

Атанас
Георгиев

УКАЗАНИЯ
ЗА ПРОЕКТИРАНЕ
НА
БЕЗГРЕДОВИ
СТОМАНОБЕТОННИ
ПЛОЧИ



ТРИМА·БАУ® ООД
БЪГАРО-НЕМСКО СТРОИТЕЛНО
ДРУЖЕСТВО

1994

Указанията са съобразени с обхвата на курсовия проект за студентите от специалност Промислено и гражданско строителство в Университета по архитектура, строителство и геодезия. Изготвени са в съответствие с българската нормативна база, като са отчетени и някои препоръки на европейските норми (Eurocode 2).

Указанията могат да бъдат в помощ и на конструкторите в практиката.

УКАЗАНИЯ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА БЕЗГРЕДОВИ СТОМАНОБЕТОННИ ПЛОЧИ

Автор: гл. ас. инж. Атанас Аидонов Георгиев - УАСГ

Рецензент: проф. к.т.н. инж. Боян Константинов Димитров - УАСГ

Това издание се разпространява безплатно
с оригиналния печат на
БЪЛГАРО-НЕМСКО СТРОИТЕЛНО ДРУЖЕСТВО



ПРОЕКТИРАНЕ, НОВО СТРОИТЕЛСТВО
И РЕМОНТ ПО
СЪВРЕМЕННИ ТЕХНОЛОГИИ
С НОВИ ВНОСНИ МАТЕРИАЛИ

ГРАФ ИГНАТИЕВ № 6,
1000 СОФИЯ / БЪЛГАРИЯ
ТЕЛ. +2/802 094, 883 976
ФАКС: +2/815 798

LEIPZIGER STR. 21
D-10117 BERLIN
TEL. +4930/2080 580, 712
FAX +4930/261 69 81

До Васил Крушев

*с пожелание за
успешен успех.*

07.10.94

[Signature]

В указанията се разглежда проектирането на гладки (безредови, безкапителни) плочи с постоянна дебелина*, подпирани непосредствено на колони или на колони и стени (шайби). То се извършва в следния ред:

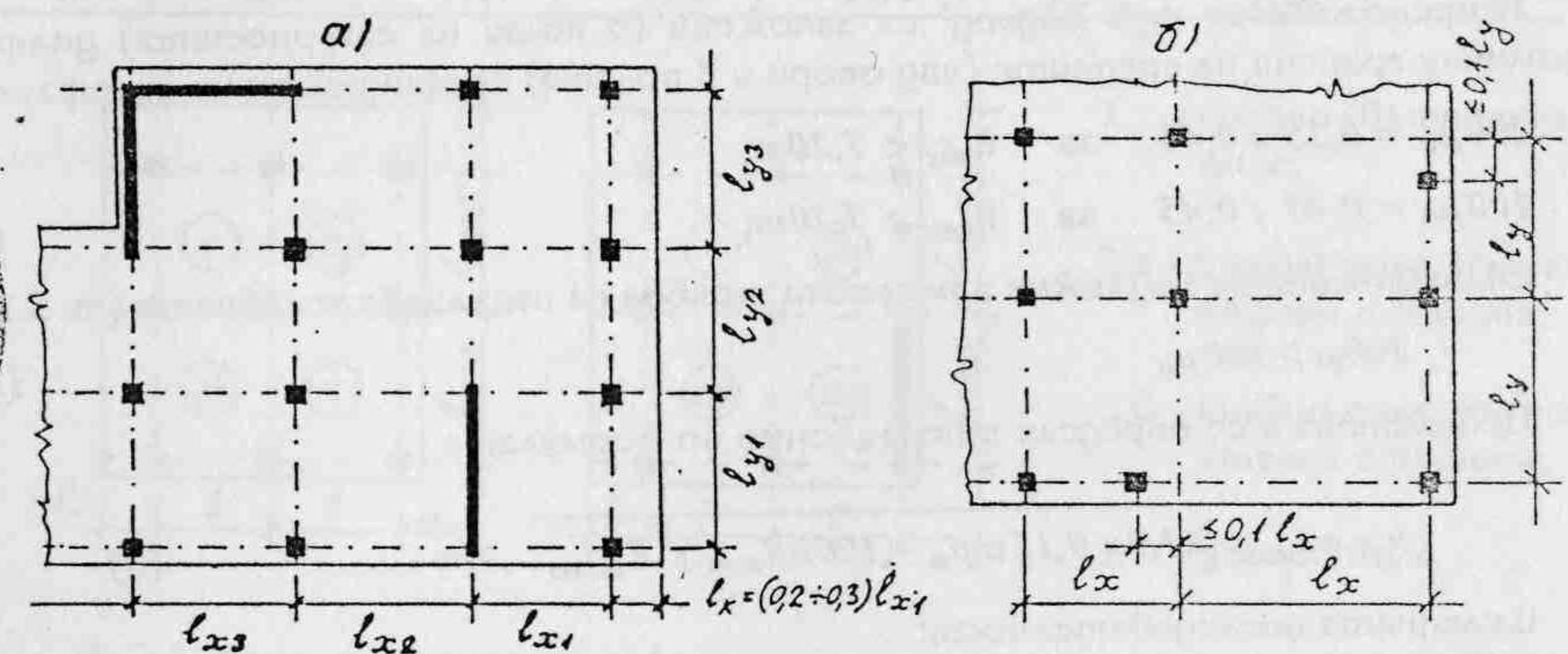
- /1/ избор на дебелина h на плочата (т.1);
- /2/ определяна на натоварването (т.2);
- /3/ статическо изчисляване (т.3);
- /4/ проверка за прогъване (т. 4);
- /5/ изчисляване и оценка на надлъжната армировка (т.5);
- /6/ конструиране на армировката (т.6).

0. Общи изисквания

0.1. Конструктивни междусия

Зависят от архитектурно-планировъчните решения. За пълноценна работа на плочата в двете направления и прилагане на приблизителни методи на изчисляване (т.3) е необходимо спазване на изискванията (фиг. 1):

- полетата да бъдат квадратни или правоъгълни с $0,67 \leq l_x / l_y \leq 1,50$ **
- за съседни отвори в едно направление да се спазва $0,67 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,50$ **



Фиг. 1. Конструктивните оси, по които се разполагат колоните оформят квадратни или правоъгълни полета (а). Допуска се изместване на колоните до 10% от отворите (б).

- във всяко направление плочата има поне три полета;
- конзолните части (ако има такива) да са с дължина $20 \pm 30\%$ от отвора на крайното поле по посока на конзолата;

* Особени случаи (с капители при колоните, удебеления на плочата, усилващи греди) са разгледани в [3].
** В други национални норми (напр. [7]) се допускат по-тесни граници: $0,75 \div 1,33$.

- изместването на колони от конструктивните оси да е до 10% от отвората по посока на изместването.

0.2. Материали

- Бетон клас В20 е целесъобразен за отвори до 7,20m. За по-големи отвори се препоръчва клас В25 и повече.

- Армировката е от стомана клас А-I, А-II или А-III или клас В-I (при използване на заварени мрежи).

0.3. Бетонно покритие на армировката с

Ако няма допълнителни изисквания (при специални условия на експлоатация), то се приема не по-малко от диаметъра *d* на прътите и 15mm.

1. Избор на дебелина на плочата

Меродавно е условието провисванията да не надвишават допустимите (т.1.1). Задължителна е и проверката за прогъване при тежко натоварените колони (т.1.2.).

1.1. Осигуряване срещу недопустими провисвания

В [3] за изчисляване на необходимата дебелина *h* се използват голям брой коефициенти, за табличното определяне на които се изисква прогнозиране на окончателната армировка по дългата страна на *l_{max}* на меродавното поле.

В представения тук подход са заложили (в полза на сигурността) долните икономични граници на средните (над опори и в полета) коефициенти на армиране:

$$100\mu_0 = 0,35 \div 0,40 \quad \text{за } l_{max} < 7,20m;$$

$$100\mu_0 = 0,40 \div 0,45 \quad \text{за } l_{max} \geq 7,20m; \tag{1}$$

Окончателната надлъжна армировка трябва да изпълнява условието (т. 5.2.):

$$100\mu \geq 100\mu_0 \tag{2}$$

Дебелината *h* се определя итерационно по формулата

$$h = \varphi l_{max} \sqrt[3]{(1,9 + 0,15\alpha) p_n - (100h/l_{max})^2 R_{bt,ser}}, \text{ cm} \tag{3}$$

В следната последователност:

а) Избира се класът бетон (вж. т. 0.2.) и в (3) се замества $\alpha = E_s/E_b$ и $R_{bt,ser}, MPa$. Формула (3) добива вида:

$$\text{- за В20: } h = 1,12 \varphi l_{max} \sqrt[3]{2,14 p_n - (100h/l_{max})^2}, \text{ cm} \tag{3.a}$$

$$\text{- за В25: } h = 1,17 \varphi l_{max} \sqrt[3]{1,81 p_n - (100h/l_{max})^2}, \text{ cm} \tag{3.б}$$

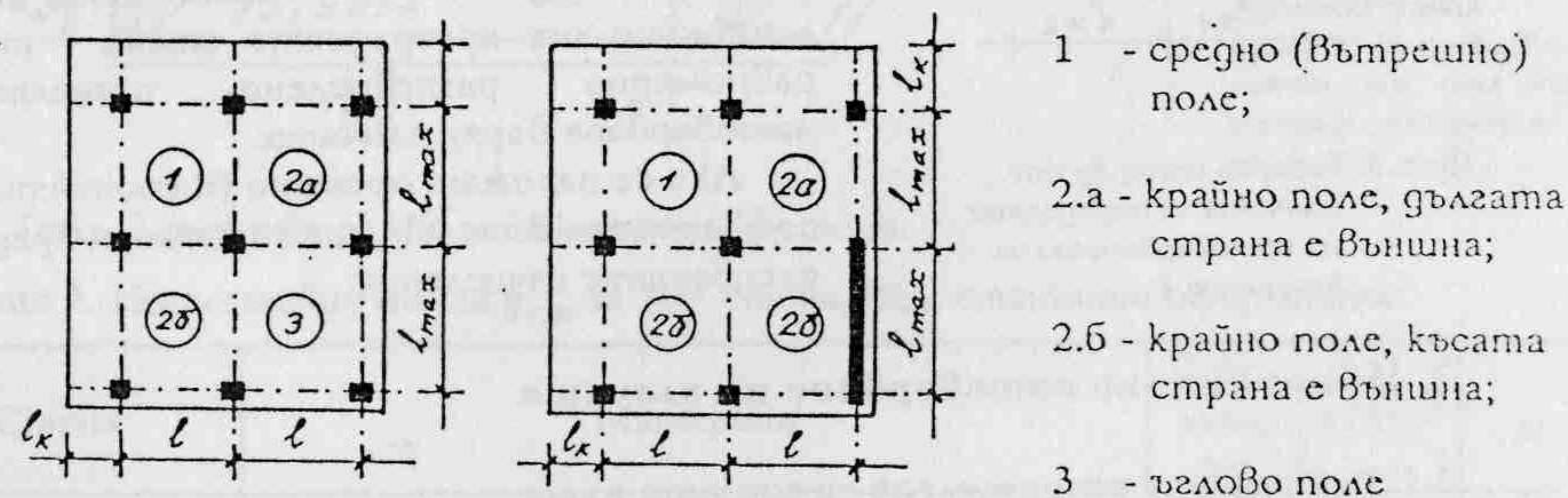
* Тестването му е извършено от автора съвместно с инж. Ал. Янев.

б) В зависимост от размерите, степента на натоварване и по интуиция се определя меродавното* поле (средно, крайно или ъглово) и за $\lambda = l_{max}/l$ се отчита φ (табл. 1 и фиг. 2).

♣ Целесъобразно е да се изоставят като меродавни ъглови полета, които изискват значително (над 5+8%) по-голяма дебелина на плочата в сравнение с другите полета (вътрешни и крайни). По-икономично е малкият брой ъглови полета да се армират с проценти над оптималните (1). Армировката им се определя от условията за якост (т.5) и се сравняват с необходимата срещу недопустимо провисване [3].

