

Prof. dr. ing. RADU AGENT

Prof. dr. ing. DAN DUMITRESCU

Prof. dr. ing. TUDOR POSTELNIGU

ÎNDRUMĂTOR PENTRU  
CALCULUL  
ȘI ALCĂTUIREA  
ELEMENTELOR  
DE BETON ARMAT

Comentarii la prevederile prescripțiilor de proiectare. Scheme logice, tabele ajutătoare și exemple de calcul. Principii și detalii de alcătuire constructivă



EDITURA TEHNICĂ  
București — 1992

Adresa: EDITURA TEHNICĂ  
Piața Presei Libere 1,  
33 București, România  
cod 79738

Redactor: ing. Elisabeta Mitroi  
Tehnoredactor: Olimpiada Nistor  
Coperta: arh. Mariana Sumănu

Bun de tipar: 02.07.1992 coli de tipar: 31,50

C.Z. 666.982

ISBN 973-31-0217-2

## PREFAȚĂ

*Intrarea în vigoare a STAS 10.107/0-90 ca prescripție de bază pentru proiectarea și calculul elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat, care prezintă importante modificări de fond și completări în raport cu ediția anterioară a aceluiași standard, a făcut indispensabilă și o nouă versiune a unui manual care să cuprindă materialul ajutător necesar aplicării practice a noilor prescripții, așa cum a fost pentru STAS 10.107/0-76 „Îndrumătorul” editat în 1978.*

*Pentru colegii care nu au avut prilejul să participe direct la dezbaterile în jurul proiectului noului standard, pe parcursul redactării lui, autorii sînt să sublinieze că în legătură cu relația standard — îndrumător s-au purtat atunci discuții destul de aprinse: Noul standard, pentru a putea fi aplicat în practica proiectării, necesită sau nu un îndrumător fără care ar fi inoperant? Dacă da, atunci cum se poate accepta ideea ca o prescripție oficială să fie indisolubil legată de o publicație care nu are în aceeași măsură un caracter oficial? Comentariile și explicațiile la prevederile standardului trebuie să fie cuprinse într-o lucrare separată cum este Îndrumătorul de față sau să fie atașate chiar la standard, pe fiecare contrapagină a textului acestuia, ca în Codul-model CEB—FIB [110] și în prescripțiile franceze [107] sau ca anexă a standardului, așa cum s-a procedat în alte țări, ca S.U.A. [104] și Noua Zeelandă [114, 115]? Cu privire la toate aceste aspecte s-au adus în cadrul discuțiilor precizări care considerăm că trebuie făcute cunoscute cel puțin aici tuturor utilizatorilor standardului și îndrumătorului, pentru a înlătura orice ambiguitate:*

— *Standardul conține toate datele și ipotezele obligatorii pentru proiectare și calcul. Prin îndrumător nu se aduc completări sau precizări la acestea, ci numai facilități pentru proiectarea practică: explicații și comentarii, sistematizări ale calculelor, tabele ajutătoare, exemple numerice etc.*

— *Schemele logice date în îndrumător pentru ordonarea operațiilor de calcul sînt concepute în principal pentru a fi aplicate în calculele manuale, dar pot servi și la elaborarea sau controlul programelor pentru folosirea calculatoarelor. În partea finală a bibliografiei s-a dat și o listă a programelor omologate pînă în prezent în România pentru calculul automat al elementelor de beton armat [124, 125]. Desigur, se pot imagina și alte moduri de sistematizare a calculului existînd pentru aceasta în standard toate elementele de bază necesare.*

— *În conformitate cu uzanțele din țara noastră în domeniul standardizării, s-a stabilit, cu acordul forurilor de coordonare și directivare, ca toate comentariile și explicațiile ce se consideră utile să fie date în cadrul îndrumătorului și nu în cuprinsul standardului sau într-o anexă a sa.*

*Principalele modificări și completări pe care noile prescripții le cuprind față de ediția din 1976 a standardului și care, pentru elementele de beton armat ale structurilor construcțiilor civile și industriale se reflectă în mod corespun-*

zător și în noul îndrumător, au fost expuse în referatul prezentat de autori la cea de a XIV-a Conferință de betoane, ținută în octombrie 1988 la Cluj Napoca. [9]. Reamintim aici pe scurt cele mai importante:

— trecerea de la mărcile de betoane la clase de betoane;  
— includerea în STAS 10.107/0-90, sub o formă modernizată, a prescripțiilor de proiectare antisismică a construcțiilor din beton armat, cuprinse anterior în normativul general de proiectare antisismică a construcțiilor civile, industriale și agrozootehnice, P. 100-81.

— generalizarea folosirii sistemului internațional de unități de măsură;  
— alinierea la prevederile Codului-model CEB-FIP [110] în ceea ce privește forma diagramelor de eforturi unitare în betonul din zona comprimată la elementele solicitate la încovoiere cu sau fără efort axial;

— introducerea de prevederi pentru calculul elementelor prefabricate cu suprabetonare monolită și în mod mai general al elementelor realizate din structuri de beton turnate la date diferite și legate între ele prin conectori;

— îmbunătățiri în calculul la forță tăietoare și în cel la stările limită de fisurare și de deformare;

— corelarea cu prescripțiile în „subordine” (normative și instrucțiuni tehnice pe categorii de construcții, sisteme constructive sau elemente structurale);

— revizuirea completă și reorganizarea prevederilor constructive, cu deosebire în ceea ce privește armarea elementelor.

Față de diversificarea și extinderea pe care au trebuit să o capete în acest context toate prevederile din îndrumător, s-a considerat oportună împărțirea lui în două volume, astfel ca tot ce se referă la elemente din beton precomprimat și la alte câteva probleme, cum ar fi podurile și calculul la starea limită de oboseală, să fie separate de problemele curente ale proiectării elementelor structurale din beton armat ale construcțiilor civile, industriale și agrozootehnice. Acestea din urmă formează obiectul volumului de față.

Autorii aduc vii mulțumiri dr. ing. Dan Constantinescu, care în perioada cila lucrat la Institutul de Construcții București a contribuit la elaborarea unora din capitolele prezentului îndrumător.

Pe parcursul editurii și tipăririi îndrumătorului au apărut unele tratate de specialitate importante, cât și modificări în prescripțiile tehnice care nu au mai putut fi luate în considerare în totalitate în text. În măsura în care în unele situații particulare se va constata necorelări de detaliu față de ultimile redactări ale unor prescripții, autorii contează pe înțelegerea utilizatorilor îndrumătorului, care vor opera corecturile necesare.

Autorii

## CUPRINS

Prefață .....	5	5.4. Starea limită de rezistență la torsiune cu încovoiere .....	127
Cap. 1. Principiile metodei de calcul .....	11	5.5. Calculul eforturilor unitare în beton și în armătură în stadiul de exploatare .....	133
1.1. Considerații introductive .....	11	5.6. Calculul la starea limită de fisurare .....	139
1.2. Exigențele de performanță și stările limită .....	11	5.7. Calculul la starea limită de deformare .....	153
1.3. Metode probabiiistice de calcul la stări limită .....	16	5.8. Principii de alcătuire a armăturilor .....	161
1.4. Acțiuni în construcții .....	20	Cap. 6. Principii ale proiectării antisismice a elementelor structurale de beton armat .....	175
1.5. Caracterizarea materialelor, a elementelor de construcții, a structurilor și a terenului de fundație .....	26	6.1. Considerații introductive .....	175
1.6. Formularea generală a calculului la diferitele stări limită .....	27	6.2. Ductilizarea elementelor structurilor în cadre de beton armat .....	192
Cap. 2. Caracteristicile de calcul ale betonului .....	30	6.3. Ductilizarea pereților structurali de beton armat .....	214
2.1. Clasa betonului .....	30	Cap. 7. Scheme logice pentru calculul elementelor de beton armat .....	221
2.2. Rezistențele betonului .....	33	Tipuri de solicitări și verificări .....	221
2.3. Deformarea betonului sub încărcare .....	36	Starea limită de rezistență .....	228
2.4. Deformarea în timp a betonului .....	42	1. Încovoiere .....	228
2.5. Efectul solicitării multi-axiale .....	43	2. Compresiune excentrică (fără considerarea flexibilității) .....	257
Cap. 3. Caracteristicile de calcul ale armăturii din oțel .....	45	3. Considerarea flexibilității la compresiune excentrică .....	292
Cap. 4. Calculul elementelor de beton simplu .....	52	4. Compresiune excentrică oblică .....	303
4.1. Considerații introductive .....	52	5. Întindere excentrică .....	317
4.2. Calculul elementelor de beton simplu la starea limită de rezistență .....	54	6. Forță tăietoare .....	326
Cap. 5. Calculul elementelor de beton armat. Principii de armare .....	61	7. Torsiune cu încovoiere .....	349
5.1. Considerații introductive .....	61	Calculul eforturilor unitare în beton și în armături în stadiul II de lucru .....	357
5.2. Calculul la starea limită de rezistență la încovoiere cu sau fără efort axial .....	63	8. Încovoiere .....	357
5.3. Calculul la forță tăietoare .....	104	Starea limită de deschidere a fisurilor .....	365

9. Întindere centrică, încovo-	365	8.7. Prevederi suplimentare	
iere, întindere excentrică	388	pentru diafragme (pereți	
Starea limită de deformare	388	structurali) din beton	437
10. Încovoiere	388	armat monolit .....	
Cap. 8. Prevederi de alcătuire pentru		8.8. Prevederi suplimentare	447
elementele din beton armat ..	402	pentru plăci .....	453
8.1. Armături. Clasificare ..	402	Bibliografie .....	459
8.2. Grosimea stratului de		Anexă .....	
acoperire cu beton a		A. Mic dicționar de termeni	
armăturilor .....	404	utilizați în proiectarea	
8.3. Ancorarea armăturilor	409	antiseismică .....	459
8.4. Înnădirea armăturilor	412	B. Tabele .....	468
8.5. Prevederi suplimentare		Lista tabelor .....	468
pentru stâlpi .....	419	I. Tabele generale .....	470
8.6. Prevederi suplimentare		II. Tabele pentru calculul	
pentru grinzi .....	425	la starea limită de rezis-	
		tență .....	477
		III. Tabele pentru calculul la	
		stările limită ale exploa-	
		tării normale .....	497
		IV. Caracteristici ale armă-	
		turilor .....	504

## SUMMARY

Foreword .....	5	5.4. Ultimate Limit State	
Chapter 1. Design Philosophy .....	11	under Torsion with	
1.1. Introductory Considerations .....	11	Flexure .....	127
1.2. Performance Requirements and Limit States .....	11	5.5. Stress Analysis in Con-	
1.3. Probabilistic Methods for		crete and Steel Reinfor-	
Limit State Design .....	16	cement under Service	
1.4. Actions .....	20	Loads .....	133
1.5. Behaviour Characteristics		5.6. Limit State of Cracking	139
of Materials, Structural		5.7. Limit State of Deflec-	
Members, Structures		tion .....	153
and Foundation Soils	26	5.8. Principles in Detailing	
1.6. General Pattern of Limit		Reinforcement .....	161
State Design .....	27	Chapter 6. Aseismic Design Philosophy	
Chapter 2. Design Characteristics of		of Reinforced Concrete Struc-	
Concrete .....	30	tural Members .....	175
2.1. Concrete Grade .....	30	6.1. Introduction .....	175
2.2. Design Strength .....	33	6.2. Ductilization of Reinforced	
2.3. Deformations under		Concrete Frame Members	192
Loading .....	36	6.3. Ductilization of Reinforced	
2.4. Deformations in time ..	42	Concrete Shear Walls ..	214
2.5. Effects of Multiaxial Loa-		Chapter 7. Flow Charts for the De-	
ding .....	43	sign of Reinforced Concrete	
Chapter 3. Design Characteristics of		Members .....	221
Steel Reinforcement .....	45	Types of Loading and Checks	221
Chapter 4. Design of Plain Concrete		Ultimate Limit State .....	228
Elements .....	52	1. Flexure .....	228
4.1. Introduction .....	52	2. Excentrically Loaded Co-	
4.2. Design of Plain Concrete		lumns with Uniaxial Ben-	
Elements for the Ulti-		ding .....	257
mate Limit State .....	54	3. Effects of Column Slend-	
Chapter 5. Design of Reinforced Con-		erness by Eccentric	
crete Elements. Guiding Prin-		Loading .....	292
ciples in Reinforcing Elements	61	4. Eccentrically Loaded Co-	
5.1. Introduction .....	61	lumns with Biaxial	
5.2. Ultimate Limit State		Bendign .....	303
under Flexure with or		5. Members with Flexure	
without Axial Load	63	and Tension Force .....	317
5.3. Shear Design .....	104	6. Shear .....	326
		7. Flexure with Torsion ....	349
		Stress Analysis in Concrete	
		and Steel Reinforcement	
		under Service Load .....	357
		8. Flexure .....	357
		Limit State of Cracking ..	365

9. Flexure. Flexure with Axial Load (Tension or Compression) .....	365
Limit State of Deflection .....	388
10. Flexure .....	388
 Chapter 8. Detailing Rules for Reinforced Concrete Members .....	 402
8.1. Types of Reinforcement. Classification .....	402
8.2. Concrete Cover to Reinforcement .....	404
8.3. Anchorage .....	409
8.4. Splices .....	412
8.5. Supplementary Provisions for Columns .....	419

8.6. Supplementary Provisions for Beams .....	425
8.7. Supplementary Provisions for Cast in Place Structural Walls .....	437
8.8. Supplementary Provisions for Slabs .....	447
References .....	453
Appendix .....	459

A. Dictionary of Terms Used in Aseismic Design .....	459
B. Tables .....	468
Tables List .....	470
I. General Tables .....	477
II. Tables for Ultimate Limit State Design .....	479
III. Tables for Serviceability Limit States Design .....	504
IV. Characteristics of Steel Reinforcement .....	

