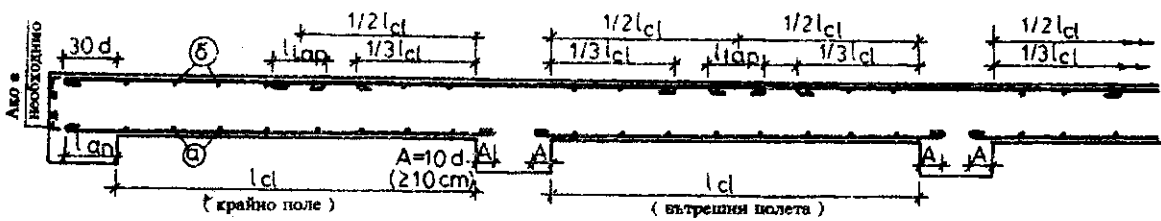


Фиг. 1.12. Места на огъване или прекъсване на арматурата при непрекъснати плочи с еднакви или приблизително еднакви отвори

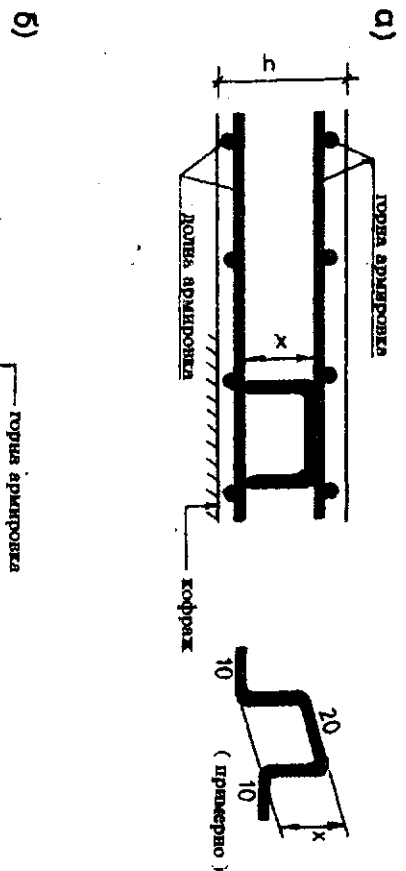
- А) Вариант с прави и огънати пръти
 Б) Вариант с отделни прави пръти
 В) Вариант със заварени пръти



Фиг. 1.13. Места на прекъсване на армировката при конзола, апликирана към плоча



Фиг. 1.14. Места на прекъсване на армировката при непрекъснати плочи с еднакви или приблизително еднакви отвори при отрицателни моменти в полетата



Фиг. 1.15. Фиксиране на горната армировка

А) Обичайни столчета $3 \times 4 \text{ } \varnothing 8 \text{ (10) / m}^2$ най-често са достатъчни. Даленият начин за конструиране се препоръчва при видим бетон (без оформелки). В противен случай може столчетата да се положат върху кофража

Б) Оформине на горната армировка с права кука

— армировка за съхраняване и температурни промени
 Това е горна и/или долна армировка. При плочи на сгради обикновено разпределителната и монтажна армировка са достатъчни за целта. В противен случай да се ползват специални указания, напр. дадените в Е.С.
 — крепежни средства
 Това са фиксатори за долната армировка и столчетата за горната. Обикновено вторите се правят от армировъчна стомана (фиг. 1.15) и се включват в спецификацията.

2. ГРЕДИ

В тази глава се разглежда проектирането на греди с правоъгълно, Т- и Г-образно напречно сечение.

Проектирането се извършва в следния ред:

- (1) Избор на височина h и ширина b на сечението и бетонно покритие c на армировката (т. 2.1.);
- (2) Определяне на натоварването (т. 2.2.);
- (3) Статическо изчисляване (т. 2.3);
- (4) Оразмеряване (т. 2.4). Евентуална корекция на напречното сечение, ако е необходимо;
- (5) Проверка на провисване, ако е необходимо (т. 2.5), и връщане в (4), ако се наложи;
- (6) Конструирание на армировката (т. 2.6).

2.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

2.1.1. Експлоатационна пригодност

За гредите в сградостроителството обикновено е меродавно провисването. Неговото ограничаване до допустими размери изисква избор на подходяща височина на сечението – нормално 1/8 до 1/20 от отвора l . При такъв избор и армирането обикновено е оптимално. В таблица 2.1 са дадени по-подробни ориентировъчни стойности на отношението l/h . За сполучливия му избор е необходима вярна оценка на степента на натоварване.

Таблица 2.1.

Ориентировъчни стойности l/h за греди

Вид греда и подпорни условия	Леко натоварени	Тежко натоварени
Греда на две опори	10 ÷ 12	8 ÷ 10
Непрекъснатата греда	16 ÷ 20	12 ÷ 16
Конзолна греда	6 ÷ 8	4 ÷ 6

В случай на колебание най-добре е да се използва условието

$$h_0 \geq 1,8 \sqrt{M_{\max}/b R_b}, \quad (2.1)$$

което отговаря на армировка с $\mu \leq 0,5 \mu_{\max}$.

Ако специални архитектурни или други изисквания не налагат конкретна ширина на реброто, може да се приеме $b = (0,25 + 0,50)h$ и по възможност кратна на 5 cm. По възможност h също да бъде кратна на 5 cm.

За разполагане на двусрезни стремени минималната ширина е 12 cm.

2.1.2. Дълготрайност

Сигурното сцепление с бетона, защитата от корозия и необходимата пожароустойчивост на армировката се осигурява от бетонното ѝ покритие c . Ако няма други изисквания, бетонното покритие се приема не по-малко от диаметъра на пръта и не по-малко от:

- за надлъжна носеща армировка – 20 mm;
- за напречната армировка (стремена) – 15 mm.

2.1.3. Други изисквания

2.1.3.1. Оценка на натоварването на усукване

Такова почти винаги е налице поради монолитната връзка между греди и плочи и поради невъзможност за идеално центрично спъване на плочите по оста на гредите.

При вътрешни греди усукващите моменти T са пренебрежимо малки. При външни греди обикновено е достатъчно да се вземат конструктивни мерки за усиляване на стремената по преценка.

Когато статическото равновесие е невъзможно без отчитане на усукващите моменти в гредата, нейното изследване по т. 2.7 е задължително.

В такъв случай и необходимите размери на напречното сечение могат да се окажат по-големи от размерите, определени съгласно т. 2.1.1.

2.1.3.2. Устойчивост на натисков пояс

Проблемът възниква при голямо h/b и липса на плоча на нивото на натисковата зона – например стройни обратни греди.

Страничният стабилитет е осигурен, ако разстоянието l между опорите е:

$$- \text{ за греди на две опори и непрекъснати греди } - l \leq \begin{cases} 50b \\ 200b^2/h; \end{cases}$$

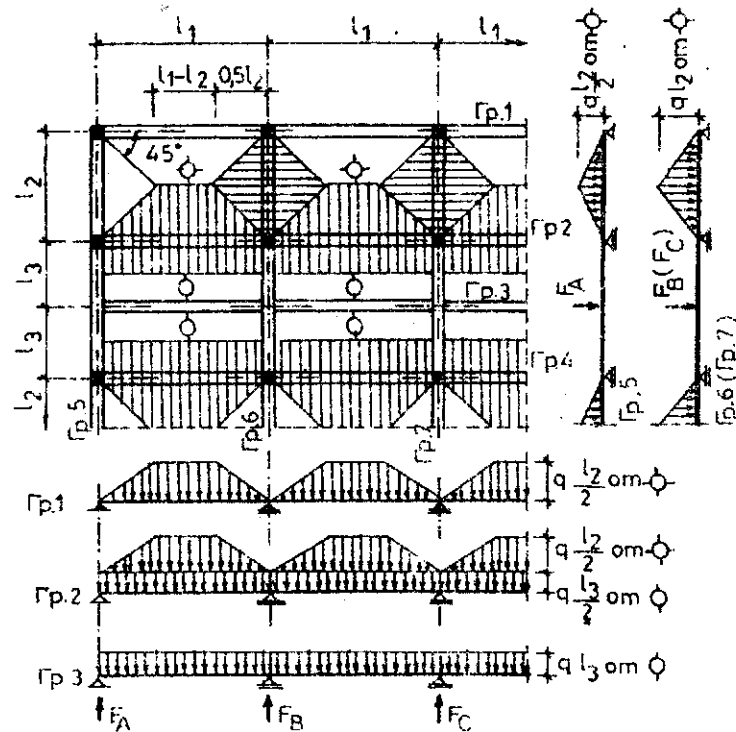
– за конзолни греди – $l \leq \begin{cases} 20b \\ 80b^2/h \end{cases}$.

Ако има специални напречни връзки по натисковия пояс, l е максималното разстояние между връзките.

2.2. НАТОВАРВАНЕ

2.2.1. От прилежащи плочи

От крътосано армираните плочи гредите поемат триъгълни или трапецовидни разпределени товари, получени от пресичането на линии на разрушаване на плочите. За опростяване обикновено се приема, че тези линии сключват 45° със страните на плочите. Също за опростяване може да се приеме, че еднопосочните плочи предават товара изцяло чрез дългите си страни (фиг. 2.1).



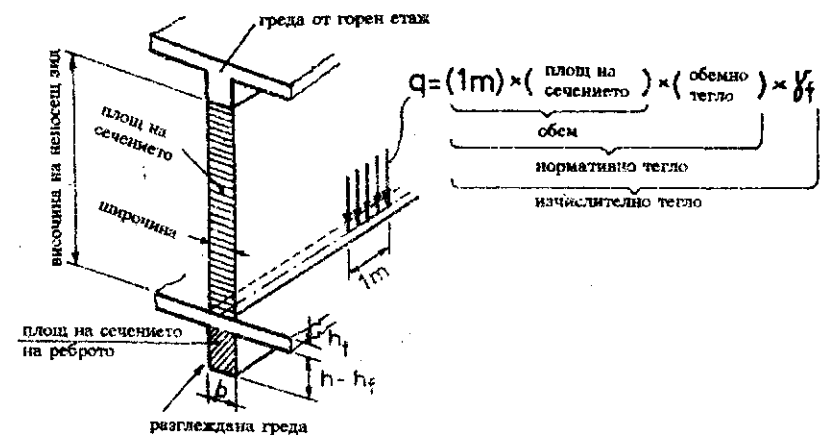
Фиг. 2.1. Натоварване от прилежащи плочи и други греди. Натоварването q е равно на g или $g + v$ в зависимост от разглежданата схема (т. 2.3.2)

2.2.2. От второстепенни греди

На фиг. 2.1 греди 5, 6 и 7 поемат концентрирани товари – реакции от подпирна върху тях греда 3. В зависимост от схемата на натоварване (т. 2.3.2) са необходими поотделно стойностите на реакциите от g или от $(g + v)$.

2.2.3. Собствено тегло. Натоварване от стени

Натоварването от собствено тегло и от стена, разположена директно върху гредата (ако има такава), е постоянно равномерно разпределено. То се определя съгласно фиг. 2.2.



Фиг. 2.2. Натоварването от ребро и директно разположени носещи зидове е постоянно равномерно разпределено

Отвори в стените (за врати и неголеми прозорци) не се смядат от товара, което облекчава статическото изчисление и е в полза на сигурността. Към q се включва и теглото на двустранна мазилка с дебелина 2 см, ако няма други изисквания за стенно оформление.

Коефициентите за натоварване съгласно Н.Н.В. са:

$\gamma_f = 1,1$ – за бетон и тухлени стени от плътни тухли*;

$\gamma_f = 1,3$ – за други типове стени и за мазилки.

Ако се наложи корекция на размерите на сечението на гредата при оразмеряването, влиянието ѝ върху натоварването обикновено се пренебрегва.

2.3. СТАТИЧЕСКО ИЗЧИСЛЕНИЕ

Извършва се по методите на строителната механика като еластична система** (т. 2.3.3). Възможно е известно преразпределение на усилията, ако е необходимо (т. 2.3.4).

Необходимо е определянето на огъващите моменти M и напречните сили Q . Обикновено това са сечения в полето (с M_{\max}) и сеченията при опорите на гредата.

2.3.1. Статическа схема

Изчисляването на усилията може да се проведе по една от двете схеми:

(1) Като ригели на рамки. Тази схема е актуална при тежко натоварени греди и/или когато са необходими огъващите моменти в колоните. Разгледана е специално в т. 4.

(2) Като греди върху свободно завъртваеми опори. Тази схема е в полза на сигурността, но само за гредите. Гредката е несъществена при равни или близки по големина отвори, неголям полезен товар ν и относително малка коравина на крайните колони.

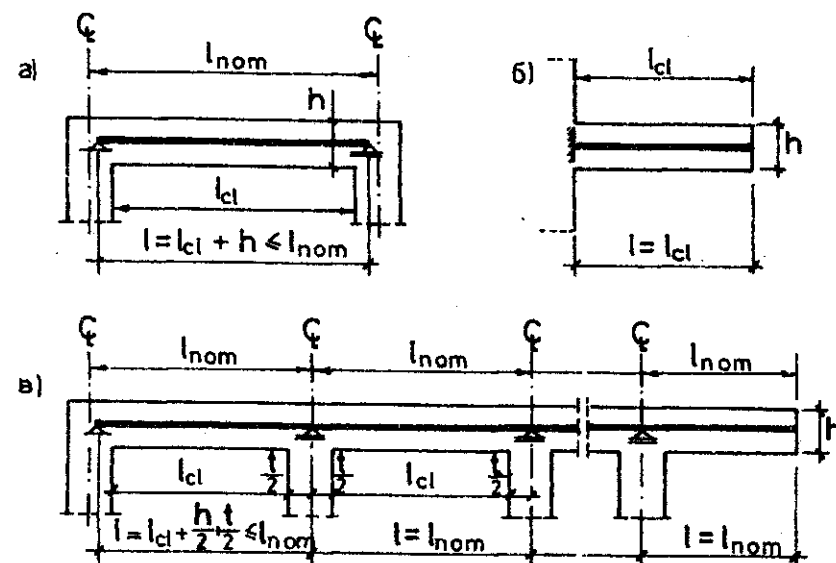
В тази точка се разглежда само втората възможност – прости или непрекъснати греди.

Изчислителните отвори се определят съгласно фиг. 2.3, в зависимост от статическата схема на гредата.

2.3.2. Схеми на натоварване

Обикновено за определяне на максималните усилия достатъчно е гредите да се изследват за следните състояния на натоварване:

* Включително решетъчни тухли с процент на кухините не повече от 25%.
** Второстепенни греди с относително малък полезен товар ($\nu/g < 1$) се допуска да се изчисляват и по метода на гранично равновесие, аналогично на еднопосочно армираните плочи (вж. т. 1.3).



Фиг. 2.3. Изчислителни отвори
а) Греда на две опори
б) Самостоятелна конзола
в) Непрекъснатата греда

- (1) Всички полета с максимален изчислителен товар ($g + \nu$);
- (2) Редуване на полета с максимален ($g + \nu$) и минимален (g) изчислителен товар (схема "пълно-празно").

Ако полезният товар е относително малък ($\frac{\nu}{g} \leq 1$), достатъчно е изчисляване само за първо състояние.

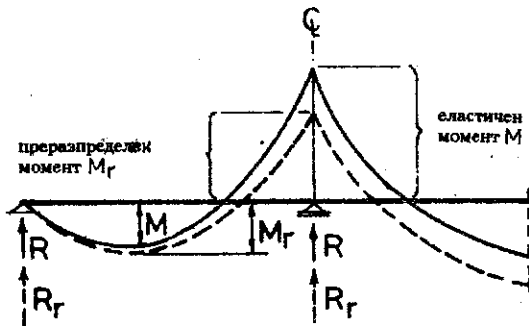
2.3.3. Начини за извършване на статическото изследване

За греди с равни или приблизително равни отвори (разлика до 20% спрямо най-малкия отвор) и с еднакви по вид и големина натоварвания на плочата има удобни таблични решения. Например таблица 1.3 (ако натоварването е равномерно разпределено) или таблица 2.2, обхващаща седем схеми на прилагане на товара. Таблица 2.2 съдържа решения на греди с до пет полета. При повече полета усилията се хомогенизират, като в пър-

вите две полета почти се запазват, а в следващите се повтарят стойностите от средното поле на гредата с пет отвора.

2.3.4. Преразпределение на усилията

При непрекъснати греди обикновено с най-голяма стойност са огъващите моменти при опорите. Действителната (нееластична) работа може да се отчете с известно преразпределение на усилията (фиг. 2.4). Това преразпределение (обикновено намаление на опорните моменти) е до 30% в зависимост от големината на изчислените в еластичен стадий огъващи моменти.



Фиг. 2.4. При евентуално преразпределение на огъващите моменти не трябва да се нарушава статическото равновесие на гредата

2.4. ОРАЗМЕРЯВАНЕ

Гредите се оразмеряват за огъващи моменти и за напречни сили.

Обикновено за надлъжна носеща армировка се използва стомана клас А—III, освен ако е по-икономично или други изисквания налагат прилагането на по-нисък клас. За напречна армировка (стремена) в нормалните случаи е достатъчен клас А—I.

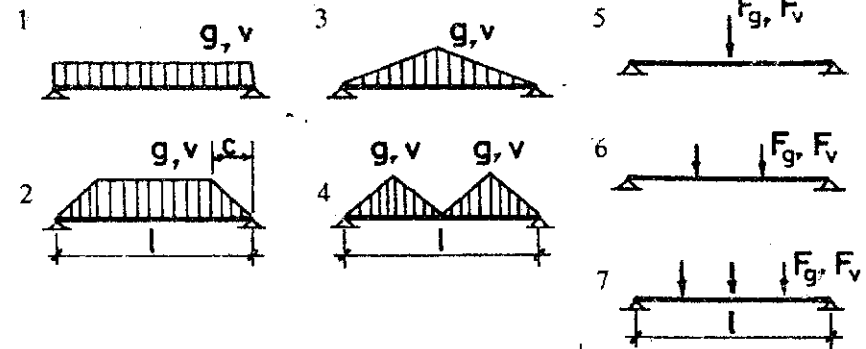
2.4.1. Оразмеряване на огъване

За греди на две опори и самостоятелни конзоли обикновено е достатъчно оразмеряването на сечението с максимален момент. За греди с двузначни моментни диаграми (например полета на непрекъснати греди) е достатъчно да се оразмерят две-три сечения: в полето — за максимален положителен момент, а при опорите — за максимални отрицателни моменти. В последния случай критичното сечение може да бъде по оста на опората или по ръба ѝ (фиг. 2.5).

Таблица 2.2.

Усилия в греди с равни полета

• Схеми на натоварване:



• Максимални усилия

$$M_{\max} = (\alpha g + \beta v) l^2$$

$$Q_{\max} = (\alpha g + \beta v) l$$

• Отрицателен момент в поле (ако е възможен)

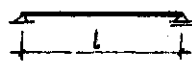
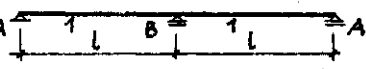
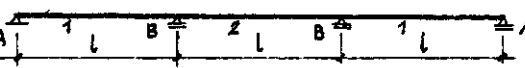
$$M = (\alpha g + \gamma v) l^2$$

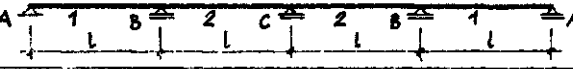
$$M_{\max} = (\alpha F_g + \beta F_v) l$$

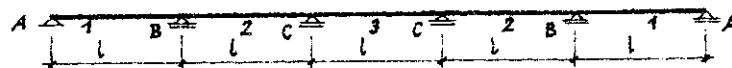
$$Q_{\max} = a F_g + b F_v$$

$$M = (\alpha F_g + \gamma F_v) l$$

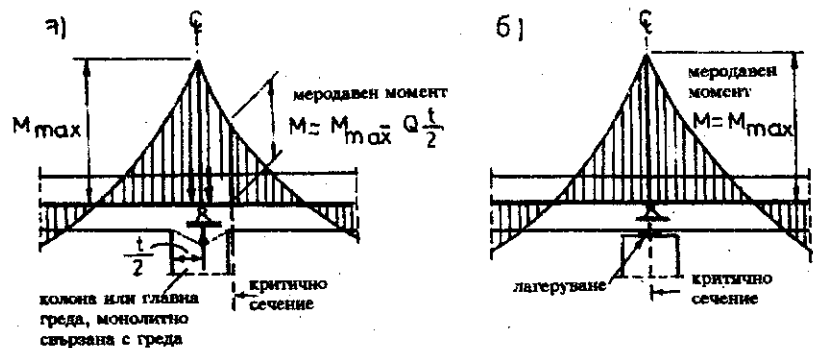
• Коэффициенты α, β, γ, a и b

Усилие	Кое-фици-ент	Схема на натоварване												
		1	2 при отношение $c/l =$							3	4	5	6	7
			0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45					
Проста греда 														
M	α	0,125	0,123	0,118	0,115	0,110	0,105	0,098	0,091	0,083	0,063	0,250	0,333	0,500
Q	α	0,500	0,450	0,400	0,375	0,350	0,325	0,300	0,275	0,250	0,250	0,500	1,000	1,500
Греда с две полета 														
M_1	$+\alpha$	0,070	0,069	0,067	0,065	0,063	0,060	0,056	0,052	0,047	0,029	0,156	0,222	0,265
	$+\beta$	0,096	0,094	0,091	0,088	0,080	0,081	0,076	0,071	0,064	0,046	0,203	0,273	0,383
M_B	$-\alpha$	0,125	0,123	0,116	0,112	0,106	0,100	0,093	0,086	0,078	0,066	0,188	0,333	0,469
	$-\beta$	0,125	0,123	0,116	0,112	0,106	0,100	0,093	0,086	0,0787	0,066	0,188	0,333	0,469
Q_A	$+a$	0,375	0,330	0,285	0,265	0,245	0,225	0,207	0,190	0,172	0,184	0,312	0,667	1,042
	$+b$	0,375	0,389	0,342	0,320	0,297	0,276	0,254	0,233	0,211	0,200	0,406	0,833	1,266
Q_B	$-a$	0,625	0,573	0,516	0,486	0,456	0,425	0,393	0,361	0,328	0,316	0,688	1,334	1,958
	$-b$	0,625	0,573	0,516	0,486	0,456	0,425	0,393	0,361	0,328	0,316	0,688	1,334	1,958
Греда с три полета 														
M_1	$+\alpha$	0,080	0,079	0,076	0,074	0,071	0,068	0,064	0,059	0,054	0,036	0,175	0,244	0,313
	$+\beta$	0,101	0,100	0,096	0,093	0,089	0,085	0,080	0,074	0,068	0,049	0,213	0,289	0,406

Усилие	Кое-фици-ент	Схема на натоварване												
		1	2 при отношение $c/l =$							3	4	5	6	7
			0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45					
M_B	$-\alpha$	0,100	0,098	0,093	0,089	0,085	0,080	0,075	0,069	0,063	0,053	0,150	0,267	0,375
	$-\beta$	0,117	0,115	0,109	0,104	0,099	0,094	0,087	0,081	0,073	0,062	0,175	0,311	0,437
M_2	$+\alpha$	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,024	0,023	0,021	0,010	0,067	0,100	0,125
	$+\beta$	0,075	0,074	0,072	0,070	0,068	0,065	0,061	0,057	0,052	0,036	0,175	0,200	0,313
	$-\gamma$	0,050	0,049	0,047	0,045	0,043	0,041	0,038	0,035	0,031	0,027	0,075	0,133	0,188
Q_A	$+a$	0,400	0,352	0,307	0,286	0,265	0,246	0,226	0,207	0,188	0,197	0,350	0,733	1,125
	$+b$	0,450	0,401	0,354	0,330	0,308	0,286	0,263	0,240	0,219	0,224	0,425	0,886	1,313
Q_{B1}	$-a$	0,600	0,548	0,493	0,464	0,435	0,405	0,374	0,344	0,313	0,303	0,650	1,267	1,875
	$-b$	0,617	0,564	0,509	0,480	0,449	0,418	0,387	0,355	0,323	0,312	0,675	1,311	1,938
Q_{B2}	$+a$	0,500	0,450	0,400	0,375	0,350	0,325	0,300	0,275	0,250	0,250	0,500	1,000	1,500
	$+b$	0,583	0,532	0,478	0,450	0,421	0,392	0,363	0,333	0,302	0,295	0,625	1,222	1,812
Греда с четири полета 														
M_1	$+\alpha$	0,077	0,076	0,073	0,071	0,069	0,065	0,062	0,057	0,052	0,040	0,168	0,238	0,299
	β	0,100	0,099	0,094	0,091	0,088	0,084	0,079	0,073	0,069	0,048	0,210	0,286	0,400
M_B	$-\alpha$	0,107	0,105	0,100	0,095	0,091	0,085	0,080	0,074	0,067	0,057	0,161	0,286	0,402
	$-\beta$	0,121	0,118	0,112	0,107	0,102	0,096	0,090	0,083	0,075	0,064	0,181	0,321	0,452
M_2	$+\alpha$	0,036	0,036	0,035	0,035	0,034	0,033	0,032	0,030	0,028	0,015	0,116	0,141	0,165
	$+\beta$	0,081	0,080	0,077	0,075	0,072	0,069	0,065	0,061	0,056	0,039	0,183	0,222	0,333
	$-\gamma$	0,045	0,044	0,042	0,040	0,038	0,036	0,034	0,031	0,028	0,024	0,067	0,111	0,167

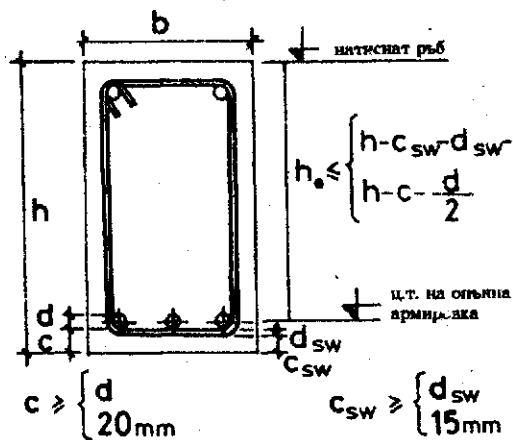
Усилие	Кое- фици- ент	Схема на натоварване												
		1	2 при отношение $c/l =$							3	4	5	6	7
			0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45					
M_C	$-\alpha$	0,071	0,070	0,067	0,064	0,061	0,057	0,053	0,049	0,045	0,038	0,100	0,191	0,268
	$-\beta$	0,107	0,105	0,100	0,096	0,091	0,085	0,080	0,074	0,067	0,057	0,161	0,286	0,402
Q_A	$+a$	0,393	0,345	0,300	0,280	0,259	0,240	0,220	0,202	0,183	0,193	0,339	0,714	1,098
	$+b$	0,446	0,398	0,350	0,328	0,305	0,283	0,260	0,238	0,216	0,222	0,420	0,857	1,299
Q_{B1}	$-a$	0,607	0,555	0,500	0,472	0,441	0,410	0,380	0,349	0,317	0,307	0,661	1,286	1,902
	$-b$	0,620	0,568	0,512	0,482	0,452	0,420	0,300	0,358	0,325	0,314	0,681	1,321	1,952
Q_{B2}	$+a$	0,536	0,485	0,433	0,406	0,380	0,351	0,327	0,300	0,272	0,269	0,553	1,095	1,634
	$+b$	0,603	0,550	0,495	0,466	0,437	0,406	0,376	0,343	0,313	0,305	0,654	1,274	1,885
Q_{C2}	$-a$	0,464	0,415	0,367	0,343	0,320	0,286	0,273	0,250	0,228	0,231	0,449	0,905	1,366
	$-b$	0,571	0,522	0,468	0,440	0,410	0,380	0,353	0,323	0,294	0,288	0,607	1,190	1,768
Греда с пет полета 														
M_1	$+\alpha$	0,078	0,077	0,074	0,072	0,069	0,066	0,062	0,057	0,053	0,035	0,171	0,240	0,302
	β	0,100	0,099	0,095	0,092	0,088	0,084	0,079	0,074	0,068	0,049	0,211	0,287	0,401
M_B	$-\alpha$	0,105	0,103	0,098	0,094	0,089	0,084	0,079	0,072	0,066	0,056	0,158	0,281	0,395
	$-\beta$	0,120	0,117	0,111	0,106	0,101	0,096	0,089	0,082	0,075	0,064	0,179	0,319	0,449
M_2	$+\alpha$	0,033	0,033	0,032	0,032	0,031	0,030	0,029	0,028	0,026	0,014	0,112	0,130	0,156
	$+\beta$	0,079	0,078	0,075	0,073	0,070	0,067	0,064	0,059	0,055	0,038	0,181	0,216	0,327
M_C	$-\alpha$	0,080	0,078	0,074	0,071	0,068	0,064	0,060	0,055	0,050	0,042	0,118	0,211	0,296
	$-\beta$	0,111	0,108	0,104	0,099	0,094	0,089	0,083	0,076	0,070	0,059	0,167	0,297	0,417

Усилие	Кое- фици- ент	Схема на натоварване												
		1	2 при отношение $c/l =$							3	4	5	6	7
			0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45					
M_3	$+\alpha$	0,046	0,045	0,044	0,043	0,040	0,040	0,039	0,037	0,034	0,021	0,132	0,152	0,204
	$+\beta$	0,086	0,085	0,082	0,079	0,076	0,073	0,069	0,064	0,059	0,042	0,191	0,228	0,352
Q_A	$+a$	0,395	0,347	0,302	0,282	0,261	0,241	0,222	0,204	0,184	0,194	0,342	0,719	1,105
	$+b$	0,448	0,399	0,351	0,328	0,305	0,283	0,261	0,239	0,217	0,222	0,421	0,860	1,302
Q_{B1}	$-a$	0,606	0,553	0,498	0,468	0,439	0,409	0,378	0,346	0,316	0,306	0,653	1,281	1,895
	$-b$	0,620	0,567	0,511	0,481	0,452	0,420	0,389	0,356	0,325	0,313	0,679	1,319	1,949
Q_{B2}	$+a$	0,526	0,475	0,425	0,398	0,371	0,345	0,319	0,292	0,266	0,264	0,540	1,070	1,599
	$+b$	0,598	0,545	0,491	0,462	0,433	0,403	0,373	0,344	0,316	0,302	0,647	1,262	1,867
Q_{C2}	$-a$	0,474	0,426	0,376	0,352	0,329	0,305	0,281	0,258	0,234	0,237	0,460	0,930	1,401
	$-b$	0,576	0,525	0,470	0,442	0,414	0,385	0,357	0,328	0,301	0,291	0,615	1,204	1,787
Q_{C3}	$+a$	0,500	0,450	0,400	0,375	0,350	0,325	0,300	0,275	0,250	0,250	0,500	1,000	1,500
	$+b$	0,591	0,539	0,485	0,456	0,427	0,397	0,368	0,339	0,310	0,309	0,637	1,243	1,841



Фиг. 2.5. Моменти над опора, меродавни за оразмеряване
 а) Височината на гредата може да се увеличи в зоната на опорите. Меродавен е моментът на ръба
 б) Височината на гредата е постоянна. Меродавен е моментът при теоретичната ос на опората

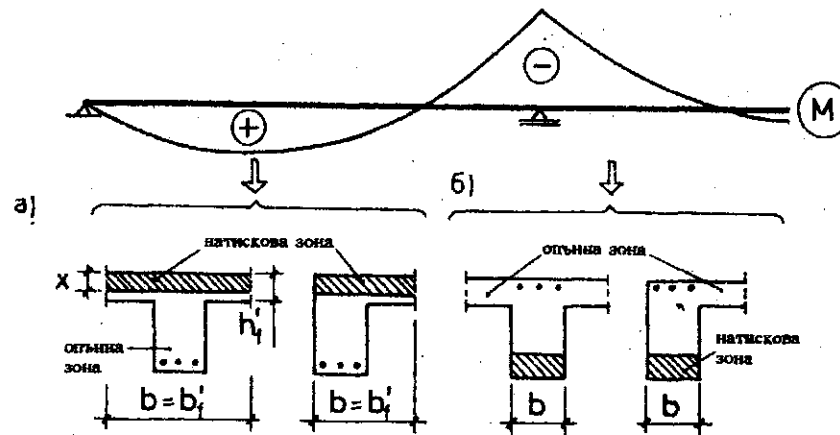
Основната характеристика на сечението при оразмеряване на огъване е полезната му височина h_0 . Определя се по фиг. 2.6.