Таблица 1. Коефициенти $\varphi \cdot 10^2$

поле	$\lambda = l_{max}/l$						
	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	2,00
1	1,18	1,11	1,06	1,03	1,00	0,98	0,94
2.a	1,35	1,24	1,17	1,11	1,07	1,03	0,96
2.б	1,35	1,30	1,26	1,24	1,22	1,20	1,18
3	1,53	1,44	1,38	1,34	1,30	1,28	1,23



Фиг. 2. Коефициентът φ отчита вида на полето и отношението на страните му. Конзоли или носещи стени (шайби) при външните страни променят вида на полетата

в) Присма се като първа итерация *h, cm* с препоръката

$$h, \text{ cm} \geq \begin{cases} (1/25 + 1/35) l_{max} \\ 14 \text{ cm} \end{cases}$$

и се замества в дясната част на (3.a) или (3.б).

* При съмнения, процедурата се провежда и за други полета.

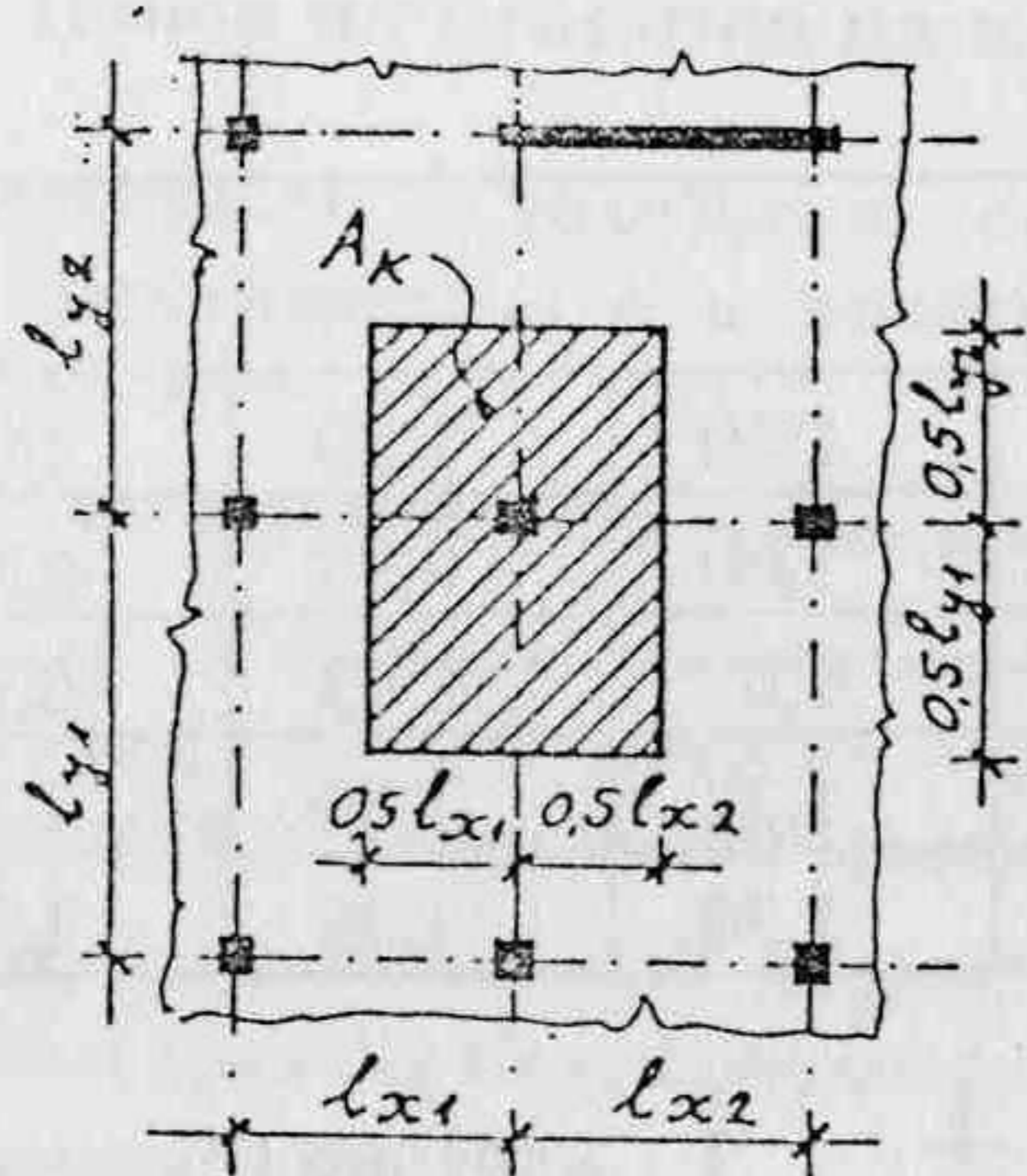
г) Изчислява се пълният нормативен равномерно разпределен товар в разглежданото поле $p_n = g_n + v_n + g_{w,n}, kN/m^2$ (вж. т. 2). Натоварването $g_{w,n}$ от през-радни стени се включва като еквивалентно равномерно разпределено (т. 2.2.1).

г) По (3.а) или (3.б) се изчислява h , см при отвор l_{max} , см.

Ако изчисленията и приетата дебелина се различават значително (повече от 5%), се прави втора итерация с изчислената при първата итерация дебелина и коригирано натоварване p_n .

По преценка окончателната дебелина се закръглява на 1 или 2 см.

1.2. Проверка за прогъбване



Фиг. 3. Товарна площ A_k от плочата за определяне на натоварването на колоната k

На този етап е приблизителна и се свежда до проверка за достатъчност на размерите на пирамидата на прогъбване (височина h_0 и периметър u_m) по формула (7) от т. 4.1.

В зависимост от размерите на полетата и степента на натоварване се избира колоната (колоните) с максимално натоварване от плочата. Прогъбващата сила се изчислява от

$$F = A_k \cdot p, kN \quad (4)$$

където A_k е "товарната площ" за колоната k (фиг. 2);

$p = g + v + g_w, kN/m^2$ е пълното (вкл. еквивалентното от презрадните стени - т.2.2.1) равномерно разпределено изчислително натоварване върху плочата.

Ако се наложат промени (в съответствие с указанията в т. 4.1), те се вземат предвид в следващите изчисления.

2. Изчислително натоварване на плочата

2.1. Равномерно разпределено за единица площ

2.1.1. Постоянно - g

Формира се от:

- собствено тегло плоча: $h \times (1m^2) \times (25kN/m^2) \times 1,1 = \dots kN/m^2$

- оформлени на пода и тавана с коефициенти за натоварване $\gamma_f = 1,3$, като нормативните тегла се определят от номиналните дебелини и обемни тегла на материалите, посочени в архитектурния проект (вж. и табл. 1.2 на [4]) $= \dots kN/m^2$

- еквивалентен товар от презрадни стени (т.2.2.1), ако има такива $= \dots kN/m^2$

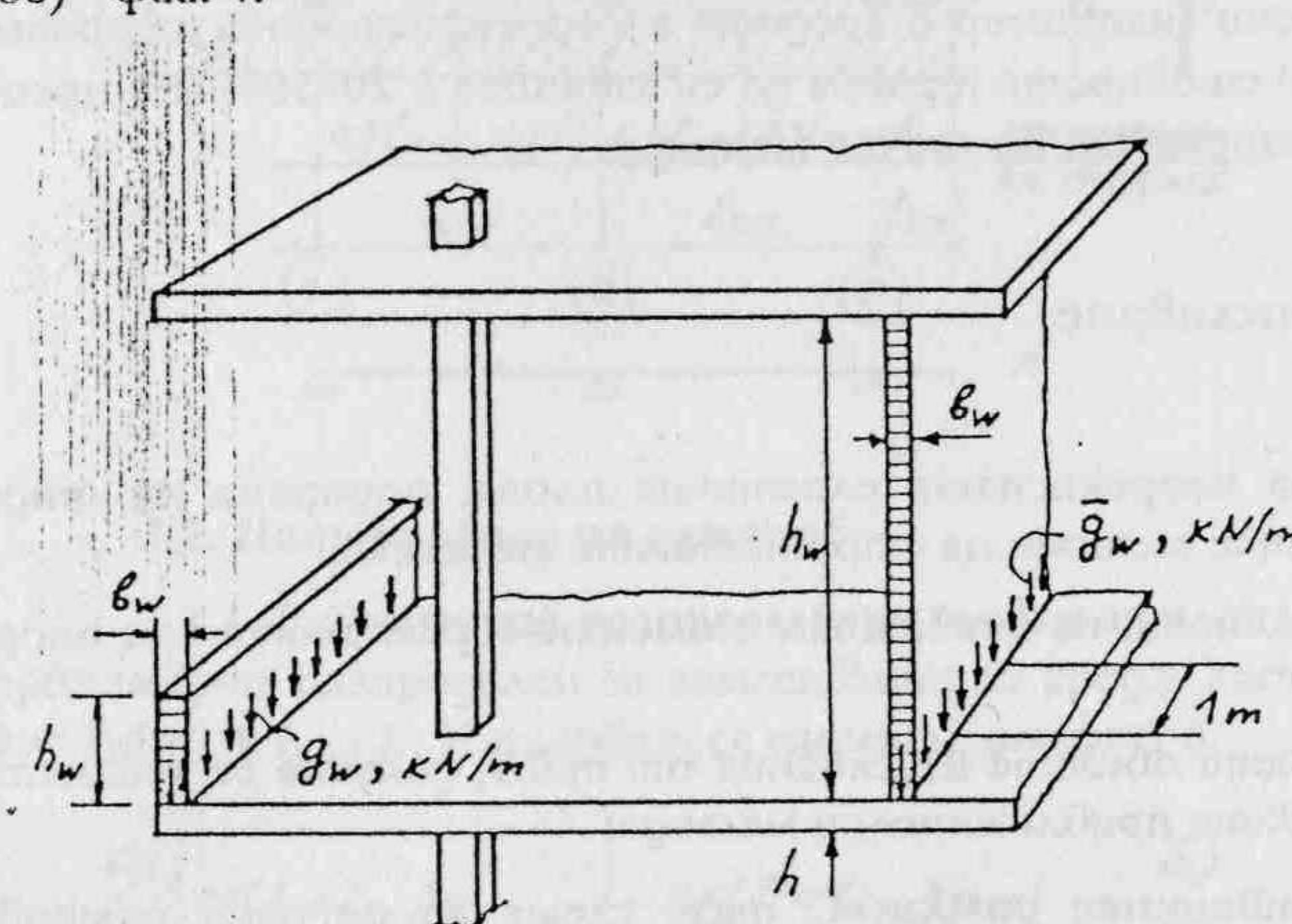
2.1.2. Временно - v

Изчислява се от нормативното v_n ([2] или [4] - табл. 7.1) с коефициенти за натоварване

$$\gamma_f = \begin{cases} 1,3 & \text{- за } v_n < 2 kN/m^2; \\ 1,2 & \text{- за } v_n \geq 2 kN/m^2. \end{cases}$$

2.2. Линейно разпределени постоянни товари

Те са от неносещи ограждащи (външни) или презрадни (вътрешни) стени (зидове) - фиг. 4.



Фиг. 4. Разположението на неносещите стени се дава в архитектурния проект. Натоварванията от тях са линейно разпределени.

Табл. 2 съдържа данни за някои видове стени.