# 1. PRINCIPIILE METODEI DE CALCUL

## 1.1. CONSIDERAȚII INTRODUCȚIVE

Scopul fundamental al calculului elementelor de construcții și al structurilor este obținerea unei asigurări raționale a construcțiilor în raport cu exigențele de performanță specifice diferitelor categorii de construcții, pe toată durata lor de viață.

Verificarea prin calcul și dimensionarea elementelor de construcții și a structurii în ansamblu constituie numai una din lanțul de activități de care depinde asigurarea bunei funcționalități a construcției, care mai cuprinde:

- încadrarea construcției în mediul natural și construit;
- alegerea soluției constructive și a materialelor;
- calitatea materialelor și a execuției;
- respectarea condițiilor de exploatare corespunzătoare destinației construcțiilor;
- asigurarea îndeplinirii exigențelor de durabilitate și, corespunzător acestora, a unor măsuri privind întreținerea construcției și urmărirea comportării ei în exploatare.

Din acest motiv prevederile prescripțiilor privind calculul structurilor și al elementelor, inclusiv al celor de beton presupun o proiectare competentă și o execuție corectă, în conformitate cu reglementările tehnice în vigoare, exploatarea construcției și urmărirea comportării în conformitate cu regulile stabilite la proiectare.

În cadrul capitolului I se face o prezentare succintă a principiilor metodei de calcul utilizate în proiectarea structurilor de beton armat, care, explicit sau implicit, sînt avute în vedere în sistemul general de prescripții de proiectare a construcțiilor din țara noastră.

## 1.2. EXIGENȚELE DE PERFORMANȚĂ ȘI STĂRILE LIMITĂ

Pentru a fi apte pentru utilizarea prevăzută, construcțiile trebuie să răspundă cu grade de fiabilitate corespunzătoare, în raport cu acțiunile mecanice de diferite naturi, unor exigențe de performanță structurale, dar și unor exigențe privind confortul și eventualele efecte psihologice produse de comportarea structurii sub încărcări.

În principiu aceste exigențe se pot grupa în trei categorii:

- a. exigențe de siguranță structurală;
- b. exigențe privind funcționalitatea structurii în raport cu destinația ei;
- c. exigențe privind durabilitatea necesară a construcției în raport cu durata ei de viață.

Exigențele de *siguranță structurală* au în vedere evitarea cedării unor elemente de construcții sau a structurii în ansamblu care ar pune în pericol viața sau sănătatea oamenilor și integritatea unor bunuri materiale sau culturale importante.

Siguranța structurală implică exigența privind *rezistența, stabilitatea și ductilitatea* structurii și a elementelor componente.

Condițiile de *rezistență* se referă la capacitatea portantă locală a secțiunilor elementelor așa cum rezultă din caracteristicile geometrice și mecanice, incluzând și condiția evitării deformațiilor exagerate sau, pentru unele cazuri, eventuala degradare a rezistenței materialelor, ca urmare a fenomenului de oboseală.

Condițiile de *stabilitate* se referă la evitarea cedărilor care rezultă din deplasările de corp rigid ale construcțiilor în ansamblu sau ca urmare a efectelor de ordinul doi datorate deformabilității elementelor structurale. De asemenea, exigențele de stabilitate vizează evitarea cedărilor generale ale structurilor, ca urmare a unor acțiuni care modifică în timp structura, prin ruperi succesive ale unor elemente, antrenând o prăbușire progresivă (parțială sau de ansamblu). Asemenea cedări pot interveni mai cu seamă ca urmare a unor acțiuni cu caracter excepțional cum sînt cutremurele și exploziile de mare intensitate.

Condițiile de *ductilitate* se pun mai cu seamă construcțiilor supuse unor acțiuni dinamice de mare intensitate (cutremure, explozii) dar, uneori, și celor acționate static. Dacă în primul caz cerințele de ductilitate se referă în special la o anumită capacitate de absorbție și de disipare a energiei, în al doilea caz ductilitatea necesară presupune ca prin capacitatea de deformare postelastice să se obțină redistribuiri importante de eforturi în structură cu mobilizarea cât mai amplă a capacității de rezistență efective a diferitelor secțiuni ale elementelor acesteia.

Exigențele privind *funcționalitatea în exploatare* se referă în special la evitarea unor *deformații* și a unor *deschideri excesive de fisuri* ale căror efecte ar putea să împiedice exploatarea normală a construcției. Asemenea efecte sînt:

- deteriorarea unor elemente nestructurale (pereți de compartimentare și de închidere nestructurali, finisaje, izolații, pardoseli, geamuri etc);
- pierderea etanșeității (în cazul rezervoarelor sau conductelor de lichide);
- afectarea esteticii construcției;
- producerea unor sentimente de incomoditate sau chiar de insecuritate vis-a-vis de vibrațiile excesive ale construcției sau deschiderile exagerate ale fisurilor.

Alte exigențe de funcționalitate în exploatare, cum sînt cele care vizează capacitatea de izolare termică sau acustică se asigură de cele mai multe ori, nu numai prin elementele structurale, ci mai ales prin elemente nestructurale (pardoseli, tencuieli etc.).

Exigențele de *durabilitate* exprimă condițiile necesare pentru a asigura funcționalitatea construcției, pe toată durata exploatării acesteia, prin evitarea deteriorării premature, în urma unor procese fizice, chimice sau bio-

logice. Pentru construcțiile de beton armat aceasta se referă cu deosebire la pericolul coroziunii armăturii în ipoteza asigurării unei bune durabilități a betonului prin alegerea și realizarea corectă a calității acestuia, cu un strat de acoperire corespunzător, eventual, și prin alte măsuri de protecție adecuate.

*Criteriile de performanță* reprezintă o cuantificare în expresie tehnică a exigențelor de performanță, prin intermediul unor parametri care caracterizează răspunsul unei construcții la diferite acțiuni (forțe, deplasări etc.).

Criteriile de performanță sînt exprimate sub forma *stărilor limită* care — bazate pe modele de comportare și de fiabilitate — definesc limitele dincolo de care structura nu mai poate satisface exigențele specifice destinației stabilite.

Scopul proiectării structurale este deci ca asigurarea exigențelor impuse construcției, în ce privește răspunsul acesteia la acțiunile cu efecte mecanice la care sînt supuse, să se realizeze prin evitarea depășirii stărilor limită.

Datorită variabilității aleatoare a factorilor de care depinde această asigurare (încărcări, alte acțiuni de diferite tipuri, proprietăți mecanice ale materialelor, dimensiuni etc) modalitatea studierii ei științifice se poate realiza numai cu ajutorul teoriei matematice a probabilităților, bazată pe studierea variabilității statistice a acestor factori în condiții de timp și de spațiu suficient de extinse.

Pe de altă parte nivelul de asigurare, la rîndul său, trebuie să rezulte dintr-o optimizare a raportului siguranță-economie, conferind desigur în final o protecție întrutotul „sigură” (formulare care exprimă o probabilitate foarte redusă de nerealizare a acestei protecții) a vieții și liniștii oamenilor, a unor valori importante materiale și culturale, a unei desfășurări a vieții social-economice a societății în ansamblul ei. Firește, în aceste condiții apare justificată o diferențiere a nivelului de asigurare după destinația construcțiilor (deci după consecințele întreruperii exploatării ei) și eventual a evoluției sale în timp, funcție de cerințele dezvoltării social-economice și de resursele societății.

În stabilirea nivelului de asigurare este necesară totodată și luarea în considerare a modului cedării elementelor structurale (sau al ansamblului structural), funcție de gradul de avertizare specific, „penalizînd” cu deosebire (prin mărirea nivelului de asigurare) cazurile de cedare casantă.

Chiar în interiorul unei structuri se pune problema diferențierii (ierarhizării) gradului de asigurare a elementelor sau a diferitelor lor zone după efectul eventualelor cedări asupra ansamblului structural, urmărind o eventuală optimizare a scenariului cedării acesteia, astfel ca elementele (sau chiar zone ale acestora) cele mai importante, vitale pentru stabilitatea structurii, să ajungă ultimele în domeniile avansate de solicitare, obținîndu-se astfel o optimizare sub toate aspectele (inclusiv în ce privește asigurarea unui grad ridicat de avertizare a cedării). Exemple, în acest sens, sînt asigurările mai mari ale stîlpilor în raport cu grinzile adiacente în structurile pe cadre cu rol de protecție antiseismică sau ale tiranților de care depinde întreaga capacitate portantă a unor sisteme structurale.

Stările limită se împart, de regulă, în două categorii:

1. *Stările limită ultime (SLU)* care corespund epuizării capacității portante sau altor pierderi ireversibile ale calităților necesare exploatării construcțiilor;

2. *Stările limite ale exploatării normale (SLE)*, care corespund întreruperii capacității de asigurare a unei exploatări normale a construcțiilor.

În cadrul stărilor limită ultime (SLU) se pot identifica de asemenea două categorii și anume:

A. SLU corespunzătoare solicitărilor produse de acțiunile obișnuite (permanente AP și variabile AV) cu frecvență mare de apariție.

Principalele fenomene care sînt avute în vedere în proiectarea la stările limită ultime din această categorie sînt:

— ruperile de diferite naturi (rupere plastică, rupere casantă, rupere prin oboseala materialului etc.);

— apariția unor deplasări remanente sau a unor deschideri de fisuri remanente excesive care compromit ireversibil capacitatea construcției de a satisface exigențele specifice destinației acesteia.

— pierderea stabilității formei a unei părți a construcției sau a construcției în ansamblu; așa cum este cunoscut, pentru construcțiile obișnuite, de beton armat, nu se pune problema unor fenomene de instabilitate, ci de apariția unor ruperi la niveluri inferioare ale încărcărilor ca urmare a unor efecte de ordinul doi la structurile din elemente comprimate cu zveltețe ridicată;

— pierderea stabilității poziției (prin răsturnare, lunecare etc.).

Cel mai adesea, pentru încărcările obișnuite în exploatarea construcțiilor, datorită specificului modului lor de aplicare, poate apărea posibilitatea unor solicitări de mare intensitate locală, afectînd oricare din elementele structurii sau chiar oricare din secțiunile acestor elemente. Din cerința evitării a orice fel de deteriorări structurale pentru toate elementele și secțiunile (prin ruperi sau apariția de deformații remanente) apare astfel condiția ca efortul „maxim” secțional (stabilit eventual și cu luarea în considerare a redistribuirii eforturilor datorită fisurării și deformațiilor postelastice), corespunzător valorilor celor mai defavorabile ale încărcărilor să nu depășească capacitatea portantă minimă a secțiunii respective (corespunzătoare, valorilor minime probabile ale rezistențelor betonului și armăturii), condiție exprimată analitic prin relația (1.1).