Фиг. 2.6. Определянето на полезната височина h_0 изисква прогнозиране на диаметъра на армировката. Приемането $h_0 = h - 5$ cm обикновено е в полза на сигурността

2.4.1.1. Правоъгълно сечение

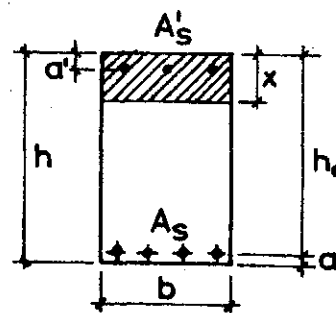
По тази методика се оразмерява както фактическо правоъгълно сечение, така и, при определени условия, Т-, Г- или други сечения с правоъгълни натискови зони с широчина b (фиг. 2.7).



Фиг. 2.7. Т- и Г-сечения се оразмеряват като правоъгълни, когато:
 а) Плочата е откъм натиснатия ръб и е по-висока от натисковата зона
 б) Плочата е откъм опънатия ръб

Процедурата за обичайния случай с единична армировка ($a_m \leq a_{mR}$) е дадена в т. 1.4.

Ако $a_m > a_{mR}$, необходима е натискова армировка A_s' (фиг. 2.8).



Фиг. 2.8. Правоъгълно сечение с двойна армировка. Необходимостта от A_s' е сигнал за ниска избрана височина h . С отчитане на наличната A_s' съществува възможност да се изчисли по-малка A_s

Преди да се изчисли, необходимо е да се прецени нейната целесъобразност:

– За сечение в полето е по-добре, при възможност, да се увеличи h , с което се решават проблемите с провисването и с поемането на напречните сили;

– За сечение над опората е желателно долната права армировка от полето, която в случая ще се яви натискава*, да се окаже достатъчна в сравнение с изчислената по формула (2.3). В противен случай може да се увеличи сечението (задължително, когато $\alpha_m > 0,6$).

Натисквата армировка се определя от

$$A'_s = \frac{M - \alpha_{mR} R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (2.3)$$

където $R_{sc} = R_s$.

Опънната армировка се изчислява от

$$A_s = \xi_R \frac{R_b}{R_s} b h_0 + A'_s \quad (2.4)$$

където α_{mR} и ξ_R се отчитат от таблица 1.8 в зависимост от класа на бетона и армировката.

Често по конструктивни или други съображения (например ограничаване на деформациите от съсъхване и пълзене) правоъгълните сечения са с налична натискава армировка A'_s , която не е необходима по изчисленията на якост. Ако се отчете нейното наличие, има възможност да се изчисли намалена опънна армировка A_s по следната процедура:

(1) Определя се

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \quad (2.5)$$

(2) От таблица 1.7 за α_m се отчитат η и ξ ;

(3) Ако $x = \xi h_0 > 2a'$, изчислява се

* Може да се отчете само надеждно закотвена (табл. 7.7) налична натискава армировка

$$A_s = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{\eta h_0 R_s} + A'_s \quad (2.6)$$

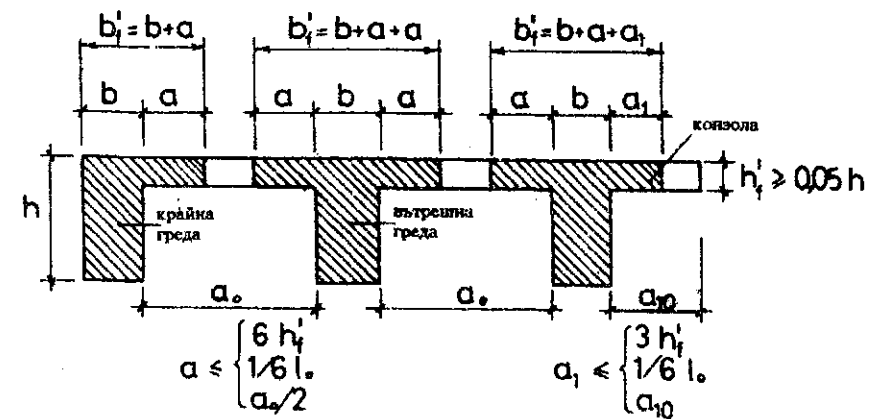
Ако $x = \xi h_0 \leq 2a'$, опънната армировка се изчислява* от

$$A_s = \frac{M}{(h_0 - a') R_s} \quad (2.7)$$

2.4.1.2. Плочогредови сечения

Плочата се включва в поемане на натисквите напрежения само ако $h_f' \geq 0,05h$.

Съдействащата ширина b_f' се определя от фиг. 2.9.



Фиг. 2.9. Определяне на съдействащата ширина на плочогредови сечения. Разстоянието l_0 е между нулевите точки на моментните диаграми. За прости греди $l_0 = l$, а за непрекъснати греди може да се приеме $l_0 = 0,7l$

Плочогредовите сечения обикновено се оразмеряват с единична (опънна) армировка поради големите възможности на натисквата зона.

Процедурата за изчисляване на A_s е:

* В този случай е възможно по-икономична A_s да се изчисли без отчитане на натисквата армировка. Това може да се провери по процедурата с единична армировка (т. 1.4).

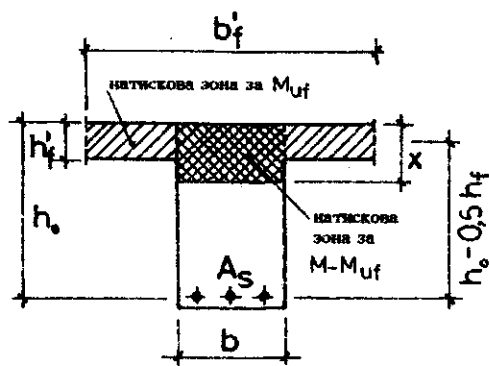
(1) Определя се положението на нулевата линия. Критерий е максималният огъващ момент M_f , който може да поеме сечението при $x = h_f'$

$$M_f = R_b h_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f'). \quad (2.8)$$

Ако $M \leq M_f$, нулевата линия е в плочата и изчислението продължава по т. 2.4.1.1 като за правоъгълно сечение с $b = h_f'$;

(2) Изчислява се огъващият момент M_{uf} , който може да поеме плочата извън реброто (фиг. 2.10)

$$M_{uf} = R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5h_f'); \quad (2.9)$$



Фиг. 2.10. Плочогредово сечение с нулева линия в реброто

(3) Изчислява се

$$\alpha_m = \frac{M - M_{uf}}{R_b b h_0^2}; \quad (2.10)$$

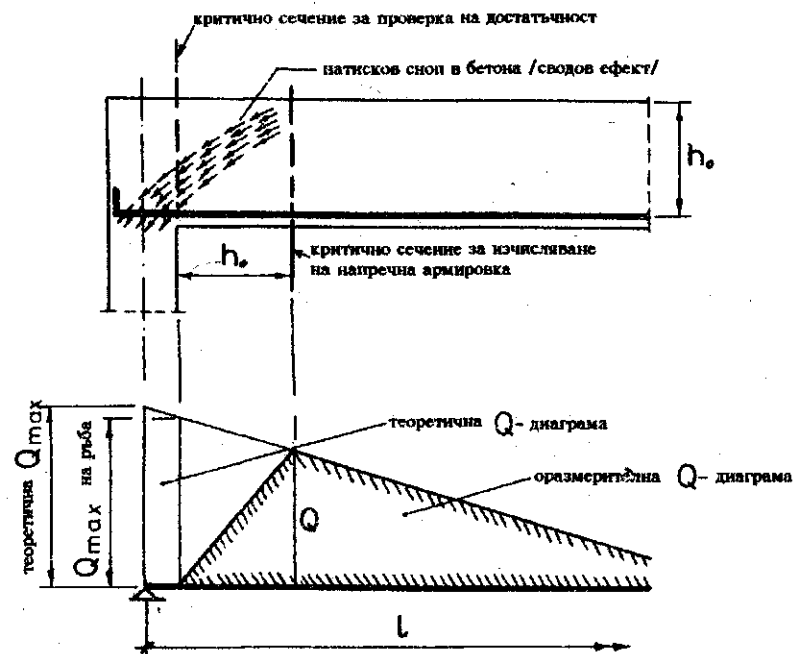
(4) За α_m се отчита η от таблица 1.7;

(5) Определя се

$$A_s = \frac{M_{uf}}{R_s (h_0 - 0,5h_f')} + \frac{M - M_{uf}}{\eta h_0 R_s}. \quad (2.11)$$

2.4.2. Оразмеряване за напречни сили

Критични са сеченията в близост до опорите, където са максималните стойности на напречните усилия (фиг. 2.11).



Фиг. 2.11. Критични сечения за оразмеряване на напречни сили. Част от натоварването се предава върху опорите чрез директен натиск — максималното оразмерително усилие Q е на h_0 от ръба

Оразмеряването включва:

- (1) Проверка за достатъчност на напречното сечение (т. 2.4.2.1);
- (2) Изчисляване на напречна армировка (т. 2.4.2.2 до т. 2.4.2.5).

2.4.2.1. Проверка за достатъчност на сечението

Предаване на натоварването върху опорите е осигурено, ако

$$Q_{\max} \leq 0,3R_b b h_0, \quad (2.12)$$

където Q_{\max} е напречната сила при ръба на опората (фиг. 2.11). При нормалните случаи на натоварване това условие се изпълнява с приетото дс

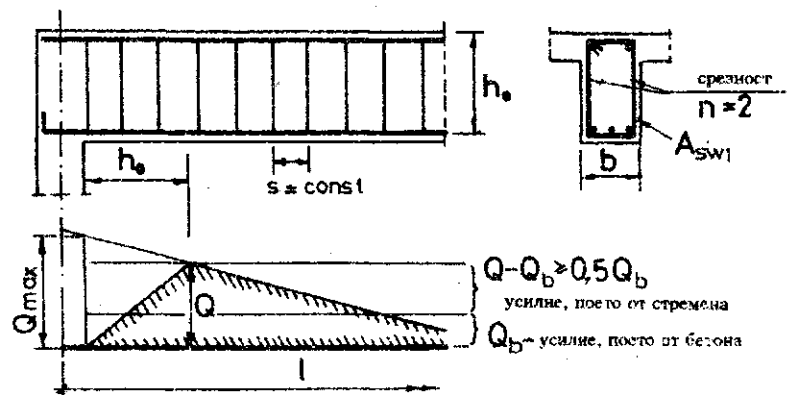
• Изчисляването по Н.П. е дадено в приложение 2.1.

гук напречно сечение. В противен случай трябва да се увеличи някой от размерите му, а ако това е невъзможно — класът на бетона.

2.4.2.2. Обичайни случаи на напречно армиране

Това са характерните за високото строителство греди с неголеми до умерени (1) размери и (2) разпределени товари.

Напречните усилия се поемат само със стремена (независимо дали има или не огънати пръти), при това в количество близко до конструктивния минимум (виж т. 2.6). Целесъобразна практика е изчислените за критичното сечение стремена да се запазят по цялата дължина на гредата (стъпка и диаметър) — фиг. 2.12.



Фиг. 2.12. Обичайни случаи на напречно армиране. Изчислените стремена се запазват по цялата дължина на гредата. Ако обаче интензивността им е голяма, целесъобразно е да се пристъпи към разреждане на стремената в средната зона на гредата — фиг. 2.13

Процедурата за изчисляване на стремената е:

(1) Определя се напречното усилие, поето от бетона

$$Q_b = 0,6R_{bt} b h_0; \quad (2.13)$$

(2) Определя се интензивността на стремената

$$q_{sw} = \frac{Q - Q_b}{h_0}; \quad (2.14)$$

Ако $Q > Q_b$, q_{sw} се приема не по-малко от $0,3R_{bt} b$.

Ако $Q \leq Q_b$ — конструктивна напречна армировка (т. 2.6.4).

(3) Определя се стъпката между стремената s при избран диаметър (чрез площта A_{sw1} на един клон от стремето) и приета срезност n

$$s = \frac{0,8R_s n A_{sw1}}{q_{sw}} \quad (2.15)$$

Окончателната стъпка s трябва да се избере в съответствие с конструктивните изисквания (т. 2.6.4).

• Подходящо конструиране може да се подбере с вариране на диаметъра и стъпката между стремената от

$$\frac{A_{sw1}}{s} = \frac{q_{sw}}{0,8R_s n} \quad (2.15a)$$

Таблица 2.3 е числена интерпретация на (2.15a) в обичайните граници.

Таблица 2.3.

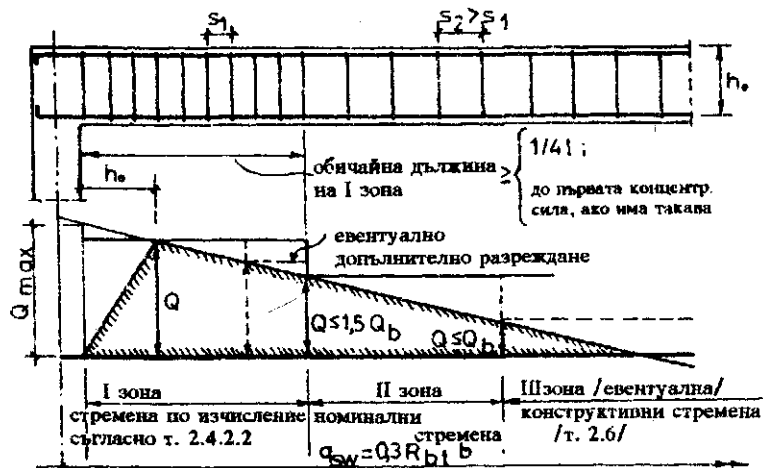
Стойности на $\frac{q_{sw}}{n}$, N/mm за стремена от клас А-1

Диаметър d_{sw} , mm	Разстояние между стремената s , mm					
	100	125	150	200	250	300
6,5	59,7	47,8	39,8	29,9	23,9	19,9
8	90,5	72,4	60,3	45,2	36,2	30,2
10	141,4	113,1	94,2	70,7	56,5	47,1
12	203,6	162,9	135,7	101,8	81,4	67,9

2.4.2.3. Покритие на Q — диаграма при тежко натоварени греди

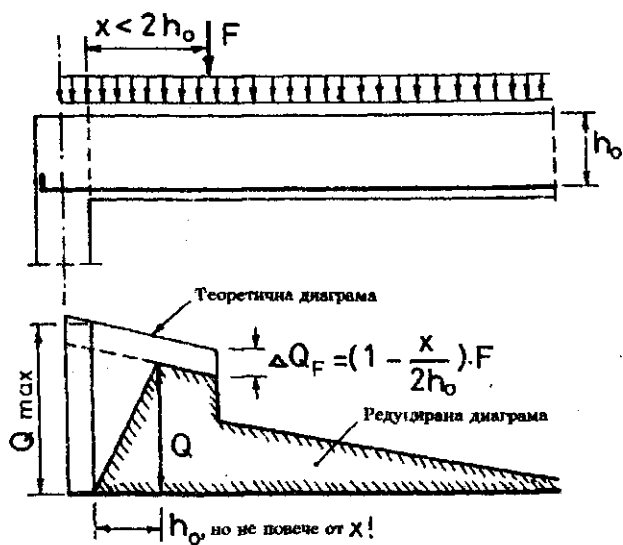
Целесъобразно е за случаите, необхванати в т. 2.4.2.2 (фиг. 2.13).

Норманна практика е да се приема една (средна) зона с разредени стремена. Не е изключено да се прибегне и до допълнително разреждане (по преценка на проектанта) около средата на гредата (зона III). Обикновено се запазва диаметърът d_w и се увеличава стъпката s . При по-тежки случаи може да се промени и диаметърът на стремената.



Фиг. 2.13. При тежко натоварени греди стъпаловидно покритие на Q – диаграмата се постига обикновено с увеличаване на стъпката s между стремената. При необходимост се променя и диаметърът им

2.4.2.4. Особеност при натоварване с концентрирани сили в близост до опорите



Фиг. 2.14. Възможността за редуция на Q може да се окаже много полезна, ако интензивността на стремената се получава смущаващо голяма

Ако концентрирана сила е на разстояние от опората по-малко от $2h_0$, допуска се Q -диаграмата да бъде редуцирана, както е показано на фиг. 2.14.

Така получената оразмерителна Q -диаграма се използва само за изчисляване на напречната армировка.

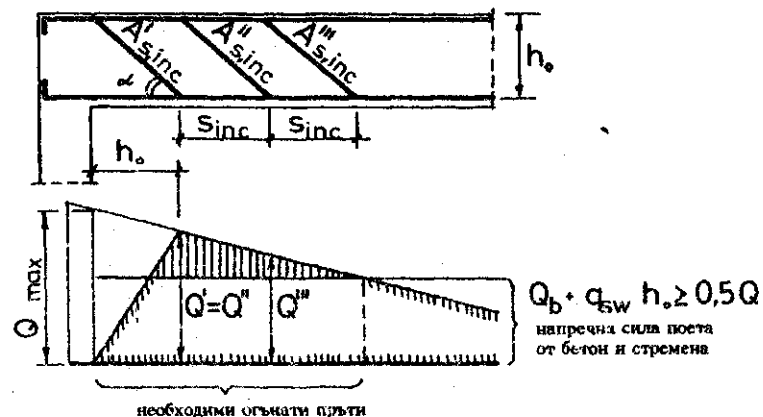
2.4.2.5. Особеност при наличие на огънати пръти

Местата на огъване на надлъжната армировка при греди във високото строителство обикновено се избират от съображения за покриване на огъващите моменти (т. 2.6). При необходимост с огънати пръти може да се поеме част от напречната сила (но не повече от 50%), ако са изпълнени условията (фиг. 2.15):

(а) Наклонът им спрямо надлъжната ос на гредата α е в границите от 45° до 60° (обикновено 45° или 60° , ако $l/h \leq 8$);

(б) Разстоянието s_{inc} между огъвките в надлъжно направление е

$$s_{inc} \leq 0,6(1 + \cotg \alpha) h_0 \quad (2.16)$$



Фиг. 2.15. Покритие на Q – диаграма с армировка от стремена и огънати пръти. Площта на прътите в първи и втори ред се определя с напречната сила Q в критичното сечение на разстояние h_0 от ръба на опората

Изчисленията се провеждат обикновено в следния ред:

(1) Приема се напречната армировка от стремена при спазване на условията

$$q_{sw} \geq \begin{cases} 0,5Q - Q_b \\ h_0 \\ 0,3R_{bt} b; \end{cases} \quad (2.17)$$

(2) Изчислява се армировката в първи и втори ред огънати пръти

* Конструирането на греди с пръти и огънати пръти води до $8 \div 10\%$ икономия на стомана, но е свързано с по-голям разход на труд.

$$A_{s,inc}^I = A_{s,inc}^{II} = \frac{Q - (Q_b + q_{sw} h_0)}{0,8 R_s \sin \alpha} \quad (2.18)$$

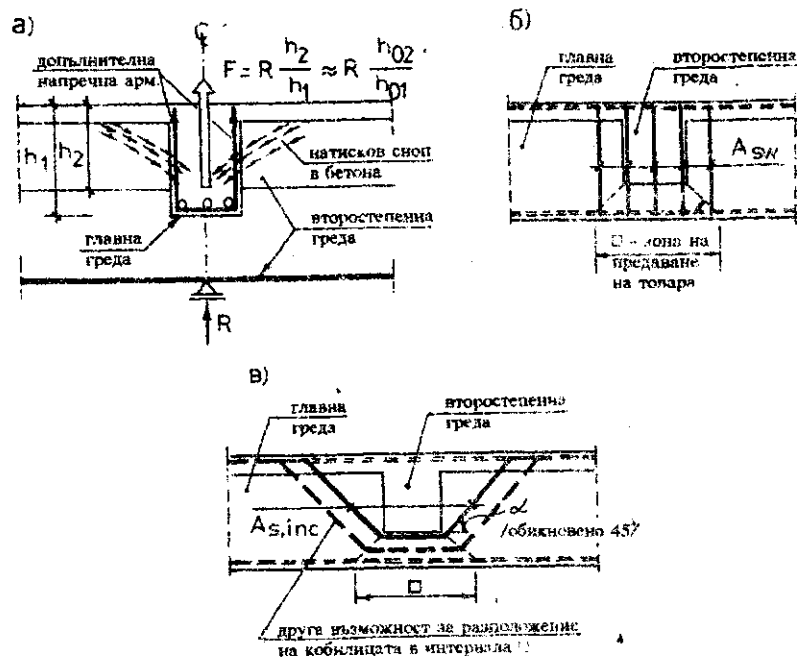
(3) Всеки следващ ред (ако е необходим) се изчислява с напречната сила при долната огъвка на преидущия ред

$$A_{s,inc}^{III} = \frac{Q^{III} - (Q_b + q_{sw} h_0)}{0,8 R_s \sin \alpha} \quad (2.19)$$

Ако наличната огъната армировка е недостатъчна или заради покритието на M -диаграмата не може да се разположи съгласно изчисленията, необходимо е увеличение на стремената.

• **Допълнителна напречна армировка при окачено натоварване**

За такова се счита всяко натоварване F , което не е приложено по горния ръб на гредата (фиг. 2.16а).



Фиг. 2.16. Стъпване на греда върху греда:
а) Частта F от реакцията R на второстепенната греда трябва да се превесе до горния ръб на главната греда чрез окачване за допълнителна напречна армировка
б) Армировка за окачване във вид на стремена. Разпределя се в зоната на предаване на товара
в) Също, но във вид на кобилички

(1) При окачване със стремена (фиг. 2.16б) допълнителната площ A_{sw} , необходима за окачване е

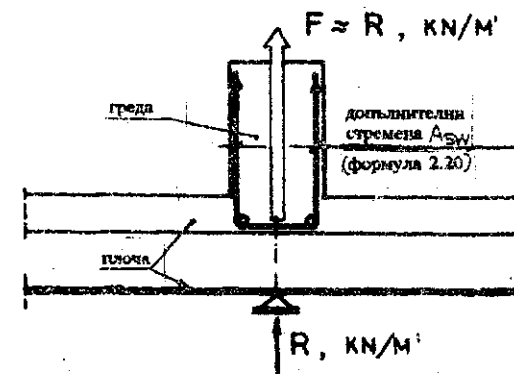
$$A_{sw} = \frac{F}{0,8 R_s} \quad (2.20)$$

като същата се добавя към площта, необходима за поемане на Q -силата в разглежданото сечение (на окачването).

(2) При окачване с кобилички (фиг. 2.16в) тоталната площ на всички клонове на кобиличките е

$$A_{s,inc} = \frac{F}{0,8 R_s \sin \alpha} \quad (2.21)$$

(3) При обратни греди (фиг. 2.17) се приема, че плочата е изцяло окачена за гредата. Окачването е чрез допълнителни стремени съгласно (1).



Фиг. 2.17. Стъпване на плоча върху обратна греда

2.5. КОНТРОЛ НА ПРОВИСВАНЕТО

Обикновено когато коефициентът на армиране на гредите е $\mu \leq 0,5 \mu_{max}$ (за μ_{max} вж. таблица 1.8) може да се очаква, че провисването им ще бъде по-малко от допустимото. В противен случай това трябва да се докаже с изчисление. Ако все пак изчисленото провисване е по-голямо от допустимото, необходимо е да се увеличи h (за предпочитане) и/или армировката – A_s и/или A_s . За справка и подробности – вж. [4, 5].

2.6. КОНСТРУИРАНЕ НА АРМИРОВКАТА

Извършва се в следната последователност:

- Аранжиране на прътите в напречното сечение (т. 2.6.1);
- Определяне местата на прекъсване и/или огъване на надлъжната армировка (т. 2.6.2 и т. 2.6.3);

(в) Определяне на необходимите дължини за закотвяне l_{an} и за снаждане l_{ap} (вж. т. 7.3.1);

(г) Конструирание на напречната армировка – стремена (т. 2.6.4);

(д) Детайлиране и специфициране на всеки армировъчен елемент (вж. т. 7.3).

2.6.1. Аранжиране на армировката в напречното сечение

То включва:

(1) Избор на диаметър на прътите;

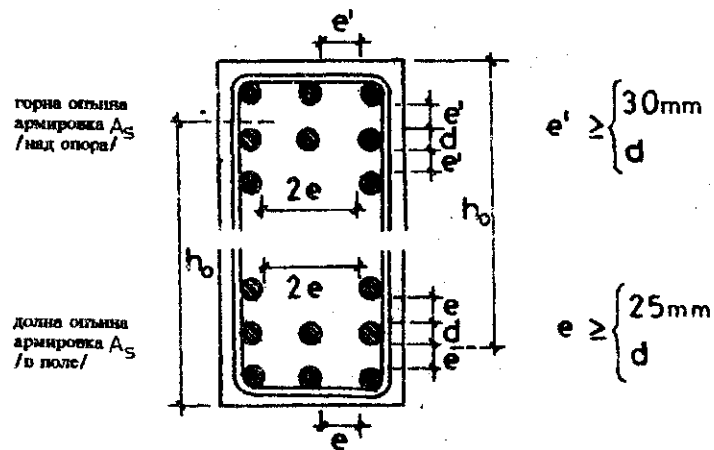
Препоръчват се диаметри в границите $10 \leq d \leq 32$ mm (по възможност до 25 mm и $d \leq b/8$).

(2) Брой и разстояние между прътите;

Армировката се разполага в опънните зони в не повече от два реда (по възможност). Минималните светли разстояния между прътите са съгласно фиг. 2.18, а за максималните осови се препоръчва:

– 200 mm за опънна армировка;

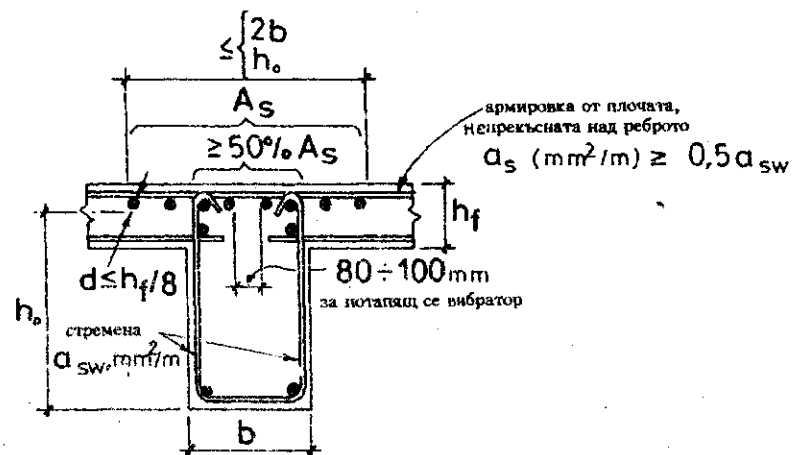
– 400 mm за натискова армировка.



Фиг. 2.18. Минимални светли разстояния между прътите. При разполагане на армировката в повече от един ред трябва да се докаже, че действителната полезна височина h_0 не е по-малка от прнетата в изчисленията. В противен случай е необходимо преизчисляване на A_s .

Нормална практика е гредите да се армират най-малко с $2d_{10}$, разположени в ъглите на напречното сечение.

• При аранжиране на горната армировка е необходимо да се осигури възможност за уплътняване на бетона. При използване на потапящ се вибратор (както е обичайно), целесъобразно разполагане на прътите в плочогредово сечение е показано на фиг. 2.19.



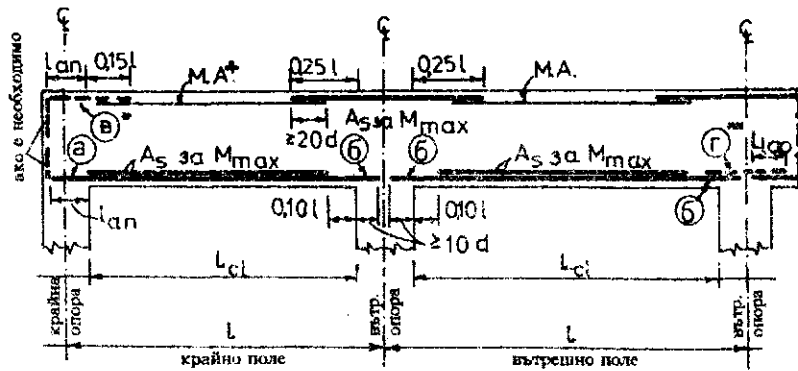
Фиг. 2.19. До 50% от необходимата опънна армировка над вътрешна опора на непрекъсната греда може да се разположи в прилежащата плоча, ако:

- (1) Диаметърът на разположените в плочата пръти е $d \leq h_f/8$
- (2) Напречното сечение на непрекъснатата армировка от плочата е поне половината от общото сечение на стремената – $a_s \geq 1/2 a_{sw}$

2.6.2. Обичайно армиране с прави пръти

Прилага се за умерено натоварени едноотворни и непрекъснати греди с (1) равни или приблизително равни отвори и с (2) сходни по вид и големина натоварвания на полетата.