Таблица 2. Нормативни тегла $g_{w,n}$ за $1m^2$ стена, вкл. стенното оформление

Стена	Материал	Дебелина, см	$g_{w,n}, kN/m^2$	γ_f
Ограждаща (външна)	Кухи тухли вкл. двустранна мазилка	25	4,2	1,3
	Газобет. блокчета вкл. двустранна шпакловка	25	2,0	1,3
Презрадна (вътрешна)	Плътни тухли вкл. двустранна мазилка	12	2,9	1,1
	Газобет. блокчета	12,5	1,1	1,3
	вкл. двустранна шпакловка	15	1,3	1,3

При използване на горните данни изчислителното линейно натоварване от стените се определя от

$$\bar{g}_w = (g_{w,n}, kN/m^2) \times h_w \times \gamma_f, kN/m \quad (5)$$

2.2.1. За облекчаване на изчисленията (вж. т.3.2.2.1) разпределителните (вътрешни) стени от всяко поле могат да се включат към постоянното натоварване за $1m^2$ от плочата като еквивалентен равномерно разпределен товар

$$g_w = \frac{(g_{w,л} \cdot kN/m^2) \cdot h_w \cdot \sum l_w \cdot \gamma_f}{I_x \cdot I_y}, kN/m^2 \quad (6)$$

където $\sum l_w$ е общата дължина на стени в разглежданото поле с размери I_x и I_y .

При избор на дебелина на плочата (т.1) това привеждане е необходимо, но за нормативния товар от стени. В случай на единични и неблагоприятно разположени в плочата стени (например в средите и перпендикулярно на големите отвори), изчисленията по (6) стойности трябва да се завишат с 20+50% (по преценка на проектанта и ако не се използват по-точни методи).

3. Статическо изчисляване

Извършва се като за непрекъсната еластична плоча, подпряна на отделни колони, по някои от числените методи на строителната механика.

Необходимо е определянето на огъващите моменти и реакциите при опорите (колони).

В случай, че са изпълнени общите изисквания от т.0.1, допуска се усилията да се изчисляват по един от двата приблизителни метода:

1/ Метод за заместващите рамки. С тази схема се отчита рамковото действие при монолитната връзка колона-плоча. Изчисляват се неуравновесените моменти в плочата, които се предават на колоните. Методът е разгледан в [3].

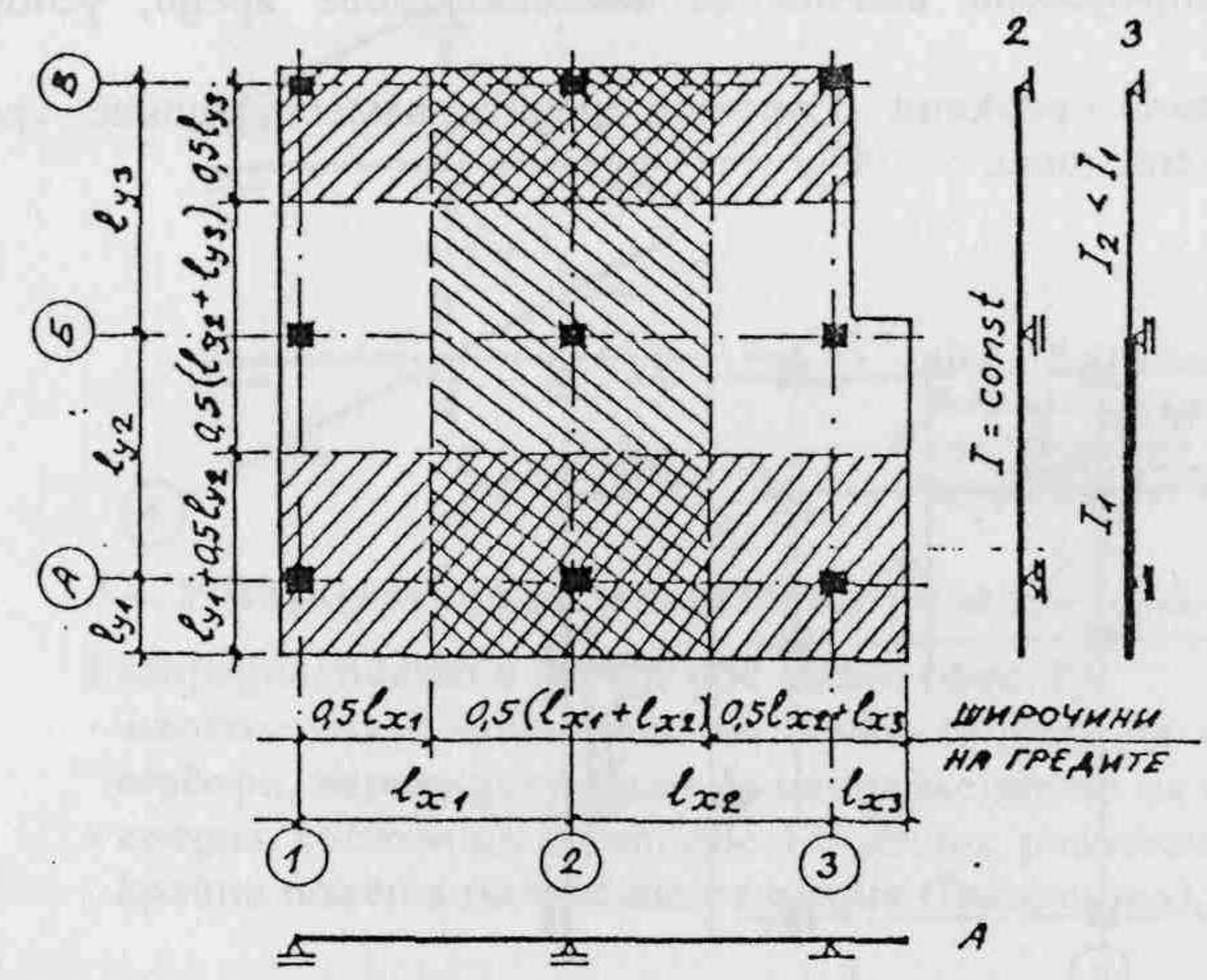
2/ Метод на заместващите греди. Плочата се разглежда като непрекъсната, свободно подпряна (завъртваема) върху колоните. Поведението на подовите конструкции от сглобяемо-монолитната система ППП е най-близо до тази схема.

За монолитните скелетни конструкции методът е в полза на сигурността за усилията в плочата и се допуска в случай, че не са необходими огъващите моменти в колоните. Действителната поява на неуравновесени моменти в плочата при опорите се отчита приблизително при проверките за продънване (т.4).

В тези указания се разглежда само вторият метод - заместващи непрекъснати греди.

3.1. Схема и характеристики на заместващите греди

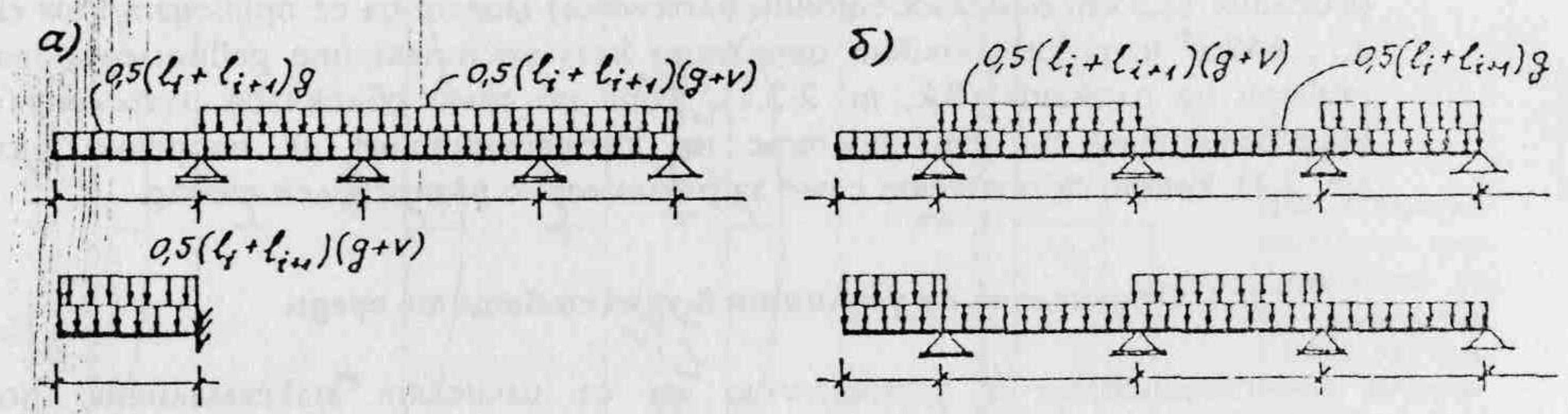
Плочата се разглежда като съставена от надлъжни и напречни (взаимно перпендикулярни) греди с параметри, съгласно фиг. 5.



Фиг. 5. Схемата на гредите е непрекъсната с отвори - осовите разстояния между колоните.
 • Широчините им се определят от средите на съседните полята (гредя по ос 2).
 • За крайни греди при наличие на конзоли в широчината им се включва цялата конзола (гредя по ос 1).
 • Промяна на широчината при отвори, конзолни издвигания или изрязвания се отчита с промяна на коравината за заместваща гредя (гредя по ос 3).

3.2. Натоварване на гредите

3.2.1. Равномерно разпределения товар за плочата (g и/или v) се привежда към равномерно разпределен за заместващата гредя, като се умножи по широчината ѝ $b = 0,5 (l_i + l_{i+1})$. Изследват се схемите от фиг. 6.

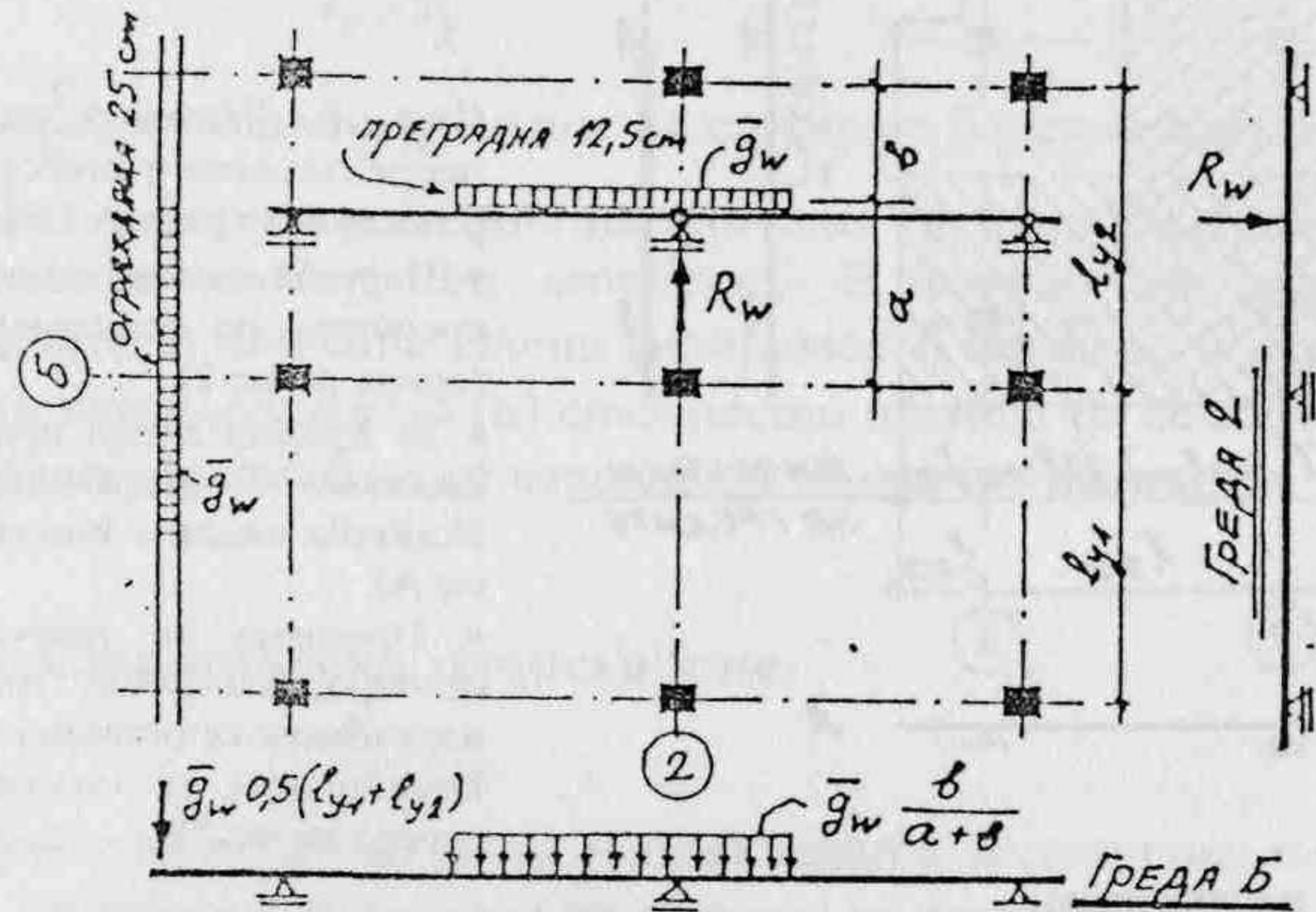


Фиг. 6. Схеми на натоварване

- а) Всички полета с максимален изчислителен товар $(g+v) \cdot b$, kN/m . Допуска се изчисляване само по тази схема, ако $v < 40 kN/m^2$. В този случай конзолите са без полезен товар, а техният максимален момент се изчислява в самостоятелна конзолна схема.
- б) Редуване на полета с максимален $(g+v) \cdot b$ и минимален $v \cdot b$ изчислителен товар. Тази схема "пълно-празно" е необходима за положителните моменти в полетата в случай, че $v > 40 kN/m^2$ или ако по схема а) в някои от полетата се получат само отрицателни моменти.