Este de observat că în anumite condiții și cazuri speciale de solicitare, cedarea nu se poate produce decît global pe ansamblul structurii. Situații de acest fel sînt cele caracterizate prin deplasări laterale importante ale structurilor, datorită unor încărcări orizontale (din vînt, sau efecte ale podurilor rulante) amplificate de efectele de ordinul doi, ca urmare a zvelteții ridicate a stîlpilor. Cedarea este dependentă în aceste situații (să ne referim de pildă, mai concret, la cazul halelor prefabricate parter) de deformabilitatea stîlpilor structurii, fiind un fenomen produs practic simultan în numeroase elemente și secțiuni. În consecință apare oportun să se definească o capacitate portantă globală, nu prin intermediul valorilor minime probabile ale rezistențelor materialelor, ca în cazurile curente, discutate anterior, ci prin valori mai apropiate de cele medii ale lor. În normele din C.S.I., de exemplu, pentru a ține seama, într-o manieră indirectă de caracterul global al cedării acestor structuri, se prescriu valori corectate, mai reduse, decît cele furnizate de teoria stabilității elastice, pentru stabilirea lungimilor de flambaj ale stîlpilor.

Verificările la stările limită ultime din această categorie exprimă în general condiții privind rezistența secțională.

În concepția actualelor prescripții de proiectare privind siguranța structurilor se urmărește deci să se evite orice degradări structurale cu caracter remanent din solicitările produse de acțiunile cu frecvență mare.

B. SLU corespunzătoare solicitărilor produse de unele acțiuni din categoria acțiunilor excepționale (AE), cu frecvență foarte mică de apariție la intensități maxime, acțiuni asociate, de cele mai multe ori, cu un regim dinamic de aplicare a încărcării (cutremure și explozii de mare intensitate).

Pe lângă raritatea producerii în viața construcțiilor, este important să se sublinieze și alte trăsături importante ale acțiunilor extraordinare, precum și ale modului particular în care se pune problema siguranței față de aceste acțiuni.

a. Intensitățile lor maxime probabile au un grad de incertitudine sensibil mai ridicat decît cel corespunzător încărcărilor variabile obișnuite.

b. Spre deosebire de efectul încărcărilor obișnuite (statice), la care solicitările depind în principiu numai de schema statică a construcțiilor, caracteristicile comportării structurale influențînd numai asupra redistribuirii solicitărilor (prin fisurare, prin deformații postelastice), în cazul principalelor acțiuni extraordinare, acțiunile seismice, solicitările depind direct de aceste caracteristici structurale (de rigiditate, de rezistență) și de variația lor în procesul repetării solicitărilor, constituind „răspunsul” construcției la acțiunea dinamică respectivă. Solicitățile au astfel o dublă dependență „istorică” și anume: de istoria dezvoltării acțiunii (de exemplu reprezentată prin accelerograma unui seism) și de istoria modificărilor proprietăților structurale în diferite zone critice ale construcției.

c. Capacitatea portantă a construcțiilor la acțiuni extraordinare de tip seismic sau explozii puternice are un specific „global” (ca în cazurile menționate mai sus pentru acțiuni statice traduse prin deplasări orizontale ale structurilor). În plus, datorită rarității solicitărilor celor mai intense și incertitudinii mai ridicate asupra nivelului lor de intensitate apare firesc ca, spre deosebire de solicitările obișnuite, să se admită inevitabilitatea unor deteriorări nestructurale sau chiar structurale. Problema de bază a siguranței față de aceste acțiuni se concentrează pe supraviețuirea construcțiilor (evitarea „colapsului”), vizîndu-se totodată protecția vieții și a sănătății oamenilor, a valorilor materiale și culturale, a continuității funcțiilor vitale social economice ale clădirii. Rezultă astfel principial și necesitatea limitării, pe cît posibil controlate, a deteriorărilor nestructurale sau structurale, limitare ierarhizată, după gradul de importanță pentru societate, a funcțiilor construcțiilor implicate.

d. În ce privește mărimile care caracterizează capacitatea de rezistență (privită într-un sens mai larg, ca o capacitate de evitare a cedării structurii în ansamblu), datorită specificului dinamic al principalelor acțiuni extraordinare considerate, acestea depind într-o măsură decisivă și de capacitatea generalizată de deformare a structurii (de obicei de deplasare laterală), asociată capacității de rezistență.

Din împrejurările subliniate anterior decurge concluzia de principiu că în ce privește mărimea parametrilor ce definesc caracteristicile mecanice ale structurilor (deci în ultimă instanță ale betonului și armăturii) trebuie folosite în aceste cazuri, valori mai apropiate de cele medii în locul valorilor minime probabile utilizate în proiectarea curentă.

În ceea ce privește stările limită ale exploatării normale (SLE) acestea sînt în general rezultatul:

- unor deplasări statice sau dinamice excesive;
- unei fisurări excesive.

După cum s-a menționat anterior, nivelul asigurării prin calcul se stabilește nu numai pe baza criteriilor ingineresti ci și pe baza unor considerente

de ansamblu ale intereselor societății, legate de condițiile și cerințele globale ale dezvoltării în fiecare etapă dată a vieții acesteia. Se poate aprecia că nivelul de siguranță corespunzător prescripțiilor de proiectare românești, deși în general mai redus decât cel asociat unei părți importante din prescripțiile naționale și internaționale (vest europene, americane, japoneze) este satisfăcător avînd în vedere experiența utilizării lor într-un interval de timp relativ îndelungat.

### 1.3. METODE PROBABILISTE DE CALCUL LA STĂRI LIMITĂ

Metodele de calcul care stau la baza prescripțiilor de proiectare structurală în construcții se caracterizează prin:

a. Considerarea sistematică a ansamblurilor de stări limită pentru diferitele categorii de construcții;

b. Considerarea naturii aleatoare a diferiților factori care afectează siguranța construcțiilor.

Natura aleatoare a factorilor de care depinde siguranța construcțiilor este analizată prin concepte probabilistice și analize statistice.

Din punctul de vedere al conceptelor probabilistice utilizate în fundamentarea prescripțiilor de proiectare se disting de obicei trei niveluri de analize a siguranței structurilor:

1. *Nivelul 1 (N1)*: procedeu semiprobabilistic în cadrul căruia se consideră independent variabilitatea aleatoare a diferiților factori, stabilindu-se corespunzător coeficienții parțiali de siguranță.

2. *Nivelul 2 (N2)*: procedeu probabilistic aproximativ în cadrul căruia se consideră simultan variabilitatea aleatoare a diferiților factori, stabilindu-se în mod aproximativ coeficienți de siguranță pentru diferite stări limită.

3. *Nivelul 3 (N3)*: procedeu probabilistic consecvent în cadrul căruia se consideră simultan variabilitatea aleatoare a diferiților factori, calculul bazîndu-se pe aproximări controlate.

Metoda de calcul care se utilizează în proiectarea curentă și care stă la baza standardului 10.107/0-90 corespunde nivelului N1, utilizînd coeficienți de siguranță parțiali.

Procedeele de nivel superior de analiză a siguranței (N2 și N3) pot fi utilizate în vederea calibrării valorilor coeficienților de siguranță parțiali din procedeu de nivel N1 iar, în proiectarea curentă, numai în situații speciale.

Verificarea siguranței structurale în proiectarea curentă constă în compararea convențională a unor valori de calcul, care caracterizează efectele acțiunilor aplicate construcțiilor, cu valori de calcul omoloage care caracterizează capacitatea construcțiilor de a rezista, respectiv valori care definesc stările limită ale construcțiilor.

Pentru fiecare din stările limită specifice unei construcții este necesară adaptarea cîte unui model de calcul, care să reflecte satisfăcător comportarea construcției. În mod evident, nivelul de precizie al modelului adoptat trebuie corelat cu nivelul de precizie și cu gradul de încredere al datelor de calcul.

Datele de bază ale calculului privesc:

a. acțiunile specifice construcției;

b. caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor (inclusiv ale terenului de fundare);

c. caracteristicile geometrice ale construcției și ale zonei de teren în interacțiune cu structura;

d. exigențele de performanțe structurale, specifice destinației construcției.

În esență asigurarea rezistenței construcțiilor exprimă faptul că inegalitatea:

$$S_{max} \leq R_{min} \quad (1.1)$$

pentru toate secțiunile structurii se realizează cu un înalt grad de probabilitate, sau invers, că probabilitatea nerealizării inegalității (1.1) este foarte redusă (fig. 1.1, a).

În relația (1.1) s-a notat:  $S_{max}$  — valoarea maximă corespunzătoare nivelului de probabilitate (de siguranță) acceptat al efectului încărcării asupra unei secțiuni (efortul secțional), funcție în primul rînd de parametrii aleatori ai acțiunilor;  $R_{min}$  — valoarea minimă, corespunzătoare nivelului de probabilitate (de siguranță) acceptat, al capacității de rezistență a secțiunii, în funcție de mărimile aleatoare al rezistenței materialelor, ale dimensiunilor elementelor etc.

În procedeu de nivel N1 de analiză a siguranței, numit în trecut și procedeu semiprobabilist, care stă la baza calculului cu prescripțiile curente de proiectare a construcțiilor de beton armat, se acceptă soluția simplificatoare de a analiza separat cei doi termeni al inegalității (1.1):

$$S_{max} \approx S(S_{1max}, S_{2max}, S_{3max} \text{ etc.}) \quad (1.2)$$

în care  $S_{1max}$  etc. sînt valorile maxime probabile ale efectelor încărcărilor (corespunzătoare de cele mai multe ori valorilor maxime probabile ale intensității

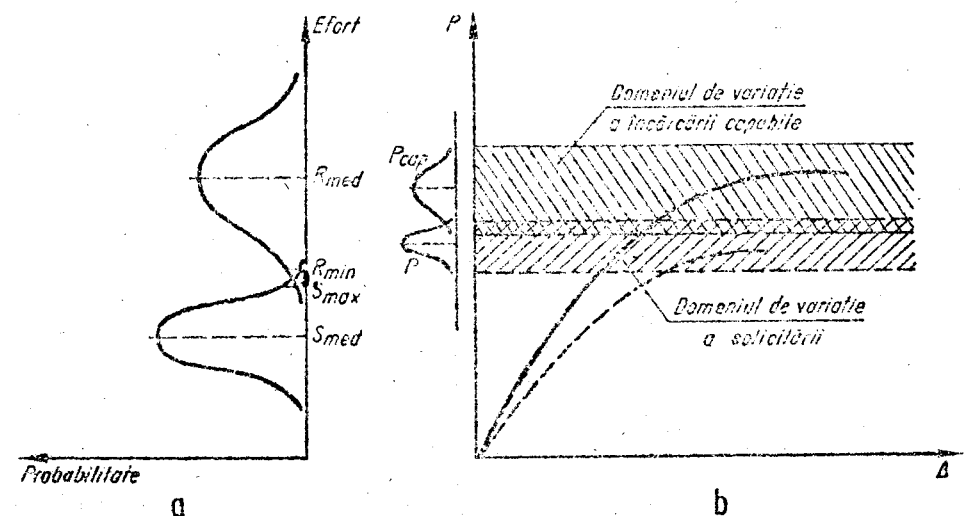


Fig. 1.1. Variațiile aleatoare ale eforturilor secționale și capacității (portante) secționale (a) și variația aleatoare a relației  $P_{cap} - \Delta$ , încărcare capabilă-deplasare în raport cu variația aleatoare a relației  $P - \Delta$ , încărcare aplicată elementului sau structurii și deplasarea corespunzătoare, (b).



încărcărilor și, numai în situații speciale și numai pentru încărcări permanente și valorilor minime probabile ale acestora) și

$$R_{min} \approx R(R_{b, min}, R_{s, min}) \quad (1.3)$$

unde  $R_{b, min}$  și  $R_{s, min}$  reprezintă valorile minime probabile ale rezistenței betonului și armăturii corelate cu condițiile de garantare a calității acestora prin prescripțiile specifice de produs și prin întreg sistemul de control al calității execuției lucrărilor.