Изчислената по т. 2.4.1 носеща армировка A_s в критичните сечения се разполага и прекъсва съгласно фиг. 2.20.



* Необходимо е, когато в статическата схема опората е ставна, а в действителност гредата е монолитно свързана с колона или друга греда. Може да се обедини с М.А.

$$\textcircled{a} \geq \begin{cases} 25\% A_s & \text{в поле} \\ 2d10 \end{cases}$$

** Спаждането \textcircled{b} е необходимо, ако (1) критичното сечение при опората е изчислено с двойна армировка или (2) е възможно поява на положителен момент.

* Армировката за монтаж на стремената (М.А.) се избира с диаметър $d \geq \begin{cases} 10\text{mm} \\ d_w + 2\text{mm} \end{cases}$, където d_w е диаметърът на стремената, и в количество М.А. $\geq \begin{cases} 10\% A_s & \text{в поле} \\ 2d10 \end{cases}$

Ако М.А. е необходима и като пагискова по изчисление, спаждането и l_{sp} се определят от таблица 7.7. В противен случай е достатъчно минимално спаждане $20d$.

Фиг. 2.20. Част от надлъжната армировка A_s , изчислена за M_{max} в полето, задължително се закъвя зад ръба на опората. Нейното количество зависи от вида на опората и е не по-малко от:

$$\text{Крайна опора } \textcircled{a} \geq \begin{cases} 50\% A_s \\ \frac{Q_{max}}{2R_s} \\ 2d10 \end{cases}$$

$$\text{Вътрешна опора } \textcircled{b} \geq \begin{cases} 30\% A_s \\ 2d10 \end{cases}$$

2.6.3. Покриване на M – диаграма

В действителност се покрива опънна сила $F_s = \frac{M}{\eta h_0}$ на ниво ц.т. на опънната армировка.

Прилага се за случаите, необхванати в т. 2.6.2. Целта е да се постигне икономично армиране чрез:

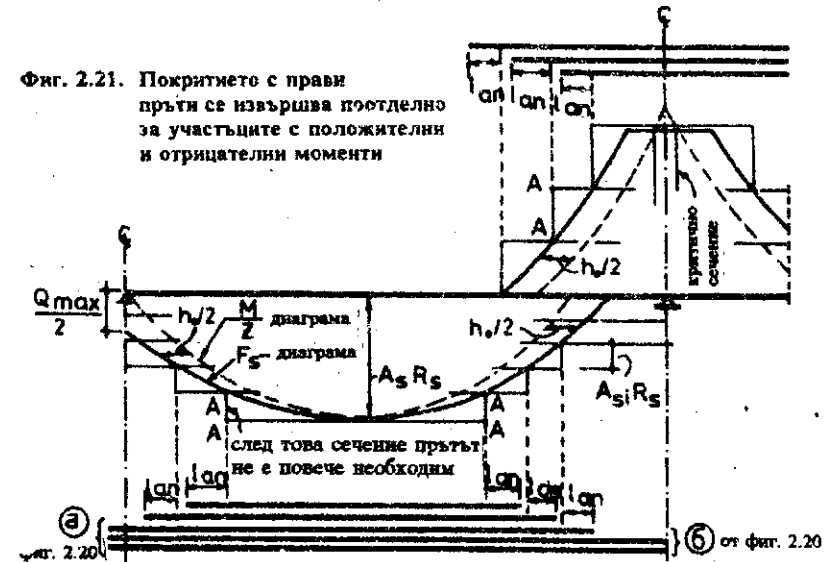
- (1) По-точно определяне местата на прекъсване на ненужните пръти;
- (2) Евентуално огъване на пръти от поле за поемане на част от опорен момент в непрекъснати греди.

Конструирането ("графично оразмеряване") само с прави пръти се извършва поотделно за всеки участък с еднозначна M – диаграма, за който в меродавното сечение са определени A_s и $z = \eta h_0$ (т. 2.4.1).

То се извършва в следния ред (фиг. 2.21):

(а) В подходящ мащаб се построява диаграмата на опънната сила F_s , подобна на M , но "разтегната" хоризонтално на $h_0/2$ към опорите (в ляво и в дясно);

(б) В избрания мащаб върху F_s -диаграмата се нанася приносът



Фиг. 2.21. Покриването с прави пръти се извършва поотделно за участъците с положителни и отрицателни моменти

В резултат на сводовото действие при опорите (фиг. 2.11), там тази сила има начална (допълнителна) стойност $Q_{max}/2$, а за всяко нормално сечение от гредата $F_s = \frac{M}{\eta h_0} + \frac{Q}{2}$. При предпоставката $z = \eta h_0 = \text{const}$ диаграмата на F_s се построява като подобна на M , но "разтегната" хоризонтално на $h_0/2$ към опорите (фиг. 2.21). За повече подробности виж Е.С.

$$F_{si} = A_{si} R_s$$

на всеки прът, като за полета се започва с тия, които по преценка ще останат прави и минаващи зад ръба на опорите (в съответствие с изискванията на т. 2.6.2 — фиг. 2.20);

(в) За всеки прът се определя сечението $A - A$, в което той повече не е необходим по изчисление и теоретически може да прекъсне;

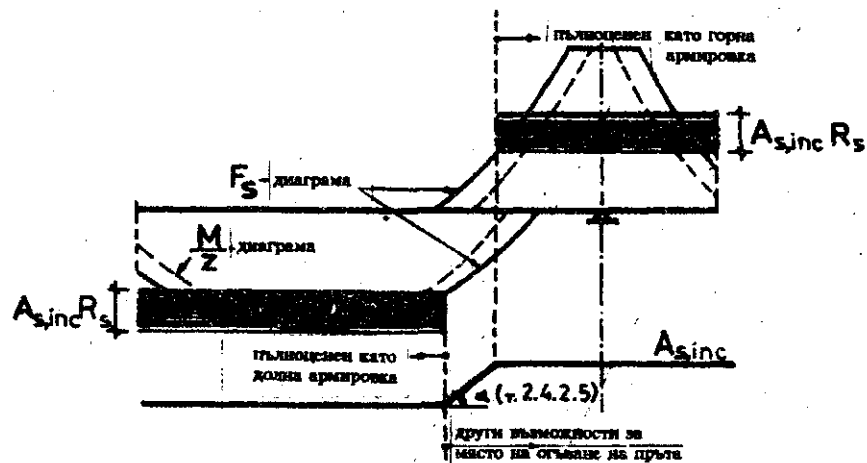
(г) Мястото на фактическото прекъсване на пръта е на l_{an} (т. 7.3.2) от сечение $A - A$;

(д) Зад ръба на опорите се закотвят достатъчен брой пръти, съгласно указанията на фиг. 2.20.

• Покритие с огънати пръти

Целесъобразно е в някои случаи при двузначни $M -$ диаграми*.

Препоръчва се да се огънат прътите с по-малък диаметър, като се следи за аранжирането им в напречното сечение на гредата при тяхното преминаване от долна в горна армировка. Във всички случаи, поне 50% за крайна опора и 30% за вътрешна опора остава права и закотвена зад ръба на опорите (виж фиг. 2.20).



Фиг. 2.22. Покритие с прави и огънати пръти.

Мястото на огъване на всеки прът се определя по преценка за рационалното му използване и като долна, и като горна армировка. Решаващо може да се окаже участието му в поемане на напречни сили (виж т. 2.4.2.5). В последния случай проектантът може дори да се откаже от огънатия прът като надлъжна армировка и да го използва само за напречни сили. Тогава горната огъвка е на ≤ 50 mm от ръба на опората (фиг. 2.15)

* Необходимо е да бъде проучено, дали икономията на стомана ще компенсира увеличения разход на труд, необходим за създаване и полагане на армировката.

Процедурата на покритието е както при прави пръти, като местата на огъване се избират съгласно указанията на фиг. 2.22.

2.6.4. Конструирание на стремената

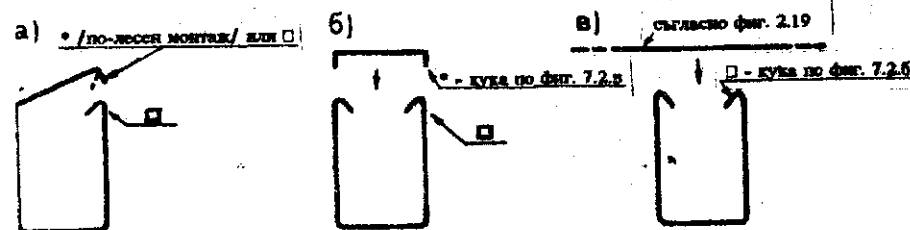
Поставят се по изчисление (т. 2.4.2) или конструктивно за греди с височина h по-голяма от 150 mm.

(1) Диаметърът за стремената се избира не по-малък от

— за греди с $h \leq 800$ mm : 6 mm;

— за греди с $h > 800$ mm : 8 mm.

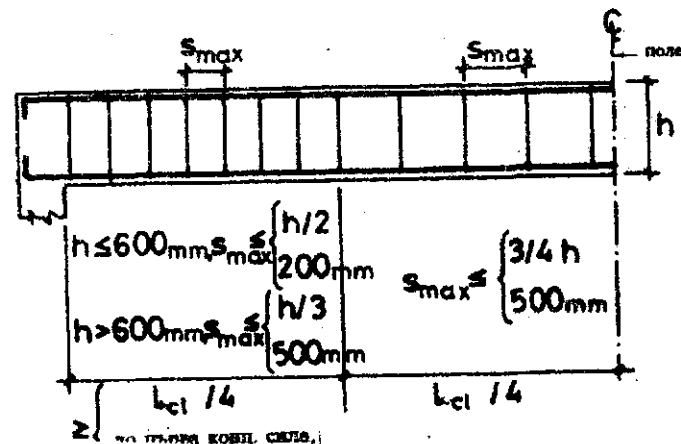
(2) Формите на стремена, които се прилагат обикновено в практиката, са показани на фиг. 2.23.



Фиг. 2.23. Форми на стремена

- а) Традиционна форма за правоъгълни и плочоредови сечения
- б) При затруднен монтаж на надлъжната армировка
- в) Само за плочоредови T -сечения, ако е изпълнено условие (2) от фиг. 2.19

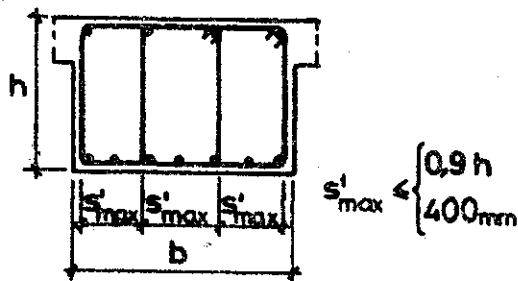
(3) Надлъжното разстояние между стремената се избира по изчисление (т. 2.4.2.2), но не повече от s_{max} съгласно фиг. 2.24.



Фиг. 2.24. Максималното разстояние между стремената зависи от височината на гредата и отдалечеността им от опората

За минималното разстояние между стремената обикновено са меродавни изискванията за лесно полагане и уплътняване на бетона. Препоръката е $s_{\min} \geq 80 \div 100 \text{ mm}$.

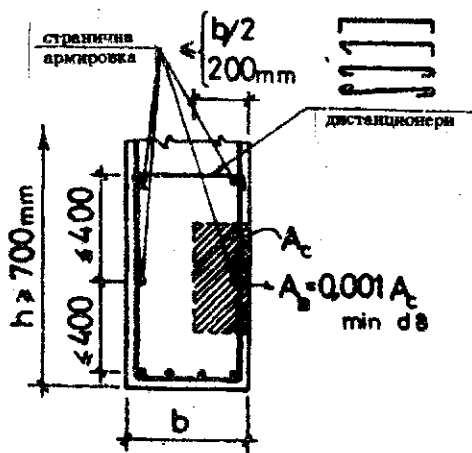
(4) Напречното разстояние между клоновете на стремената се избира не повече от s'_{\max} (фиг. 2.25).



Фиг. 2.25.
При b по-голяма от h или от 400 mm гредите се армират в многосрезни стремена ($n > 2$)

2.6.5. Друга армировка

При греди с височина по-голяма от 700 mm се предвиждат странични надлъжни пръти в реброто. Тяхната площ и разположение се определят по фиг. 2.26.



Фиг. 2.26.
Страничната армировка при високи греди поема усилията от съсъхване на бетона

2.7. ГРЕДИ, ПОДЛОЖЕНИ НА УСУКВАНЕ

В тази точка се разглежда проектирането на греди с правоъгълно сечение, натоварени на усукване с или без огъващи моменти M и напречни сили Q . Доколкото изчисляването за M и Q е разгледано подробно в предходните точки, тук се разискват предимно особеностите, свързани с осигуряване на усукващ момент T (чисто усукване). Накрая са дадени указания за сглобяване на резултатите от изчисленията за M , Q и T така, че да се конструира греда, в състояние да поеме едновременно и трите разрезни усилия.

Усукващите моменти T се отчитат при оразмеряването задължително, само когато са необходими за статическото равновесие на гредата. Такива са обикновено случаите на греди, носещи конзоли: плочи, стълбища и др.

Проектирането се извършва в следния ред:

- (1) Избор на напречно сечение (т. 2.7.1);
- (2) Определяне на натоварването (т. 2.7.2);
- (3) Статическо изчисляване (т. 2.7.3);
- (4) Оразмеряване (т. 2.7.4). Евантуална корекция на напречното сечение, ако е необходимо;
- (5) Конструирание на армировката (т. 2.7.5).

2.7.1. Общи изисквания

В сила са всички общи изисквания за греди, разгледани в т. 2.1. Освен това:

— Доколкото гредите, подложени на усукване, работят и на огъване*, изборът на височината им h с помощта на таблица 2.1 е възможен, ако се дава приоритет на по-ниските стойности l/h , т.е. на по-големите височини. Въпреки това няма гаранция, че при по-големи усукващи моменти няма да се наложи преизбиране на нова, по-голяма височина на етапа на оразмеряване (т. 2.7.4);

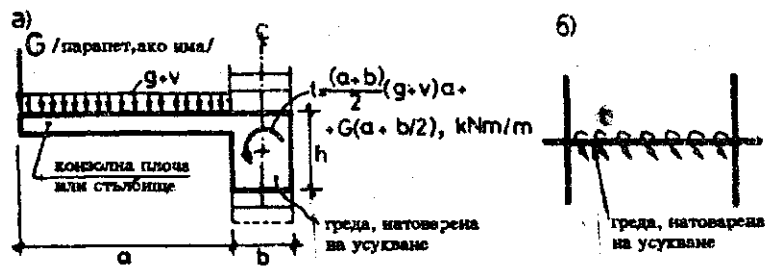
— Доколкото тесните и високи сечения са неефективни при усукване, целесъобразно е да се спазва препоръката*

$$h/b \leq 4. \quad (2.22)$$

* Греди, работещи на чисто усукване ("ножси"), е най-добре да имат квадратно или близко до него напречно сечение. В тези случаи за широчина b се избира обикновено дебелината на стената, а минималната височина h се определя от условие (2.22), но може да се увеличи при смущаващо голяма изчислена армировка.

2.7.2. Натоварване от усукване

В обичайните случаи на конзолни плочи (балкони, еркери, козирки) и конзолни стълбища гредите са натоварени с равномерно разпределен усукващ момент t (фиг. 2.27).

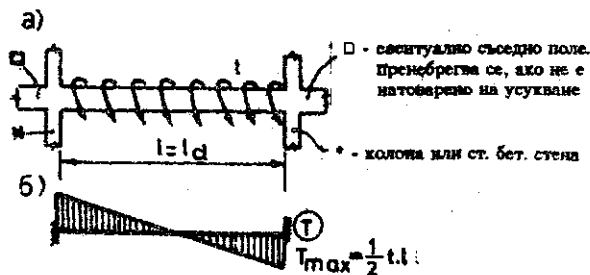


Фиг. 2.27. Натоварване на гредата от конзолна плоча или стълбище
 а) Огъващият момент на плочата е усукващ за гредата. Определя се от пълното вертикално натоварване на плочата, приведено за центъра на напречното сечение на гредата.
 б) Гредата, натоварена на усукване от козирка.

2.7.3. Статическо изчисляване за усукване

Извършва се по методите на строителната механика в еластичен стадий.

(1) Ако натоварването от усукване е само в едно поле, статическото изчисляване се провежда по указанията на фиг. 2.28 — статически определен случай.



Фиг. 2.28. Към статическото изчисляване на гредата на две опори
 а) Изчислителен е светлият отвор между запъващите колони или стени.
 б) T -диаграмата от разпределен t е построена по аналогия с Q -диаграмата от разпределен q .

(2) Ако натоварването от усукване е в две или повече съседни полета, задачата е статически неопределима и гредата се решава съвместно с колоните като пространствена рамка.

И в двата случая колоните, осигуряващи запъването, трябва да бъдат проектирани така, че да поемат съответните T_{\max} , които се явяват концентрирани огъващи моменти за колоните.

2.7.4. Оразмеряване на усукване

Критични са сеченията непосредствено до опорите, където са максималните стойности на усукващите моменти.

Оразмеряването включва:

- (1) Проверката за достатъчност на напречното сечение (т. 2.7.4.1);
- (2) Изчисляване на напречна и надлъжна армировка (т. 2.7.4.2).

2.7.4.1. Достатъчност на сечението

Проверяват се сеченията при ръба на опорите чрез условието

$$\tau_{\max} = 1,2 \frac{T_{\max}}{W_t} + \frac{Q_{\max}}{b h_0} \leq 0,3 R_b, \quad (2.23)$$

Ако гредата работи и ка напречни сили

където $W_t = 0,4b^2h$ е пластичният съпротивителен момент на сечението при $b \leq h$. В противен случай $W_t = 0,4bh^2$.

Ако условие (2.23) не е изпълнено, трябва да се увеличат някои от размерите на сечението, като (по възможност) се спазва препоръката (2.22).

2.7.4.2. Изчисляване на армировката

За поемане на усукващите моменти в правоъгълните греди се предвижда напречна (стремена) и надлъжна армировка.

Ако е спазено условието

$$\tau = 1,2 \frac{T_{\max}}{W_t} + \frac{Q}{b h_0} \leq 0,6 R_{bt}, \quad (2.24)$$

стремената и надлъжната армировка се приемат по конструктивни съображения (т.2.6. и т.2.7.5). В прогивен случай, за поемане само на усукващия момент T_{\max} , е необходимо да се изчисли;

(а) Надлъжна армировка

$$A_{s,tot} = \frac{T_{max} u_{ef}}{1,8R_s A_{ef}} \quad (2.25)$$

(б) Стремена

$$\frac{A_{sw1}}{s} = \frac{T_{max}}{1,8R_s A_{ef}} \quad (2.26)$$

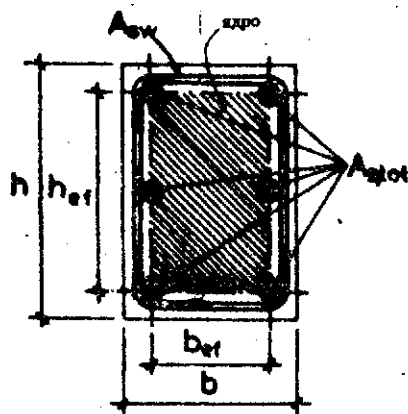
където $A_{s,tot}$ е общата площ на надлъжните пръти, разпределени по периметъра на напречното сечение;

$A_{ef} = b_{ef} h_{ef}$, $u_{ef} = 2(b_{ef} + h_{ef})$ – съответно площ и периметър

на ядрото на напречното сечение (фиг. 2.29);

A_{sw1} – площ на сечението на стремето;

s – разстояние (стъпка) между стремената.



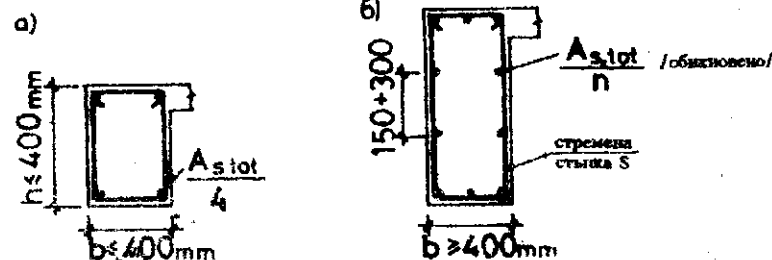
Фиг. 2.29.

Ядрото на напречното сечение се ограничава от осите, минаващи през центровете на ъгловите надлъжни пръти. Приемането $b_{ef} = b - 8$ cm и $h_{ef} = h - 8$ cm обикновено е в полза на сигурността

2.7.5. Конструирание на армировката

Доколкото в обичайните случаи гредите са натоварени и на огъване, необходимо е да се спазват всички конструктивни изисквания на т. 2.6. Освен това:

(1) Надлъжната армировка $A_{s,tot}$, изчислена за T_{max} се заковва надеждно на $l_{ан}$ зад ръба на опорите. В напречното сечение се аранжира съгласно фиг. 2.30.



Фиг. 2.30. Надлъжната армировка се разпределя равномерно по вътрешната периферия на стремената

а) За малки напречни сечения са достатъчни четири ъглови пръти

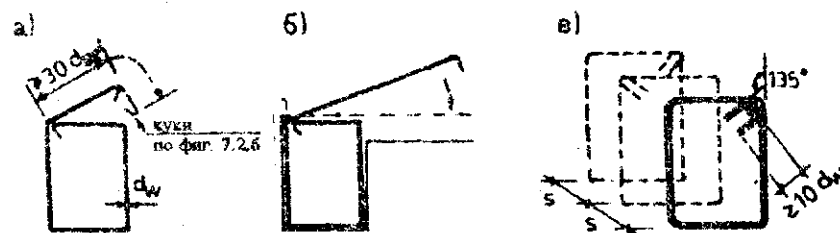
б) Разпределението по периферията ограничава пукнатините.

При силно усукване е целесъобразно ъгловите пръти да се избират с диаметър $2 \div 4$ mm по-голям от диаметъра на средните пръти.

В този случай за ъгловите пръти се препоръчва $d \geq s/12$

(2) Стремената задължително са затворени с надеждно зокотвени краища (фиг. 2.31). Разполагат се със стъпка, получена по изчисление (2.26), но не по-голяма от:

$$S \leq \begin{cases} \frac{u_{ef}}{8} & (\text{за } u_{ef} \text{ вж. г. 2.7.4.2}), \\ 250 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.27)$$



Фиг. 2.31. Формата трябва да осигури равностойна работа по целия периметър на стремето

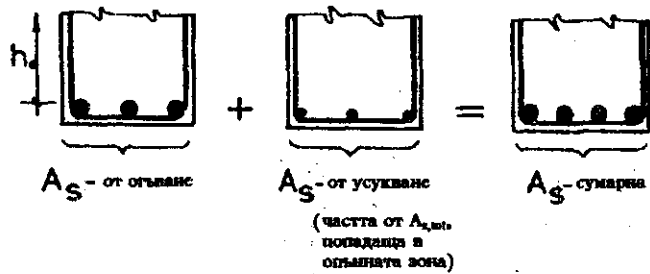
а) Традиционна форма на стреме за правоъгълни сечения (съгласно Н.П.)

б) В плочообразни сечения плочата е добра възможност за заковане на краищата на стремето

в) Удължени куки 135° , навлизащи в ядрото на сечението, формират добро застъпване при малки разстояния между стремената (препоръка на Е.С. и др.). В този случай е необходимо последователно обръщане на стремената

(3) При едновременно действие на усукващ момент, огъващ момент и напречна сила, определените поотделно и независимо армировки се сумират. В този случай напречната сила се поема само с бетон и стремена (без огънати пръти), които се сумират с изчислените за усукващ момент.

Към равномерно разпределената надлъжна армировка за усукване се добавя необходимата за огъващ момент (фиг. 2.32).



Фиг. 2.32. След сумиране на армировките от огъване и от усукване, може да се направи преразпределение на общата площ в напречното сечение на гредата.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2.1.

Изчисляване на напречната армировка (стремена) съгласно Н.П. Изменение № 2 (в сила от 01.10.1993 г.)

• Интензивността на напречната армировка от стремена, нормални спрямо надлъжната ос на елемента и с постоянно разстояние между тях се определя от

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{6(1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2} \quad (2.28)$$

където Q е равнодействащата на всички напречни сили от външно натоварване, които действуват от едната страна на наклоненото сечение; за опростяване при изчисленията се допуска натоварването в участъка на наклоненото сечение да не се взема под внимание (т.е. за наклонено сечение започващо от ръба на опората във формула 2.28 Q да се замени с $Q_{та}$

— вж. и фиг. 2.11);

φ_f — коефициент, който взема предвид влиянието на плочата в натисквата зона на T -сечения при поемане на напречна сила; определя се по формулата

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} \quad (2.29)$$

като се приема $b_f' \leq b + 3 h_f'$ (вж. фиг. 2.10).

За изчислената по формула 2.28 интензивност се спазват ограниченията:

— ако $q_{sw} < 0,3(1 + \varphi_f) R_{bt} b$, приема се $q_{sw} = 0,3(1 + \varphi_f) R_{bt} b$;

— ако $q_{sw} > 1,5(1 + \varphi_f) R_{bt} b$, изчислява се $q_{sw} = \frac{Q}{h_0} - 1,5(1 + \varphi_f) R_{bt} b$.

• Особеност при натоварване с концентрирани сили в близост до опорите ($c_i < 2,25 h_0$) — фиг. 2.33.

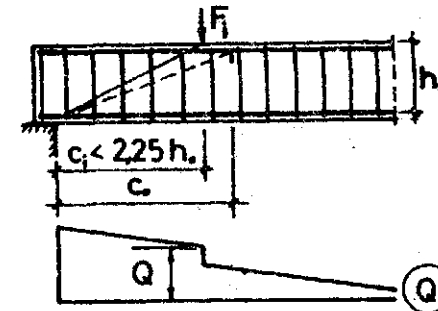
Ако проекцията на опасната наклонена пукнатина

$$c_0 = \frac{3(1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2}{Q} > c_i, \quad (2.30)$$

интензивността на стремената се изчислява от

$$q_{sw} = \frac{Q}{c_i} - \frac{1,5(1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2}{c_i^2} \quad (2.31)$$

В противен случай се прилага формула 2.28.



Фиг. 2.33. Изчислената проекция на опасната наклонена пукнатина c_0 е иреална, ако $c_0 > c_i$

3. КОЛОНИ

В тази глава са разгледани само колони с хоризонтално неотместваеми краища.

Проектирането им се извършва в следния ред:

- (1) Първоначален избор на размерите b и h на напречното сечение.
- Избор на бетонно покритие c на армировката. (т. 3.1);
- (2) Определяне на усилията N и M (т. 3.2);
- (3) Оразмеряване (т. 3.3). Еventуална промяна на b и h , ако се наложи;
- (4) Конструирание на армировката (т. 3.4).

3.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

Отнасят се до размерите на напречното сечение и стройността на колоната, както и до бетонното покритие на армировката.

3.1.1. Стройност

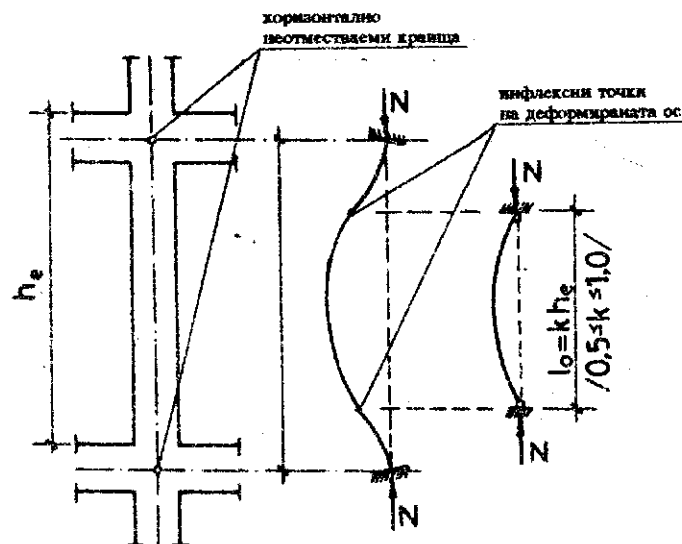
Меродавни за размерите b и h на напречното сечение на колоната са големината на натоварването и/или стройността. Първият фактор е разгледан по-нататък. Тук са дадени указания как да бъдат първоначално определени минималните допустими стойности на b и h , съобразно с изискванията за устойчивост (стабилитет) на колоната, чрез ограничаване на коефициента на стройност

$$\lambda = \frac{l_0}{b \text{ (или } h)} \leq \lambda_{co}, \quad (3.1)$$

където λ_{co} е контролен коефициент на стройност. Избира се в зависимост от големината на нормалната сила, съотношението M/N , общ пресенка на рисковите фактори и др. (таблица 3.1);

l_0 -- изкълчвателна дължина на колоната (фиг. 3.1).

Максималната теоретична големина на изкълчвателната дължина на колоната с неотместваеми краища е етажната височина, т.е. винаги $k \leq 1$. Ето защо приемането $l_0 = h_e$ в случаите, когато оценката на деформираната ос на колоната е затруднено или не се рентира, е в полза на сигурността.