3.2.2. Линейно разпределените постоянни товари от ограждащи и преградни стени се предават като (фиг. 7):

- равномерно разпределени ивични за заместващите греди, успоредни на стените;
- съсредоточени сили - реакции в прости греди за заместващите греди, перпендикулярни на стените.



Фиг. 7. Товарите от неюсеци стени се добавят към постоянните товари от схемите на фиг. 6

3.2.2.1. Линейните товари $g_w, kN/m$ от леки преградни стени (например с дебелина 12,5 см от газобетонни блокчета) могат да се приведат към еквивалентни $g_w, kN/m^2$ и да се добавят директно към постоянните равномерно разпределени товари на плочата (вж. т. 2.2.1). Това не само облекчава изчисленията, но е в съответствие със стойностите на коефициентите за напречно разпределение (т. 3.4), които се отнасят само за равномерно разпределен товар.

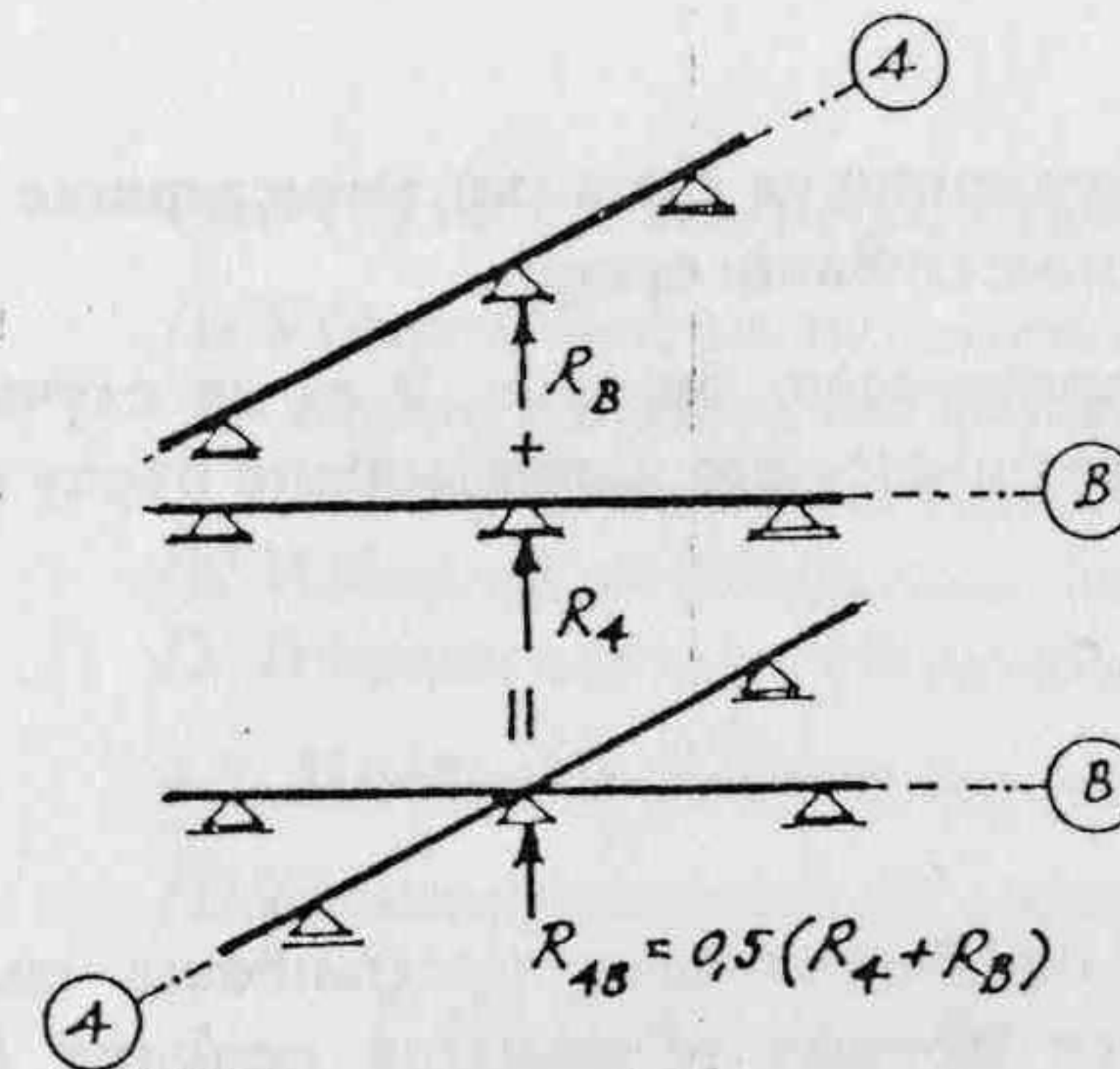
3.3. Определяне на усилията в заместващите греди

Обикновено е достатъчно да се изчислят максималните положителни моменти в полетата и отрицателните в осите на опорите (колоните)*.

Определянето им се извършва по традиционните методи на строителната механика или с помощта на подходящи таблични решения, ако гредите са с еднакви или приблизително равни отвори и с еднакви по вид и големина натоварвания на полетата.

Опорните реакции в гредите формират етажните реакции във всяка колона (фиг. 8), които са необходими за проверките на прогъване (т. 4).

* При съществено различни по големина отвори или голям полетен товар е възможно получаване на отрицателни моменти в малките полета. В такива случаи са необходими граничните М-диаграми, които следва да се покриват с армировка (вж. т. 6.1.3).

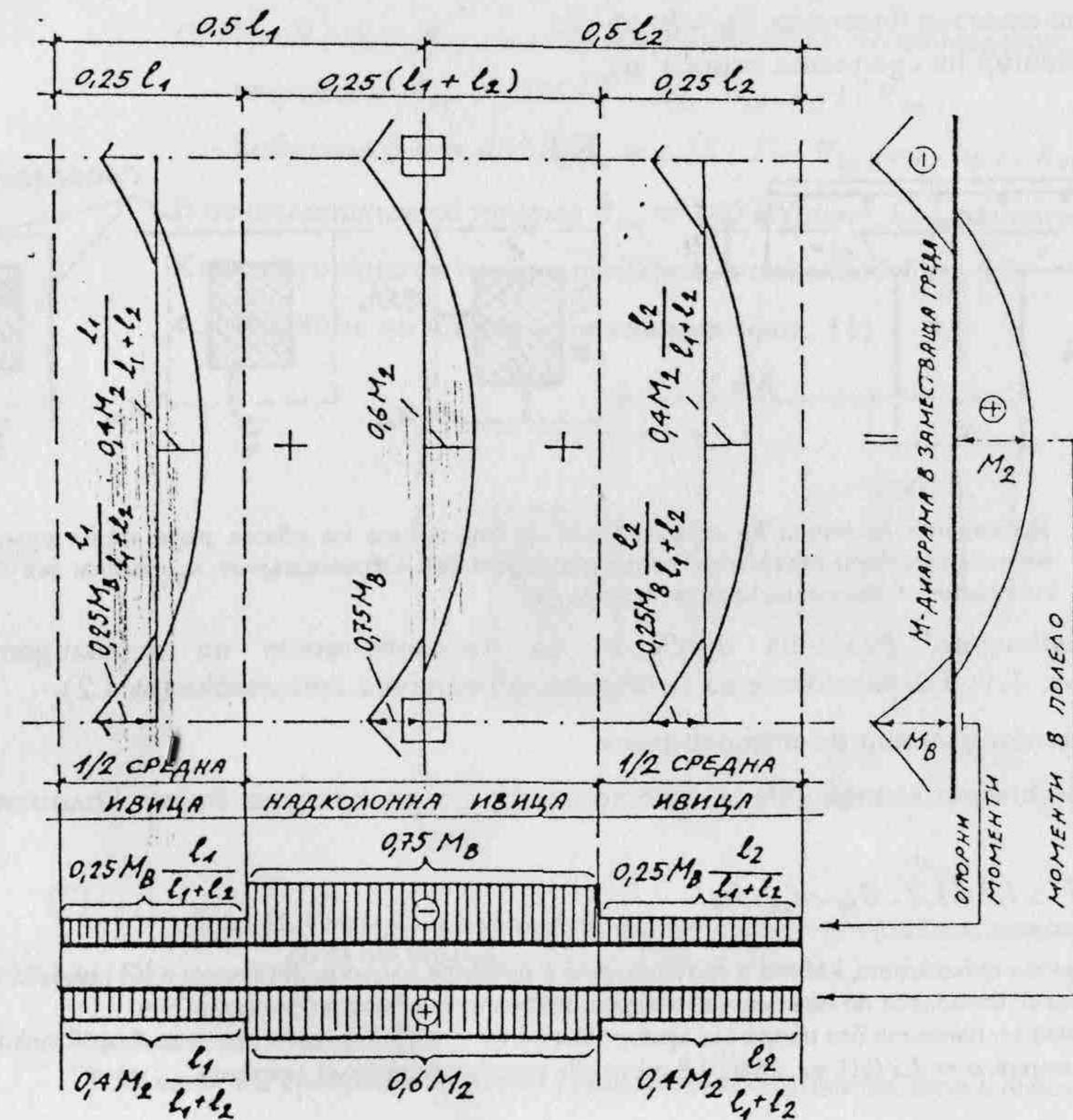


Фиг. 8. Действителната етажна реакция във всяка колона е полусума от реакциите, изчислени при решаване на заместващите греди в двете направления.

3.4. Разпределение на моментите по широчина на заместващата греда

Разпределението е между две ивици (фиг. 9):

- надколонна с широчина от всяка страна на оста по 1/4 от съответните отвори, перпендикулярни на направлението на гредата;
- средна, състояща се от две 1/2 ивици, разположени в съседните полета. При крайни полета полуилицата е една (вътрешна).



Фиг. 9. При напречното разпределение на огъващите моменти се отчита по-голямата коравина на надколонната ивица, която стъпва непосредствено върху колона. По широчина на всяка ивица, обаче, моментите се приемат равномерно разпределени

За цяла средна ивица огъващите моменти са сума от моментите в съседните полуивици, принадлежащи на съседните заместващи греди.

Коефициентите за напречно разпределение от фиг. 9 са за случаи на действително или еквивалентно равномерно разпределено натоварване върху плочата.