Valorile maxime probabile ale intensităților încărcărilor și valorile minime ale rezistențelor sînt denumite tradițional „valori de calcul” și sînt stabilite astfel, ca în principiu, să aibă un grad de asigurare corespunzător (apropiat de 99,9%).

Valorile de calcul ale încărcărilor și ale rezistențelor sînt corelate cu valorile caracteristice (denumite obișnuit în prescripțiile din țara noastră valori normate) ale încărcărilor și ale rezistențelor, de cele mai multe ori definite statistic ca valori realizabile cu o probabilitate de cel puțin 95%. Valorile rezistențelor normate sînt corelate direct cu mărimile indicilor de rezistență care corespund diferitelor clase de beton sau mărci de armătură. Necesitatea introducerii valorilor caracteristice ale rezistențelor, alături de cele de calcul decurge din faptul că verificarea probabilității de realizare a valorilor de calcul ar reclama analiza unui număr inacceptabil de mare de probe prelevate, ceea ce nu se întîmplă în cazul gradului de asigurare asociat valorilor caracteristice. Pe lîngă faptul că servesc ca punți de legătură cu indicii de rezistență pentru diferitele calități de beton și de oțel, rezistențele caracteristice își găsesc uneori și o utilizare directă în calculul la stări limită ale exploataării normale, în care nivelul lor mai redus de asigurare este mai potrivit decît cel specific stărilor limită ultime.

În continuare relația (1.1) va fi utilizată sub forma

$$S_{max} \leq S_{sup} \quad (1.1')$$

unde  $S_{sup} = R_{min}$

La structurile static nedeterminate, la care încărcarea depinde de un singur parametru  $p$  (de exemplu, încărcarea echivalentă uniform distribuită, în cazul plăcilor de planșeu), în locul condiției de rezistență secțională (1.1') se poate folosi condiția de rezistență a elementului (structurii) static nedeterminat:

$$p_{max} \leq p_{sup} \quad (1.4)$$

De asemenea, în cazurile în care mecanismul de cedare a structurii are un caracter global, implicit prin deplasări laterale corelate datorită efectului existenței de șaibe orizontale rigide (la solicitări din vînt, acțiunea podurilor rulante, implicînd eventual efecte de ordinul doi), principal, condiția de siguranță pentru întreaga construcție ar trebui să capete forma (fig. 1.1, b):

$$P_{max} \leq P_{sup} \quad (1.5)$$

unde  $P_{max}$  și  $P_{sup}$  sînt valoarea extremă a forței orizontale generalizate (rezultanta forțelor orizontale) aplicată structurii, și respectiv valoarea forței pe care o poate prelua structura.

În cazul particular al acțiunii seismice, pentru care nivelul coborît al valorilor de calcul ale încărcării (vezi cap. 6) implică, în situațiile structurilor curente, atingerea capacității de rezistență structurale și incursiuni în domeniul

postelastice de deformare la acțiuni seismice intense, condiția de siguranță trebuie pusă sub forma:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{sup} \quad (1.6)$$

Cu  $\Delta_{max}$  și  $\Delta_{sup}$  s-au notat valoarea maximă a deplasării orizontale asociată forței orizontale generalizate, respectiv valoarea extremă a acestei deplasări pe care o poate suporta structura.

Ecarterul dintre cei doi termeni ai inegalității (1.6) se fixează în funcție de tipul și importanța construcției, ținînd seama de degradările care se pot admite pentru structură atunci cînd aceasta suportă efectul unui cutremur puternic.

În cazul acțiunii seismice valorile  $P_{sup}$ ,  $\Delta_{sup}$  precum și  $P_{max}$ ,  $\Delta_{max}$ , care depind direct de primele, implicînd calculul deplasărilor efective ale structurii, trebuie asociate în principiu, așa cum s-a menționat anterior, unor valori ale rezistențelor apropiate de cele medii.

În practica celor mai multe prescripții naționale sau internaționale de proiectare antisismice, inclusiv a celor din România, pentru a evita complicațiile în calculele implicate de activitatea curentă de proiectare se evită însă folosirea de valori diferite ale rezistențelor de calcul, adoptîndu-se convențional pentru toate cazurile valorile folosite pentru încărcările obișnuite („rezistențele de calcul”). Precizări suplimentare privind verificarea structurilor de beton armat la acțiunea seismică se dau în subcapitolul (1.6).

Este important de observat că în cazul structurilor static nedeterminate, siguranța globală a structurii este superioară siguranței secționale, exprimată prin condiția (1.1'). Într-adevăr, ca urmare a modului concret de realizare a elementelor de beton armat, în special a armării acestora, a variabilității eforturilor  $S_{max}$  și  $S_{sup}$ , plastificarea diferitelor secțiuni nu se realizează simultan. Ca urmare, valoarea încărcării corespunzătoare stadiului ultim al structurii (notată cu  $P_*$  în fig. 1.2), definită de formarea unui mecanism de cedare prin atingerea capacității de deformare într-una sau mai multe din

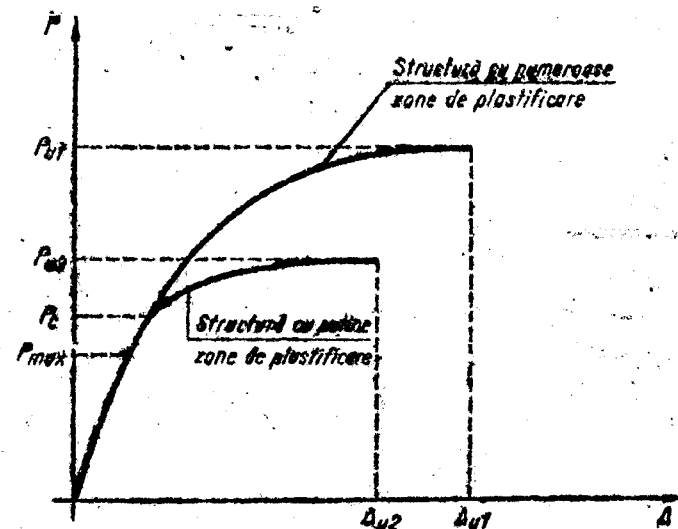


Fig. 1.2. Raportul între încărcarea ultimă și încărcarea corespunzătoare inițierii curgerii la structuri cu zone de plastificare numeroase și respectiv la structuri cu puține zone de plastificare.

zonele plastificate, vitale pentru stabilitatea structurii, este superioară valorii  $P_{max}$  a încărcării considerată în calcul, cu atât mai mult cu cât structura are un grad mai mare de nedeterminare.

Este de remarcat, de asemenea, că determinarea eforturilor secționale,  $S_{max}$ , în proiectarea curentă, pe baza unui calcul liniar elastic, se justifică prin relația practic liniară între încărcare și deplasare pînă la apariția primei articulații plastice (moment în care forța aplicată structurii are valoarea  $P_c$ , fig. 1.2) și prin asigurarea relației  $P_{max} \leq P_c$ , prin intermediul condiției (1.1) satisfăcute în toate secțiunile.

## 1.4. ACȚIUNI ÎN CONSTRUCȚII

### 1.4.1. Caracterizarea și clasificarea acțiunilor

Orice cauză capabilă se genereze stări de solicitare mecanică într-o construcție constituie o acțiune asupra respectivei construcții.

În calculele ingineresti acțiunile sînt modelate prin încărcări care prezintă sisteme de forțe, prin deplasări (de exemplu, tasările reazemelor la construcțiile static nedeterminate) sau deformații (de exemplu, efectul precomprimării, efectul variației de temperatură, climatice sau tehnologice sau al contracției betonului). Acțiunile sînt caracterizate de parametri care precizează modul de aplicare, punctele de aplicare, modul lor de distribuire în spațiu, evoluția în timp și intensitatea acestora.

Valoarea de referință a intensității, de regulă definită probabilistic și situată în domeniul valorilor celor mai ridicate ale intensităților, se numește intensitate *normală* și se notează  $q^n$ . În cazul cînd se dispune de date suficiente pentru prelucrări statistice se utilizează ca intensități normale valorile „caracteristice” definite printr-o probabilitate redusă specificată, de a fi depășită în sens defavorabil, pe un anumit interval de timp. Fac excepție acțiunile cu caracter permanent, la care valorile normale ale intensităților se determină pe baza valorilor medii statistice. În cazurile cînd lipsesc datele necesare determinării acestor valori pe bază de studii statistice sînt folosite valorile „nominale” deduse din experiența practică a proiectării și a exploatării construcțiilor.

Valorile de calcul ale intensității încărcărilor se stabilesc prin înmulțirea valorilor normale cu coeficienți ai acțiunilor (coeficienți ai încărcărilor). În funcție de natura acțiunilor, de natura stărilor limită la care se face verificarea și de categoria grupurilor de acțiuni (paragraful 1.4.2), se stabilesc mai multe valori de calcul ale intensităților (tabelul 1.1).

În legătură cu semnificația intensităților de calcul și a coeficienților din tabelul 1.1 sînt de făcut unele precizări:

- Valorile  $q^f$  reprezintă o limită superioară a intensităților, pentru care există probabilitate mare de a fi întîlnite într-o perioadă de timp scurtă;
- Valorile  $q^e$  sînt apropiate de media în timp a intensităților variabile;
- Unii dintre coeficienții acțiunilor pot avea două valori, dintre care se alege pentru verificări cea care conduce la situația de calcul cea mai defavorabilă.

Acțiunile considerate în calculul construcțiilor se clasifică după mai multe criterii ca de exemplu proveniență, mod de aplicare, distribuție, efectul asupra

Nr. crt.	Intensitățile de calcul considerate	Coefficienți ai acțiunilor aplicate intensităților normale	Verificările la care se utilizează
1	Intensitatea de calcul la capacitatea portantă $q$	$\gamma_F$	Verificări la stările limită ultime de rezistență și de stabilitate, sub acțiunea grupărilor fundamentale
2	Intensitatea de calcul de exploatare $q^E$	1	Verificări la stările limită ale exploatații normale, sub efectul încărcărilor totale de exploatare
3	Intensitatea de calcul frecvent întîlnită $q^f$	$\psi_1$	Verificări la stările limită ale exploatații normale sub efecte de durată și la stări limită ultime sub acțiunea unor grupări speciale
4	Intensitatea de calcul cvasipermanentă $q^c$	$\psi_2$	Verificări la starea limită ultimă de oboseală.

comportării mecanice a construcției (din acest punct de vedere se disting acțiuni statice și acțiuni dinamice). Din punct de vedere al regulilor de verificare a siguranței construcțiilor, principalul criteriu de clasificare a acțiunilor este *frecvența* cu care acțiunile sînt întîlnite la diferite intensități.

Clasificarea acțiunilor și definirea lor din acest punct de vedere sînt cele din tabelul 1.2.