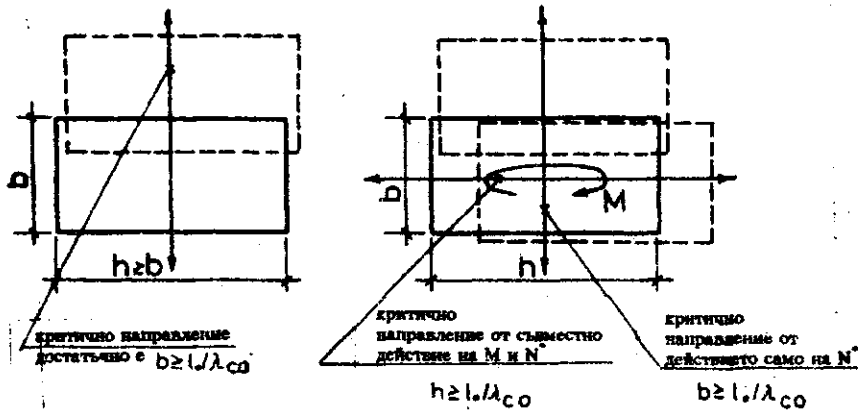
Фиг. 3.1. Изкълчвателна дължина l_0 на колони с хоризонтално неотместваеми краища. За k Н.П. препоръчват усреднени стойности $k = 0,7$ -- за колони на сгради с монолитни гредови подови конструкции
 $k = 1,0$ -- също, но с безгредови подови конструкции

Когато е необходимо, прецизирана стойност на k може да се получи чрез изследване на устойчивостта на рамковата конструкция като цяло. Удобни за целта например, са указанията в т. 4.3.5.3.5. от Е.С.

От (3.1), решено относно b и h , се получават минималните им допустими стойности (фиг. 3.2). Те следва да бъдат не по-малки от технологичния минимум, необходим за осигуряване на качествено бетониране -- 20 cm според Н.П. и 25 cm, съгласно традициите.

Следва да се има предвид, че архитектурни и други изисквания могат да наложат определена форма на напречното сечение или да ограничат размерите му. Например, ако колоната трябва да бъде скрита в преградна стена, единият ѝ размер се приема равен на дебелината на стената -- стига това да не е за сметка на неприемливо голяма стройност (таблица 3.1).

Стойностите на λ_{co} за двете направления не е задължително да бъдат еднакви. Например, ако действа момент в едната равнина, ще се избере по-малка стойност на λ_{co} . При центричен натиск е достатъчно да се определи предварително по-малкият размер на сечението.

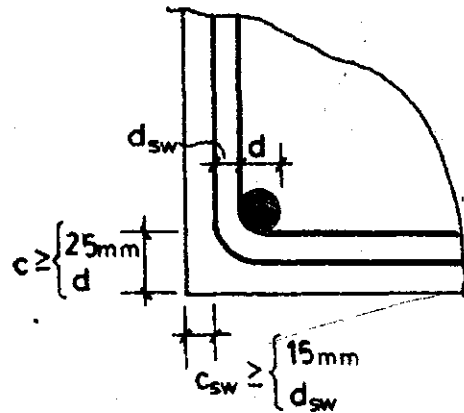


Фиг. 3.2. Възможни направления за загуба на устойчивост при центричен и нецентричен натиск

Нормално е b и h да се закръгляват на 5 cm. Освен това Е.С. препоръчва $h/b \leq 4$.

3.1.2. Дълготрайност

Осигурява се чрез достатъчно бетонно покритие на надлъжната и напречната армировка съгласно фиг. 3.3.



Фиг. 3.3. Бетонно покритие на надлъжната армировка и стремената

Таблица 3.1.

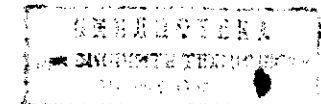
Ориентировъчна таблица за избор на контролен коефициент λ_{co} на стройност на колони

λ_{co}	≤ 10	$10 \div 20$	$20 \div 30$	$30 \div 35$
Характеристика на колоните	Традиционен случай в сградостроителството		Стройни колони. Обичаен резултат на относително малки натоварвания и/или голяма изкълчвателна дължина	Изключително стройни колони
	Нестройни колони. Обичаен резултат на относително големи натоварвания и/или малка изкълчвателна дължина	Умерено стройни колони		
Област на приложение	Характерни са за сгради с хоризонтално неотместваеми възли. Предпочитани са при сгради с хоризонтално отместваеми възли — ако натоварването им е значително и/или се цели намаляване (респ. слимниране) на моментите от втори ред		Предимно при сгради с хоризонтално отместваеми възли	Нетрадиционен случай. За неотговорни елементи
Възможности за поемане на моменти	Съществени	Ограничени	Минимални	
Рисков фактор	Нисък Повишен — само при големи натоварвания, от изчерпване на носеща способност		Нормален	Повишен — от загуба на устойчивост

3.2. НАТОВАРВАНЕ

Състои се от нормална сила N и огъващ момент M . Те се определят по един от следните два начина:

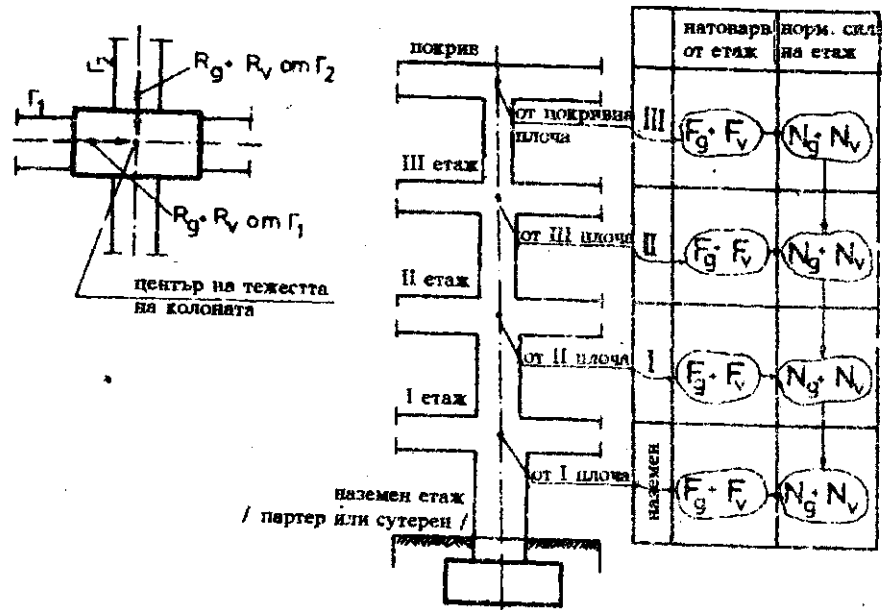
- Статическо изчисляване на рамката, на която съставна част е разглежданата колона. Разгледан е в глава 4;
- Опростен начин, разгледан по-долу.



3.2.1. Определяне на нормалната сила

Определя се натоварването F от всяка етажна плоча поотделно, като сума от реакциите на гредите, стъпващи върху колоната (фиг. 3.4а). Добавя се собственото тегло на колоната в участъка на етажа. Влиянието му е сравнително слабо — може да се приеме примерно 20 kN, ако b и/или h не са окончателно определени.

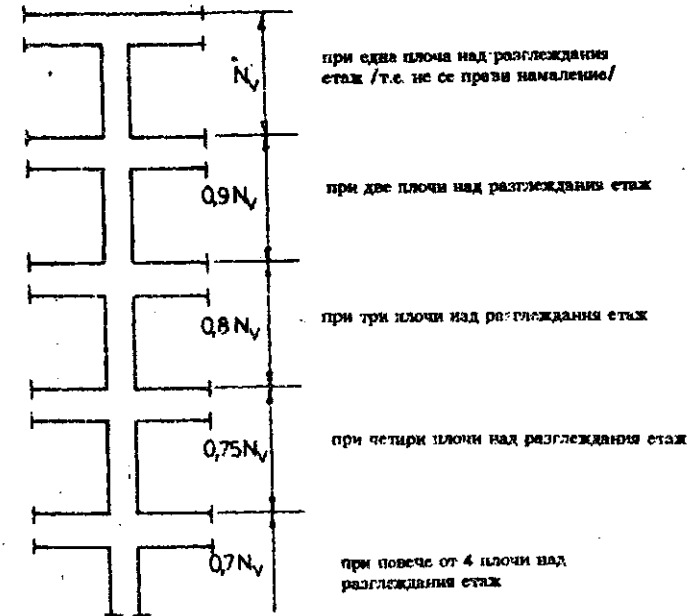
Нормалните сили N на всеки етаж се получават чрез сумиране на етажното натоварване по схемата на фиг. 3.4б.



Фиг. 3.4. Схема за получаване на нормалните сили в колоните
 а) Натоварване от етаж. Определя се поотделно за всяка етажна плоча
 б) Нормална сила на етаж. Определя се като сума от всички етажни сили над разглеждания етаж

* Ако реакциите са определени като за свободни подпирани греди на две опори, те се зачисляват с 10%.

При сграда над 3–4 етажа Н.Н.В. дават възможност за намаляване на приноса на полезния товар — поради малката вероятност от пълното натоварване с v на всички етажи и по цялата им площ. В такъв случай частта N_v от етажната нормална сила за всеки етаж може да бъде съответно намалена по схемата на фиг. 3.5.



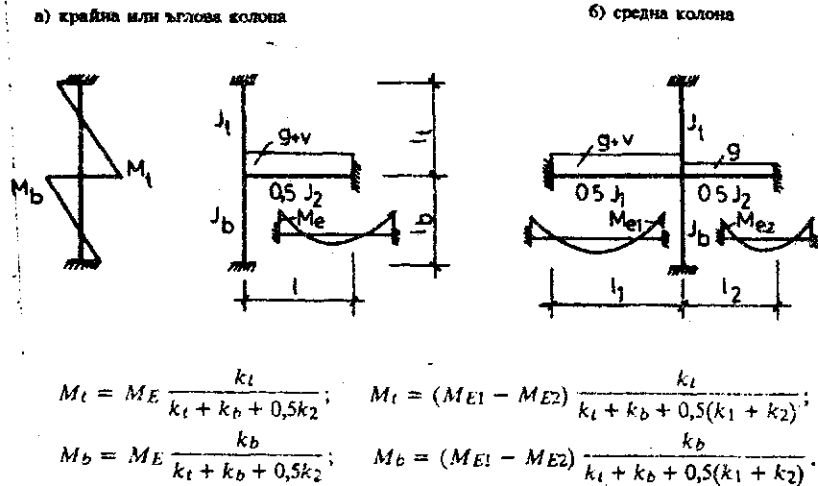
Фиг. 3.5. Възможно намаляване на нормалната сила на етажите чрез редукия на N_v — частта от N , дължаща се на временното натоварване

Намаляването съгласно фиг. 3.5 е опростен вариант на методиката от Н.Н.В. По-подробна е дадена в приложение 3.1.

3.2.2. Определяне на огъващите моменти

С изключение на описаните в края на тази точка случаи, когато моментите в колоните са малки и може да се пренебрегнат, стойностите им може да се получат приблизително чрез статическо изследване на опрочени рамки (фиг. 3.6). Същите обхващат разглежданата колона в два с

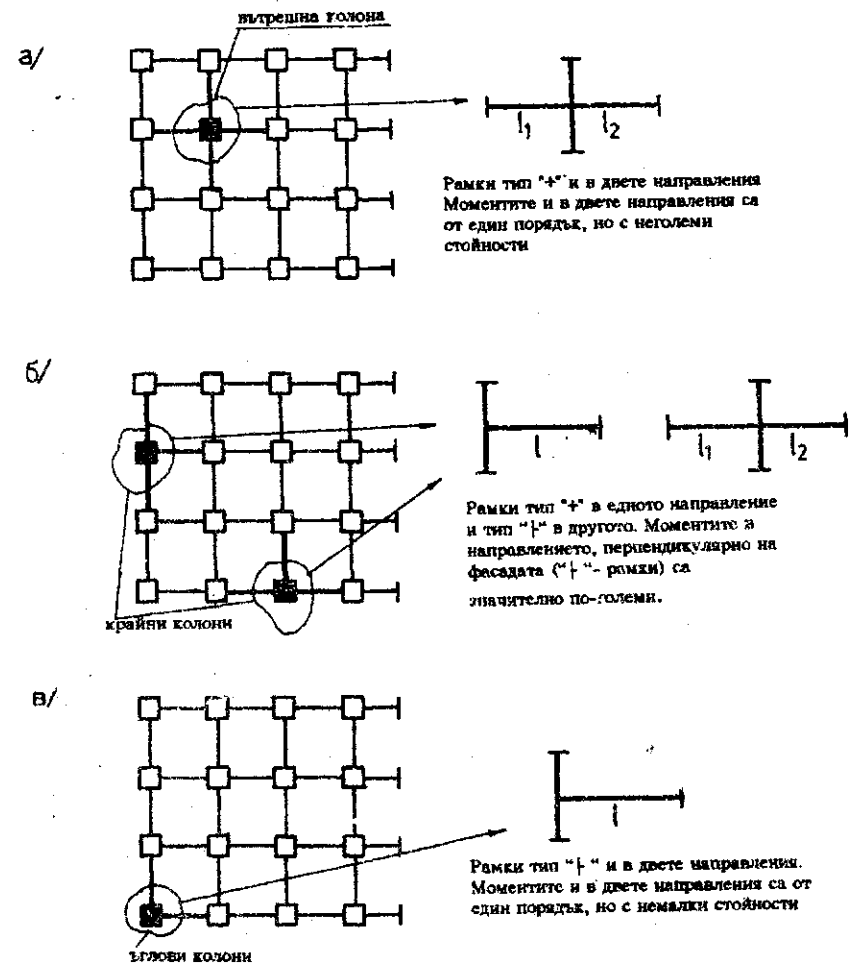
седни етажа и прилежащите от едната и/или другата ѝ страна полета на съответната греда.



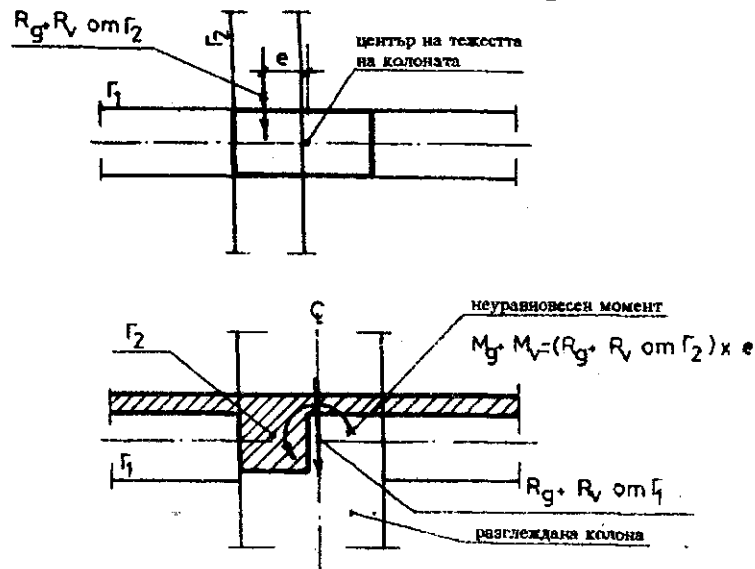
Фиг. 3.6. Приблизително определяне на огъващите моменти от вертикални товари в-колони
 k_t, k_b, k_1, k_2 — линейни коравини J/l на колоните и ригелите
 l_t, l_b, l, l_1, l_2 — осови размери
 $(M_{E1} - M_{E2}), M_E$ — неуравновесени моменти

Всяка колона участва в две взаимно перпендикулярни рамки и по принцип работи на натиск с двойно огъване (фиг. 3.7). Дали ще бъдат изследвани и двете рамки или само едната, е въпрос на конкретна преценка. Винаги, когато е очевидно, че едното от двете направления е критично (значително по-голям момент и/или по-малки размери на сечението на колоната), е достатъчно да се изследва само рамката в това направление.

Към така получените моменти в колоната се добавят и евентуални допълнителни моменти от нецентрично стъпващи греди, ако има такива (фиг. 3.8).



Фиг. 3.7. Към определяне на огъващите моменти в колоните. При приблизително симетрична гредова система е възможно вътрешните колони (а) да бъдат оразмерени с пренебрегване на моментите, а крайните колони (б) на нецентричен натиск в равнината на "+"-рамките. Ъгловите колони се изчисляват на кос нецентричен натиск



Фиг. 3.8. Огъващи моменти в колона при нецентрично стъпване на греда. Неуравновесеният момент се разпределя по изразите на фиг. 3.6

Във всички случаи оразмерителният момент се приема не по-малък от случайния момент M_a . Той се получава като нормалната сила N се умножи по случайния ексцентрицитет e_a , който се приема

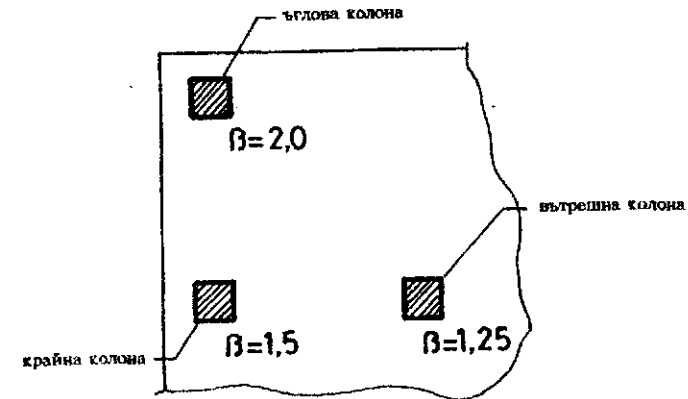
$$e_a = \max \begin{cases} 1/600 & \text{— от етажната височина} \\ 1/30 & \text{— от размера на сечението} \\ & \text{в разглежданото направление} \end{cases} \quad (3.2)$$

В много случаи огъващите моменти, изчислени съгласно глава 4 или казаното по-горе биха се получили не по-големи от M_a . Тогава може да не се изчислява M , а оразмеряването да се извърши само за действието на N по опростената процедура, разглеждана в т. 3.3.1. По-характерни такива случаи са:

- (1) Колони, подпрени ставно в двата си края;
- (2) Вътрешни колони, подпирани симетрична система от греди и натоварвания;

* M_a — резултатът от еднаква вероятност за възникване във всяка посока в равнината на сечението

(3)* Колони, подпирани несиметрична система от греди и натоварвания (вкл. крайни и ъглови колони), ако частта от натоварването в колоната от разглеждания етаж (фиг. 3.4) се умножи по коефициент β (фиг. 3.9).



Фиг. 3.9. Стойности на коефициента β

3.3. ОРАЗМЕРЯВАНЕ

В зависимост от отношението M/N има две методики за оразмеряване:

- опростена, само за N (центричен натиск);
- за едновременно действие на N и M (нецентричен натиск).

3.3.1. Оразмеряване на центричен натиск

На центричен натиск може да бъдат оразмерявани колони, в които огъващите моменти не надвишават случайния момент M_a (т. 3.2.2).

Н.П. налагат следните две допълнителни ограничения за прилагането на тази методика

- (1) На стройността — $\lambda \leq 20$;
- (2) На формата на сечението — квадратно или правоъгълно.**

* Препоръчва се само при първоначално изследване на колоната.

** Вероятно няма причини тази методика да не се използва и при кръгла или друга компактна симетрична форма на сечението.

Оразмеряването се извършва за всеки етаж поотделно, от условието N -силата в етажа (т. 3.2.1) да не превишава носещата способност на колоната

$$N \leq \varphi(0,85 R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (3.3)$$

където φ е коефициентът на изкълчване. Определя се от таблица 3.2 с използване на линейна интерполация;

$A_b = b h$ – бруто площ на напречното сечение на колоната

(т.е. без спадане на армировката);

$R_{sc} = R_s$ – изчислително съпротивление на армировката на натиск

$A_{s,tot}$ – площ на напречното сечение на надлъжната армировка в колоната.

Таблица 3.2.

Стойности на коефициента на изкълчване φ

λ	6	8	10	12	14	16	18	20
φ	0,92	0,91	0,90	0,88	0,84	0,79	0,74	0,67

Забележка: 1. Ако $b = 20$ см, коефициентът φ се умножава по 0,9.
2. Таблицата е опростен вариант на таблица 33 от Н.П. (поместена тук в приложение 3.2) при следните приемания:

$$(1) \frac{N_g}{N_g + N_v} \leq 0,8;$$

$$(2) 100 \mu_{tot} = \frac{100 A_{s,tot}}{b h} \geq 0,5\%;$$

(3) клас бетон \leq B25;

$A_{s,tot}$ се ограничава като % от A_b , обикновено в следните граници

$$100 \mu_{tot} = \frac{100 A_{s,tot}}{b h} \begin{cases} \geq 0,5\% \\ \leq 3,0\% \end{cases} \quad (3.4)$$

Най-икономичното решение се получава при процент на армиране 0,5–1,0%, който обикновено се препоръчва. По-големи проценти се приемат, ако размерите b и h са ограничени, а нормалната сила е относително голяма.

ОРАЗМЕРИТЕЛНИ ПРОЦЕДУРИ

Правата задача (дали е изпълнено условието 3.3), когато е целесъобразна, изисква предварително уточняване на сечението и армировката. За целта може да се използват конструктивните указания на края на тази точка и таблица 3.3.

Много удобен е обратният подход – необходимите стойности на A_b или $A_{s,tot}$ да бъдат определени директно от формула (3.3) и след това да се конструира сечението. По-долу са дадени процедури за решаване на два характерни случая на обратната задача:

Обратна процедура 1: Когато няма архитектурни или други ограничения поне за единия от размерите на сечението:

(1) Приема се μ_{tot} ;

(2) $\lambda = l_0/b$; отчита се φ ;

$$(3) A_b = \frac{N}{\varphi(0,85 R_b + \mu_{tot} R_{sc})};$$

(4) Избират се b и h така, че $b h \geq A_b$ и $b \geq b_{min}$. Ако b се различава от първоначално приетото, стъпки (2)–(4) се повтарят.

Обратна процедура 2: Когато размерите на сечението са фиксирани по архитектурни и/или други причини:

(1) $\lambda = l_0/b$; отчита се φ ;

$$(2) A_{s,tot} = \frac{N/\varphi - 0,85 R_b A_b}{R_{sc}};$$

$$(3) 100 \mu_{tot} = \frac{100 A_{s,tot}}{b h} \begin{cases} \geq 0,5\% \\ \leq 3,0\% \end{cases}$$

Ако $100 \mu_{tot} < 0,5\%$, приема се равно на 0,5%.

Ако $100 \mu_{tot} > 3\%$, колоната не може да поеме товара. Следва да се увеличи класа на бетона и/или да се използва профилна армировка, ако е възможно.

ИЗБОР НА ДИАМЕТЪР, БРОЙ И РАЗПОЛОЖЕНИЕ НА ПРЪТИТЕ

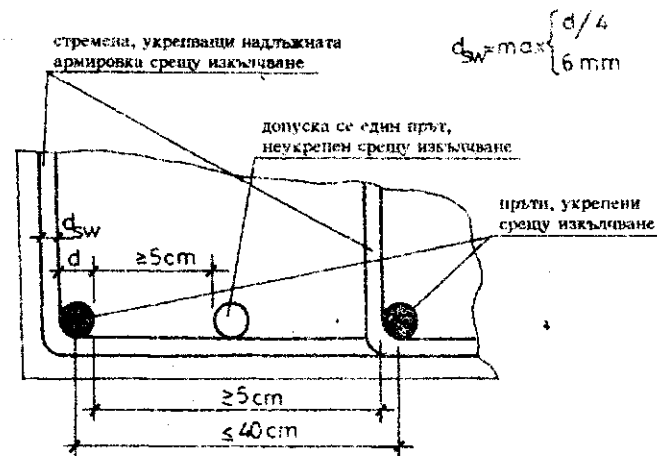
Извършва се като се имат предвид най-характерните типове напречни сечения, дадени в таблица 3.3, и следните изисквания относно:

— Диаметър

- ▲ не по-малък от 12 mm (задължително);
- ▲ не по-голям от 28 mm (желателно, за да не се налага снаждане със заварка);
- ▲ еднакъв диаметър на всички пръти (препоръчително).

— Брой и разположение на прътите

- ▲ не по-малко от 4 пръти (6 при кръгло напречно сечение), задължително във всички ъгли на сечението;
- ▲ достатъчен брой от избрания диаметър така, че да бъдат спазени минималните и максималните разстояния между прътите (фиг. 3.10);
- ▲ през приблизително еднакви разстояния по периметъра на сечението така, че да има поне две оси на симетрия.



Фиг. 3.10. Минимални и максимални разстояния между армировъчните пръти. (Съгласно Н.П. максималните разстояния се контролират осово, а минималните — светлю)

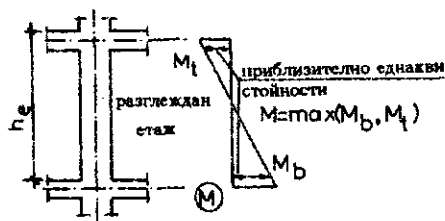
Таблица 3.3.

Примерно типово армиране на напречните сечения на централно натиснати колони

вид напр. сечение / брой арм. пръти	квадратно	правъгълно
4		
6	—	
8		
10	—	
12		

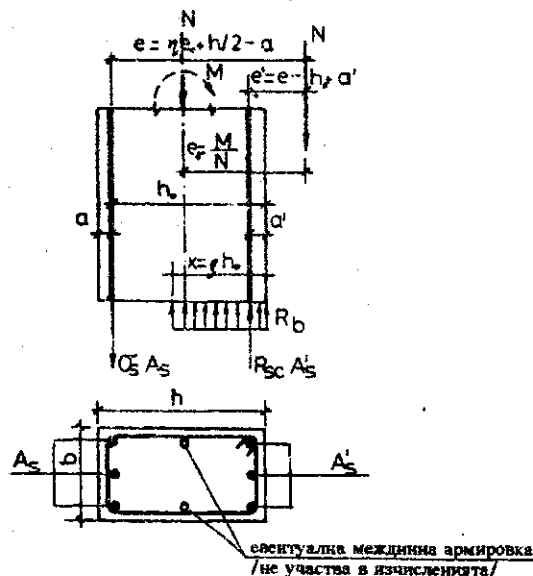
3.3.2. Оразмеряване на нецентричен натиск

Извършва се за всеки етаж поотделно, от условието N -силата в етаж и съответния момент M , действащи едновременно, да бъдат в обхвата на носещата способност на колоната (фиг. 3.14).



Фиг. 3.11. Диаграма на огъващите моменти в колона в границите на един етаж

В рамките на етжа се оразмеряват едно или две сечения съответно в горния и/или долния край – в зависимост от вида на M -диаграмата (фиг. 3.11). Доколкото последната обикновено е двузначна и с близки по големина стойности, традиционно е да се възприеме симетрично армиране ($A_s = A'_s$) – фиг. 3.12 и да се оразмери сечението с по-големия момент. Последното е задължително при знакопроменливи (реверсивни) моменти, характерни главно при вътрешни колони.



Фиг. 3.12. Напрегнато състояние на елемент, подложени на нецентричен натиск

ПРЕДВАРИТЕЛНА ПОДГОТОВКА

Състои се в отчитане на влиянието на моментите от II ред, резултат от огъването на колоната.

При стройност $\lambda \leq 30$ Н.П., предписват опростена методика – завишаване на M (респ. $e_0 = N/M$), чрез умножаването им по коефициента

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} \geq 1, \quad (3.5)$$

където N е нормалната сила в етжа;

$$N_{cr} = K \frac{\pi^2 E_b J_b}{l_0^2} - \text{критична сила.}^* \quad (3.6)$$

Във формула (3.6)

- l_0 е изключвателната дължина (вж. т. 3.1);
- J_b – инерционният момент на брутно бетонно сечение в разглежданото направление.
- K – безразмерен коефициент, който се определя от фиг. 3.13 в зависимост от:
 - = коефициента $\tilde{\mu} = (A_s + A'_s)/bh$;
 - = $\alpha = E_s/E_b$;
 - = относителен ексцентритет $\delta_e = e_0/h$, който се приема не по-малък от

$$\delta_{e, \min} = 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b; \quad R_b \text{ в } [MPa] \quad (3.7)$$

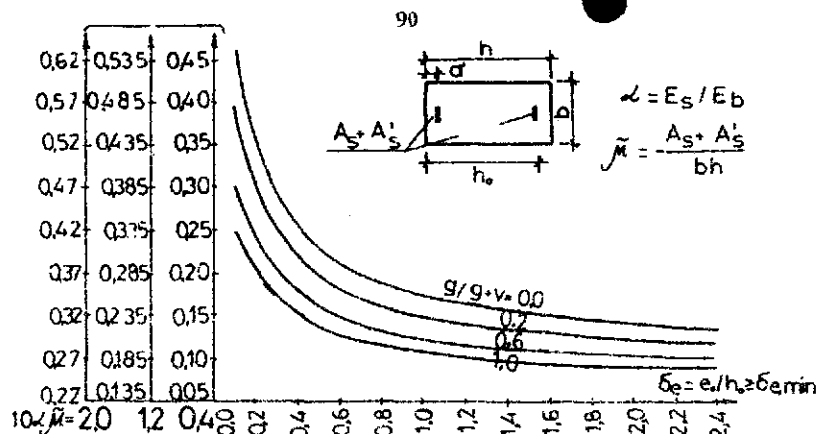
= коефициент ϕ'_l , отчитащ влиянието на продължителното действие на товарите върху моментите от II ред:

$$\phi'_l \approx \frac{g}{g + \nu} \quad (3.8)^{**}$$

Във формула (3.8) g и ν са равномерно разпределените на m^2 постоянни и кратковременни товари на разглеждания етаж.

* Определяне на N_{cr} по Н.П. е дадено в приложение 3.3.

** Израз (3.8) е в сила само за колони от рамки, поемащи само вертикални товари.



Фиг. 3.13. Номограма за определяне на коефициента K при $a'/h_0 \leq 0,15$

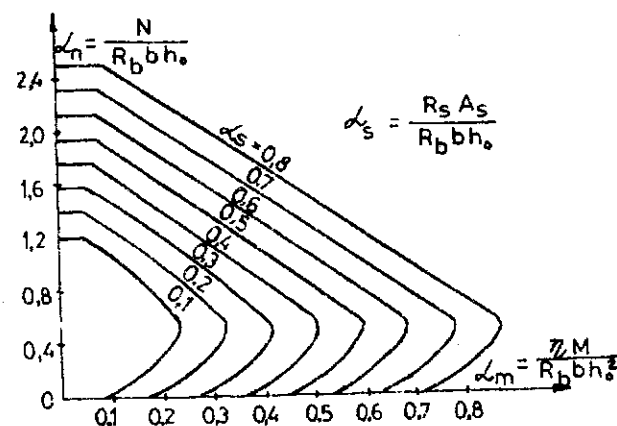
Ако се получи $\eta' > 2,5$, колоната е твърде стройна и/или тежко натоварена. Изчисляването ѝ по опростената методика не се позволява. Препоръчително е да се увеличи b и/или h , ако е възможно.