4. Изчисляване за прогъване

4.0. Общи изисквания

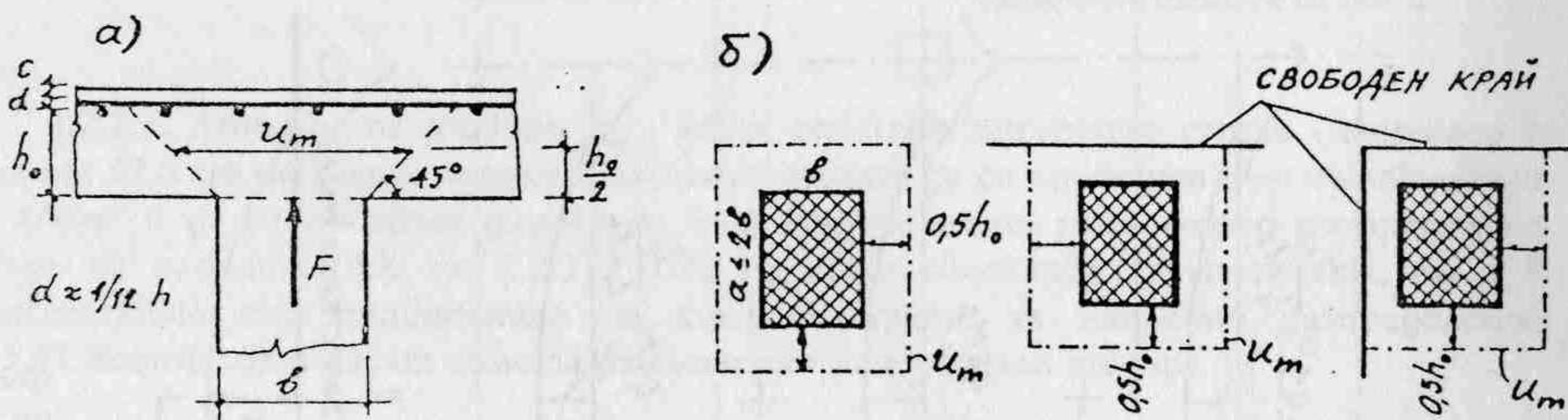
Извършва се за действие само на вертикална прогъваща сила F . При монолитна връзка колона-плоча за F се приема етажната реакция в колоната, увеличена с коефициент:

- за вътрешни колони - 1,15;
- за крайни колони - 1,40;
- за ъглови колони - 1,50.

Това увеличение отчита приблизително действителното неравномерно натоварване (предаване на неуравновесен момент от плочата) на колоната.

Необходимите характеристики на пирамидата на прогъване са (фиг. 10):

- средна полезна височина $h_0 = h - d - c$;
- периметър на средната основа u_m .



Фиг. 10. Полезната височина h_0 се изчислява до контакта на двата реда горни армировки, чиито диаметри трябва да се прогнозираат (а). Периметърът u_m зависи от вида на колоната - вътрешна, крайна, ъглова (б).

Изчисляването* включва проверка за достатъчност на пирамидата на прогъване (т. 4.1) и изчисляване на необходимата напречна армировка (т. 4.2).

4.1. Достатъчност на пирамидата

Максималното натоварване, което може да се предаде върху колоната, се определя от

$$F \leq 1,7 \cdot 1,2 \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 \quad (7)$$

* Данните от много публикации, както и сравненията с другите национални норми и [6] показват, че по нашите норми се изчислява по-голяма максимална носимоспособност (формула 7) и носимоспособност на плочите без напречна армировка (формула 8). По тази причина в практиката често коефициентът $\alpha = 1,2$ ([1], чл. 104/1) в тези две условия се приема единица.

Ако (7) не е изпълнено, възможностите за удовлетворяването му са:

- 1/ Увеличаване на периметъра u_m чрез:
 - скрит капител от корава армировка (вж. [5]);
 - нови размери (или конфигурация) на сечението на колоната.
- 2/ Избор на по-висок клас бетон.
- 3/ В краен случай - увеличаване на дебелината на плочата.

4.2. Проверка за необходимост и изчисляване на напречна армировка*

1/ Конструирането на плочата е без напречна армировка при колоните, ако

$$F \leq 1,2 \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 \quad (8)$$

2/ При $1,2 \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 < F \leq 1,4 \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0$ общата площ на напречната армировка е:

- за стремена, нормални към равнината на плочата (фиг. 18)

$$A_{sw} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 / R_{sw} \quad (9.a)$$

- за кобилици с клонове под наклон 45° (фиг. 19)

$$A_{sw} = 0,7 \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 / R_{sw} \quad (9.б)$$

3/ При $F > 1,4 \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0$ армировката е по изчисление:

- стремена $A_{sw} = 1,25 (F - R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0) / R_{sw}$;

$$(10.a)$$

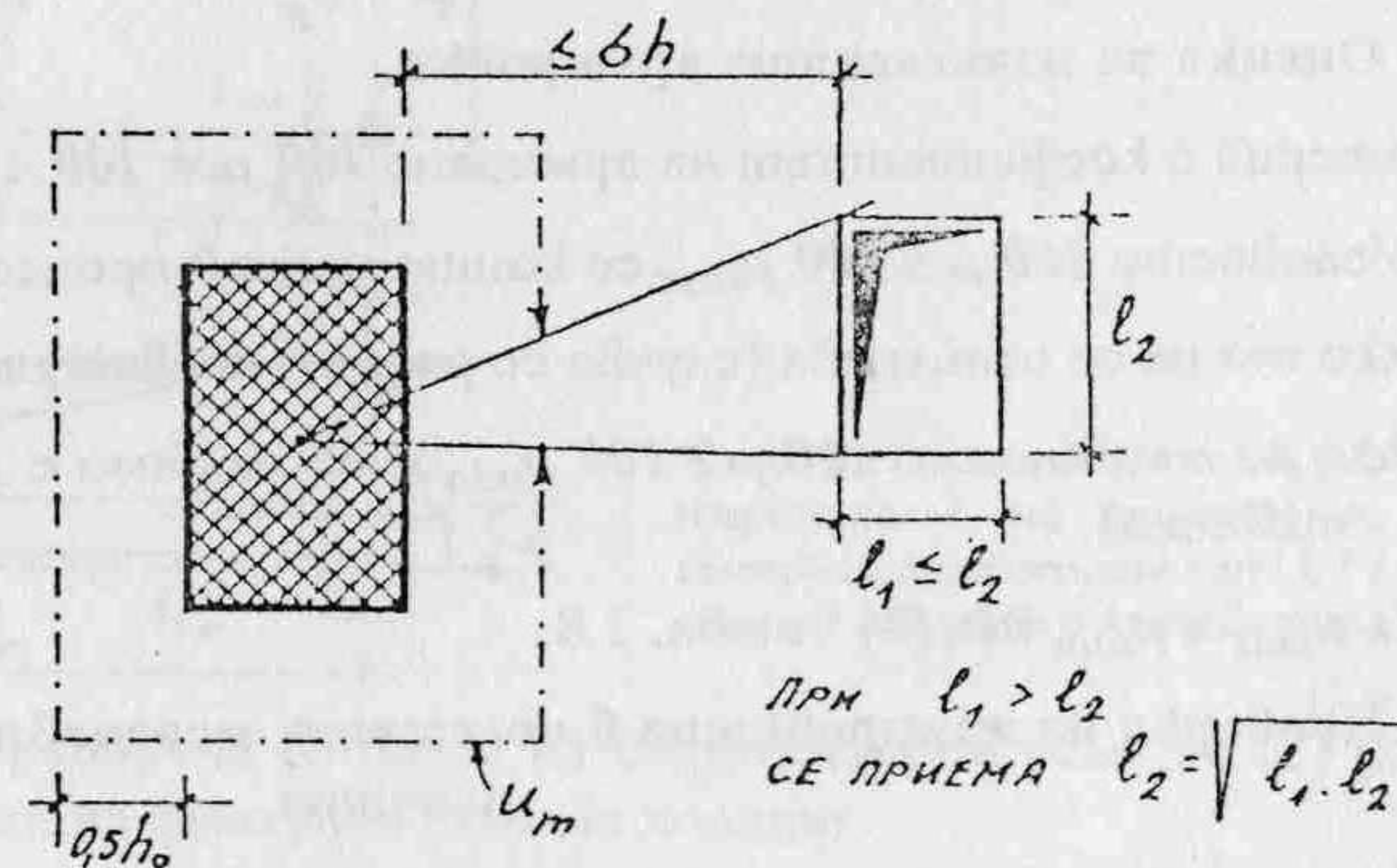
- кобилици ($\alpha = 45^\circ$) $A_{sw} = 1,75 (F - R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0) / R_{sw}$

$$(10.б)$$

В изчисленията се приема $R_{sw} = 180 \text{ kN/mm}^2$, без значение класът армировка.

Конструирането на армировката е показано в т. б.2.

4.3. Влияние на отвори в плочата (фиг. 11)



Фиг. 11. Отворите намаляват периметъра на прогъване, ако са отдалечени на разстояние до $6h$ от колоната (препоръка на [6]).

* В [6] напречна армировка се допуска само за плочи с дебелина 20cm и повече.

5. Изчисляване на надлъжната армировка

Посещата армировка в двете направления се определя от проверките на огъване на меродавните сечения от ивиците (надколонна и две средни полуивици) на всяка заместваща греда. Може да се използва процедурата от т. 1.4 на [4], като се отчетат следните особености:

/1/ Достатъчно е за всяка ивица да се изчислят армировките:

- в полетата - за сеченията с максимален положителен момент;
- при опорите - сечението при осите с максимален отрицателен момент.

/2/ Всяко сечение е правоъгълно с широчина b_i (широчина на разглежданата ивица) и полезна височина h_0 , определена по /3/.

/3/ За разлика от гредовите кръстосано армирани плочи, при безгредовите конструкции огъващите моменти са по-големи по посока на по-големите подпорни разстояния (ако полетата са правоъгълни). Армировките в това направление се изчисляват и конструират като външни (долна и горна в първи ред).

Полезните височини се изчисляват при прогноза

$$d = h/12 \leq 22 \text{ mm} \tag{11}$$

за диаметър на прътите.

/4/ Определената армировка A_{si} е за цялата широчина b_i на сечението (ивицата).

/5/ Най-добре е да се използва един клас армировка. Нормално е, обаче, в тежко натоварените надколонни ивици (предимно над опорите) да е необходима армировка А-III, а в останалите зони да е достатъчна А-I. При конструирането (т.б.1) може да се наложи смяна на класа и преизчисляване на армировката в някои от зоните.

Целесъобразно с всички рутинни изчисления да се извършат и представят в табличен вид (фиг. 12).

5.1. Оценка на изчислената армировка

Критерий е коефициентът на армиране $100 \mu = 100 A_{si} / b_i h_0$ за всяко сечение.

/1/ Условието $100 \mu \leq 100 \mu_{max}$ се контролира в процеса на изчисление.

Ако то не се изпълнява (случва се рядко), необходимо е да се увеличи h .

/2/ Ако не е изпълнено $100 \mu \geq 100 \mu_{min}$, необходимо е A_{si} да се увеличи до $A_{si,min}$ (фиг. 12 б - таблица).

За μ_{max} и μ_{min} вж. [4] - табл. 1.8.