Tabelul 1.2 Clasificarea acțiunilor

Nr. crt.	Categoriile de acțiuni	Simbol	Caracterizare
1	permanente	AP	Se aplică în mod continuu, cu o intensitate practic constantă în raport cu timpul.
2	variabile	AV	Variază sensibil în raport cu timpul; pot lipsi total în anumite intervale de timp și prezintă o probabilitate ridicată de a fi întîlnite la intensități ridicate, de mai multe ori pe durata vieții unei construcții
	— cvasipermanente	AC	Se aplică în intensități ridicate pe durate lungi sau în mod frecvent.
	— tranzitorii	AT	Intensitatea lor variază sensibil în raport cu timpul sau/și se poate anula pe intervale lungi de timp.
3	excepționale	AE	Apar foarte rar, eventual niciodată în viața unei construcții la intensități semnificative

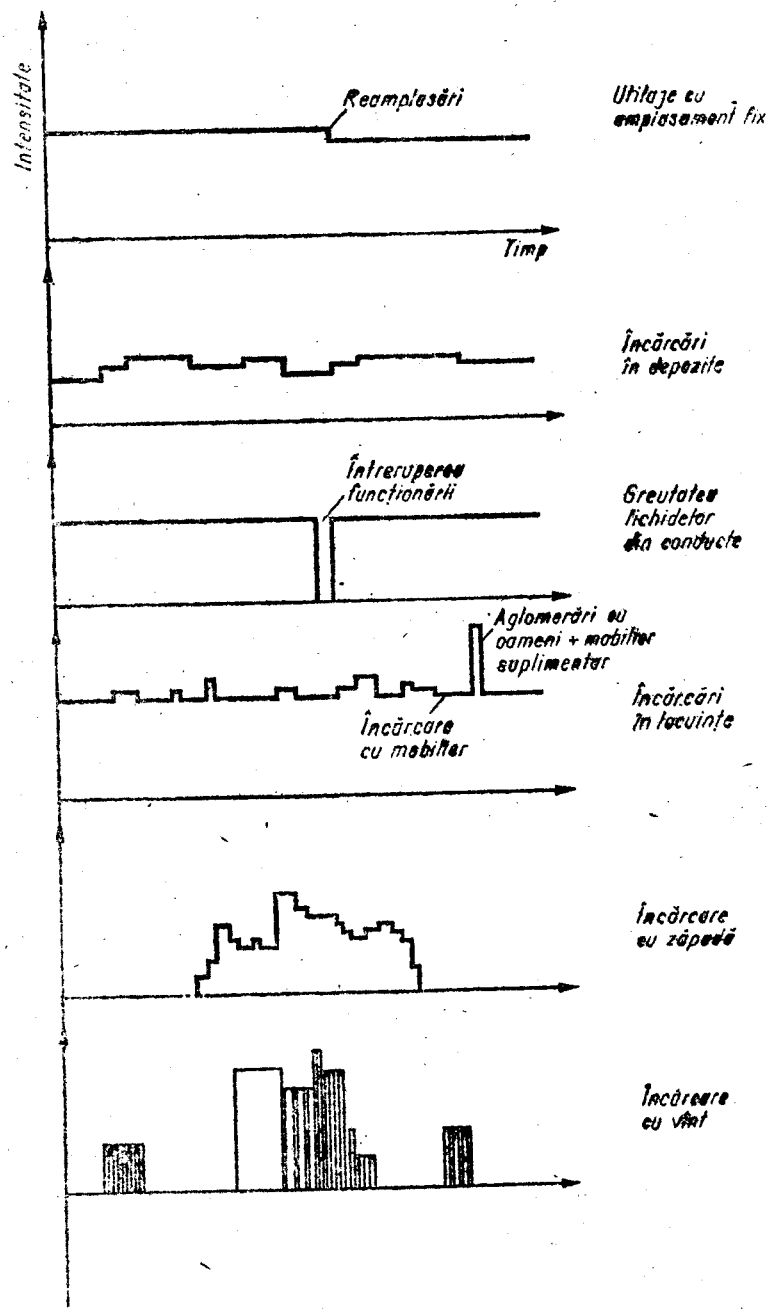


Fig. 1.3. Variabilitatea în timp a intensității încărcărilor variabile.

Valorile normate ale intensităților acțiunilor permanente (AP) se definesc, de regulă, pe baza valorilor medii statistice. Valorile normate date în standard, pentru acțiunile cvasipermanente (AC) corespund unor intensități frecvent întâlnite, în timp ce valorile normate ale acțiunilor tranzitorii (AT) corespund unor intensități rar întâlnite.

Considerarea variabilității acțiunilor în raport cu timpul prezintă importanță în ceea ce privește:

- probabilitatea suprapunerii mai multor acțiuni, cu diferite intensități, asupra unor elemente sau construcții, la analiza comportării la diferite stări limită (diferențiată între cazul încărcărilor obișnuite folosite în grupările fundamentale și cel al încărcărilor extraordinare, foarte rare la intensități ridicate, folosite la grupările speciale ale acțiunilor);

- posibilitatea apariției unor efecte de curgere lentă sau de oboseală, datorită unor acțiuni de lungă durată sau repetate de un număr mare de ori.

În fig. 1.3 sînt reprezentate schematic variațiile în timp ale intensităților încărcării pentru unele acțiuni variabile. Se pot identifica acțiunile cvasipermanente, care se aplică cu intensitate ridicată pe durate lungi sau în mod frecvent, de exemplu greutatea utilajelor cu amplasament fix, încărcările din depozite, presiunea gazelor, a lichidelor sau a mediilor pulverulente în recipiente și conducte etc.

Celelalte acțiuni prezintă variații sensibile ale intensității încărcării în raport cu timpul; acestea sînt *acțiuni tranzitorii*.

În cazul unora dintre acestea (de exemplu încărcarea cu mobilier din locuințe) o anumită fracțiune a încărcării maxime, cu o valoare moderată, are o intensitate practic constantă. În alte cazuri (încărcarea cu zăpadă în regiuni în care aceasta se conservă un interval de timp relativ important, intensitatea încărcării nu scade pericade lungi de timp. Aceste fracțiuni care se mențin în tot timpul exploatării sau pe intervale lungi de timp prezintă fracțiuni de lungă durată ale încărcării tranzitorii și sînt denumite *intensități frecvent întâlnite ale încărcării* și se obțin prin înmulțirea intensităților normate cu coeficientul  $\psi_1$ .

Pentru încărcările repetate care provoacă fenomenul de *oboseală* (de exemplu, încărcarea din poduri rulante), este important să se pună în evidență valoarea intensității care intervine de un număr foarte mare de ori și de care depinde direct apariția fenomenului de oboseală. Aceasta se denumește intensitate *cvasipermanentă* și se obține prin înmulțirea intensităților normate cu coeficientul  $\psi_2$ , fiind utilizată în verificările la starea limită de oboseală.

#### 1.4.2. GRUPAREA ACȚIUNILOR

Calculul elementelor și structurilor de construcții la diferite stări limită, se face luînd în considerare combinațiile defavorabile, practic posibile, ale acțiunilor reprezentate prin schemele de încărcare.

Grupările utilizate în calcul se împart în două categorii principale:

- grupări fundamentale (GF) în care intervin AP, AC și AT
- grupări speciale (GS), în care intervin AP, AC, AT și AE.

AP se iau în considerație în toate cazurile, în timp ce AC și AT se iau în considerație cînd efectele lor sînt defavorabile pentru verificarea la starea limită considerată. AE se iau în considerație numai în grupările speciale.

Grupările alcătuite în vederea calculului structurilor diferă de regulă în funcție de starea limită considerată.

La formarea grupărilor de acțiuni se introduc valorile de calcul ale intensităților încărcărilor (tabelul 1.1) corespunzătoare verificării la diferitele stări limită. Astfel se afectează după caz valorile normate cu coeficienții  $\gamma_F$  în cazul stărilor limită ultime în grupări fundamentale, cu coeficienții  $\psi_1$  în cazul stărilor limită ale exploatații normale și în cazul stărilor limită ultime în grupări speciale, sau cu coeficienții  $\psi_2$  în cazul stării limită ultime de oboseală.

De asemenea, în cazul acțiunii mai multor acțiuni variabile se introduc coeficienții de grupare  $\psi_0$  ( $\psi_0 \leq 1$ ) prin care se ține seama de probabilitatea redusă de apariție simultană a acestora la parametrul cel mai defavorabil, obținându-se astfel o asigurare mai rațională în raport cu diferite stări limită.

STAS 10.101/0A „Acțiuni în construcții și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale” prevede două proceduri pentru stabilirea valorilor coeficienților din grupare și anume:

- se adoptă o valoare  $\psi_0$  unică, pentru toate acțiunile tranzitorii:
  - 1,0 în cazul unei singure AT,
  - 0,9 în cazul a două sau trei AT,
  - 0,8 în cazul a patru sau mai multe AT.
- Se adoptă valori  $\psi_0$ , diferențiate pentru diferitele acțiuni tranzitorii:
  - 1,0 pentru AT cu efecte mai importante,
  - 0,8 pentru următoarele două AT,
  - 0,6 pentru celelalte AT.

La stările limită ale exploatații normale, pentru verificări sub efectul încărcărilor totale de exploatare, se consideră cel mult două AT.

Regulile de formare a grupărilor, pentru diferite stări limită sint date în tabelul 1.3, în care s-a notat:  $P^{(*)}$  — intensitatea normată a încărcărilor corespunzătoare AP;  $C^{(*)}$  — idem, corespunzătoare AC;  $T^{(*)}$  — idem corespunzătoare AT;  $E^{(*)}$  — idem, corespunzătoare AE;  $T_{ob}^{(*)}$  — intensitatea normată a încărcărilor tranzitorii care produc oboseală;  $T_{ob\ max}^{(*)}$  și  $T_{ob\ min}^{(*)}$  reprezintă caracteristicile extreme ale ciclului de solicitare la care se face calculul;  $T_1^{(*)}$  — intensitatea normată a încărcărilor tranzitorii care intervin în grupările de acțiuni corespunzătoare stării limită de oboseală, dar care nu produc oboseală.

De regulă, elementele de beton armat se verifică la stările limită ale exploatații normale la efectul componente de lungă durată a încărcării.

În unele cazuri este necesar să se țină seama de probabilitatea mai redusă de a se realiza valorile normate ale încărcărilor variabile, distribuite pe suprafețe relativ mari sau pe un număr mare de niveluri. În aceste situații se introduc coeficienții suplimentari (de simultaneitate) conform STAS 10.101/A-1, pentru grinzile principale și pentru elementele portante verticale.

Coeficienți similari se introduc și pentru încărcările datorate podurilor rulante (STAS 10.101/2 A-2).

Acești coeficienți nu se suprapun cu coeficienții  $\psi_1$  și  $\psi_2$ . În consecință, coeficienții de simultaneitate sint introduși numai pentru verificări la stări limită de rezistență și de stabilitate, sub efectul grupărilor fundamentale de acțiuni.

În cazul acțiunilor cu caracter dinamic, intensitățile normate ale încărcărilor se afectează cu coeficienții dinamici, conform prescripțiilor specifice (STAS 10.101/2 A-2, STAS 10.101/20).

Tabelul 1.3. Gruparea încărcărilor pentru verificarea la diferite stări limită

Nr. crt.	Stările limită la care se face verificarea	Grupări de încărcări	
		Fundamentale (GF)	Speciale (GS)
1	De rezistență și de stabilitate	$\sum_i \gamma_{Fi} P_i^{(*)} + \sum_i \gamma_{Fi} C_i^{(*)} + \sum_i \psi_0 \gamma_{Fi} T_i^{(*)}$	$\sum_i P_i^{(*)} + \sum_i C_i^{(*)} + \sum_i \psi_1 T_i^{(*)} + E_i^{(*)}$
2	Stări ultime	— pentru efortul maxim: $\sum_i P_i^{(*)} + \sum_i C_i^{(*)} + \sum_i \psi_{0F} T_i^{(*)} + T_{ob\ max}^{(*)}$	nu se fac asemenea verificări
		— pentru efortul minim: $\sum_i P_i^{(*)} + \sum_i C_i^{(*)} + \sum_i \psi_{0T} T_i^{(*)} + T_{ob\ min}^{(*)}$	
3	Verificări sub efectul încărcărilor totale de exploatare	$\sum_i P_i^{(*)} + \sum_i C_i^{(*)} + \sum_i \psi_1 T_i^{(*)}$	nu se fac asemenea verificări
	Verificări sub efectul fracțiunilor de lungă durată	$\sum_i P_i^{(*)} + \sum_i C_i^{(*)} + \sum_i \psi_2 T_i^{(*)}$	
4	Stări limită ale exploatații normale		

## 1.5. CARACTERIZAREA MATERIALELOR, A ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚII A STRUCTURILOR ȘI A TERENURILOR DE FUNDARE

În verificarea siguranței construcțiilor intervin caracteristicile de rezistență, de rigiditate, de inerție și de absorbție de energie ale materialelor de construcții, ale elementelor de construcții, ale structurii în ansamblu precum și ale terenului de fundare.