ОРАЗМЕРИТЕЛНА ПРОЦЕДУРА ЗА СЕЧЕНИЕ, АРМИРАНО СЪС СИМЕТРИЧНА АРМИРОВКА

Правата задача (проверка на носеща способност), когато е целесъобразно, изисква предварително уточняване на сечението и армировката. За целта може да се използват конструктивните указания, дадени в края на т. 3.3.1 и 3.3.2. С помощта на номограмата на фиг. 3.14 се получават всички възможни комбинации N - M , за които сечението има необходимата носеща способност. Задачата може да се реши частично и по аналитичен път, по методика, поместена напр. в [1], където за дадено N се получава M и обратно.

Обратната задача (оразмеряването) изисква предварително уточняване на размерите на сечението — съгласно т. 3.1.1. При дадени N и M се изчисляват армировките A_s и A'_s . Оразмеряването със симетрична армировка може да бъде извършено с номограмата на фиг. 3.14 или с дадените по долу процедури за случаите на голям и малък ексцентритет. За приблизителен критерий, коя от процедурите да се използва, служи ексцентритетът $e_0 = M/N$.

Процедурата за оразмеряване на нецентричен натиск с несиметрична армировка ($A_s \neq A'_s$) е дадена в приложение 3.4.



Фиг. 3.14. Номограма за определяне на носеща способност на елемент, подложен на нецентричен натиск със симетрична армировка

Ако $e_0 \geq 0,3h_0$ се препоръчва изчисленията да започнат по обратна процедура 1, а в противен случай — по обратна процедура 2.

Обратна процедура 1 (голям ексцентритет):

$$(1) \quad \xi = \frac{N}{0,85 R_b b h_0} \leq \xi_R;$$

Ако $\xi > \xi_R$ изчисленията се извършват по процедурата за малък ексцентритет (ξ_R се определя от таблица 1.8).

$$(2) \quad A_s = A'_s = \frac{Ne - \xi(1 - 0,5\xi) b h_0^2 0,85 R_b}{(h_0 - a') R_{sc}};$$

(3) Оценка на A_s (вж. забележката към процедурите).

Обратна процедура 2 (малък ексцентритет):

$$(1) \quad \text{Приема се } \xi = \frac{1}{2}(1 + \xi_R);$$

$$(2) \quad A_s = A'_s = \frac{Ne - \xi(1 - 0,5\xi) b h_0^2 0,85 R_b}{(h_0 - a') R_{sc}};$$

$$(3) \quad \sigma_s = \left(2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s;$$

$$(4) \quad \xi_1 = \frac{N - (R_{sc} - \sigma_s) A_s}{0,85 R_b b h_0} \leq 1;$$

Ако $\xi_1 > 1$ се приема $\xi = 1$.

(5) Приема се $\xi = (\xi + \xi_1)/2$ и стъпки (2)-(5) се повтарят докато от две последователни итерации се получат близки стойности на A_s (разлика 5%);

Ако $\xi \leq \xi_R$ изчисленията се извършват по процедурата за голям ексцентрицитет.

(6) Оценки на A_s (вж. забележка към процедурите).

Забележка към процедурите: Получената армировка трябва да бъде в границите между минимално и максимално допустимата за колони. Оценката се извършва чрез процентите на армиране, както следва:

– долна граница

$$100 \mu = 100 \frac{A_s \text{ (или } A'_s)}{b h_0} \geq 0,2\%;$$

Ако не е изпълнено, b и/или h може да се намалят. Ако това не е възможно, приема се $100 \mu_{tot} = 0,2\%$.

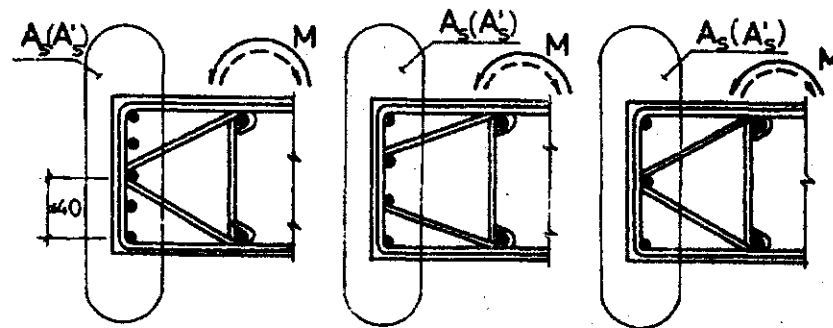
– горна граница

$$100 \mu_{tot} = \frac{100 (A_s + A'_s + \text{межд. арм.})}{b h} < 3\%$$

Ако не е изпълнено h и/или b се увеличават.

ИЗБОР НА ДИАМЕТЪР, БРОЙ И РАЗПОЛОЖЕНИЕ НА НАДЛЪЖНАТА АРМИРОВКА

Спазват се изискванията дадени в края на т. 3.3.1. Възможно е да се наложи концентриране на повече армировка по натиснатия, респ. опънатия ръб (фиг. 3.15), но при спазване на изискването за минимално светло разстояние между прътите.



Фиг. 3.15. Концентрация на армировката A_s и A'_s в нецентрично натиснати колони

3.4. КОНСТРУИРАНЕ НА АРМИРОВКАТА

При положение, че броят и диаметърът на прътите от надлъжната армировка и конфигурацията на стремената са вече избрани (т. 3.3.1 и 3.3.2), конструирането се извършва в следната последователност:

- Определяне на местата на снаждане на надлъжната армировка, както и необходимата ѝ дължина на снаждане;
- Определяне на диаметъра и разстоянието между стремената;
- Детайлирана спецификация на всеки армировъчен елемент (прът или стреме).

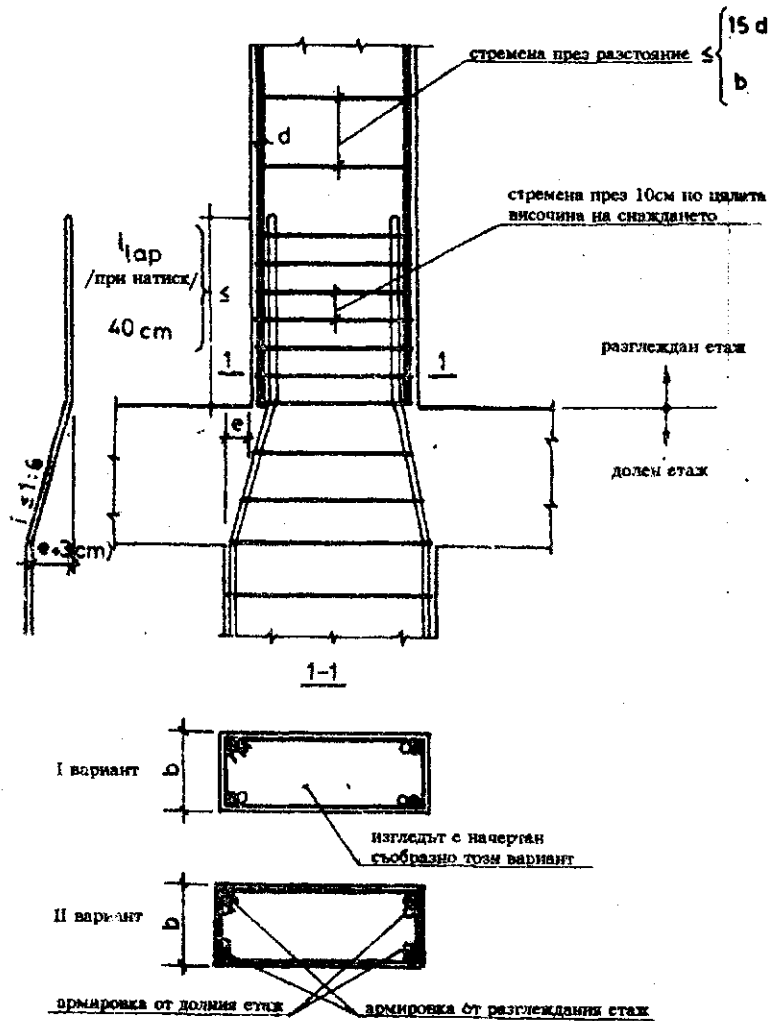
При сгради изпълнявани монолитно, надлъжната армировка в колоните се снажда обикновено на всяко етажно ниво. Детайл за снаждане на армировката в центрично натисната колона или когато в нецентрично натисната колона цялата армировка е натискова, е показан на фиг. 3.16. За снаждане на опънна армировка с периодичен профил, същият детайл е даден на фиг. 3.17.

Определянето на $l_{ар}$ се извършва с помощта на таблица 7.3 от т. 7.3. Пак там са дадени някои производствени данни за изпълняване на армировката, които могат да повлияят на проектирането в етап (а) — огъване и др.

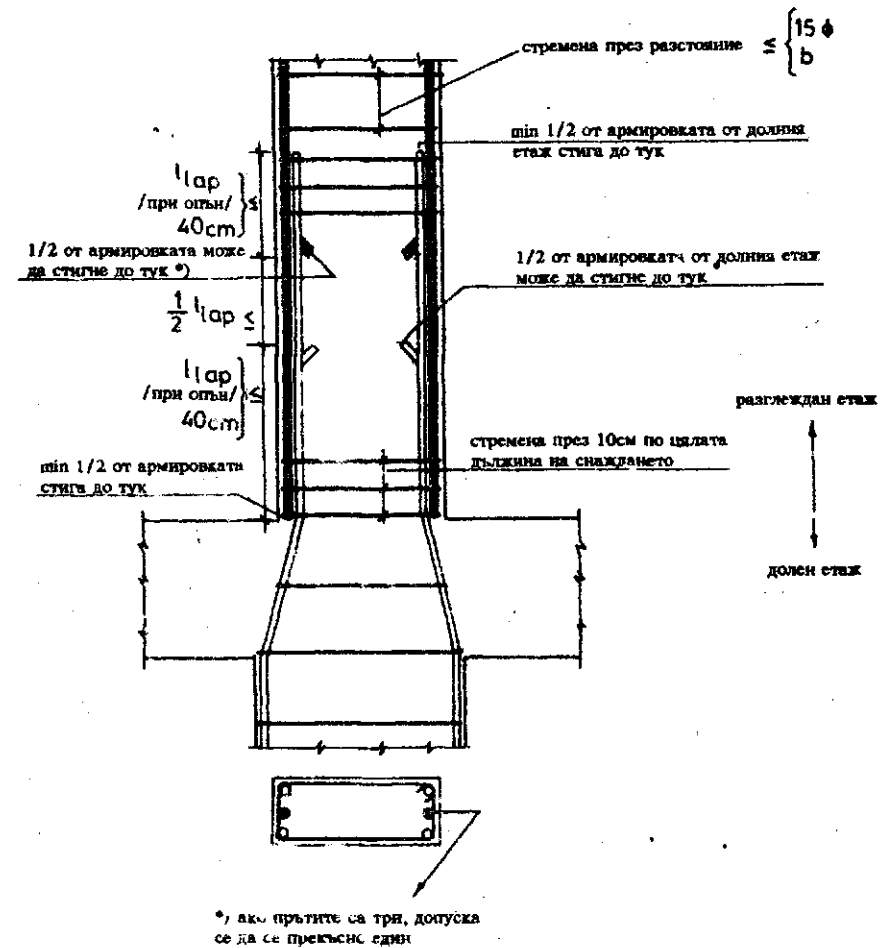
Диаметърът на стремената се приема не по-малък от:

- $1/4$ диаметъра на прътите от надлъжната армировка;
- 6 mm.

Максималните разстояния между тях са дадени на фиг. 3.16 и 3.17. Указания за извършване на (в) са дадени в т. 7.3.4.



Фиг. 3.16. Снаждане на надлъжната армировка в колони, когато е натискава



Фиг. 3.17. Снаждане на надлъжната армировка в колоната, когато може да е опънна

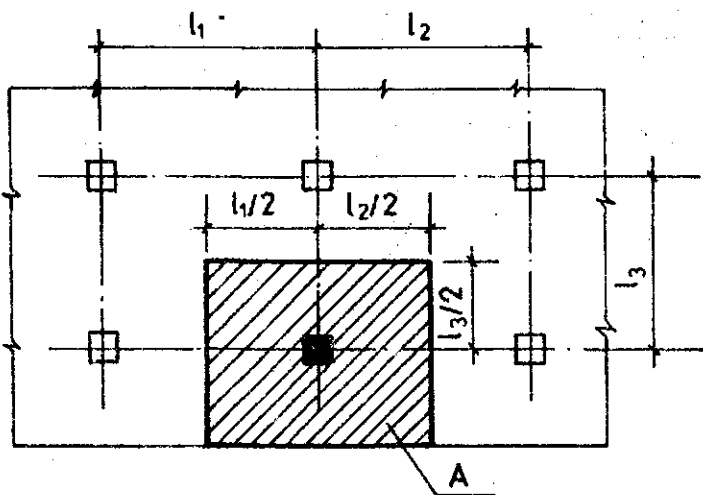
ПРИЛОЖЕНИЕ 3.1.

Намаляване приноса на полезния товар към нормалните сили в колони, съгласно Н.Н.В.

Намаленият принос на полезния товар (виж т. 3.2.1), при изчисляване на нормалните сили в колони, се отчита като дължащото се на полезния товар натоварване от етаж F_v (виж фиг. 3.4) се умножи по коефициент:

$$\psi = \begin{cases} 0,5 + \frac{3,0}{\sqrt{nA}} & \text{— за зали, производствени и складови} \\ & \text{помещения и свързаните с тях} \\ & \text{вестибюли, фойета, коридори} \\ & \text{и стълбища.} \\ & \text{(Ако } A < 36 \text{ m}^2 \text{ се приема } A = 36 \text{ m}^2\text{)} \\ 0,4 + \frac{1,8}{\sqrt{nA}} & \text{— във всички останали случаи} \\ & \text{(Ако } A < 9 \text{ m}^2 \text{ се приема } A = 9 \text{ m}^2\text{)} \end{cases}$$

където A е прилежащата на колоната площ на натоварване в m^2 (фиг. 3.18),
 n — броят на плочите над разглеждания етаж (вж. фиг. 3.5).



Фиг. 3.18. Прилежаща на колоната площ на натоварване

ПРИЛОЖЕНИЕ 3.2.
Определяне на коефициента φ съгласно Н.П.

Таблица 3.4

При стройности на елементите $\frac{l_0}{h} \leq 12$ коефициентът $\varphi = \varphi_r$

$\frac{A_s^{interm}}{A_{stot}}$	$\frac{N_l}{N}$	Коефициентът φ_r при $\frac{l_0}{h}$							
		6	8	10	12	14	16	18	20
$< \frac{1}{3}$	0	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.88	0.86	0.84
	1	0.92	0.91	0.90	0.88	0.86	0.83	0.79	0.74
$\geq \frac{1}{3}$	0	0.93	0.92	0.91	0.89	0.87	0.85	0.82	0.79
	1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.82	0.77	0.71	0.64

A_s^{interm} е площта на сечението на междинните пръти по страните, успоредни на разглежданата равнина

При стройности $12 < \frac{l_0}{h} \leq 20$ коефициентът φ се определя от израза

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha \leq \varphi_r$$

където $\alpha = \frac{R_{sc} A_{stot}}{R_b A}$;
 φ_b е коефициент, който се определя по таблица 3.5;
 N_l — надлъжната сила на действието от постоянното и продължителното натоварване.

За междинни стойности на $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{N_l}{N}$, коефициентът φ_r се определя чрез линейно интерполиране.

Таблица 3.5

$\frac{N_l}{N}$	Коефициент φ_b при $\frac{l_0}{h}$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84
1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.82	0.76	0.69	0.61

За междинни стойности на $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{N_l}{N}$, коефициентът φ_b се определя чрез линейно интерполиране.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3.3.

Определяне на N_{cr} за колони с неотместваеми възли съгласно Н.П.

Условната критична сила N_{cr} се определя по формулата

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{J_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right],$$

където E_b , J_b , δ_e , φ_l и α имат същия смисъл както във формула 3.6 и поясненията към нея (виж т. 3.2.2).

J_s — инерционният момент в разглежданото направление на цялата надлъжна армировка, относно центъра на тежестта на бетонното сечение — за правоъгълно напречно сечение

$$J_s = (A_s + A'_s) \left(\frac{h_0 - a'}{2} \right)^2.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 3.4.

Оразмеряване на нецентричен натиск с несиметрична армировка

Ако $e_0 \geq 0,3h_0$ се препоръчва изчисленията да започнат по Обратна процедура 1, а в другия случай по Обратна процедура 2.

Препоръчва се за колони минималните стойности на армировките A_s и A'_s (вж. фиг. 3.12) да се приемат:

$$A_{s, \min} = A'_{s, \min} = 0,002 b h_0$$

Обратна процедура 1 (голям ексцентрицитет):

$$(1) \quad A'_s = \frac{Ne - \xi_R (1 - 0,5\xi_R) b h_0^2 0,85R_b}{(h_0 - a') R_{sc}};$$

(ξ_R се отчита от таблица 1.8)

(2) Проверка дали $A'_s \leq A'_{s, \min}$

(3a) Ако $A'_s > A'_{s, \min}$

$$A_s = \xi_R b h_0 \frac{0,85R_b}{R_s} + A'_s - \frac{N}{R_s}$$

Ако $A_s \geq A_{s, \min}$ — изчисленията приключват.

Ако $A_s < A_{s, \min}$ — изчисленията се провеждат по обратна процедура 2

(3б) Ако $A'_s < A'_{s, \min}$
се приема $A'_s = A'_{s, \min}$

$$M_1 = Ne - A'_{s, \min} R_{sc} (h_0 - a')$$

Забележка: Ако $M_1 < 0$ то

$A_s = \frac{-Ne'}{(h_0 - a') R_s}$ и край на изчисленията
(за определянето на e' виж фиг. 3.12)

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_1}{b h_0^2 0,85I_b}}$$

Ако $\xi < \frac{a'}{h_0}$ се приема $\xi = \frac{a'}{h_0}$

$$A_s = \xi b h_0 \frac{0,85R_b}{R_s} + A'_{s, \min} - \frac{N}{R_s}$$

(4) Оценка на A_s и A'_s (вж. забележката към процедурите за оразмеряване със симетрична армировка).

Обратна процедура 2 (малък ексцентрицитет):

(1) Приема се $A_s = A_{s, \min}$ и $\xi = \frac{1}{2} (1 + \xi_R)$;

$$(2) \quad A'_s = \frac{Ne - \xi (1 - 0,5\xi) b h_0^2 0,85R_b}{(h_0 - a') R_{sc}};$$

$$(3) \quad \sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s;$$

$$(4) \quad \xi_1 = \frac{N - R_{sc} A'_s + \sigma_s A_{s, \min}}{0,85R_b b h_0};$$

Забележка: Ако $\xi_1 \geq 1$ то

$$A'_s = \frac{Ne - b h (0,5h - a) 0,85R_b}{(h_0 - a') R_{sc}}$$

$$A_s = \frac{Ne' - b h (0,5h - a') 0,85R_b}{(h_0 - a') R_s}$$

и край на изчисленията.

(5) Приема се $\xi = (\xi + \xi_1)/2$ и стъпка (2)÷(4) се повтарят докато от две последователни итерации се получат близки стойности на A_s (разлика 5%);

Ако $\xi < \xi_R$ изчисленията се извършват по процедурата за голям ексцентрицитет (образ за процедура 1).

(6) Оценка на A_s и A'_s (вж. забележката към процедурите за оразмеряване със симетрична армировка).

4. РАМКИ

Разрезните усилия в отделните греди и колони на монолитна скелетна конструкция се получават най-достоверно от изчисляване на рамките, съставлящи скелетната конструкция.

Тук са разгледани монолитни рамки с хоризонтално неотместваеми възли и вертикално натоварване.

Изчисляването и конструирането им се извършва по следната процедура:

- (1) Предварителен избор на размерите на напречните сечения на гредите и колоните (т. 4.1);
- (2) Определяне на вертикалното натоварване (т. 4.2);
- (3) Статическо изчисляване (т. 4.3);
- (4) Оразмеряване на гредите и колоните (т. 4.4). Евентуални корекции на размерите на напречните им сечения. Ако евентуалните корекции водят до съществено изменение на коравините, следва връщане в (т. 4.3);
- (5) Конструиране на армировката (т. 4.5).

4.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

4.1.1. Основни общи изисквания

Отнасят се до стройността на колоните и гредите, участващи в рамката. Разгледани са в т. 2.1 и т. 3.1 с указания за избор на размерите на напречните им сечения.*

Пак там са дадени и стойностите на бетонните покрития.

* При монолитните скелетни конструкции рамковото действие, макар и не винаги отчитано, е обективно съществуващо в резултат на коравите възли между елементите. Когато, обаче, се цели конкретно изходно разпределение на моментите между колоните и гредите (т.е. рамковото действие е преднамерено търсено), размерите на сеченията на колоните и на гредите могат да бъдат определени от необходимите съотношения на линейните коравини.

4.1.2. Компоненти на рамките — допустими опростявания

Ако скелетната конструкция поема само вертикални натоварвания (т.е. има елементи като шайби или ядра за поемане на хоризонтални сили), съставлящите я рамки могат да се приемат за такива с хоризонтално неотместваеми възли. В такива случаи са възможни следните опростявания:

а) Вместо цяла многоетажна рамка могат да бъдат изчислени етажните рамки, компоненти на изходната рамка (фиг. 4.1). Усилията в гредите на изходната рамка се приемат равни на усилията в гредите на съответните етажни рамки. За колоните, участващи едновременно в две етажни рамки, моментите се сумират.

При еднакви етажни височини и еднакво натоварване изчислените етажни рамки е достатъчно да бъдат три: покривна, типова етажна и партерна.

б) Вместо цяла етажна рамка могат да бъдат изчислявани съставлящите я компоненти, равни на броя на полетата на изходната рамка (фиг. 4.2). Коравините на гредите вляво и вдясно от разглежданото поле се приемат двукратно занижени.

При еднакви или приблизително еднакви отвори, както е най-често, изчислените рамки е достатъчно да бъдат две-три: крайна, първа вътрешна и евентуално втора вътрешна.

В случаите а) и б) крайщата на колоните, респективно гредите, се приемат запънати, ако няма специални условия, налагащи приемането на ставно подпиране.*

в) Вместо етажна рамка или компонентите ѝ, гредите и колоните могат да бъдат изчислявани независимо (поотделно);

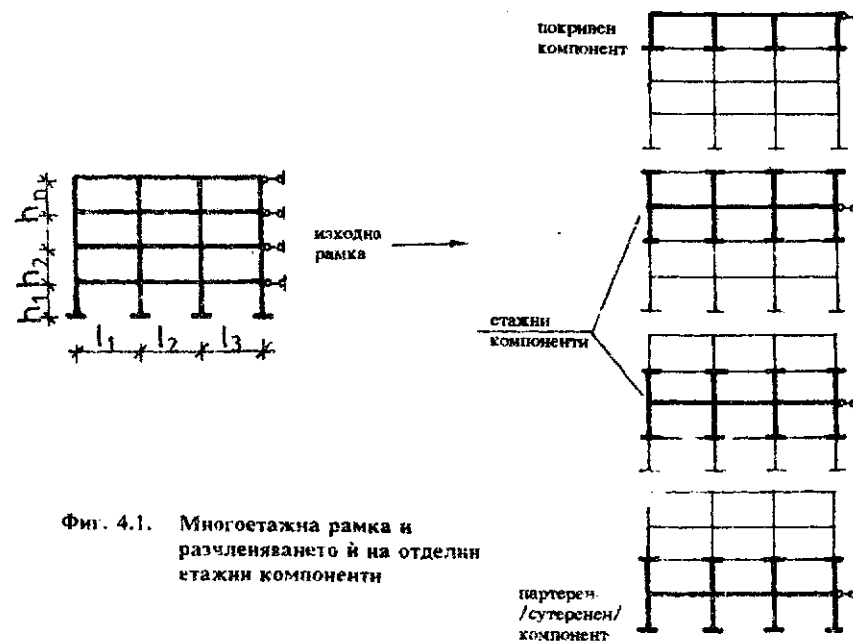
- гредите — като непрекъснати, върху ставни опори;
- колоните — като част от опростена заместваща рамка.

Тези възможности са разгледани съответно в гл. 2 и гл. 3.

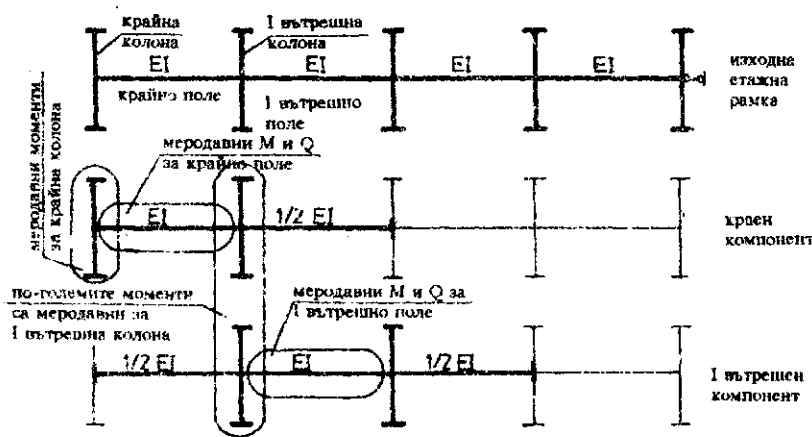
4.2. НАТОВАРВАНЕ

Вертикалното натоварване на рамката е приложено върху гредите ѝ и се определя съгласно указанията на т. 2.2.

Когато върху гредите на рамката действуват главно съсредоточени натоварвания, собственото тегло на гредите за опростяване може да се включи в съсредоточените натоварвания.



Фиг. 4.1. Многоетажна рамка и разделянето ѝ на отделни етажни компоненти



Фиг. 4.2. Етажна рамка и разделянето ѝ на отделни компоненти за всяко поле на изходната рамка

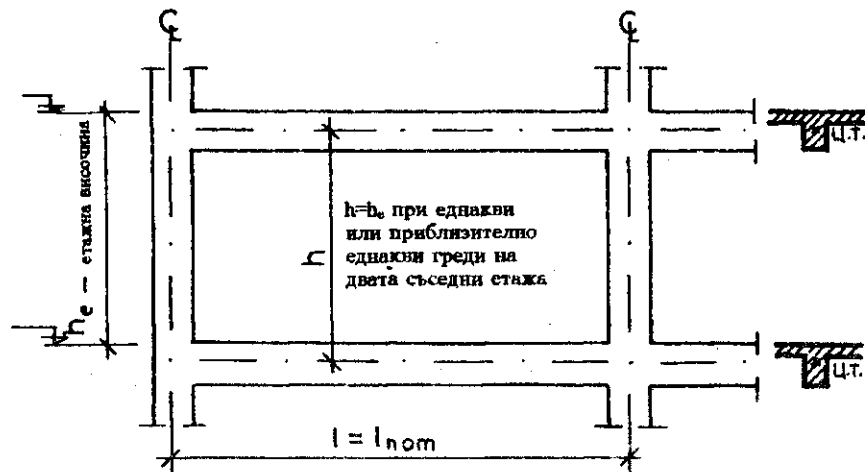
* Например ставно конструиране на връзката колона-фундамент или стълбване на гредата чрез лагеруване.

Пак за опростяване (с цел постигане на симетрия при изчисленията) се допуска преместване на товарите към опорите или към средата на отвора на не повече от 0,05 от изчислителния отвор на рамката.

4.3. СТАТИЧЕСКО ИЗЧИСЛЯВАНЕ

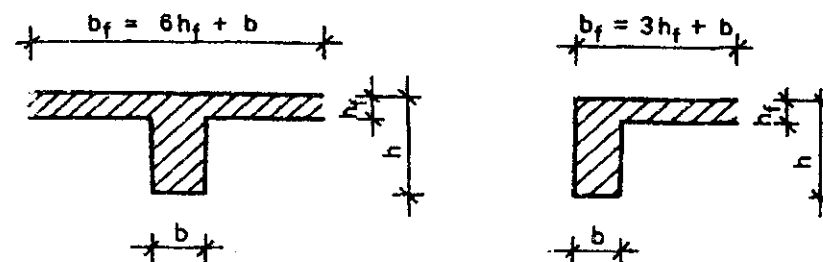
Извършва се като за еластична система по методите на строителната механика, но с известни възможности за преразпределение на усилията.

Изчислителните отвори и височините на рамката се приемат по физическите оси на бетонното сечение (фиг. 4.3). Долният край на колоните в партерния (респ. сутеренния) етаж е на нивото на горния ръб на фундамента.



Фиг. 4.3. Изчислителни отвори l и височини h на рамката

Коравината EI на елементите може да се изчислява на базата на инерционния момент на бетонното сечение, т.е. без отчитане на армировката, и началния модул E_b на еластичността на бетона. Плочогредовото напречно сечение на гредите може да се вземе с усреднена съдействаща ширина (фиг. 4.4). Изчисляването на инерционния момент на плочогредови сечения се улеснява с помощта на таблица 4.1.