5.2. Проверка на армировката в полетата, меродавни за провисване на плочата

Усреднения коефициент на армиране на меродавното поле (фиг. 13)

$$100 \mu = 100 (A_{s,a} l_a + A_{s,0} l_0 + A_{s,b} l_b) / l h_0 l_{max} \tag{12}$$

трябва да изпълнява условие (2). В противен случай е необходимо да се увеличи някоя

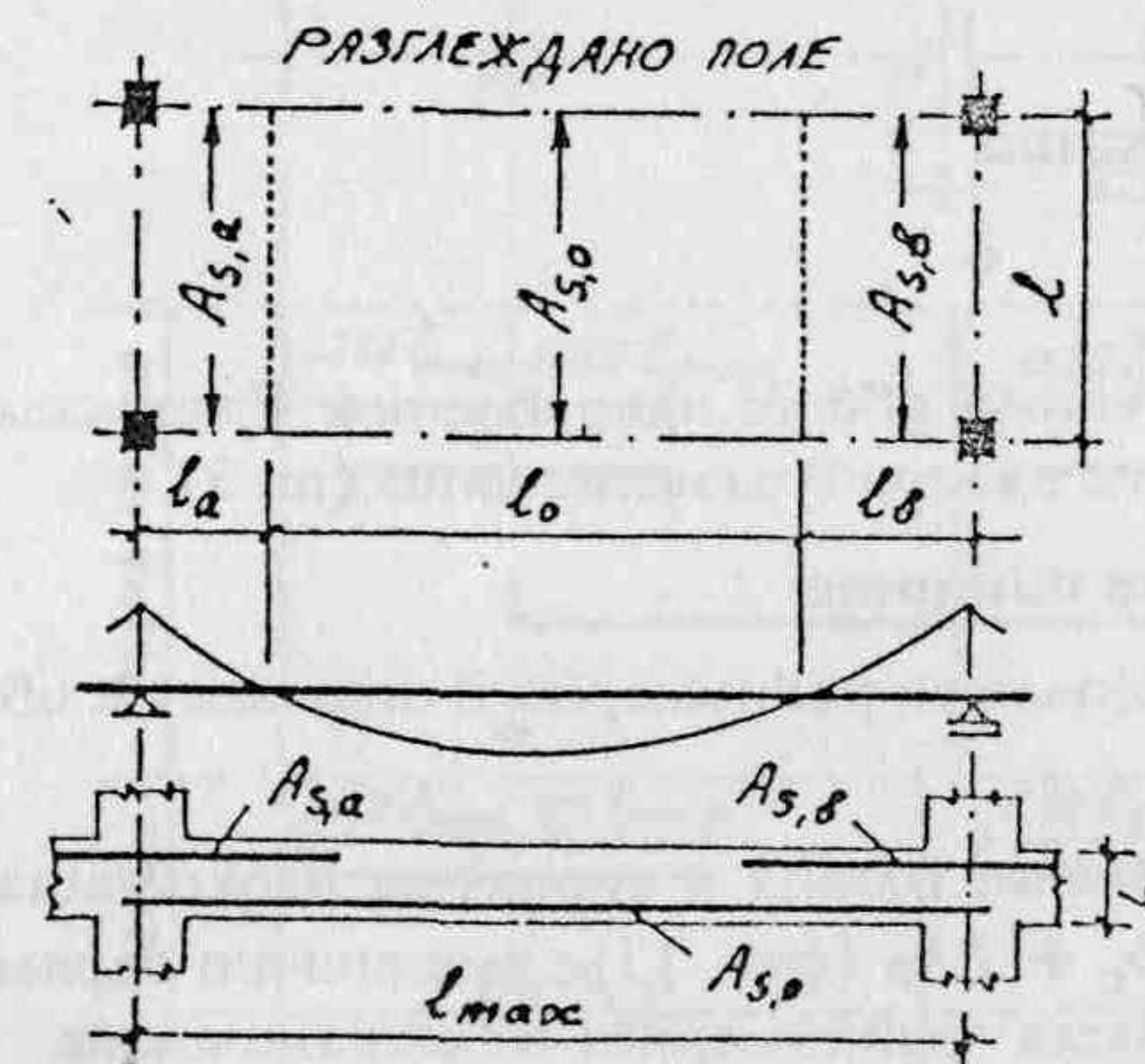


b - широчина на разгл. сечение (ивица)
 K - коефициент за напречно разпр. (фиг. 9)

СЕЧЕНИЕ №	$M, \text{кNm}$	K	$m \cdot \text{кNm}$	b, m	α_m	γ	A_s ИЗЧИСЛЕНА	A_s МИНИМАЛНА	A_s ИЗБРАНА	ИЗБРАНИ ПРЪТИ
1										
2										
3										

Фиг. 12. Схемата на ивиците с номерация на сеченията (а) е твърде полезна при "пренасяне" на изчислената таблично (б) армировка в армировъчния план.

от изчислените армировки (по преценка, но обикновено долната $A_{s,0}$, която е с преобладаващ принос при ограничаване на провисванията).



Фиг. 13. Армировките $A_{s,i}$ са общи (за цялата широчина l на полето) и активни само в съответните опашни зони l_i ($i = a, 0, b$). За ъглови полета и крайни е къса външна страна $l_i = 0$

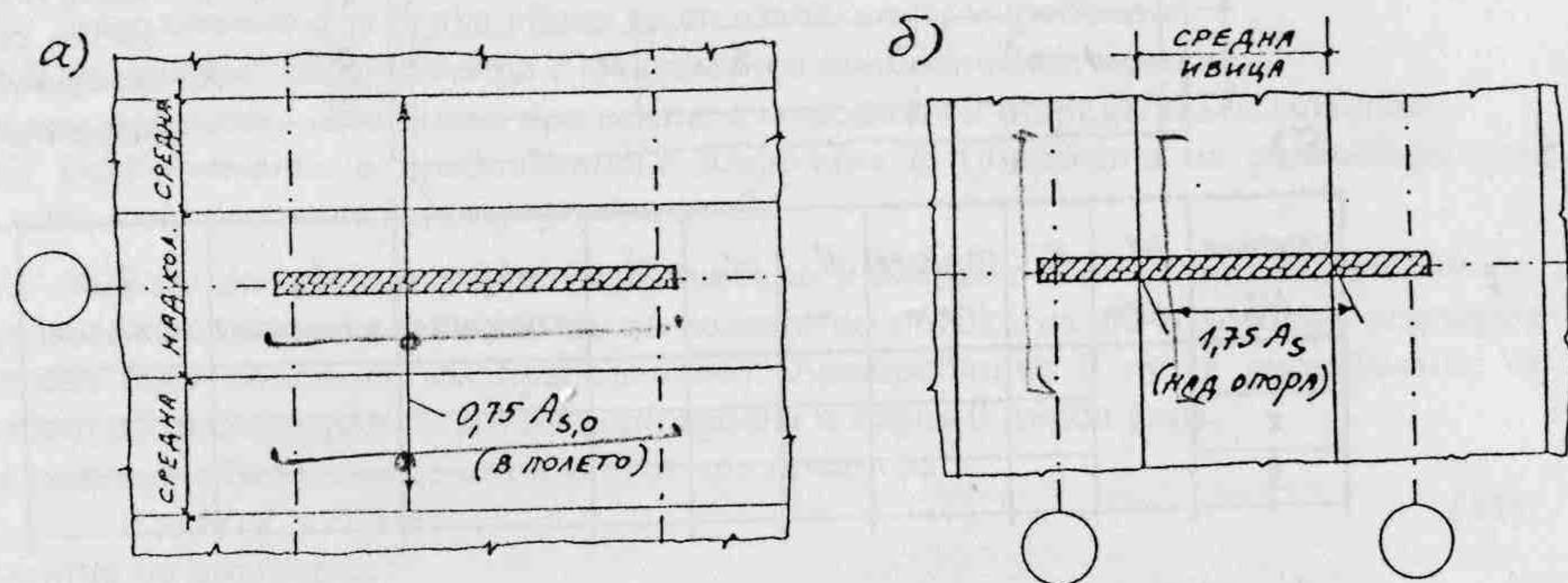
Може да се препоръча (в полза на сигурността) условие (2) да се проверява с усреднен коефициент на армиране само за полето

$$100 \mu = A_{s,0} / l h_0 \tag{12.a}$$

Ако в този случай (2) не се изпълнява и армировките над опорите са значително по-големи, необходимо е да се използва (12) преди да се предприеме увеличаване на армировката.

5.3. Особенности при носещи стени (шайби)

Отнасят се за случаите, когато в статическите изчисления по метода на заместващите греди не е отчетено влиянието на носещи стени, подпирани страни от полетата. Корекциите са приблизителни и директно в изчислените армировки (фиг.14).



Фиг. 14. Изчислените армировки в областта на носещите стени се коригират.

- а) За ивици, успоредни на стена - долната армировка $A_{s,0}$ в полето за надколонна и средни ивици се намалява с 25%
- б) За ивици, перпендикулярни на стена - армировката A_s в средна ивица над опора - стена се увеличава със 75%

6. Конструирание на армировката

6.1. Надлъжна армировка

Конструира се само с прави пръти в двете направления. Разполагането и в първи или втори ред е в съответствие с избора в изчисленията (т. 5).

6.1.1. Аранжиране в сечението на ивиците

1/ Армировъчните пръти се разполагат равномерно в отделните ивици, като в [3] се прави препоръката:

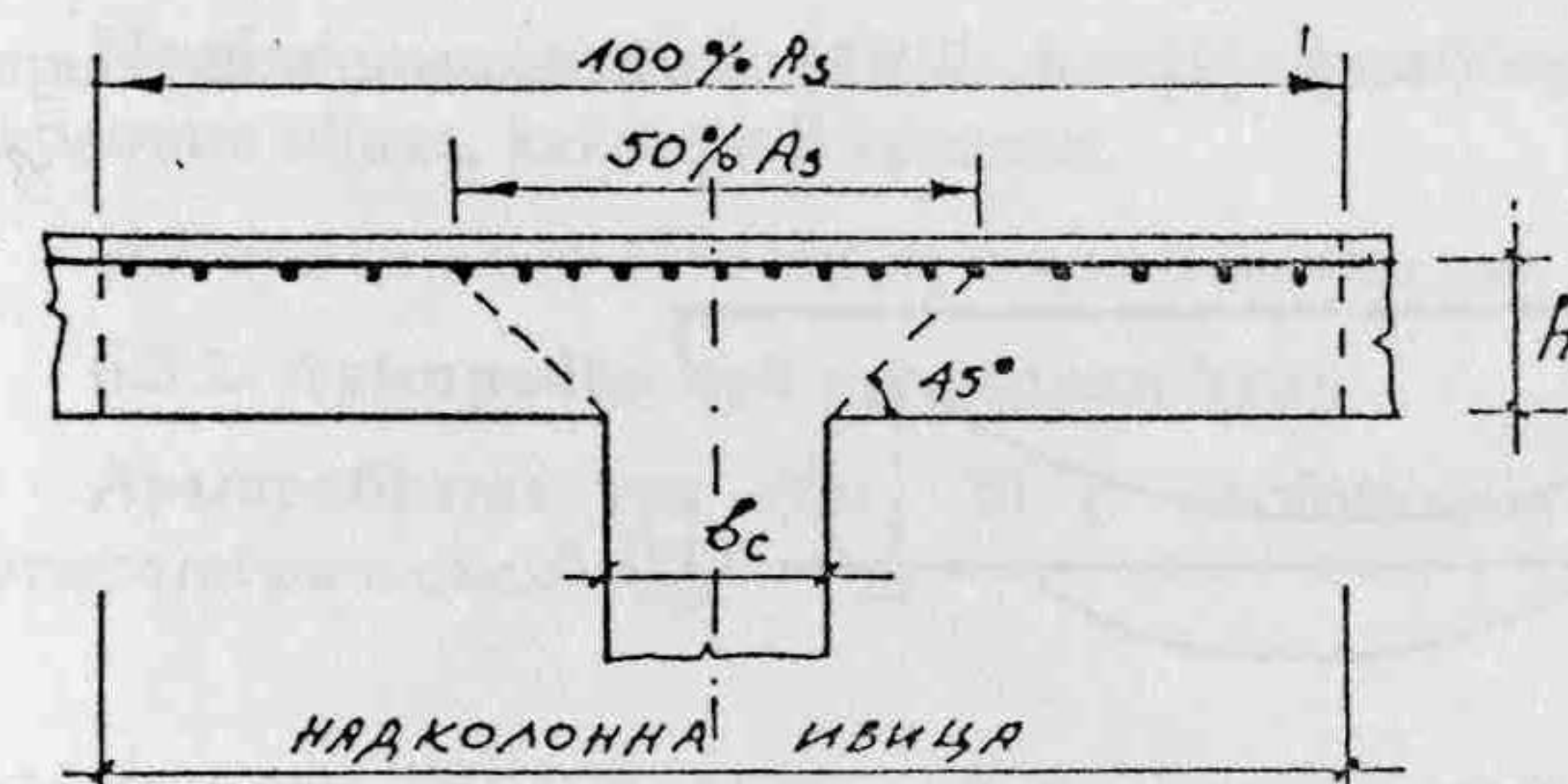
- 50% от сечението на армировката (долна и горна) за надколонна ивица се поставя в зона с ширина $\leq b_c + 2h_0$ (фиг. 15) симетрично спрямо оста, а останалата част се разпределя равномерно в страничните части на ивицата. Това разпределение по площи може да се извърши още в таблицата от фиг. 12.б.