În calculele inginerești, aceste caracteristici sînt introduse prin modele matematice, care definesc modul lor de considerare în calcule. Pornind de la caracteristicile materialelor, pe baza ipotezelor și procedeelelor Mecanicii construcțiilor se pot stabili caracteristicile corespunzătoare ale elementelor și ale structurii în ansamblu (de exemplu, rigiditatea relativă de nivel, capacitatea de rezistență sau capacitatea de absorbție de energie a unui element sau a structurii).

Modelele adoptate trebuie să fie de așa natură, încît să permită evidențierea naturii aleatoare a valorilor care reprezintă datele de bază ale calculului, respectiv a caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor, a caracteristicilor geometrice ale secțiunilor. În cazurile curente se admite că variabilitatea aleatoare a caracteristicilor de material este omogenă pe întreaga întindere a unei secțiuni, a unui element sau a unei structurii.

Valorile normate pentru caracteristicile materialelor se stabilesc astfel:

a. *Valorile normate* ale rezistențelor materialelor se definesc ca *valori caracteristice*, respectiv valori minime cu asigurare de minimum 95%, în condițiile unei calități a materialelor care corespunde calității garantate prin prescripțiile referitoare la aceste materiale. Practic, însă, pentru oțelul folosit ca armătură, gradul de asigurare adoptat pentru valoarea normată este mai ridicată (97,7%), avînd în vedere efectul suplimentar semnificativ al variabilității dimensionale în cadrul toleranțelor admise care pot deveni mai importante la diametre mai mici.

Noile prescripții asociază pentru prima dată la noi în țară indicele de calitate a betonului, cîșua, cu rezistența caracteristică, înlocuindu-se vechiul indice, marca, asociată teoretic valorii medii a rezistențelor, dar care, de fapt, avea o valoare strict convențională, necorespunzînd practic valorilor medii concrete dintr-o construcție dată. În afara avantajului consecventei de principiu cu conceptul de siguranță de la baza metodei de calcul utilizată la noi în țară și în marea majoritate a prescripțiilor străine, noul mod de definire al rezistenței mecanice a betonului crează condiții mai bune pentru asigurarea omogenității valorilor de calcul ale rezistențelor, indiferent de gradul de omogenitate al producției diferiților furnizori de beton.

b. *Valorile normate* ale modulilor de elasticitate ale caracteristicilor pămînturilor (unghi de frecare internă, caracteristici de coeziune, moduli de deformare) se stabilesc, de regulă, ca valori medii statistice.

Valorile de calcul ale caracteristicilor de material rezultă din modificarea în sens defavorabil a valorilor normate, de regulă prin aplicarea unui coeficient parțial de siguranță pentru material.

Astfel, *rezistențele de calcul de bază* ale materialelor se determină afectînd valorile normate printr-un coeficient de siguranță pentru material, prin care se ține seama de posibilitățile de a nu se atinge valorile normate, de variabilitatea statistică a calității materialelor și/sau a caracteristicilor geometrice ale elementelor de construcții.

Valorile de calcul de bază ale rezistențelor se afectează, cînd este necesar, de coeficienți ai condițiilor de lucru pentru material, prin care se iau în considerare abaterile sistematice datorită diverșilor factori și/sau se corectează aproximațiile introduse în modelul de calcul (de exemplu coeficienții condițiilor de lucru pentru betonul nearmat, pentru betonul din elementele comprimate sau pentru oțelul din armăturile sudate în calculul la oboseală).

*Valorile de calcul ale parametrilor de rezistență* ai secțiunii, elementelor, eventual ai structurii în ansamblu, se stabilesc pe baza modelelor de calcul adoptate pentru diferite solicitări.

În caz de necesitate aceste valori se afectează de coeficienți ai condițiilor de lucru, diferențiați în funcție de natura solicitării, de modul de cedare etc., prin care se corectează simplificările admise în calcul sau/și prin care se consideră abaterile sistematice ale diferiților factori. Asemenea corecții pot fi introduse, după caz, pentru evaluarea capacității portante a elementelor cu secțiuni relativ reduse, pentru evaluarea capacității de rezistență a unor zone de îmbinare etc.

## 1.6. VERIFICAREA LA STĂRILE LIMITĂ

Verificarea secțiunilor, a elementelor de construcție, a structurilor în ansamblu se efectuează în practică pe baza unui procedeu de nivelul *N7*, definit la paragraful 1.3.1. Pentru verificarea la diferitele stări limită considerate se definesc situații de calcul caracterizate printr-un stadiu de comportare a elementului de beton armat, un ansamblu de acțiuni și un ansamblu de condiții de exploatare.

Situațiile de calcul pot fi clasificate după cum urmează:

a. *Situații de durată*, avînd o durată de timp compatibilă cu durata de exploatare prevăzută pentru construcție;

b. *Situații tranzitorii*, care au o durată scurtă, dar o probabilitate ridicată de apariție;

c. *Situații excepționale*, care au o durată scurtă și o probabilitate redusă de a apărea.

Verificarea se efectuează prin compararea unor parametri ai grupărilor de acțiuni date, cu valori omoloage corespunzătoare apariției diferitelor stări limită.

În funcție de natura stării limită considerate verificarea poate consta în:

— *compararea eforturilor secționale cu eforturile capabile ale secțiunilor* (în cazurile elementelor de beton armat obișnuite pentru care se admite redistribuirea plastică a tensiunilor pe secțiune); pentru elemente static nedeterminate se admite redistribuirea eforturilor datorită fisurării și deformării postelastice, astfel încît calculul poate lua forma comparării încărcării maxime pe element cu mărirea încărcării capabile stabilită luînd în considerare mecanismul real de cedare (de obicei, cu formarea de articulații plastice);

— *compararea deformațiilor elementelor de construcție cu deformațiile capabile* (a căror depășire implică ruperea elementelor);

— *compararea deplasărilor statice sau a amplitudinii deplasărilor dinamice, cu valorile limită omoloage* (în cazul verificării unor condiții de exploatare);

— *compararea deschiderii fisurilor cu deschiderile limită* etc.

Pentru cazurile elementelor calculate cu metodele teoriei elasticității (de exemplu elemente masive cu dimensiuni apropiate pe cele trei direcții), neluând în considerare comportarea reală a betonului armat (efectele fisurării, ale deformațiilor postelastice) prescripțiile anterioare admiteau și o verificare bazată pe compararea eforturilor unitare calculate cu rezistențele „de calcul”.

Astăzi, odată cu dezvoltarea metodelor mai avansate de modelare discretizată a elementelor de construcție bi și tridimensionale și de folosire a metodelor de calcul automat există posibilitatea luării mai corecte în considerare a fenomenelor de cedare reală a acestor elemente, ținând seama și de efectul fisurării betonului și de comportarea postelatică a armăturii și betonului, de conlucrare dintre beton și armătură.

Chiar în situația în care starea de eforturi în elementele bi și tridimensionale se stabilește prin metode de calcul în domeniul elastic este recomandat, pentru consecvență și pentru evidențierea comportării betonului la stadiul de rupere, să se compare eforturile secționale de calcul (obținute prin însumarea eforturilor unitare în secțiune) cu eforturile capabile ale secțiunilor de beton armat.

Valorile de calcul ale parametrilor care caracterizează acțiunile, respectiv materialele, elementele de construcție sau structurile se determină conform precizărilor de la paragrafele 1.4 și 1.5 (respectiv conform prevederilor capitolelor 4 și 5 din STAS 10.100/0). Grupările de acțiuni se stabilesc conform precizărilor de la paragraful 1.4.2.) respectiv a prevederilor capitolului 7 din STAS 10.100/0).

Precizări suplimentare apar necesare în legătură cu verificările structurilor de beton armat la stările limită ultime corespunzătoare acțiunilor excepționale (SLU din categoria B, în clasificarea de la paragraful 1.2), în special a celor seismice.

Este cunoscut faptul că dimensionarea structurilor de beton armat la aceste stări limită are un caracter convențional. Valorile de calcul ale intensității încărcării sînt, de regulă, sensibil mai reduse decît cele corespunzătoare unui răspuns seismic elastic al structurii, valorile de calcul ale rezistențelor materialelor (beton și armătură) fiind considerate aceleași ca în cazul celorlalte stări limită ultime. În aceste condiții, capacitatea unei structuri de a depăși fără prăbușire un cutremur de intensitate mare depinde în mod decisiv de capacitatea sa de a se deforma în domeniul postelatic și de a absorbi și a disipa energia indusă de cutremur.

Reflectînd stadiul de comportare a structurii din vecinătatea prăbușirii, situație în care sînt mobilizate toate rezervele de rezistență și de deformabilitate ale secțiunilor structurii, verificările privind capacitatea portantă și capacitatea de deformare a secțiunilor și a structurii în ansamblu (sau a capacității energetice care le înglobează pe amîndouă) ar trebui, în principiu, să se bazeze după cum s-a arătat în pragrafele 1.2 și 1.3. pe valorile medii ale rezistențelor betonului și armăturii, pe considerentul că aceste valori au o probabilitate mult mai mare de apariție simultană în toate secțiunile structurii decît valorile de calcul (valori minime probabile).

Este evident că trebuie să se facă distincție, din acest punct de vedere, între structurile cu numeroase zone plastice potențiale și numeroase „rezerve de rezistență” (cu grad mare de nedeterminare statică) și structurile cu puține zone plastice potențiale și puține „rezerve de rezistență”.

Pe de altă parte este cunoscut faptul că deformabilitatea (capacitatea de deformare) unei secțiuni, a unui element sau unei structuri sau capacitatea acestora de absorbție a energiei prin deformare, mărimi ce intervin

în verificările directe ale structurilor la o acțiune seismică precizată nu se pot cuantifica realist, ca și în cazul oricărui alt fenomen fizic decît pe baza valorilor efective (deci apropiate de cele medii din punct de vedere statistic) ale rezistențelor materialelor.

De asemenea, deoarece în verificările la diferite solicitări (de exemplu la încovoiere și forță tăietoare) intervin cu ponderi diferite, corespunzător mecanismelor de rezistență la solicitările respective, rezistențele betonului la compresiune, la întindere și rezistența oțelului, caracteristici cu variabilități diferite, corelarea capacităților de rezistență la aceste solicitări asociate mecanismului de plastificare al structurii, specifică proiectării antiseismice moderne, se poate face principial cel mai corect considerînd valorile medii ale rezistențelor. Această apreciere apare și mai justă atunci cînd se pune problema corelării capacității portante a structurii și a terenului de fundare.

În asemenea proceduri ar urma să se folosească coeficienți de siguranță unici, afectînd global capacitatea portantă.

Numai rațiuni de a nu complica excesiv proiectarea curentă a structurilor (inclusiv a celor de beton armat) au făcut ca în cele mai multe dintre prescripțiile de proiectare naționale, inclusiv în cele din țara noastră, să se păstreze o procedură unică bazată pe valori de calcul identice pentru cazul acțiunilor excepționale și a celor obișnuite, în care se verifică explicit de regulă numai capacitatea de rezistență, în raport cu încărcările seismice convenționale de calcul, în timp ce verificarea capacității de deformare are un caracter implicit și aproximativ, efectuîndu-se în mare parte și prin intermediul unor criterii constructive de alcătuire a secțiunilor. Este de subliniat faptul că în acest fel nu se poate controla, decît într-o manieră foarte aproximativă, asigurarea structurii în raport cu acțiunile excepționale. Ediții viitoare ale prescripțiilor de proiectare antiseismice vor trebui probabil să ia în considerare și procedee de proiectare mai riguroase pentru aceste categorii de acțiuni.

În capitolul 6 sînt tratate în detaliu aspectele specifice ale proiectării antiseismice a structurilor de beton armat.

## 2.

# CARACTERISTICILE DE CALCUL ALE BETONULUI

În acest capitol sînt prezentate și comentate acele caracteristici de calcul ale betonului care sînt fie prezentate direct fie considerate indirect în prevederi de calcul și alcătuire constructivă cuprinse în STAS 10.107/0-90.

Pentru o prezentare mai completă a caracteristicilor de calcul ale betonului se pot consulta tratate de specialitate ca de exemplu [44, 70] sau raportul general al lui H. Aoyama [11] prezentat la simpozionul AICAP-CEB de la Roma în 1979, precum și cap. VII din lucrarea [10].