Фиг. 4.4. Усреднена съдействаща ширина на гредите

Таблица за изчисляване на инерционния момент и центъра на тежестта на плочогредови сечения

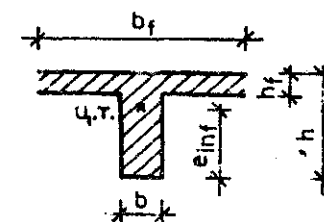


Таблица 4.1.

$$I = \psi \frac{b_f h^3}{12}$$

$$e_{inf} = \theta h$$

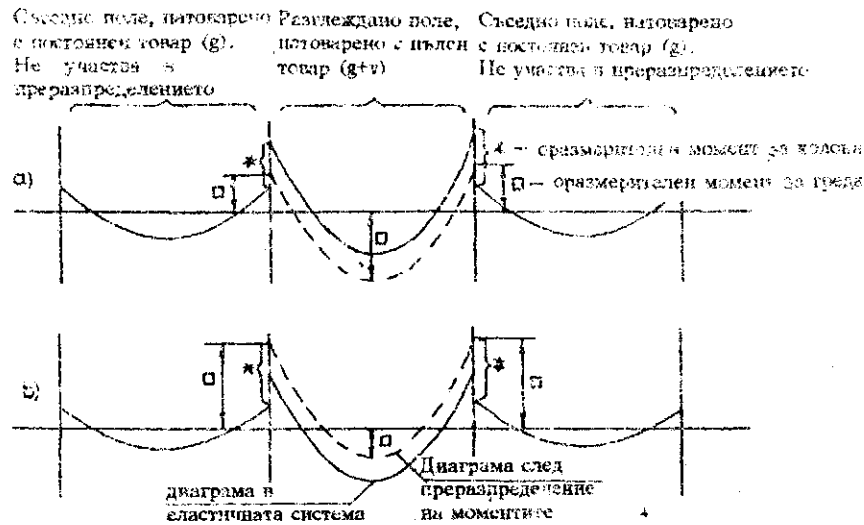
b_f/b	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0,300	1,000	0,683	0,515	0,444	0,382	0,336	0,301	0,273	0,250	0,232	ψ
	0,500	0,580	0,631	0,665	0,690	0,710	0,725	0,737	0,747	0,755	θ
0,275	1,000	0,680	0,534	0,444	0,382	0,336	0,301	0,273	0,250	0,231	ψ
	0,500	0,578	0,628	0,663	0,689	0,709	0,726	0,739	0,749	0,758	θ
0,250	1,000	0,677	0,531	0,443	0,381	0,336	0,301	0,273	0,250	0,231	ψ
	0,500	0,575	0,625	0,660	0,687	0,708	0,724	0,739	0,750	0,760	θ
0,225	1,000	0,671	0,527	0,440	0,380	0,335	0,301	0,273	0,250	0,231	ψ
	0,500	0,571	0,620	0,656	0,683	0,705	0,722	0,737	0,749	0,759	θ
0,200	1,000	0,664	0,521	0,436	0,377	0,333	0,299	0,272	0,249	0,231	ψ
	0,500	0,565	0,614	0,650	0,677	0,700	0,718	0,733	0,746	0,757	θ
0,175	1,000	0,655	0,513	0,429	0,372	0,330	0,297	0,270	0,248	0,230	ψ
	0,500	0,561	0,606	0,642	0,669	0,692	0,711	0,727	0,740	0,752	θ
0,150	1,000	0,643	0,502	0,421	0,365	0,324	0,292	0,267	0,245	0,228	ψ
	0,500	0,555	0,598	0,631	0,659	0,682	0,701	0,717	0,731	0,744	θ
0,125	1,000	0,629	0,488	0,408	0,355	0,316	0,285	0,261	0,240	0,223	ψ
	0,500	0,548	0,587	0,619	0,645	0,668	0,687	0,704	0,718	0,731	θ
0,100	1,000	0,611	0,469	0,391	0,340	0,303	0,274	0,257	0,232	0,216	ψ
	0,500	0,540	0,575	0,603	0,628	0,650	0,668	0,686	0,700	0,713	θ
0,075	1,000	0,590	0,445	0,368	0,319	0,284	0,257	0,236	0,218	0,204	ψ
	0,500	0,532	0,560	0,584	0,606	0,626	0,643	0,659	0,673	0,686	θ
0,050	1,000	0,565	0,415	0,338	0,290	0,257	0,232	0,213	0,197	0,184	ψ
	0,500	0,522	0,543	0,561	0,579	0,595	0,609	0,623	0,635	0,647	θ
0,025	1,000	0,535	0,378	0,300	0,252	0,219	0,191	0,178	0,164	0,152	ψ
	0,500	0,511	0,523	0,534	0,544	0,554	0,563	0,572	0,581	0,589	θ

Меродавните товарни състояния отговарят на най-неблагоприятно възможна разположение на полезния товар, като се изхожда от ливните на внимание. Обикновено е достатъчно изчисляване за следните схеми на натоварване:

- Основна — всички полета натоварени с пълен товар ($g + v$);
- Алтернативна — натоварване през поле с пълния товар ($g + v$), а в останалите полета — само постоянен товар (g).

Преразпределение на моментите, получени по еластична система, е полезно, ако ще доведе до улеснения при конструирането на арматурката и при изпълнението. Целта на преразпределението е да се намалият (с тях до 30%) върховите стойности на моментите в гредата — над опорите или в полето, без да се нарушава статическото равновесие. За целта се използват следните две процедури:

- при схема на натоварване (а) — както при греди (вж. т. 2.3). Тук колоните не участват;
- при схема на натоварване (б) — съгласно фиг. 4.5. Тук участва само разглежданото поле от гредата и привързаните му колонии. За определяне на колоните са меродавни по-големите моменти, получени по еластична система или след преразпределение на моментите.



Фиг. 4.5. Преразпределение на моментите при рамка с алтернативно натоварване. Сумарният момент в разглежданото поле трябва да остане непроменен и равен на този в простата греда

- Изместване на моментовата диаграма надолу
- Изместване на моментовата диаграма нагоре

* Дали да се пристъпи към преразпределение на моментите и в каква степен да бъде то, е въпрос единствено на лична преценка на проектанта.

И в двата случая на натоварване Q -силите следва да отговарят на моментите след преразпределението.

Меродавни за определянето са граничните M - и Q -диаграми.

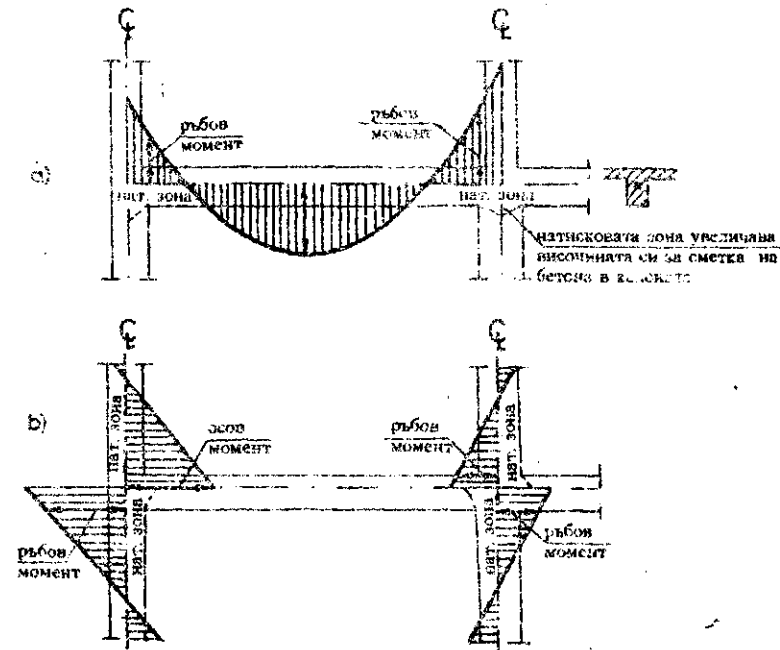
4.4. ОРАЗМЕРЯВАНЕ

Оразмеряването на гредите и на колоните се извършва както следва:

— на гредите — на огъване и за напречна сила, съгласно т. 2.4, като малките нормални сили, явяващи се в тях, се пренебрегват. Оразмерителните сечения са тези при максималните моменти — в полетата и при подпорите;

— на колоните — на нецентричен и/или центричен натиск, съгласно т. 3.3, като нормалната сила в интервала на етаж се приема за постоянна и се определя съгласно т. 3.2.1. Оразмерителните сечения са тези при максималните моменти — в горния и/или в долния край на колоната.

Меродавни моменти за оразмеряване на гредите при подпорите и на колоните са осовите или ръбовите моменти в зависимост от положението на наклонената зона (фиг. 4.6).



Фиг. 4.6. Оразмерителни моменти в рамката

- Оразмерителни моменти в гредата
- Оразмерителни моменти в колоната

Възможни са корекции на предварително приетите размери на напречните сечения на рамката. Приемливо е до два пъти увеличаване и до 20%-но намаляване на предварително приетите съотношения между инерционния момент на гредата и инерционните моменти на колоните. При по-големи отклонения се налага ново статическо изчисляване.

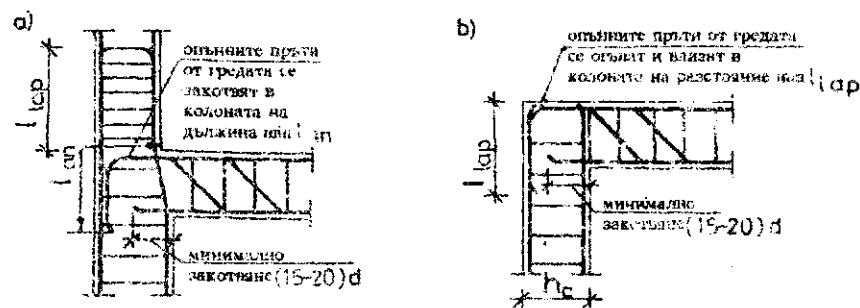
4.5. КОНСТРУИРАНЕ НА АРМИРОВКАТА

Извършва се както за греди и колони (вж. т. 2.6 и т. 3.4).

Специфичен момент е конструирането на рамковите възли, особено крайните, защото те осигуряват геометричната неизменяемост на рамката, нейната носеща способност и коравина. Армировката трябва да бъде конструирана така, че да осигурява:

- сигурно прехвърляне на момента от гредата в колоната;
- ограничаване на концентрацията на натискови напрежения в бетона (под огъвките и на други места);
- възможност за свободно проникване на бетона при бетониране и безупречно вибриране.

Крайният възел при многоетажна рамка се конструира съгласно фиг. 4.7а, а крайният възел на последния етаж — в зависимост от големината на ексцентрицитата e_0 на нормалната сила в колоната [3]. При малък огъващ момент ($e_0/h_c < 0,25$), както е най-често, конструирането е съгласно фиг. 4.7б.

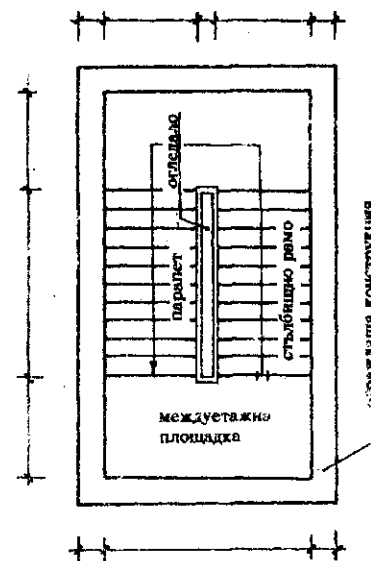


Фиг. 4.7. Традиционно конструиране на рамков възел
а) Краен възел при многоетажна рамка
б) Краен рамков възел на последния етаж

5. СТЬЛБИ

Стьлбите са конструктивни елементи, свързващи междуетажните подови конструкции. При пожар и земетръс те служат за евакуационни изходи.

Основните елементи на стълбищата са показани на фиг. 5.1. Тук са разгледани най-често прилаганите конструктивни схеми за стълбища — конзолен и гредов тип (фиг. 5.2).



Фиг. 5.1. Елементи на стълбището. Всички геометрични размери се определят в архитектурния проект. Дебелините dl и dp са конструктивни параметри (фиг. 5.5б)

Проектирането се извършва в следната последователност:

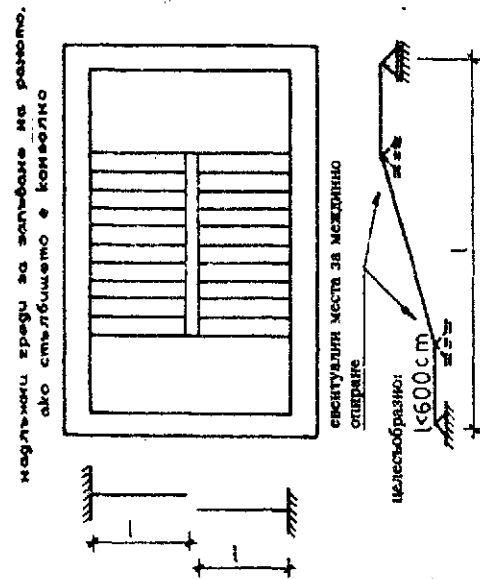
- (1) Избор на дебелината dl на подстъпалната плоча и dp на междуетажните площадки. Избор на бетонно покритие на армировката (т. 5.1);
- (2) Определяне на натоварването (т. 5.2);
- (3) Статическо изчисляване (т. 5.3);

(4) Оразмеряване (т. 5.4). Ако се наложи промяна на дебелините d_l и/или d_p – връщане в (2);

(5) Проверка за провисване, ако е необходима (т. 5.5). Връщане в (2), ако се наложи увеличаване на дебелините d_l и/или d_p ;

(6) Конструиране на армировката (т. 5.6).

След изчисляване и конструиране на стълбищното рамо и междуетажните площадки се проектира оградящата конструкция в зависимост от най-ния тип – носещи стоманобетонни стени или греди и колони. Специфична особеност има при конзолни стълбища, където стъпалата натоварват на усукване гредата по наклона на дългата страна на клетката (фиг. 5.2).



Фиг. 5.2. Статическа схема на стълби
 а) План на клетката
 б) Рамо с конзолна схема. Необходими са надлъжни греди за запъване на рамото
 в) Гредова схема. Рамото и площадките работят като едно цяло в надлъжно направление. Проектират се като еднопосочно армирани плочи

5.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

Отнасят се главно до експлоатационната прогодност на стълбищата и тяхната дълготрайност, включително по време на пожар.

5.1.1. Експлоатационна пригодност

Най-често е свързана с ограничаване на провисванията. Постига се с избор на подходящи дебелини d_l и d_p , както следва:

- конзолно стълбище – 6–7 cm дебелина на подстъпалната плоча е достатъчна. За междуетажната площадка – вж. указанията в точка 1.1. за кръстосано армирани плочи (тристранно и четиристранно подпярни);
- гредово стълбище – 1/20 до 1/30 от подпорното разстояние. Дебелината е еднаква за подстъпалната плоча и междуетажните площадки.

5.1.2. Дълготрайност

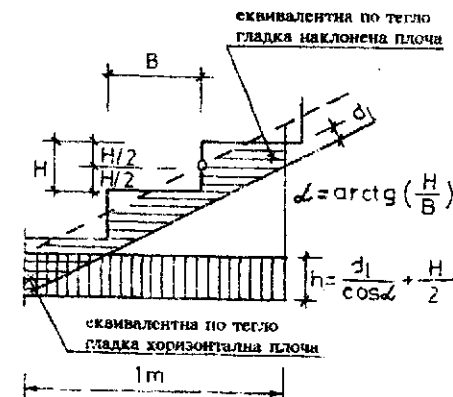
Постига се с избор на достатъчно бетонно покритие с на армировката – min 1,5 cm съгласно Н.П. По предценка и в зависимост от важността на стълбището бетонното покритие може да се увеличи.

5.2. НАТОВАРВАНЕ

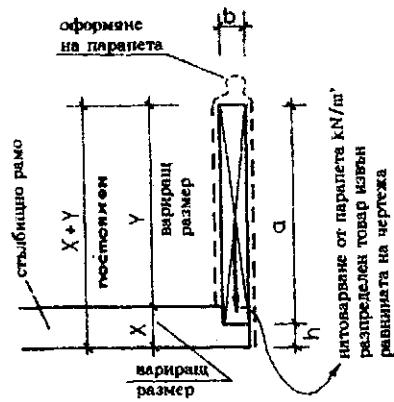
5.2.1. Постоянни товари

Определят се на (m^2), поотделно за стълбищните рамена и междуетажните площадки, както за плочи (вж. т. 1.2). Особеност представлява стълбищното рамо, което е наклонена плоча с начупена горна повърхност. Постоянният му товар се изчислява също по схемата в т. 1.2.1, като

* собствено тегло на тази плоча се получава чрез привеждането и към еквивалентна по тегло гладка хоризонтална плоча съгласно фиг. 5.3;



Фиг. 5.3. Привеждане на стълбищно рамо към еквивалентна по тегло гладка хоризонтална плоча



Фиг. 5.4. Към определяне на натоварването от масивен парапет

* допълнителният постоянен товар се завишава чрез:

– за оформяне на пода – умножаване по 1,5 (заради челата на стъпалата);

– за оформянето на тавана – разделяне на $\cos \alpha$ (заради наклона).

Към постоянните товари спада натоварването от парапет. Определя за m' от дължината на парапета (както за греди):

– за масивни парапети – на основата на действителните геометрични размери a и b на сечението им и обемното тегло на стоманобетона (фиг. 5.4). Добавя се и теглото на оформянето на парапета (вкл. ръкохватката, ако има такава). Приема се $\min 0,5 \text{ kN/m}'$ нормативно, ако липсва точна информация ($\gamma_f = 1,3$);

– за ажурни парапети – на основата на архитектурен детайл на парапета. Ако липсва такъв – $\min 0,5 \text{ kN/m}'$ нормативно ($\gamma_f = 1,3$).

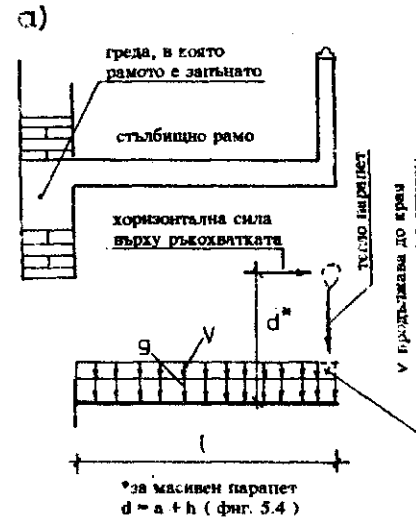
5.2.2. Полезни товари

Нормативните стойности на полезните равномерно разпределени натоварвания за стълбите и проходните пространства към тях са дадени в таблица 7.1.

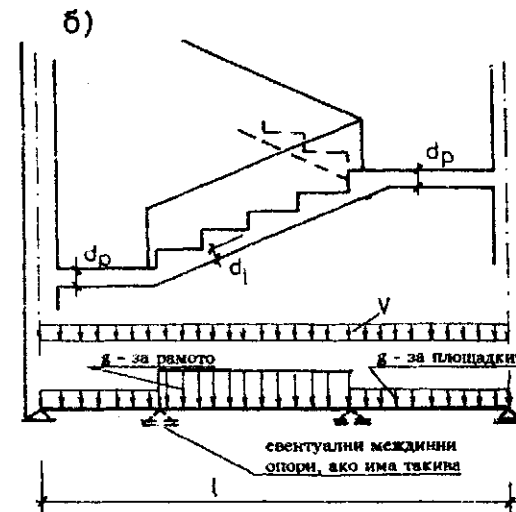
Н.Н.В. предвижда и хоризонтална сила, приложена върху ръкохватката на парапета с нормативна стойност съгласно т. 7.1.2.

5.3. СТАТИЧЕСКО ИЗЧИСЛЕНИЕ

За приетата статическа схема и определено натоварване се изчисляват огъващите моменти и опорните реакции по правилата на строителната статика (фиг. 5.5). Целесъобразно е да се работи с ивица $1 \text{ m}'$ – както



а) Конзолни стълби. Меродавен е тах момент за ръба на гредата



б) Гредово стълбище. (Изчислението е валидно както за качващи, така и за спъващи рамена). Меродавен е тах момент в полето – ако схемата е проста греда и съответните положителни и отрицателни моменти, ако схемата е непрекъсната греда

Фиг. 5.5. За определяне на тах момент и опорни реакции

при плочи. Както се вижда от фигурата, при гредовите стълбища рамото и площадките се изчисляват и конструират като едно цяло. При конзолите, стълбищните площадки следва да се изчисляват отделно — като кръгосано армирани (тристранно или четиристранно подпрени) плочи, съгласно т. 1.3 и т. 1. Специално при гредови стълбища, теглото на парапета може да се включи по подходящ начин към g за рамото — за опростяване на изчисленията.

5.4. ОРАЗМЕРЯВАНЕ

Оразмеряването е на огъване — т. 1.4. Влиянието на напречните сили, както е характерно за повечето плочи на сгради, се пренебрегва.

5.4.1. Конзолно стълбище

Удобно е оразмеряването да се извърши не за ивица 1 м' (както при плочи), а за ивица с ширина B — като греда. За целия момент M се редуцира за едно стъпало

$$M \text{ [kNm/m]} * B \text{ [m]} = \text{ [kNm]},$$

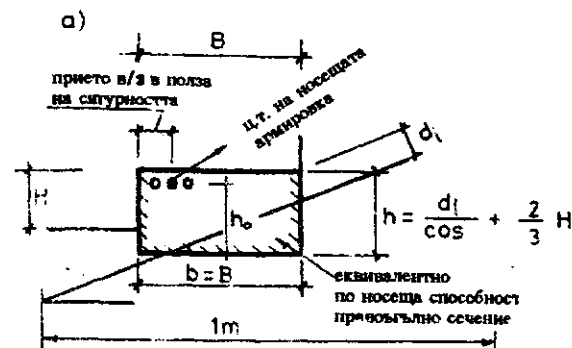
а трапецовидното напречно сечение се привежда към правоъгълно съгласно фиг. 5.6. Обикновено армировката е във вид на три: пръта, min 8 mm от стомана А-I.

5.4.2. Гредово стълбище

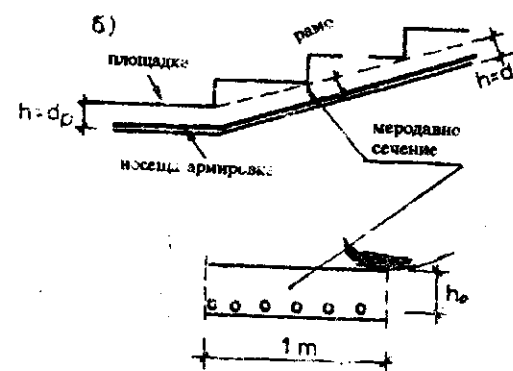
Оразмерява се за ивица широка 1 м' — като плоча. Аналогично на плочите армировката е 5–10 бр./м' min 8 mm, обикновено от стомана А-III.

5.5. КОНТРОЛ ВЪРХУ ПРОВИСВАНИЯТА

При спазване на препоръчителните дебелини, далени в т. 5.1, следва да се очаква, че провисването ще бъде в допустимите граници. Обикновено при $100 \mu < 0.5 (100 \mu_{\max})$ проверката на провисване не е необходима. Специално за конзолни стълбища, с по големи дължини, трябва да се осигури незавъртаемост на градата, в която рамото е запънато.



а) Конзолно стълбище. В тоемането на момента участват както стъпалата така и подстъпалната плоча



б) Гредово стълбище. В поемането на момента участва само подстъпалната плоча

Фиг. 5.6. Оразмеряване на стълбища

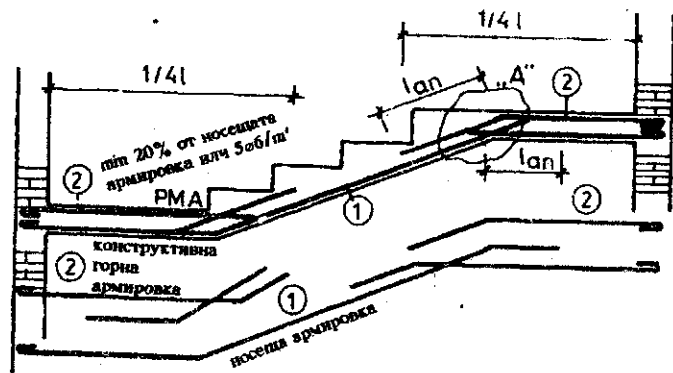
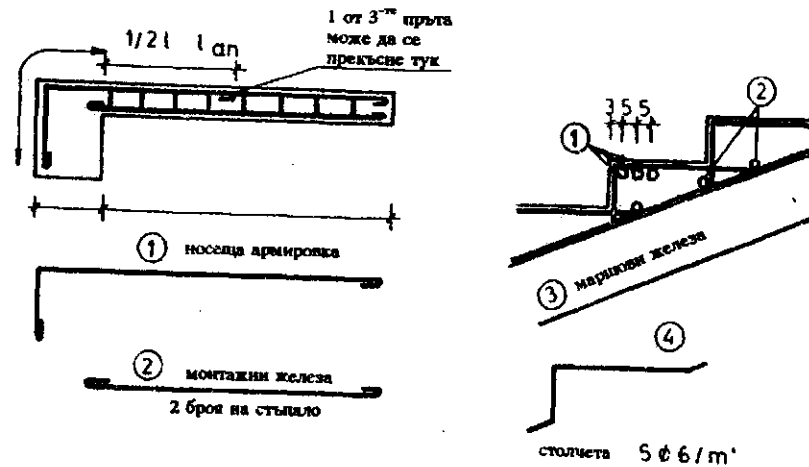
5.6. КОНСТРУИРАНЕ

5.6.1. Конзолни стълби

Конструирването на конзолни стълби е дадено на фиг. 5.7а. Носещата армировка се избира $3\emptyset$ (позиция 1) и се разполага в челото на стъпалото за по-голяма полезна височина. Челото на стъпалото се оформя с фигурни жезла (позиция 4) $5\emptyset 6/m'$, които служат за монтажна армировка на носещите и предпазват ръба от обрушване. Маршовите жезла (позиция 3) играят ролята на монтажна армировка. Поставят се $5\emptyset/m'$. При земетръй или подаване в запъването, те стават носещи и стълбищното рамо работи като гредово

5.6.2. Гредово стълбище

Конструирането на гредовото стълбище зависи от статическата схема. Особено внимание да се обръща на възелите стълбищно рамо – етажна площадка (възел А – фиг. 5.7б), където в зависимост от вида на чупката, се налага прекъсване на насещата армировка.



Фиг. 5.7. Конструиране на стълбища
а) Конзолно
б) Гредово-гредна на две спори. Оформлението на стъпалото е както при конзолни стълбища, но с един горен ърѣг

6. ФУНДАМЕНТИ

В тази глава са разгледани само единични симетрични фундаменти под колони. Указанията се отнасят за площадки върху равнинни терени с добри и средни почвени условия, без геоложки аномалии, и с достатъчно ниско ниво на почвените води. За всички останали случаи трябва да се потърси специална литература и/или помощ от специалисти по фундаране.

Процедурата за проектиране на единични фундаменти, при горесписаните условия е следната:

- (1) Избор на дълбочина на фундаране (т. 6.1);
- (2) Изчисляване на площта на основната плоскост (стъпката) на фундамента за нормативното, брутно натоварване (т. 6.2);
- (3) Изчисляване на фундамента на носеща способност за изчислителното, нетно натоварване (т. 6.3);
- (4) Конструиране на армировката (т. 6.4).

6.1. ОБЩИ ИЗИСКВАНИЯ

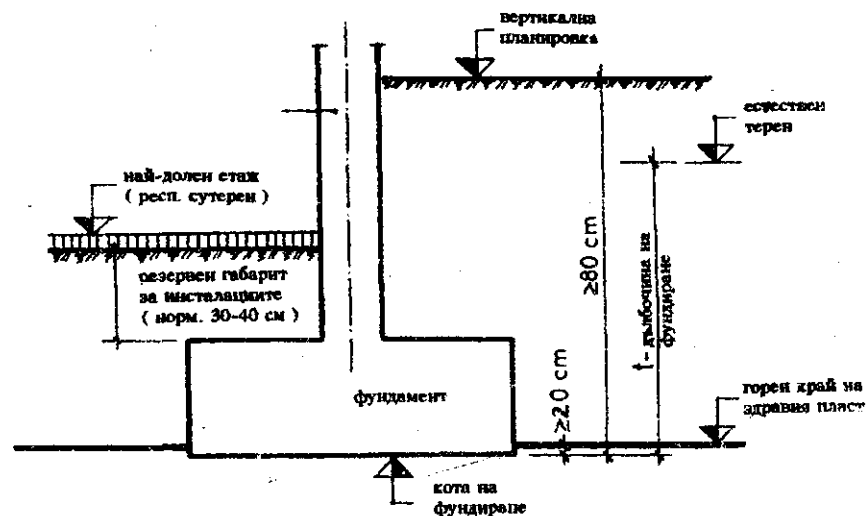
6.1.1. Избор на дълбочина на фундаране

Определя се в зависимост от инженерно-геоложките условия на строителната площадка. Освен това се съобразява с предвижданата около сградата вертикална планировка, с нивото на най-долния етаж (респ. сутерена) и с други фактори – фиг. 6.1.

Минималната дълбочина на фундаране се определя от дълбочината на замръзване на почвата (80–100 cm за нашите климатични условия).

6.1.2. Дълготрайност

Специално за стоманобетонни фундаменти основно изискване е наличието на достатъчно бетонно покритие на армировката. За монолитни фундаменти с подложен бетон, каквато е обичайната практика, минималното бетонно покритие е 3,5 cm (без подложен бетон – 7 cm).



Фиг. 6.1. Към определяне дълбочината на фундиране

6.2. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ПЛОЩТА НА СЪПКАТА

Меродавна е II група гранични състояния и по-голямото слягане на почвата под съпката. Директното му изчисляване се избягва чрез доказване, че нормативната почвена реакция P_{ser} е по-малка или равна на допустимото, нормативно натоварване R_0 на почвата*.

Стойността на P_{ser} се определя за нормативното, брутно натоварване на основната плоскост и при предпоставката за линейно разпределение на земната реакция.

Ако разрезните усилия за контакта фундамент-конструкция (фиг. 6.2 и фиг. 6.3) са получени с изчислителните стойности N , M , Q , допуска се нормативните им стойности N_{ser} , M_{ser} , Q_{ser} да се получат чрез разделяне на усреднен коефициент за натоварване

$$N_{ser} \text{ (респ. } M_{ser}, Q_{ser}) = \frac{N \text{ (респ. } M, Q)}{1,15 \div 1,20}$$

* Големината на R_0 се дефинира от изискването да се ограничи слягането. Базовите стойности на R_0 се вземат от геоложкия доклад или (П.Ф.) В (П.Ф.) R_n с наречено условно изчислително натоварване.