2/ Брой и разстояния между прътите

Минималните светли разстояния за долна и горна армировка в двете направления са:

- В зоната на пресичане на двете средни или на средна и надколонна ивица - 100mm;

- В зоната на пресичане на двете надколонни ивици - 70mm;
 - В зоната на прогъвяване - 50mm.
- Максималното осово разстояние е 200mm.



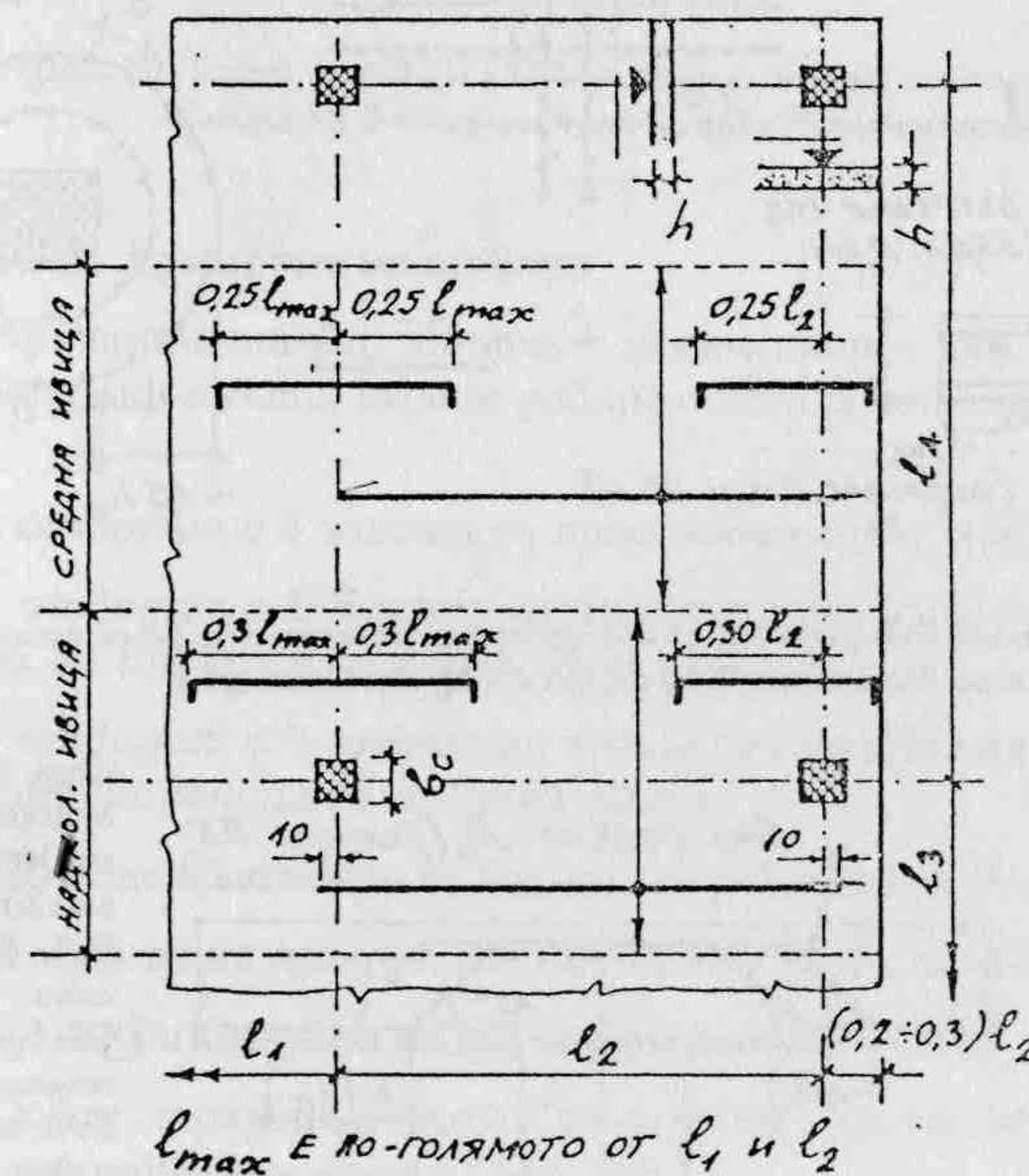
Фиг. 15. Половината от армировката за надколонна ивица се разполага в зоната на прогъвяване.

3/ Максималният диаметър на прътите да е $d \leq 0,1h$ (по възможност) и не повече от 22mm.

Целесъобразно е поне леко натоварените участъци да се армирят със заварени мрежи, за които се спазват изискванията от [1] или указанията в [4].

6.1.2. Обичайни случаи на прекъсване на прътите

Прилага се за умерено натоварени ($v < 0,4 \text{ kN/m}^2$) плочи с еднакви или приблизително еднакви полета и равномерно разпределени товари (фиг. 16).



Фиг. 16. Обичайно конструирание с прави пръти. При малки отвори долната армировка може да минава непрекъснато през двете и повече полета (вариант). При дебелина на плочата до 20cm горната армировка се изпълнява с права кука (90°), която може да служи за фиксиране.

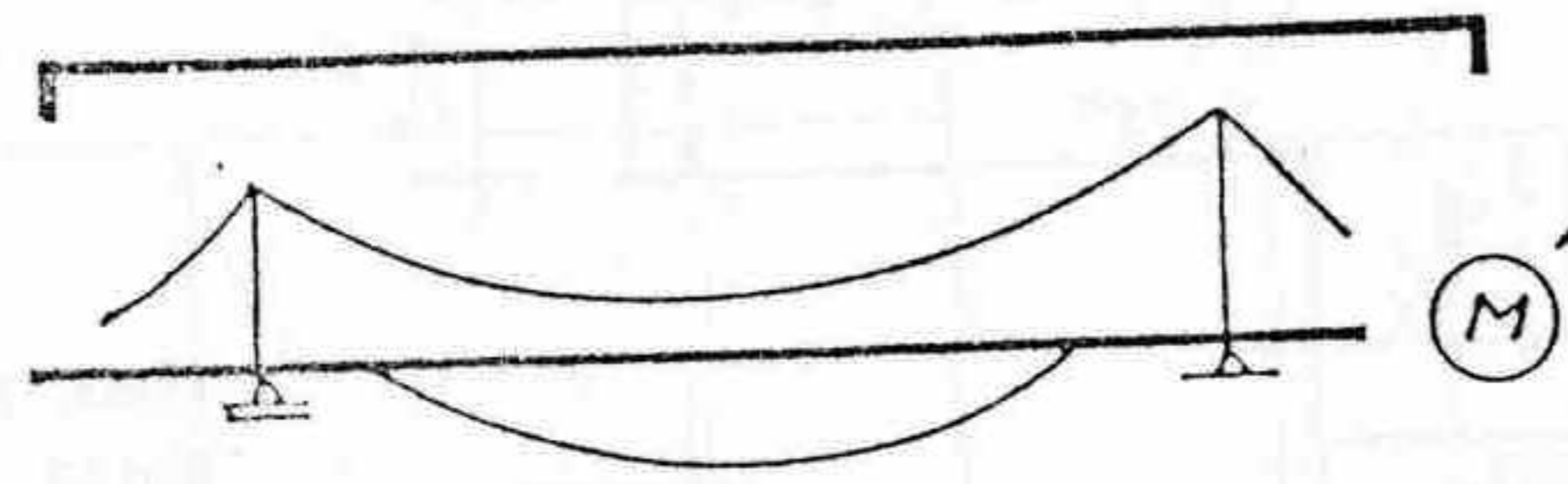
За всяка плоча обикновено се изготвят два армировъчни плана (план на горна армировка и план на долна армировка)

* В [6] и [7] за тази зона се изисква процент на армиране 0,5 и за двете направления.

6.1.3. Покритие на M-диаграми

Може да се наложи при голям полезен товар и съществено различни по големина отвори с цел по-точно определяне местата на прекъсване на армировката.

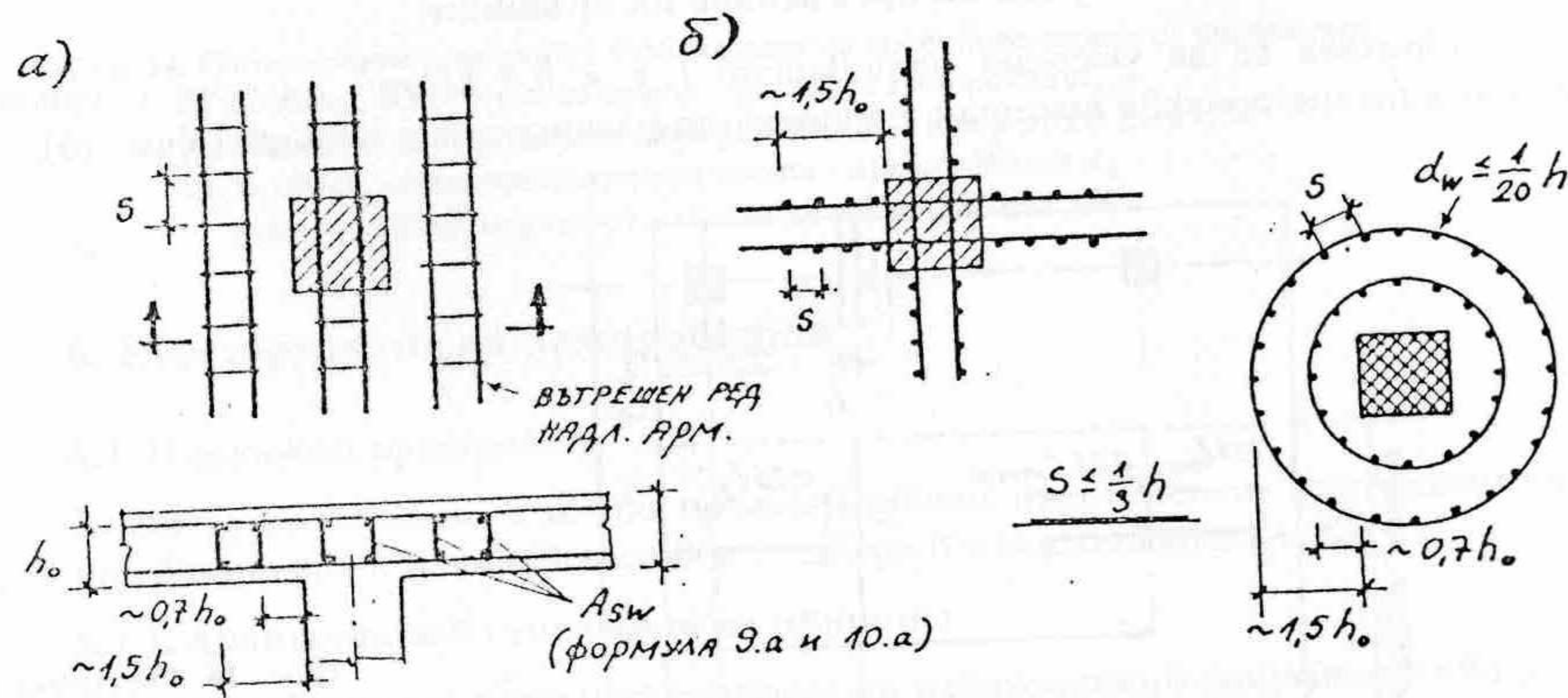
Извършва се както при греди (напр. [4] - т. 2.6.3). Възможен е и случаят от фиг. 17.