### 2.1. CLASA BETONULUI

STAS 10107/0-90 reprezintă prima prescripție de proiectare a betonului armat în țara noastră în care caracteristicile betonului sînt date în funcție de clasa sa. Sînt considerate următoarele clase: Bc 3,5; Bc 5; Bc 7,5; Bc 10; Bc 15; Bc 20; Bc 25; Bc 30; Bc 35; Bc 40; Bc 50; și Bc 60. Cifrele care definesc clasa betonului reprezintă valoarea în N/mm<sup>2</sup> (MPa) a rezistenței caracteristice la compresiune determinată pe cuburi cu latura de cca 140 mm, păstrate în condiții standard și încercate conform STAS 1275-81. Mărimea rezistenței caracteristice ( $R_{b,k}$ ) este definită probabilistic ca valoarea sub care se pot plasa cel mult 5% din valorile individuale determinate (fig. 2.1). În alte țări determinarea rezistenței la compresiune se face pe cilindri cu

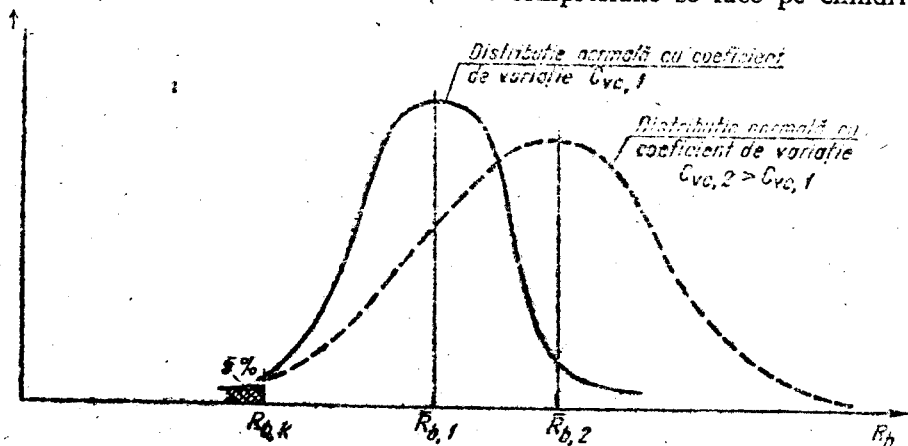


Fig. 2.1.

diametrul de circa 150 mm și înălțimea de circa 300 mm. Dsigur că, la aceeași calitate de beton, rezistența obținută pe asemenea probe cilindrice este semnificativ diferită de cea obținută pe cuburi ( $R_{cyl} \approx 0,9 R_{cub}$ ) și deci clasele determinate pe cilindri apar superioare celor determinate pe cuburi.

Dacă se consideră o distribuție statistică normală a valorilor rezistențelor la compresiune, caracterizată de media  $\bar{R}_b$  și coeficientul de variație  $C_{vc}$ , atunci între  $R_{b,k}$  și  $\bar{R}_b$  există relația

$$R_{b,k} = \bar{R}_b(1 - 1,645 C_{vc}) \quad (2.1)$$

Marca betonului folosită anterior în țara noastră reprezenta valoarea în kgf/cm<sup>2</sup> a rezistenței medii teoretice  $\bar{R}_b$ , prevăzută în prescripțiile de proiectare pentru o valoare normată a coeficientului de variație  $C_{vc} = 15\%$ . În execuție, pentru realizarea mărcii de proiect, funcție de variabilitatea reală înregistrată în calitatea betonului, rezistența medie reală pe cuburi (denumită impropriu „mărcă reală”) era adeseori mai mare, datorită depășirii în practică a valorii normate a coeficientului de variație, iar uneori putea fi acceptată și mai mică, atunci cînd valoarea  $C_{vc}$  era sub 15%. Apăreau astfel evidente atît artificialitatea folosirii noțiunii de mărcă pentru asigurarea indicelui de rezistență a betonului cît și complicațiile din practica urmăririi cu metode statistice a calității betonului.

Pe baza relației (2.1) și a valorilor curente întîlnite în țara noastră pentru  $C_{vc}$ , echivalarea între clasa betonului și marca betonului se poate face conform tabelului 2.1 [104]. Se poate observa că, pentru a realiza un beton de o anumită clasă, apare mai evidentă posibilitatea producătorului de beton de a reduce valoarea medie a rezistenței și deci de a reduce consumul de resurse și costul, dacă reușește să asigure un nivel corespunzător de omogenitate a preparării betonului. Totodată, în cazul unei producții neomogene cu variabilitate mare a rezistențelor (valori mari ale coeficientului de variație  $C_{vc}$ ) apare mai evidentă obligativitatea creșterii valorii medii a rezistențelor pentru a asigura clasa de beton prescrisă. Se obțin astfel avantaje în metodologia urmăririi și dirijării calității betonului care, odată cu introducerea unei cerințe mai simple și clare, permite mai multă elasticitate executantului în realizarea calității prescrise.

Tabelul 2.1. Valorile echivalente ale mărcilor de beton corespunzătoare diferitelor clase de beton

Clasa betonului	Marca echivalentă
Bc3,5	B50
Bc5	B75
Bc7,5	B100
Bc10	B150
Bc15	B200
Bc20	B250
Bc25	B330
Bc30	B400
Bc35	B450
Bc40	B500
Bc50	B600
Bc60	B700

Pentru betoanele cu agregate ușoare, denumite în continuare betoane ușoare, clasele folosite sînt limitate superior la Bc 35, inclusiv. La aceste betoane, pe planurile de execuție se indică atît clasa de rezistență cît și categoria de densitate. Acestea se determină conform tabelului 2.2

Tabelul 2.2. Categoriile de densitate ale betoanelor cu agregate ușoare

Categoria de densitate	Densitatea betonului uscat la masă constantă kg/m <sup>3</sup>
1,6	1501 .... 1600
1,7	1601 .... 1700
1,8	1701 .... 1800
1,9	1801 .... 1900
2,0	1901 .... 2000

Observație. Cînd greutatea elementelor nu este stabilită prin măsuri directe, greutatea proprie se stabilește adăugînd 50 kg/m<sup>3</sup> la densitatea aparentă maximă a subcategoriilor de densitate considerate.

În general se recomandă adoptarea următoarelor clase minime:

- Bc 7,5, pentru elemente de rezistență din beton simplu;
- Bc 15, pentru elemente din beton armat, monolit sau prefabricat;
- Bc 25, pentru elemente din beton precomprimat cu armături pre-tensionate de tip PC;
- Bc 30, pentru elemente din beton precomprimat cu armături pre-tensionate trefilate (toroane, fascicole, sîrme, lițe);

Alegerea clasei de beton se face ținînd seama atît de considerente de rezistență cît și de necesitatea asigurării durabilității betonului și a armăturii pentru condiții de exploatare date. În funcție de aceste condiții în standard sînt date criterii mai nuanțate pentru clase minime ale betonului. Astfel, pentru elementele de construcții puțin solicitate, situate în medii neagresive, clasele minime de beton precizate anterior se pot reduce.

În cazurile în care mărirea clasei de beton conduce la o reducere importantă a secțiunii de beton se recomandă adoptarea unor clase de beton superioare valorilor minime precizate anterior.

De asemenea, considerente de asigurare a durabilității (în special avînd în vedere evitarea corodării armăturii) în condiții de mediu cu agresivitate sporită pot duce la justificarea economică a folosirii unor clase mai ridicate. Deteriorarea timpurie a construcțiilor de beton armat, cu efecte profund dăunătoare (inclusiv economice) poate fi total evitată prin folosirea unor clase de beton mai ridicate care, în cazul realizării corespunzătoare, conferă compactitate mărită și deci sensibilitate mai redusă la efectele agresivității mediului. Implicațiile mai largi ale problemei durabilității și protecției contra coroziunii ale elementelor și construcțiilor de beton armat cer o tratare mai adîncită a problemei, care depășește sensibil spațiul oferit lucrării de față, astfel încît observațiile de principiu de mai sus nu sînt detaliate în continuare. Date suplimentare se pot găsi în lucrările Conferinței a XII-a de betoane (Iasi 1984). Ca prescripții specifice de proiectare în țara noastră se pot menționa [109].

## 2.2. REZISTENȚELE BETONULUI

Rezistența la compresiune folosită în calculul elementelor de construcții de beton armat în țara noastră și în alte țări (de ex. țările C.A.E.R., R.F.G. ș.a.) se consideră a corespunde rezistențelor obținute prin încercări la compresiune pe prisme cu secțiunea egală cu a cuburilor pe care se determină clasa (150 mm × 150 mm) și înălțimea egală cu de 3—4 ori latura secțiunii. În țările care definesc clasa prin încercări pe cilindri se folosește în calcul drept rezistență la compresiune valoare  $R_{ck} = 0,85 R_{cil}$ .

În STAS 10 107/0-90, rezistența caracteristică a betonului la compresiune este determinată cu relația:

$$R_{ck} = (0,87 - 0,002 R_{bk}) R_{bk} \quad (2.2),$$

unde  $R_{bk}$  este rezistența caracteristică a betonului la compresiune pe cub adică clasa betonului. În relația (2.2), ca de altfel în toate relațiile care urmează, valorile rezistențelor sînt exprimate în N/mm<sup>2</sup> (MPa).

Pentru determinarea rezistenței caracteristice la întindere a betonului, STAS 10.107-90 dă relațiile:

$$R_{tk} = 0,22 \sqrt[3]{R_{ck}^2}, \quad (2.3)$$

în cazul betonului cu agregate normale, și

$$R_{tk,u} = R_{tk} \left( 0,3 + \frac{0,7 \delta}{2400} \right) \quad (2.4)$$

unde  $\delta$  este densitatea aparentă a betonului ușor conform tabelului 2.2, în cazul betonului cu agregate ușoare.

Pentru clasele de beton folosite în țara noastră valorile  $R_{ck}$  și  $R_{tk}$  sînt cele din tabelul 2.3

În unele prescripții de proiectare, de exemplu [104, 114], valorile eforturilor secționale corespunzătoare stărilor limită ultime ale elementelor de beton armat se stabilesc direct pe baza rezistențelor caracteristice ale betonului și armăturii, iar de probabilitatea apariției unor rezistențe mai mici decît acestea se ține seama prin introducerea unor coeficienți subunitari de multiplicare a eforturilor ultime (în afară de faptul că în stabilirea solicitărilor induse de acțiunile pe structură se folosesc și valori ale coeficienților încărcărilor mai mari decît coeficienții de încărcare folosiți în țara noastră).

În România ca și, practic în toate normele europene (inclusiv în Codul Model CEE—FIP) valorile eforturilor corespunzătoare stărilor limită ultime ale elementelor de beton armat se stabilesc pe baza rezistențelor de calcul care reprezintă valori minime probabile asociate unui risc neglijabil în raport cu riscul de 5% asociat rezistențelor caracteristice.