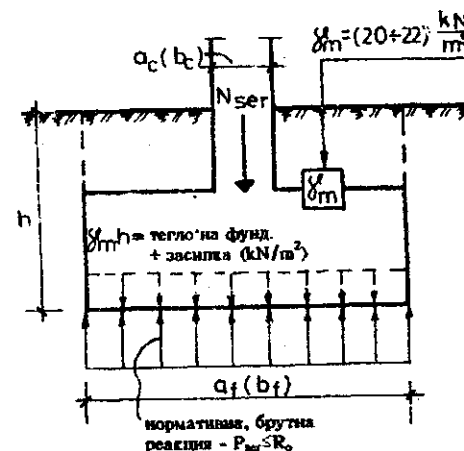
6.2.1. Центрично натиснати фундаменти

Това са фундаментите, натоварени само с нормална сила N ($M = 0$, $Q = 0$). Допуска се като такива да се изчисляват и фундаменти с $e_f \leq 0,02 a_f$ (вж. т. 6.2.2). Необходимата площ на фундамента може да се получи директно по една от следните две формули:

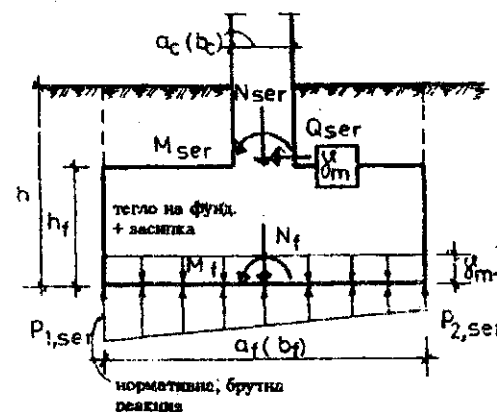
$$A_f = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma_m h} \quad (6.1a)$$

или

$$A_f = \frac{N_{ser} + G}{R_0} = \frac{N_f}{R_0} \quad (6.1b)$$



Фиг. 6.2. Центрично натиснат фундамент



$$M_f = M_{ser} + Q_{ser} h_f$$

$$N_f = N_{ser} + G, \text{ където}$$

$$G = a_f b_f \gamma_m h$$

Фиг. 6.3. Нецентрично натиснат фундамент
Разпределеното натоварване $\gamma_m h$ се замества с неговата равнодействаща G_f

За да се използва формула (6.1a), трябва да се прогнозира дълбочината h (фиг. 6.2 и 6.3), а за формула (фиг. 6.1б) е необходимо да се прогнозира теглото на фундамента и заспката над него:

$$G = a_f b_f h \gamma_m,$$

a_f, b_f — неизвестни на този етап.

Като първа итерация може да се приеме, че

$$G = (0,1 \div 0,2) N_{ser}$$

Доколкото в обичайната практика дълбочината h е предварително уточнена, формула (6.1a) има предимство, че се избягват итерации.

Целесъобразни размери на основната плоскост може да се получат от съвместното решаване на геометричното условие

$$a_f b_f \geq A_f \quad (6.2)$$

и технико-икономическото условие конзолното излизане на фундамента да бъде еднакво в двете направления

$$a_f - a_c = b_f - b_c. \quad (6.3a)$$

Ако размерите, получени по този начин, не удовлетворяват земномеханичното условие

$$\frac{a_f}{b_f} \leq 1,5, \quad (6.3б)$$

където a_f е по-големият от двата размера, вместо (6.3a) се използва (6.3б).

Определените размери на основната плоскост обикновено се закръгляват на 5 см.

Забележка: Отчетените от геоложкия доклад базисни стойности за R_0 се отнасят за $b_f = 1,0$ m и $t = 2,0$ m. В случаите, когато $b_f \neq 1,0$ m и $t \neq 2,0$ m, R_0 следва да се коригира съгласно П.Ф. При $t < 2,0$ m пренебрегването на корекцията не е в полза на сигурността.

6.2.2. Нецентрично натоварени фундаменти

Площта на основната плоскост за тези фундаменти се доказва итерационно. Изчисляването протича в следната последователност:

(а) — прогнозиране на a_f, b_f, h_f, h ;

(б) — определяне усилията за центъра на основната плоскост на фундамента;

(в) — изчисляване на земната реакция, и ако е необходимо корекция на a_f, b_f , и/или h_f — връщане в (б).

Прогнозирането на a_f, b_f и h_f може да се извърши на база на:

- ориентировъчни изчисления, като за центрично натиснат фундамент (ако момента е относително малък);
- указания и/или формули в специалната литература;
- интуиция.

Определянето на усилията за центъра на основната плоскост се извършва съгласно фиг. 6.3.

В нормалния случай, когато N_f попада в ядрото на основната плоскост, т.е.

$$e_f = \frac{M_f}{N_f} \leq \frac{a_f}{6},$$

земната реакция p_{ser} се изчислява по формулата на Навие

$$\begin{aligned} p_{1,ser} &= \frac{N_f}{A_f} \pm \frac{M_f}{W_f}, \\ A_f &= a_f b_f, \\ W_f &= \frac{1}{6} a_f^2 b_f. \end{aligned} \quad (6.4)$$

На контрол подлежат напреженията, получени в по-натоварения ръб и в центъра на стъпката — фиг. 6.4.

В другия случай, когато N_f е извън ядрото на сечението на основната плоскост

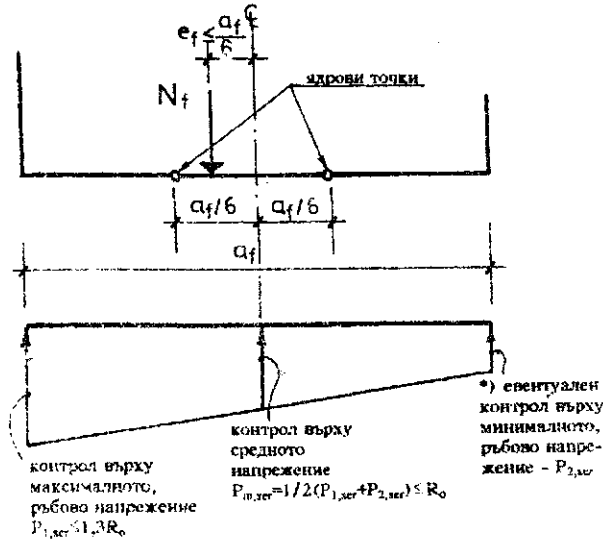
$$p_{1,ser} = \frac{2 N_f}{b_f x_f}, \quad (6.5)$$

където $x_f = 3 \left(\frac{a_f}{2} - e_f \right)$. (6.6)

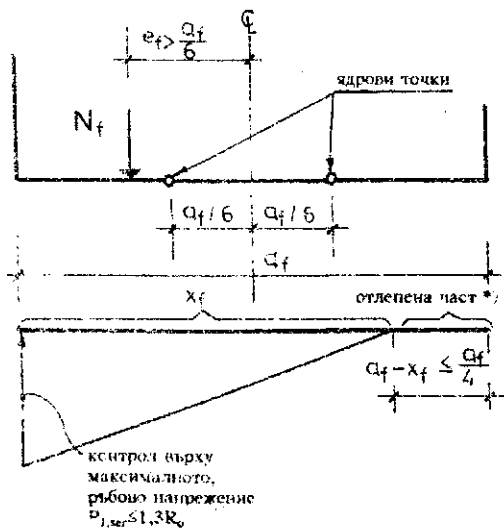
На контрол подлежат ръбовото напрежение и големината на отлепената част на основната плоскост — фиг. 6.5.

В зависимост от това, в каква степен изчислените контролирани величини отговарят на изискванията от фиг. 6.4 и фиг. 6.5, се решава дали и колко да бъдат променени размерите на основната плоскост и да се повтори изчислителния цикъл.

Счита се, че основната плоскост е добре оразмерена, ако едно от контролиращите неравенства (това, което се явява като меродавно) бъде доведено до равенство.



Фиг. 6.4. Нормален случай на земна реакция



Фиг. 6.5. Земна реакция с частично отлепване на фундамента. Допуска се само при кратковременни, реверсивни натоварвания — напр. вятър

* В някои специални случаи се контролира и $P_{2,ser}$ с оглед намаляване на неравномерността на слягането.

Напр.
 $P_{2,ser} \geq 0,25P_{1,ser}$

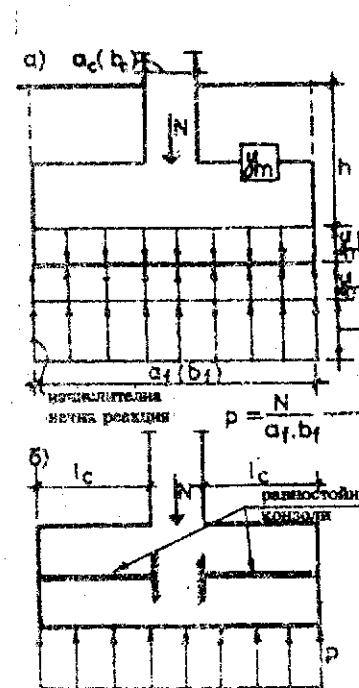
* Най-добре е контролът да се извършва косвено, чрез ограничаване на ексцентриситета $e_f \leq \frac{a_f}{4}$.

6.3. ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА ФУНДАМЕНТА НА НОСЕЩА СПОСОБНОСТ

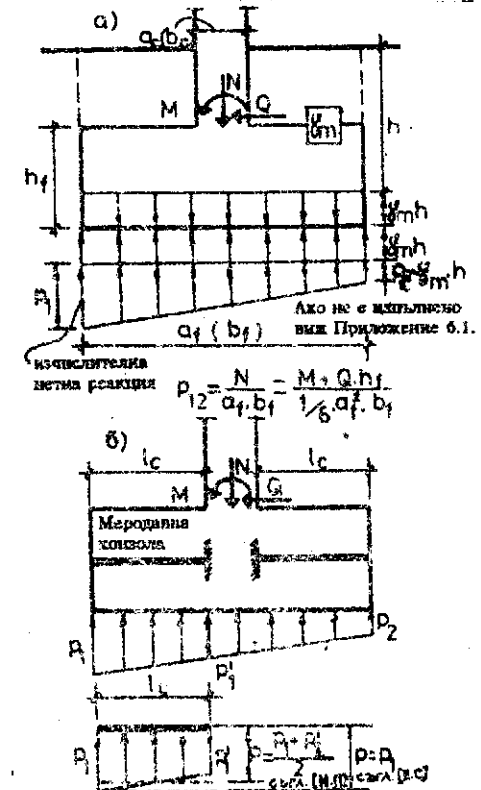
Целта е да се получи височината на фундамента, а за стоманобетонни фундаменти и армировката.

Извършва се за изчислителната нетна земна реакция p в основната плоскост. Същата се определя съгласно фиг. 6.6 и фиг. 6.7:

- (1) от изчислителните стойности на разрезните усилия в долния край на колоната (без включване теглото на фундамента и засипката);
- (2) при предпоставката за линейно разпределение на земната реакция.



Фиг. 6.6. Изчислителен модел на центрично натоварен фундамент
 а) Действащи натоварвания и определяне на реакцията p
 б) Изчислителна схема



Фиг. 6.7. Изчислителен модел на ексцентрично натоварен фундамент
 а) Действащи натоварвания и определяне на реакцията p
 б) Изчислителна схема
 а) Определяне на натоварването на меродавната конзола

Статическата схема е построена във вид на четири независими конзоли (по една във всяка посока), излизащи от страните на колоните и натоварени с изчислителна, нетна, земна реакция.

При центрично натоварени фундаменти, обикновено конзолите са с еднакви дължини, следователно са равностойни. Изчислението се провежда върху една от тях (без значение коя).

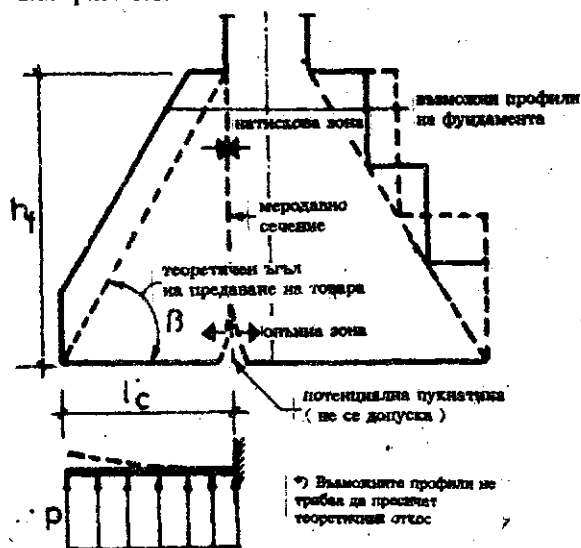
При нецентрично натоварени фундаменти се изчислява меродавната (по-тежко натоварената) конзола в равнината на момента. Натоварването p може да се приеме за равномерно разпределено (както при центрично натиснатите фундаменти) по един от посочените на фиг. 6.7 начини. Ако по някакви причини конзолните излизания извън равнината на момента са по-големи, меродавни са именно те. Изчисляването им се извършва за същото равномерно разпределено натоварване p .

6.3.1. Бетонни фундаменти

За получаване на височината се изхожда от меродавната (ако има такава) конзола — по-тежко натоварената и/или по-дългата, с дължина l_0 :

$$h_f = l_0 \operatorname{tg} \beta, \quad (6.7)$$

където $\operatorname{tg} \beta$ се отчита по таблица 6.1 в зависимост от p и класа на бетона в долната стъпка. Стойностите му са получени от условието огъващият момент в конзолата да бъде поет само от бетона (стадий Ia) — вж. фиг. 6.8.



Фиг. 6.8. Към определяне на височината на бетоновия фундамент

Таблица 6.1

Клас на бетона	p (MPa)	$\operatorname{tg} \beta$
B7,5 (B12,5)	0,1	1,00 (0,80)
	0,2	1,40 (1,20)
	0,3	1,75 (1,50)
	0,4	2,00 (1,75)

Забележка: За междинни стойности на p откосят $\operatorname{tg} \beta$ се приема чрез линейно интерполиране.

Обичайното оформление е на стъпала с височина 30–60 см. Най-горната стъпка е от бетон клас като на колоната. Всяка следваща, по-долна стъпка може да бъде с по една степен по-нисък клас бетон, но не по-малко от B7,5.

Бетонни фундаменти с повече от 3–4 стъпки са нецелесъобразни, поради големите изкопи и обем на изкопните работи. Ако по изчисление се получи такъв фундамент, височината му може да се намали:

- чрез приемане на бетон, за най-долната стъпка, от по-висок клас (но не по-висок от класа на бетона в колоната). Това не винаги дава желан резултат;
- чрез проектиране на стоманобетонен фундамент.

6.3.2. Стоманобетонни фундаменти

Процедурата за изчисление на стоманобетонни фундаменти е:

- (а) избор на тип на фундамента;
- (б) определяне на полезната височина h_0 на фундамента от условието за поемане на напречните сили;
- (в) проверка на h_0 от условието за продъвяване. Увеличаване на h_0 , ако е необходимо;
- (г) изчисляване на армировката и увеличаване на h_0 , ако е необходимо.

а. Избор на тип на фундамента

Най-често използваните стоманобетонни фундаменти са едностъпалните, двустъпалните и пирамидалните.

При едни и същи условия с най-малка височина се получават едностъпалните фундаменти. Те са и най-удобни за изпълнение. Армировката им обаче е относително по-голяма.

Двустъпалните фундаменти са с най-нисък разход на стомана. Необходимо е обаче да се гарантира непрекъснато изливане (в един такт) и на двете стъпки.

б. Определяне на полезната височина на фундамента от условието за поемане на напречните сили

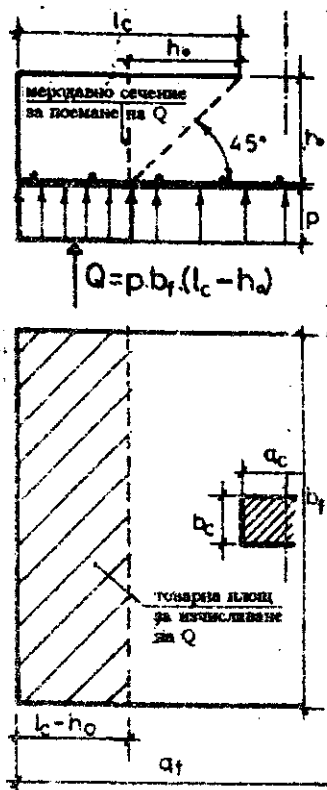
Изхожда се от меродавната (ако има такава) конзола — по-тежко натоварената и/или по-дългата. Изисква се напречната сила да бъде поета само от бетона (т.е. да няма напречна армировка)

$$Q \leq 0,60 R_{b,t} A_{b,t} Q, \quad (6.8)$$

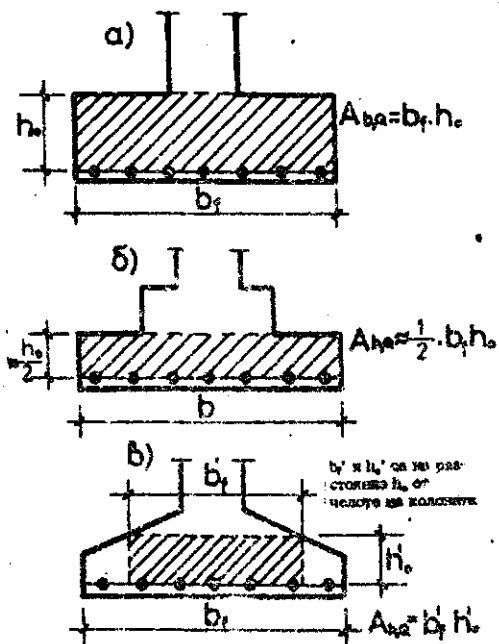
където

Q е напречна сила в меродавното сечение. Изчислява се съгласно фиг. 6.9;

$A_{b,t}$ — площ на бетонното сечение, поемащо Q . Изчислява се съгласно фиг. 6.10, в зависимост от приетия тип на фундамента.



Фиг. 6.9. Към определяне на Q в меродавното сечение



Фиг. 6.10. Към определяне на A_b, Q в меродавното сечение
 а) За фундаменти с една стъпка
 б) За двустъпален фундамент с традиционно оформление
 в) За пирамидален фундамент

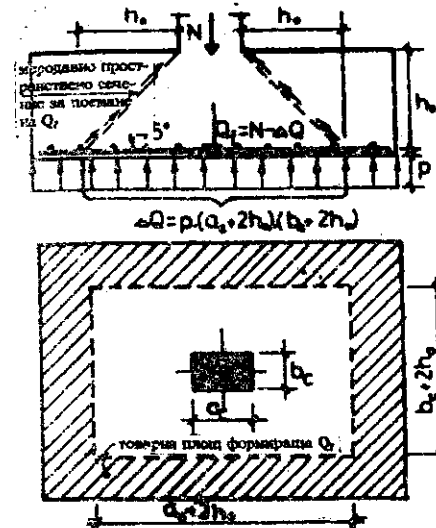
в. Проверка на h_0 от условието за продъвяване – фиг. 6.11 и фиг. 6.12

Тази проверка е актуална при фундаменти с откос по-полегат от 45° в двете направления и изцяло натиснатата стъпка. В останалите случаи продъвяване е физически невъзможно.

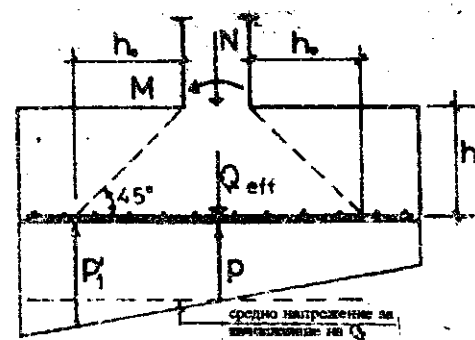
Целта на изчислението е да се установи дали полезната височина на фундамента е достатъчна или е необходимо пространствената напречна сила Q_f , определена съгласно фиг. 6.11, да бъде поета само от бетона (т.е. да няма напречна армировка)

$$Q_f \leq R_{b,f} A_b, \quad (6.9)$$

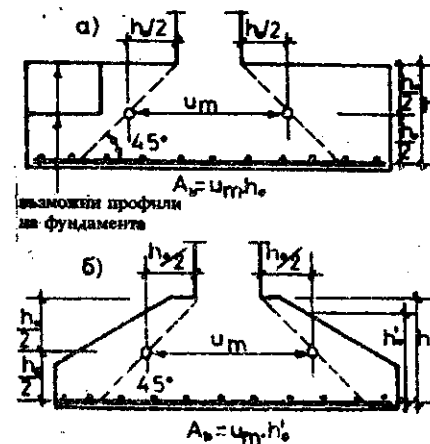
където A_b е площта на пространственото бетонно сечение, поемащо Q_f .



Фиг. 6.11. Към определяне на силата на продъвяване при центрично натоварени фундаменти



Фиг. 6.13. Към определяне на силата на продъвяване при нецентрично натоварени фундаменти



Фиг. 6.12. Към определяне A_b
 а) Едностъпален или двустъпален фундамент с традиционно оформление (стъпки с еднаква височина и ширина)
 б) Пирамидален фундамент



Фиг. 6.14. Към определяне височината на фундамента
 * При равни конзолни излизания h_0 се измери до контакта на двата реда армировка

За едностъпални и двустъпални фундаменти с традиционно оформление (стъпка с еднаква височина и ширина) – фиг. 6.12а

$$A_b = u_m h_0,$$

а за пирамидални фундаменти (фиг. 6.12б)

$$A_b = u_m h_0'$$

И в двата случая u_m е средният периметър на призмата на продълване

$$u_m = 2(a_c + b_c + 2h_0)$$

При нецентрично натоварени фундаменти в лявата част на (6.9) вместо Q_f се замества Q_{eff} :

$$Q_{eff} = Q_f \left(1 + \frac{p_1' - p}{p_1} \right)$$

където p_1' и p са съгласно фиг. 6.13.

г. Определяне височината на фундамента — фиг. 6.14

д. Изчисляване на армировката — фиг. 6.15 и фиг. 6.16

Целта на изчислението е да се получи площта на носещата армировка. Работи се с меродавната конзола — по-тежко натоварената и/или подългата. С оглед икономия на стомана, ако конзолните излизания в двете направления се различават с повече от (20:30)%, освен меродавната (подългата) конзола, следва да се изчисли на огъване и късата конзола — вж. фиг. 6.16.

Площта на армировката се определя по формулата

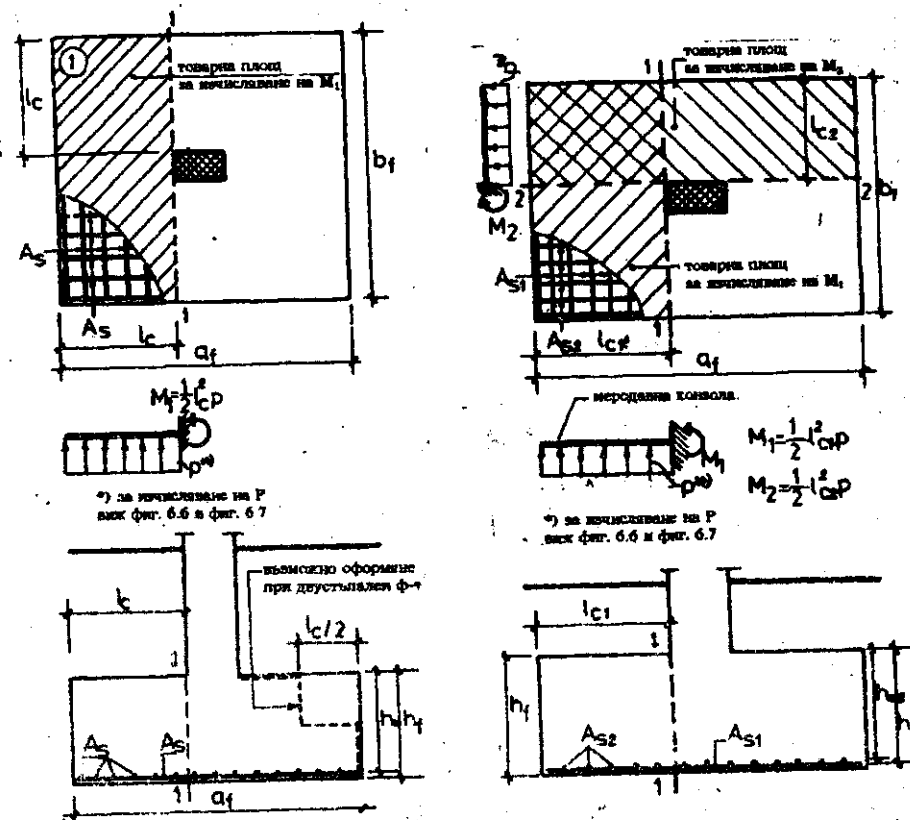
$$A_s = \frac{M}{0,9h_0 R_s} \quad (6.10)$$

Изчислението се извършва за сечение непосредствено до колоната — фиг. 6.15 и фиг. 6.16.

Процента на армиране μ за меродавното сечение, в едното и другото направление, трябва да е в границите на (0,08—0,25)%.

$$\mu = \frac{A_s}{b_f h_0}$$

Ако се получи по-голям от посочените стойности, препоръчително е да се увеличи височината на фундамента.



Фиг. 6.15. Определяне на изчислителните, огъващи моменти при равни конзолни излизания в двете направления

Фиг. 6.16. Определяне на изчислителните, огъващи моменти при разлика в конзолните излизания повече от (20—30)%.

6.4. КОНСТРУИРАНЕ НА АРМИРОВКАТА

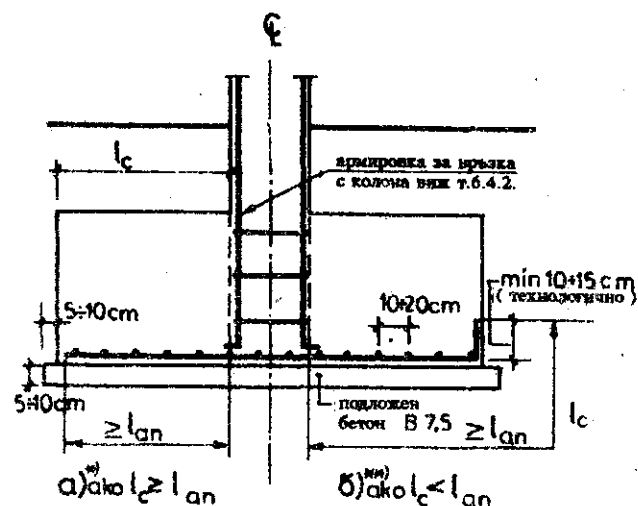
6.4.1. Носеща армировка на стоманобетонни фундаменти

Разпределя се равномерно по широчината, респективно дължината на фундамента (фиг. 6.17)*. Прътите са през $s = 10-20$ см, с диаметър d

* При тежко натоварени фундаменти и с големи размери на стъпката е препоръчително армировката да се разпределя неравномерно. За целесъобразни схеми на разпределение вж. например Е.С.

min 8 mm. (За предпочитане е $s = 20$ cm, стига d да не е по-голям от 25 mm.)

Носещата армировка обикновено се монтира върху предварително излят бетон.



Фиг. 6.17. Носеща армировка при стоманобетонен фундамент.

По-технологично решение
Използува се, когато нямаме достатъчна дължина за закрепване на армировката, а също така и като средство за увеличаване на носещата способност на фундамента.

6.4.2. Армировка за връзка между колона и фундамент

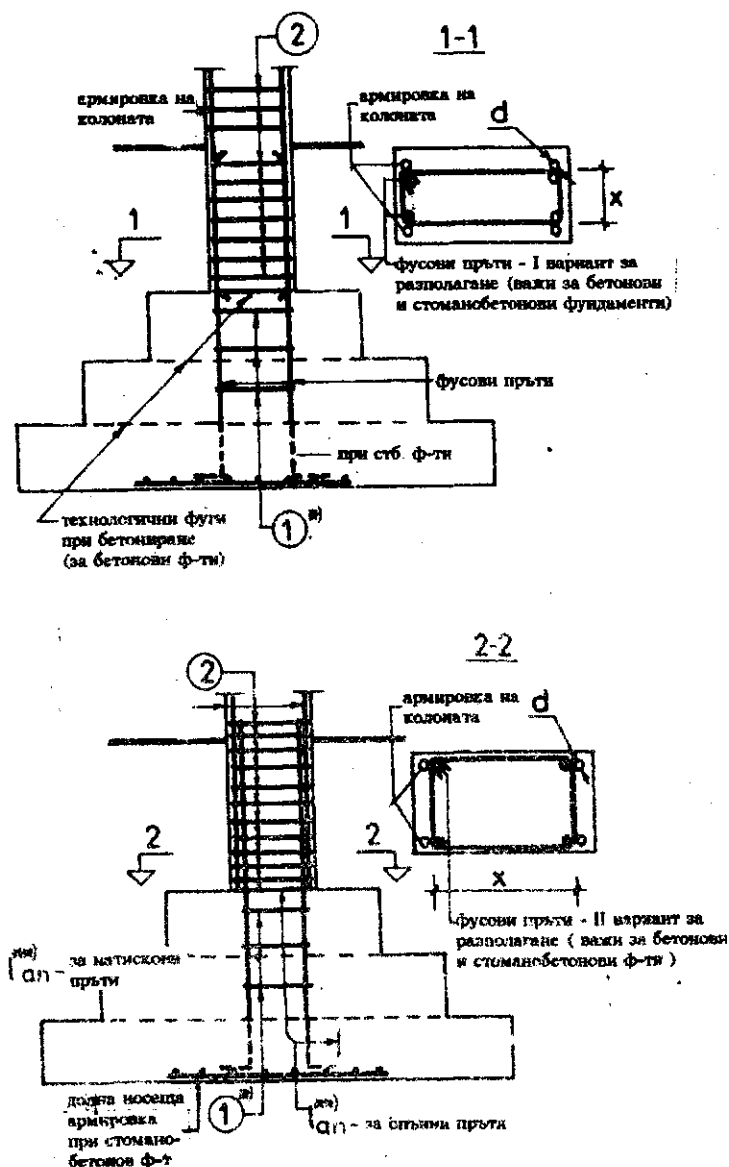
Същата е във вид на чакащи пръти (фусови пръти), вбетонирани във фундамента, и навлизащи в колоната. По брой диаметър и разположение те са аналогични на надлъжната армировка на колоната, стъпваща върху фундамента.