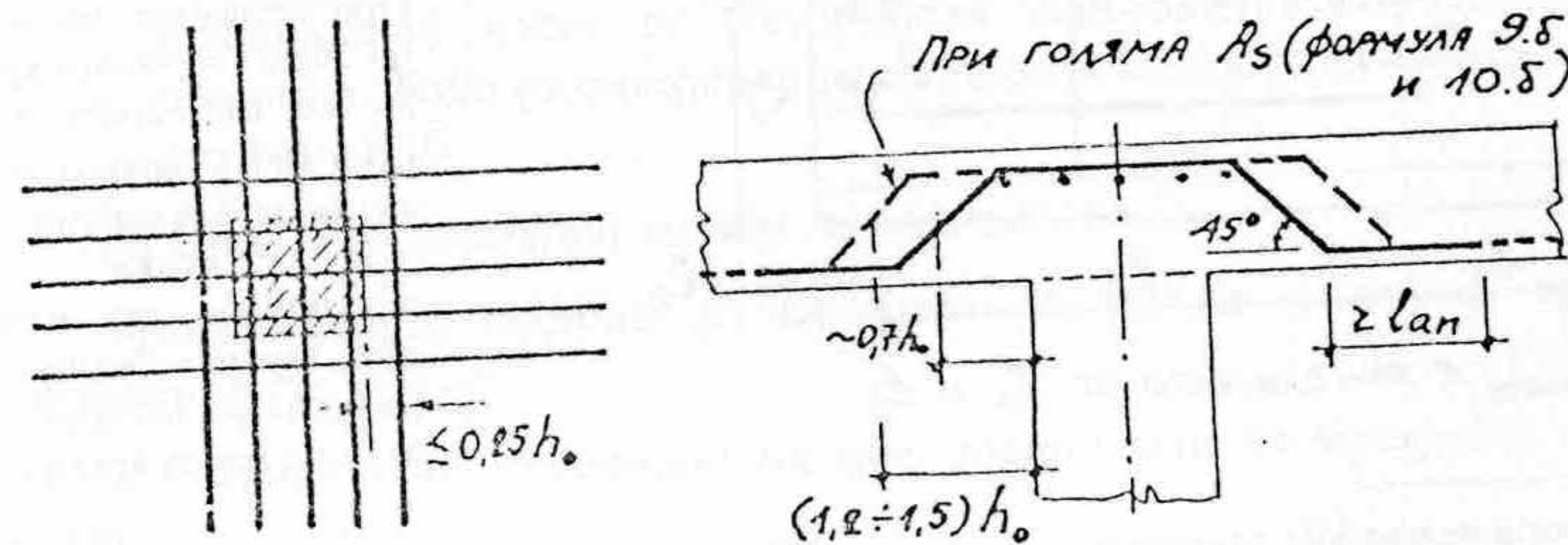
Фиг. 17. Ако е възможен отрицателен момент в поле, може да се окаже целесъобразно горната армировка в него да не се прекъсва.

6.2. Напречна армировка срещу прогъване

Конструира се вид на нормални към равнината на плочата стремена (фиг. 18) или кобилица (огънати пръти) с наклон на клоновете обикновено 45° (фиг. 19).



Фиг. 18. Стремената са обединени във вързани а) или заварени скелети б). Те се разполагат в поне два периметра, като външният е на около $1,5 h_0$ от колоната.



Фиг. 19. Кобилиците се поставят най-малко по 2 бр. във всяка посока. Не трябва да се разполагат на повече от $0,25 h_0$ извън сечението на колоната.

6.3. Друга армировка

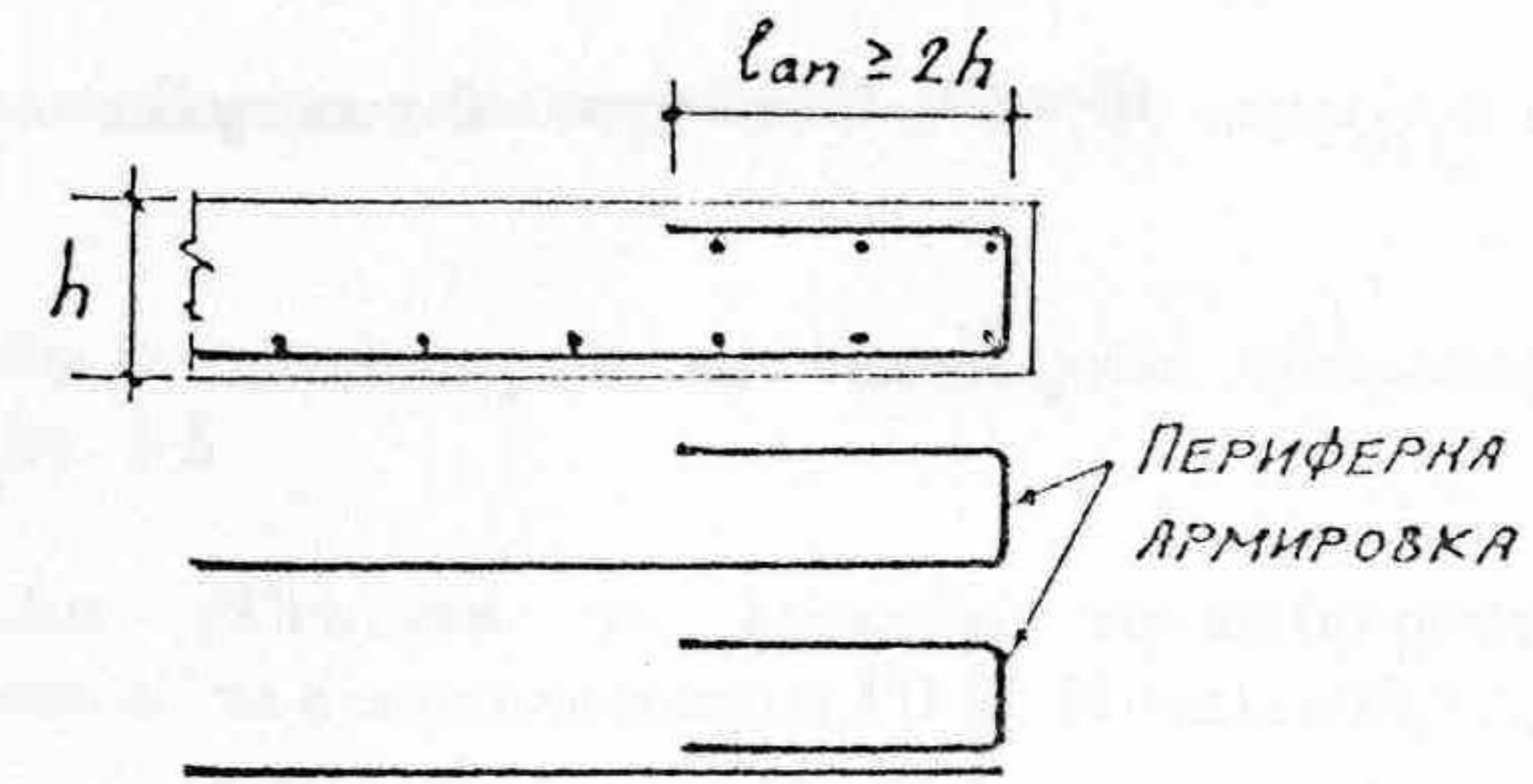
6.3.1. Разпределителна и монтажна

Необходима е обикновено като горна в зоната на пресичане на средна и нагколонна ивица, както и в конзоли.

Избира се поне 15% от A_s и не по-малко от $3d_b/m$.

6.3.2. Армировка при неподирян край

Армировката от фиг. 20 е необходима за поемане на напрежения от температура и съхване.



Фиг. 20. Като периферна може да се остане наличната надлъжна армировка или да се добави U-образна в същото количество (в случай на армиране с мрежи)

6.3.3. Армиране на отвори

Армировъчните пръти, прекъснати от отвора, се заместват от допълнителни пръти, имащи равностойно сечение и поставени от двете му страни, ако:

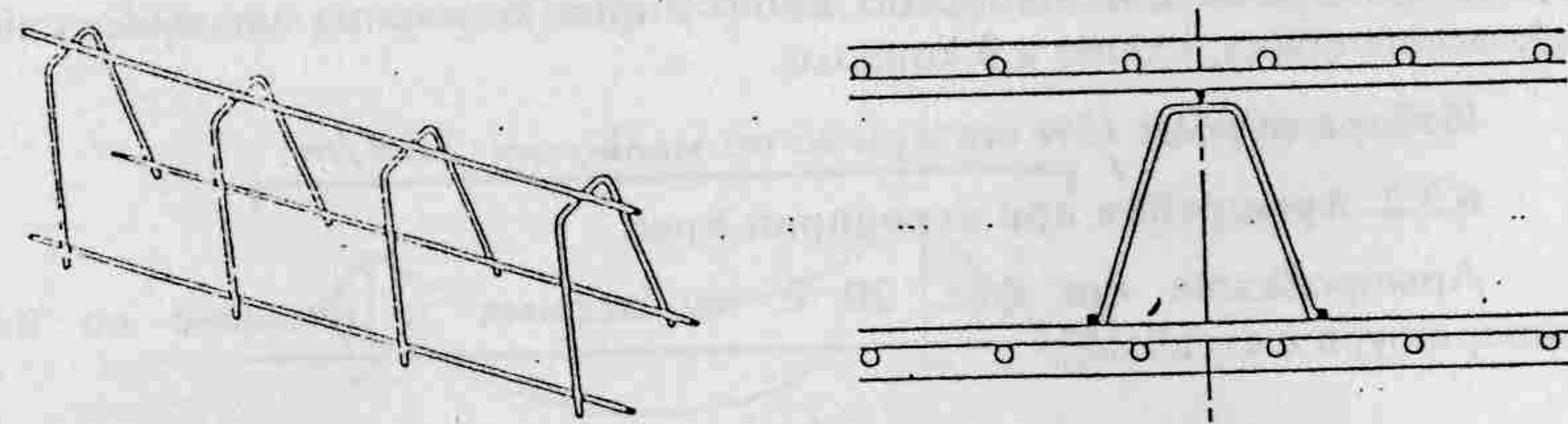
- отворът е в зоната на пресичане на две средни ивици;
- отворът е в зоната на пресичане на нагколонна и средна ивица и размерите му са до $1/4$ от широчината на всяка ивица;
- отворът е в зоната на пресичане на две нагколонни ивици и размерите му са до $1/10$ от широчината на всяка ивица.

По-големи отвори се вземат под внимание в изчисленията.

В зоната на прогъване отворите по възможност да се избягват.

6.3.4. Фиксатори за горна армировка

Освен традиционните "столчета", целесъобразно е използването на дълги стойки от заварени мрежи (фиг. 21).



Фиг. 21. Стойка от заварена мрежа

* Авторът изказва благодарност на Росица Табакова за изготвяне на фигурите.

Литература

1. **Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции.** 2 04 01. С., КТСУ, 1988.
2. **Норми за натовараня и въздействия върху сгради и съоръжения.** С., БСА, 1989, кн. 4.
3. **Ръководство за проектиране на безредови стоманобетонни плочи.** С., БСА, 1993, кн. 4-5.
4. **Методически указания за курсово проектиране по дисциплината "Стоманобетон" за специалността ИГС.** Колектив, С., УАСГ, 1993.
5. **Димитров, Б., Междуетажни конструкции.** С., 1993.
6. **EUROCODE 2.** Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung. ENV 1992-1-1: 1991, Juni 1992.
7. **DIN 1045 - Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.** Ausgabe Juli 1988.