Фусовите пръти са вбетонирани във фундамента на дължина не по-малка от l_{an} (фиг. 6.18), като освен това стигат до:

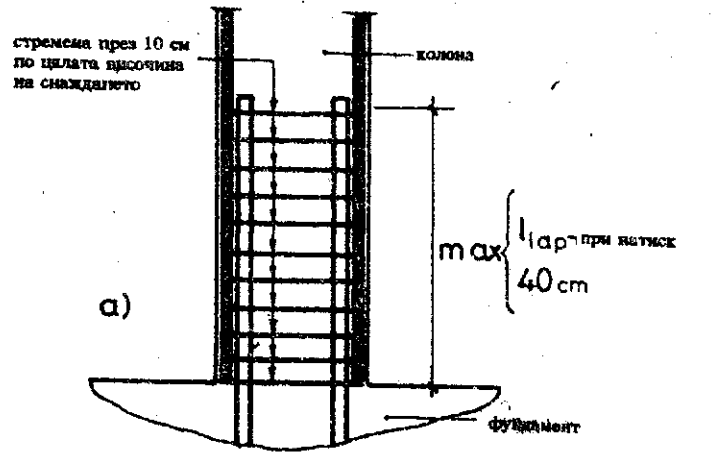
- ниво на технологичната фуга на бетониране, ако фундаментът е бетонен;
- ниво на долната, носеща армировка, ако фундаментът е стоманобетонен.

Фусовите пръти навлизат в колоната по начините, показани на фиг. 6.19 както следва:

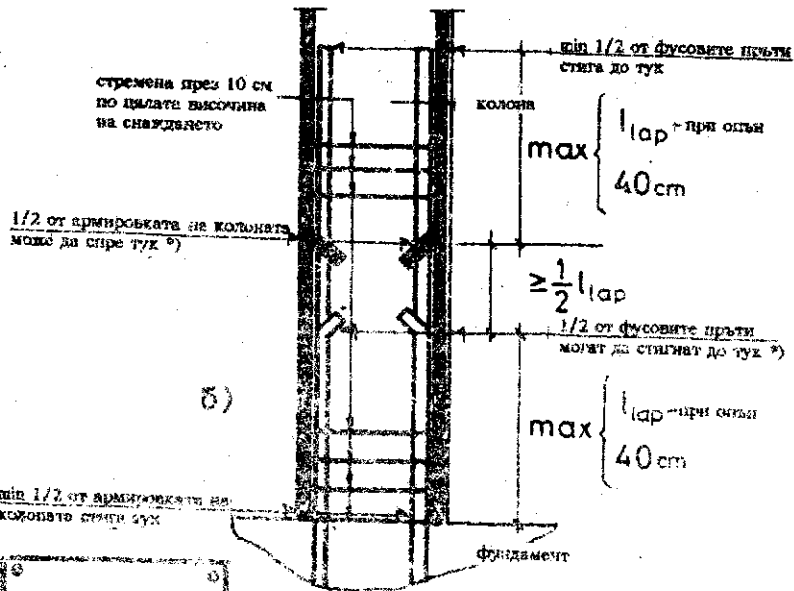
- за навискови пръти — на l_{lap} , но min 40 cm;
- за спънни пръти — на $2,5l_{lap}$ (предполага се, че армировката е профилирана, иначе изискването е по-строго). Дължините l_{an} и l_{lap} може



Фиг. 6.18. Закотвяне и разположение на фусовите пръти във фундамента
Монтажни стремена през 30 + 40 cm, min 3 бр. различават се от стремената 2 по размера x , който е с $2d$ по-малък
Тези изисквания важат за всички видове фундаменти — бетонни и стоманобетонни

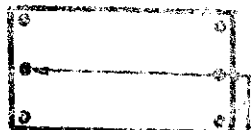


а)



б)

min 1/2 от арматурката на колоната стига до тух



*) Ако прътите са три допускат се да се пресъсват един

Фиг. 6.19. Снаждане на фусовите пръти с надлъжната арматурка на колоната
 а) Арматурката е натискава
 б) Арматурката може да бъде и опънна

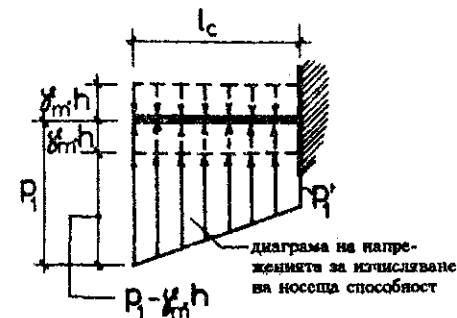
да бъдат намалени (вж. таблица 7.2), ако арматурката е повече от необходимата по изчисление.

Специално при снаждане на опънна арматурка, ако същата е поне два пъти повече от необходимата по изчисление, вместо детайла на фиг. 6.19б може да се използва детайлът на фиг. 6.19а, но с $l_{ар}$ при опън.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6.1.

В този случай напреженията се изчисляват по формула 6.1.1, като се работи с изчислителни товари, а теглото на фундамента и засипката участва със своята нормативна стойност, която е в полза на сигурността. След това се прави изключване на опън, както това е показано в т. 6.2.2. По-нататък, при изчисляване на фундамента на носеща способност, от получените след изключването на опън напрежения, се приспада нормативна стойност на теглото на фундамента и засипката. Това става за меродавната конзола (фиг. 6.1.1).

$$P_{1,2} = \frac{N + a_f b_f \gamma_m h}{a_f b_f} \pm \frac{M + Q h_f}{1/6 a_f^2 b_f} \quad (6.1.1)$$



Фиг. 6.1.1. Към изчисляване на фундамента по носеща способност

7. ПРИЛОЖЕНИЯ

7.1. ВРЕМЕННИ НАТОВАРВАНИЯ ВЪРХУ ПОДОВИТЕ И ПОКРИВНИ КОНСТРУКЦИИ НА СГРАДИ

7.1.1. Основни временни натоварвания

Предписват се от Н.Н.В. във вид на равномерно разпределени по горната повърхност на подовата (покривната) конструкция.

В таблица 7.1 са дадени нормативните им стойности v_{ser} за различни по предназначение помещения и за подходите към тях.

Таблица 7.1.

Нормативни стойности на равномерно разпределените временни натоварвания върху подовите конструкции на сгради (извадка от Н.Н.В.)

Вид дейност	Описание на сградите и помещенията	Временно нормативно натоварване v_{ser} kN/m ²	
		За описаното помещение	За свързаните с помещението коридори, стълбища, фойейта и др. помещения
Съдих	— Жилищни помещения в жилищни сгради, хотели, общежития, пансионати, почивни домове. — Спални в детски ясли и градинки и интернати.	1,5	3
Офисна дейност и образование	— Служебни помещения и канцеларии за административен, инженерно-технически и научен персонал в организации и учреждения. — Класни помещения в учебни сгради.	2	3
	— Книготохранилища архиви.	≥ 5	4
Също, но в специално оборудвани помещения	— Лаборатории в научни, учебни и здравни заведения. — Помещения за електронно-изчислителни машини.	≥ 2	3

Вид дейност	Описание на сградите и помещенията	Временно нормативно натоварване v_{ser} kN/m ²	
		За описаното помещение	За свързаните с помещението коридори, стълбища, фойейта и др. помещения
Обществена дейност	— Читални без библиотечни стелажки.	2	4
	— Трапезарии, столове, ресторанти, кафе-сладкарници.	3	
	— Зали за събрания и съвещания, зрителни, концертни и спортни зали (без трибуните и сцените).	4	
	— Търговски и изложбени зали.	≥ 4	
Промисленост, складове	— Участъци, в които е разположено стационарно оборудване.	≥ 3	4
	— Участъци за складиране и съхранение на материал и изделия.	≥ 4	
	— Кухни в обществени сгради.	≥ 2	3
	— Гардероби, бани, умивални, тоалетни и други подобни в обществени и промишлени сгради.	2	
	Балкони, лоджии.	Равно на натоварването на съседното основно помещение*	
Площи обслужващи горните дейности	Тавански помещения (само за участъци, които не са заети със складиран материал или с оборудване).	0,7	
	Плоски покриви — за участъци, където е възможно струпането на хора, излизащи от обществени и промишлени сгради.	4 ^{III}	
	Плоски покриви — участъци използвани за почивка.	1,5 ^{II}	
	Плоски покриви — за останалите участъци.	0,5 ^{III}	

* Вж. още указанията на г. 7.1.2.

■ Това натоварването не се сумира с натоварването от сняг и стойността му е валидна, само ако натоварването от сняг не е меродавно.

Нефиксираните в таблица 7.1 натоварвания (\geq) се приемат съгласно заданието за проектиране, но със стойности, не по-малки от цитираните в таблицата. Коефициентите за натоварване са:

$$(1) \gamma_f = 1,3 \text{ ако } v_{ser} < 2 \text{ kN/m}^2,$$

$$(2) \gamma_f = 1,2 \text{ ако } v_{ser} \geq 2 \text{ kN/m}^2.$$

7.1.2. Местни временни натоварвания

В Н.Н.В. са предписани и някои нормативни временни натоварвания с локален характер. Те не участват при формирането на натоварването върху колоните, стените и фундаментите, а само за изчисляване на отделни характерни елементи и непосредствените им опори, например

(1) Балкони, лоджии

- 2 kN/m², разпределени по цялата площ на балкона (лоджията);
- 4 kN/m², разпределени равномерно върху ивица с ширина 0,8 m покрай парапета, ако това натоварване е по-неблагоприятно.

(2) Парапети. Натоварването е във вид на хоризонтална сила, приложена върху ръкохватката на парапета и разпределена по дължината му, със стойност

- 0,5 kN/m за жилищни сгради, почивни станции, детски и здравни заведения и такива за социални грижи;
- 1,5 kN/m за спортни зали (вкл. трибуни);
- 1 kN/m за други сгради, при липса на специални изисквания.

И в двата случая $\gamma_f = 1,2$.

7.2. МАТЕРИАЛИ

7.2.1. Бетон

Бетон клас В12,5 е най-ниският клас, допустим за стоманобетонни конструкции. Намира ограничено приложение, обикновено в индивидуалното жилищно строителство. Н.П. не позволяват армирането му със стомана клас А-III.

Бетони В15 и В20 са най-масовото използваните в сградостроителството у нас.

Бетони В25 и В30 са най-високите класове, използвани за обикновени (ненапрегнати) стоманобетонни конструкции на сгради. Прилагат се за тежко натоварени колони на многоетажни сгради, за конструкции при специални условия и др.

В таблица 7.2 са дадени най-важните характеристики на бетона, необходими за изчисленията.

Таблица 7.2.

Обикновен бетон. Изчислителни съпротивления и средни стойности на началния модул E_b на еластичност, N/mm²

Характеристика	Клас на бетона (по якост на натиск)				
	В12,5	В15	В20	В25	В30
Якост на натиск R_b	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0
Якост на опън R_{bt}	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2
E_b (при естествено втвърдяване)	23 500	25 000	27 500	30 000	31 500

7.2.2. Армировка

Стомана клас А-I се използва за монтажна и разпределителна армировка, за сгремена в греди и колони и за носеща надлъжна армировка — само при не тежко натоварени плочи, стени и фундаменти. Доставка се с диаметри 6–12 mm, на кангали.

Стомана клас А-III е най-масово използваната носеща армировка. Доставка се с диаметри 12–40 mm, на снопове с дължина на прътите 8–12 m. В сградостроителството обикновено се използват диаметри до 32 mm вкл., за препоръчване — максимум 25–28, с оглед прътите да може да се снаждат чрез застъпване и по-лесно да се огъват.

Стомана клас А-II се използва за носеща армировка и е особено

подходяща (от икономическа гледна точка) за конструкции, където пукнатините и/или провисванията може да се окажат меродавни. Стомана А-II е добър избор и при неголеми конструкции на сгради, когато процентите на армиране са малки и използването на А-III може да доведе до преразход на стомана. Видът на доставката и препоръчителните диаметри са както при стомана А-III.

В-I и Вр-I са студено изтеглени телове от А-I с диаметър 3-6 mm съответно гладки и с периодичен профил. По принцип Вр-I е за предпочитане, стига използването му да не доведе до преразход на стомана. Прилагат се главно за направа на заварени мрежи, с каквито се армират плочи, стени и някои фундаменти. При армиране със заварени мрежи е препоръчително да се използват преди всичко стандартни (каталожни мрежи), за да се избегне проектирането им, специфицирането им и по-високата цена на доставката. Тези мрежи може да се прилагат (1) директно, като готово армировъчно изделие, и (2) като полуфабрикат с известна доработка на обекта - разрязване, огъване и др.

В таблица 7.3 са дадени най-важните характеристики на армировката, необходими за изчисленията.

В таблица 7.4 са дадени площите на напречните сечения, а също и масата на използваните в строителството телове и прътова армировка.

Таблица 7.3.

Армировка. Изчислителни съпротивления R_s на огън и натиск и модул E_s на еластичност, N/mm^2

Характеристика	Горещо валцована прътова			Студено изтеглени телове	
	А-I	А-II	А-III	В-I	Вр-I
R_s	225	280	375	315	365
E_s	200 000	200 000	200 000	190 000	180 000

Таблица 7.4.

Площ на напречните сечения и маса на армировката

Номинален диаметър mm	Площ на напречното сечение, mm^2 , при брой пръти									Номинална маса, kg/m	студено изтеглени телове	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052		
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092		
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144		
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222		
6,5*	33,1	66	99	132	165	198	232	267	298	0,26		горещо валцована армировка
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395		
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617		
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888		
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208		
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578		
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998		
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466		
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984		
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84		
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83		
32	804,3	1609	2415	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31		
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99		
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10063	11310	9,865		

* Този диаметър не е включен в препоръките на UNESCO.

7.3. ДЕТАЙЛИРАНЕ НА АРМИРОВКАТА

Освен специфичните конструктивни изисквания за оформяне на армировката при всеки вид елементи, разгледани в преходните глави, за да бъде тя правилна детайлирана е необходимо спазването и на някои общи изисквания. Тук са разгледани по-важните от тях — огъване, закотвяне, снаждане и специфициране.

7.3.1. Огъване

Дадени са някои производствени данни за огъването на армировката, имащи отношение към проектирането.

Минималните технологично допустими (вътрешни) диаметри на огъване на армировката, както и максималният ъгъл, под който тя може да се огъва, са поместени в таблица 7.5.

Минималният технологично допустим прав участък между две съседни огъвки, както и от огъвка до края на пръта, се приема съгласно фиг.7.1а. За заварени мрежи е препоръчително в зоната на огъвката да няма напречен прът - фиг.7.1б.

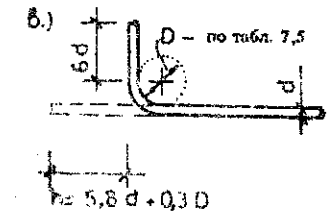
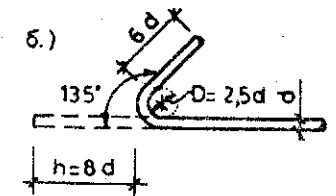
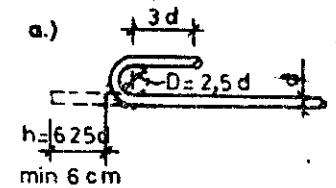
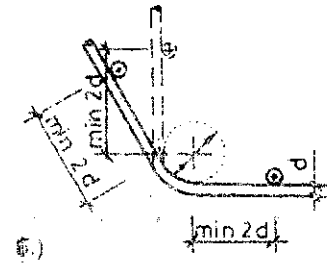
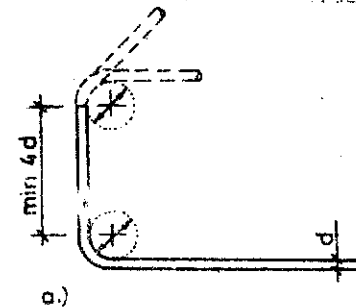
С куки се оформят краищата на надлъжната носеща армировка от А-І, както и всички стремена. На фиг. 7.2 са дадени производствените данни за трите типа куки, използвани в практиката.

Таблица 7.5.

Минимални диаметри и максимални ъгли на огъване на армировката

Стомана клас	Минимален технологичен вътрешен диаметър D на огъване*		Максимален ъгъл на огъване
	$d < 20 \text{ mm}$	$d \geq 20 \text{ mm}$	
A-I, B-I	$2,5d$	$2,5d$	Неограничен
A-II	$4d$	$6d$	180°
A-III	$6d$	$8d$	90°
Bp-I	$4d$	—	Неграничен

* Използува се за (1) огъване на неносеща армировка, (2) направа на куки на носеща армировка от стомана А-І и (3) направа на стремена. При огъване на носеща армировка е меродавен натискът върху бетона във вътрешността на огъвката, это защо в такъв случай $D = 10d$ за стомани А-І и А-ІІ и $D = 15d$ за стомана А-ІІІ, като това се отбелязва изрично в работните чертежи на армировката.



Фиг. 7.1. Минимален технологично допустим участък между а) Огъвка и край на пръта или между две съседни огъвки б) Огъвка и напречен прът на заварена мрежа (препоръчително)

Фиг. 7.2. Куки 180° — (а) и куки 135° — (б) се правят при армировката от стомана А-І. Втората е задължителна за конструктивна в максимални работни. Куки 90° се използват главно за стремена от стомана А-ІІ и А-ІІІ

Максималният технологично изпълним радиус R на огъване за армировка от всички класове може да се отчете от таблица 7.6. Ако армировката трябва да бъде оформена с радиус, по-голям от табличния тя се специфицира и достъпя като права, с желаната кривина се постига по време на монтажа.

Таблица 7.6.

Максимални технологични изпълними радиуси R на огъване на армировката

d , mm	5	6	8	10	12	16	20	25	32
R , m	2,4	2,5	2,75	3,5	4,25	7,5	14	30	43

7.3.2. Закотвяне и снаждане

Необходимите дължини l_{an} за закотвяне и l_{ap} за снаждане на армировката чрез застъпване се определят с помощта на таблица 7.7.

Таблица 7.7.

Относителна дължина l_{an}/d на закотвяне и l_{ap}/d на снаждане чрез застъпване*

Условия на работа на армировката	Клас на армировката	Клас на бетона (по якост на натиск)				
		B12,5	B15	B20	B25	B30
Огъвна $l_{an} \geq 25 \text{ cm}$ (l_{ap})	A-I	47/58	43/52	35/41	30/35	27/32
	A-II	37/45	34/41	28/33	25/28	23/26
	A-III	*	42/51	34/40	29/34	26/31
	B-I	62/76	56/68	44/53	37/45	33/40
	Bp-I	45/55	41/50	33/40	29/34	26/30
Натискова $l_{an} \geq 20 \text{ cm}$ (l_{ap}) (40 cm за колони)	A-I	32/38	29/34	24/28	20/24	19/21
	A-II	27/32	24/29	20/24	18/21	16/19
	A-III	*	30/37	24/29	21/25	19/22
	B-I	42/50	38/45	30/35	25/30	23/27
	Bp-I	32/40	29/36	24/29	21/24	19/22

* В числител са поместени относителните дължини на закотвяне, а в знаменател – на снаждане. За елементи, бетонирани във вертикално положение (напр. колони, стени), отчетените стойности се умножават по 1.1.

* Тази комбинация от бетон и стомана не се допуска от Н.П.

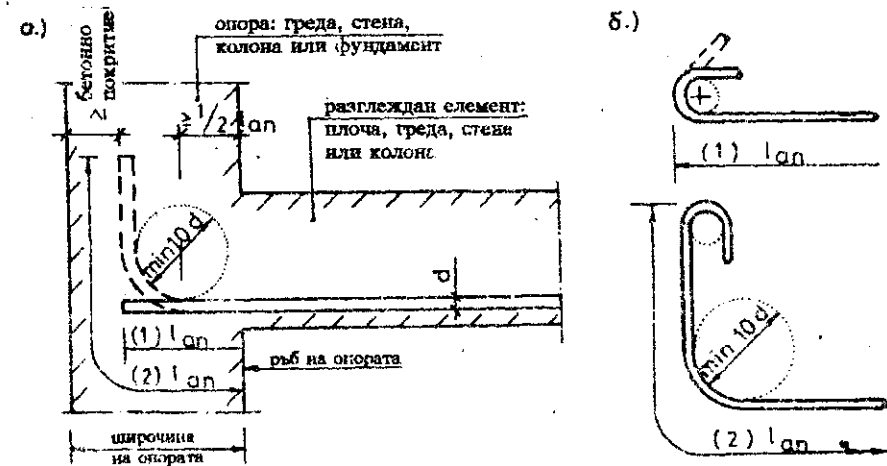
Поместените в таблицата стойности са изчислени при положение, че армировката работи с изчислителното си съпротивление. Ако не е така, табличните стойности може да намалят чрез умножаване с коефициента

$$\frac{A_s, \text{ получена по изчисление}}{A_s, \text{ фактически вложена}}$$

На фиг. 7.3 и 7.4 са показани начини за зокотвяне на носеща прътова армировка и заварени мрежи, а на фиг. 7.5 и 7.6 – снаждане на армировката. Специално за греди и колони, особено с ограничени размери на сеченията, трябва да се контролира гъстотата на армировката в участъка на снаждането, където тя фактически се дублира. Необходимо е светлото разстояние между две съседни снадки да не е по-малко от $2d$ и от 3 cm.

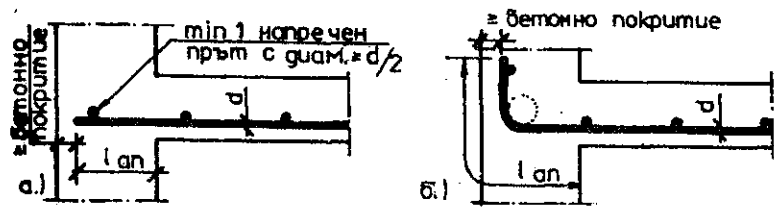
7.3.3. Специфициране на армировката

Спецификацията на армировката е предназначена за армировъчния цех (или работилница), където ще бъдат подготвени заготовките. Освен това спецификацията дава възможност да се определи точно разходът на стомана, която се явява най-скъпият компонент в стоманобетона.



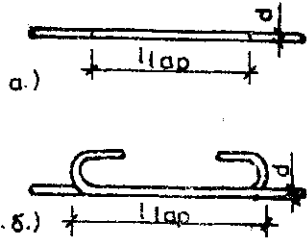
Фиг. 7.3.

а) Обичайно закотвяне на носеща прътова армировка в опора: (1) ако ширината на опората е достатъчна за поместването на l_{an} и (2) ако не е достатъчна. За натискова армировка огъвката е не ефективна, т.е. l_{an} се измерва само по схема (1)
б) Гладката носеща огъвна армировка задължително завършва с куки, като l_{an} се мери до челото на куката. За натискова армировка куките са неефективни



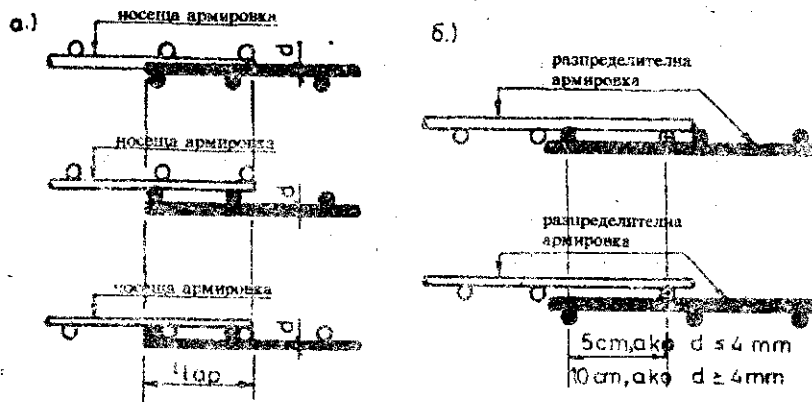
Фиг. 7.4. Закотвяне на заварена мрежа

а) или б) в зависимост от това, дали широчината на опората е достатъчна за поместването на l_{an} . При плочи във високото строителство може да се приеме $l_{an} = 10d$ или 10cm (по-голямата), поради което широчината на опората най-често е достатъчна за поместването на l_{an} .



Фиг. 7.5. Снаждане на прътова армировка чрез застъпване. Прътите трябва да се пълно опрени или максимум на $4d$ светло разстояние един от друг

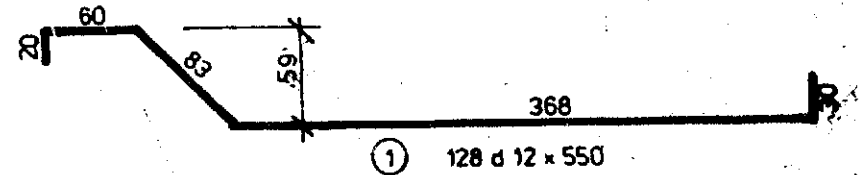
а) Пръти с периодичен профил
б) Гладки пръти. Краищата им се оформят задължително с кукки, като l_{ap} се мери до челъта на армировките. Ако армировката е нагискова, куките са неефективни и не са задължителни



Фиг. 7.6. Варианти на снаждане чрез застъпване на заварени мрежи

а) В направление на носещата армировка. Ако тя е глянка (В-П), минимум по 2 напречни тела трябва да попадат в зоната на l_{ap} . Ако тя е с периодичен профил (Вр-П), това не е задължително, но ако все пак 1 или 2 напречни тела попадат в зоната на съждането, l_{ap} може да се намали съответно с $5d$, респ. $8d$
б) В направление на разпределителната армировка

Всеки прът от армировъчния монтажнен план се описва в спецификацията по начин, който да позволи (1) точното му изготвяне и (2) идентифицирането му при доставката на обекта. Например



Числата и символите са, както следва

1 – позиция на пръта, фигурираща и на армировъчния (монтажен) план. Чрез нея се извършва идентифицирането на пръта;

128 – общ брой на прътите с позиция 1;

$d12$ – диаметър на пръта в mm. За стомана клас А-I вместо d може да се изпише \emptyset , а за А-II и А-III – N (традиция), с което се дава едновременно и информация за използвания клас стомана. Разбира се, тази условност трябва да бъде обявена чрез забележка или по друг начин, за да не възникне недоразумение;

550 – дължина L на правия прът в cm, от който се огъва заготовката. Точността на армировъчните работи е ± 25 mm, ето защо L се закръглява на 5 cm;

20, 60, 83, 368, 30 – дължини на отделните прави участъци от пръта. Закръгляват се на цял сантиметър;

59 – спомагателен размер – катет на огъвката, ако тя е под 45° . В противен случай се надписват и двата катета (не се пишат ъгли).

Препоръчително е спецификациите да се оформят в таблици, които да се поместват (1) в десния край на армировъчния монтажнен план или (2) на отделни, специално предназначени за целта листове.

Примерно аранжиране на таблицата.

Елемент	Брой елементи	Позиция	Брой позиции в един елемент	Клас стомана и диаметър	Общ брой пръти	Дължина	Схема
Г1	64	1	2	N12	128	540	

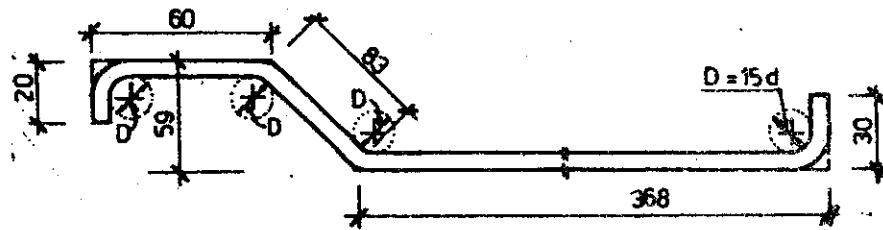
При получаването на числата от последните две колонки на спецификацията трябва да се спазват две условности:

– отделните дължини на пръта се измерват по външния контур на армировъчното изделие;

– дължината L се изчислява по оста на пръта.

Ето защо, строго погледнато, L не е точно сумата от отделните дължини на правите участъци на пръта, макар че може да се приеме именно така, ако огъвките не са по-големи от 45° . В противен случай грешката при изчисляването на L е относително голяма (получават се по-големи дължини) и от сумата следва да се спада известна дължина. За целта може да бъдат използвани данните от таблица 7.8. В таблицата са коментирани само няколко основни конфигурации, но от тях може да бъдат сглобени почти всички форми на армировка, използвани в сградостроителството.

Пример



– L , изчислено като сума от дължините на отделните прави участъци

$$L = 20 + 60 + 83 + 368 + 30 = 561 \text{ cm.}$$

– Спада се излишна дължина за двете огъвки под 90° . Ако армировката е от стомана А–III

$$2 \cdot 4,75 \cdot 1,2 = 11,4 \text{ cm.}$$

– Окончателната дължина L на правия прът, от който ще се огъне заготовката

$$L = 561 - 11,4 = 549,6 \text{ cm} \approx 550 \text{ cm.}$$

Таблица 7.8.

Някои помощни данни за специфициране на армировката

	Размери, контролирани при производството	Схема на пръта в спецификацията	Дължина L на правия прът от който се огъва заготовката
Прав прът с кука			$L = A + h$ ↓ от фиг. 7.2
Огъващи пръти			$L = A + B - (D/4 + d)$ ↓ за А I и А II - 3,5d за А III - 4,75d
		C_1 надписва се ако ъгълът е различен от 45°	$L = A + B - (D/4 + d)$, ако огъвката е по-голяма от 45° $L = A + B$, ако огъвката е по-малка или равна на 45°
Стреме			$L = A + 2B + 2h - 2 \cdot 1,75d$ ↓ от фиг. 7.4

ЛИТЕРАТУРА

1. *Маноилов, Л.* Стоманобетон. С., *Техника*, 1983.
2. *Нисимов, Х.* Наръчник за проектиране и изчисляване на стоманобетонни конструкции. С., *Техника*, 1973.
3. *Памукчиев, С.* Стоманобетонни конструкции (общ курс). С., *Техника*, 1990.
4. ***. Ръководство по стоманобетон. С., *Техника*, 1988.
5. *Трънка, К., Л. Оксанович, И. Данчев.* Стоманобетонни конструкции — изчисляване на деформации и пукнатини. С., *Техника*, 1985.

МЕТОДИЧЕСКИ УКАЗАНИЯ

Катедра „Масивни конструкции“

Гл. ас. инж. Димитър Димитров, Гл. ас. инж. Атанас Георгиев,
 Гл. ас. инж. Йордан Милев, Гл. ас. инж. Борянка Захариева,
 Гл. ас. инж. Атанас Николов, Гл. ас. инж. Методи Андреев,
 Доц. к. т. н. инж. Людмил Оксанович

Печатни коли 9,25
 Издателски коли 11,01
 Тираж 1000

Формат 1/16 от 71/100
 Поръчка № 52/1994
 Цена 32,90 лв.

Подписана за печат на 09. 08. 1994 г. Излязла от печат на 24. 10. 1994 г.

Полиграфическа база при УАСГ бул. „Хр. Смирненски“ № 1 — София