Rezistențele de calcul ale betonului la compresiune,  $R_c$ , și la întindere,  $R_t$ , se stabilesc cu relațiile

$$R_c = m_{bc} \frac{R_{ck}}{\gamma_{bc}} = m_{bc} R_{ck}^* \quad (2.5)$$

și

$$R_t = m_{bt} \frac{R_{tk}}{\gamma_{bt}} = m_{bt} R_{tk}^* \quad (2.6)$$



Tabelul 2.3 Valorile rezistențelor caracteristice ale betonului conform STAS 10 107/0-90

Tipul rezistenței	Simbol	Clasa de beton											
		Bc 3,5	Bc 5	Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30	Bc 35	Bc 40	Bc 50	Bc 60
Rezistențe caracteristice pentru beton, N/mm <sup>2</sup> [MPa]													
La compresiune	$R_{ck}$	3	4,5	6,4	8,5	12,5	16,6	20,5	24,3	28,0	31,6	38,5	45,0
		—	—	0,76	0,92	1,19	1,43	1,65	1,86	2,03	2,20	2,51	2,78
La întindere	$R_{tk}$	—	—	0,59	0,72	0,93	—	—	—	—	—	—	—
		1,6	1,7; 1,8	1,9; 2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—

în care  $R_c^*$  și  $R_t^*$  sînt valorile de bază ale rezistențelor de calcul. Pentru coeficienții de siguranță  $\gamma_{bc}$  și  $\gamma_{bt}$  se folosesc aceleași valori ca și în ediția precedentă a STAS 10.107/0, respectiv,

$$\begin{aligned} \gamma_{bc} &= 1,35 \\ \gamma_{bt} &= 1,50 \end{aligned} \quad (2.7)$$

iar  $m_{bc}$  și  $m_{bt}$  sînt coeficienții condițiilor de lucru la compresiune și respectiv întindere. Coeficienții condițiilor de lucru cu valori diferite de unu (de obicei subunitare) se introduc pentru a ține seama în special de efectul turnării betonului pe înălțimi mai mari de 1,5—2 m (obținerea de structuri mai poroase ale betonului la partea superioară a elementului datorită procesului de sedimentare și migrare în sus a apei libere), de efectele defavorabile ale dimensiunilor mici sau — în cazul elementelor din beton ușor sau din beton simplu — de efectele comportării mai casante. Atunci cînd apar mai mulți coeficienți ai condițiilor de lucru, valorile  $m_{bc}$  și  $m_{bt}$  în relațiile (2.5) și (2.6) reprezintă produsul acestor coeficienți.

Pentru elementele de beton armat se introduc coeficienții condițiilor de lucru  $m_{bc} = m_{bt}$  din tabelul 2.4

În cazul elementelor de beton simplu pentru a ține seama de gradul mai redus de avertizare a ruperii lor în raport cu elemente comparabile din beton armat, coeficienții din tabelul 2.4. se înmulțesc suplimentar cu valorile:

$$m_{bc} = m_{bt} = 0,9 \quad (2.8)$$

În tabelul 1 din anexa B sînt date valorile rezistențelor de calcul pentru elemente de beton armat obținute prin înmulțirea valorilor de bază (2.5) și (2.6) cu coeficienții condițiilor de lucru din tabelul 2.4.

Tabelul 2.4. Coeficienții condițiilor de lucru ai betonului în elemente de beton armat.

Poziția de turnare	Dimensiunea cea mai mică a secțiunii (mm)	$m_{bc} = m_{bt}$	
Verticală, cu înălțimea de turnare > 1500 mm (stilpi, diafragme, grinzi, pereți, pereți de recipiente, etc. din beton armat monolit) sau înclinată, cu cofraj pe toate fețele.	< 300	0,75	
	≥ 300	0,85	
Orizontală sau verticală cu înălțime de turnare ≤ 1500 mm	elemente liniare solicitate la compresiune excentrică (stilpi prefabricați etc.).	< 300 ≥ 300	0,85 1,00
	elemente liniare solicitate la încovoiere (grinzi, rigle de cuplare ale diaframelor etc.)	< 200 ≥ 200	0,85 1,00
plăci	oricare	1,00	

La starea limită de oboseală pentru stabilirea rezistenței  $R_{oo}$ , pe lângă coeficienții condițiilor de lucru de la starea limită de rezistență, se ia în considerare și coeficientul

$$m_{bc} = 0,6 + 0,5\rho_b \leq 1,0 \quad (2.9)$$

în care coeficientul de asimetrie  $\rho_b$  este dat de relația

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b, min}}{\sigma_{b, max}} \geq 0 \quad (2.10)$$

adică de raportul între eforturile unitare minim și maxim la fibra de beton cea mai comprimată în secțiunea transversală. Relația (2.9) corespunde situațiilor obișnuite, când se poate considera ca după  $2 \cdot 10^6$  cicluri de încărcare—descărcare, rezistența betonului crește cu minimum 25% față de rezistența la 28 zile.

### 2.3. DEFORMAREA BETONULUI SUB ÎNCĂRCARE

Acest paragraf se referă la deformația betonului care apare concomitent cu acțiunea aplicată construcției, reprezentând astfel deformația de scurtă durată. Creșterea în timp a deformației betonului (deformația de lungă durată) este discutată în paragraful 2.4.

#### 2.3.1. Coeficientul de dilatare termică

Pentru elementele de beton armat supuse la variații de temperatură  $\Delta_t$ , cuprinse în intervalul de temperatură  $-30^\circ\text{C}$  și  $+100^\circ\text{C}$ , coeficientul de dilatare termică liniară  $\alpha_t$ , pentru calculul deformației unitare longitudinale impuse,  $\epsilon$ , cu relația

$$\epsilon = \alpha_t \cdot \Delta_t \quad (2.11)$$

se consideră egal cu:

$10^{-5}/^\circ\text{C}$ , pentru betonul obișnuit  
 $0,8 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$  pentru betonul cu agregate ușoare

#### 2.3.2. Caracteristici elastice

Modulul de elasticitate longitudinal al betonului la compresiune sau întindere,  $E_b$ , determinat pe prisme din beton obișnuit, se determină folosind o metodologie bazată pe încărcarea și descărcarea repetată pînă la eforturi ce nu depășesc cca. 30% din rezistența la compresiune (pentru evitarea microfisurării). Valorile modulilor de elasticitate ai betonului funcție de clasă sa sînt date în tabelul 3 din Anexă.

Modulul de elasticitate longitudinal pentru un beton cu agregate ușoare,  $E_{bu}$ , se determină cu relația

$$E_{bu} = \left( \frac{\rho_{bu}}{\rho_b} \right)^2 E_b \quad (2.12)$$

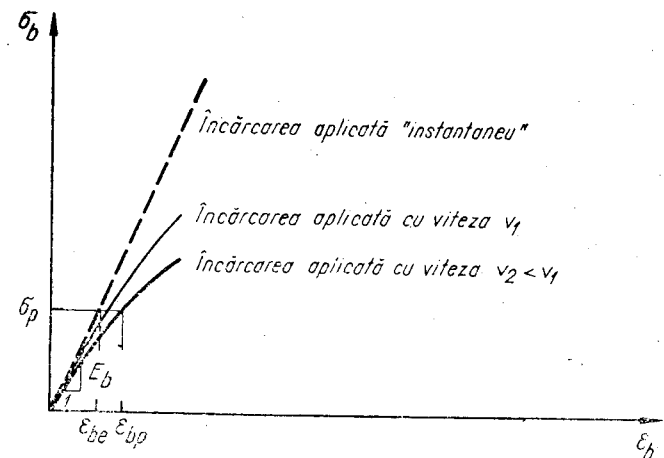


Fig. 2.2.

unde:  $E_b$  este modulul de elasticitate al betonului obișnuit de aceeași clasă;  $\rho_b$  este densitatea aparentă a betonului obișnuit ( $2200 \text{ kg/m}^3$ );  $\rho_{bu}$  este densitatea aparentă a betonului cu agregate ușoare.

*Observații 1.* Spre deosebire de valorile rezistențelor de calcul corespunzătoare claselor respective, mărimile modulilor de elasticitate sînt valori medii (deci au corespondență de fapt cu valorile medii ale rezistențelor).

2. Specific betonului este faptul că, chiar la încărcări de scurtă durată (cu excepția celor aplicate „instantaneu”) alături de deformațiile elastice,  $\epsilon_{be}$ , apar și deformații remanente, plastice,  $\epsilon_{bp}$ , funcție de viteza de încărcare (respectiv durata încărcării) — vezi fig. 2.2. Modulul de elasticitate  $E_b$  corespunde pantei inițiale la curba  $\sigma_b - \epsilon_b$  (deci este modulul de elasticitate „tangent”).

Coeficientul de deformație transversală (coeficientul lui Poisson) se consideră

$$\mu = 0,2 \quad (2.13)$$

Modulul de elasticitate transversală se consideră

$$G_b = 0,4 E_b \quad (2.14)$$

atît pentru betonul obișnuit cît și pentru betonul cu agregate ușoare.

#### 2.3.3. Legea fizică $\sigma - \epsilon$ la compresiune monoaxială

Relația între efortul unitar  $\sigma_b$  și deformația specifică  $\epsilon_b$  la compresiunea monoaxială, monoton crescătoare a unei prisme din beton simplu arată ca în fig. 2.3. Din examinarea acestei relații rezultă cîteva aspecte deosebit de importante.

a. Comportarea betonului la încărcare (valcarea  $\epsilon_b = \epsilon_{be} + \epsilon_{bp}$  funcție de  $\sigma_b$ ) poate fi considerată liniară pînă la eforturi unitare ce nu depășesc circa jumătate din rezistența betonului la compresiune. În acest domeniu betonul se poate asimila practic cu un mediu continuu. Peste aceste valori începe procesul de microfisurare a betonului cu efecte complexe asupra deformabilității și rezistenței betonului funcție de regimul de încărcare.

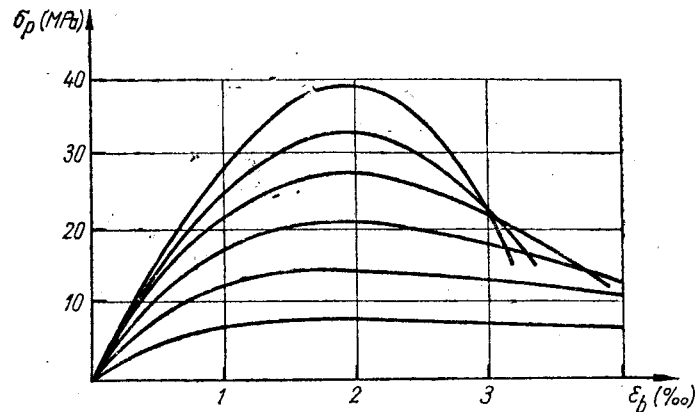


Fig. 2.3.

b. Forma și caracteristicile relației  $\sigma_b - \varepsilon_b$  depind semnificativ de mărimea rezistenței la compresiune. Astfel se constată că:

— modulul de elasticitate  $E_b$  crește odată cu rezistența betonului la compresiune astfel încât  $E_b$  variază chiar în cadrul aceleiași clase odată cu variația rezistenței la compresiune (vezi fig. 2.1);

— domeniul de comportare liniară este mai mare la un beton cu rezistență mai mare decât la un beton cu rezistență mai mică;

— la o deformare specifică  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b0} \approx 2\text{‰}$ , rigiditatea betonului comprimat centric (valoarea  $d\sigma_b/d\varepsilon_b$ ) devine nulă și se atinge rezistența la compresiune;

— creșterea lui  $\varepsilon_b$  peste valoarea  $\varepsilon_{b0}$  este însoțită de o scădere a efortului  $\sigma_b$  (ramura descendentă a curbei  $\sigma_b - \varepsilon_b$ );

— valoarea deformației  $\varepsilon_b$  asociată ruperii betonului comprimat,  $\varepsilon_{bu}$ , și scăderea corespunzătoare a lui  $\sigma_b$  depind de rezistența betonului la compresiune (ramura descendentă a curbei  $\sigma_b - \varepsilon_b$  este mai abruptă și mai scurtă la betoane de rezistență mai ridicată). De fapt comportarea betonului în domeniul  $\varepsilon_b > 2\text{‰}$  depinde și de alți factori care nu se pot evidenția prin diagramele din fig. 2.3. Dintre acești factori sînt de menționat gradientul deformațiilor pe secțiune (secțiunea este comprimată uniform sau neuniform cu sau fără zone întinse), forma zonei comprimate și gradul de fretare (confinare) cu armare transversală și longitudinală. Toți acești factori afectează, de fapt, tendința de umflare laterală a betonului comprimat produsă de dezvoltarea procesului de microfisurare. Cu cît această tendință este împiedicată în mai mare măsură cu atît valoarea  $\varepsilon_b$  asociată ruperii este mai mare iar scăderea lui  $\sigma_b$  la aceeași valoare  $\varepsilon_b > \varepsilon_{b0}$  este mai mică.

Prevederile din STAS 10.107/90 privind caracteristicile de calcul ale betonului sînt în concordanță cu aspectele menționate anterior și cu principiile adoptate în țara noastră pentru proiectarea betonului armat pe baza metodei stărilor limită (vezi capitolul 1).

i. Pentru calculul la starea limită de rezistență a secțiunii încovoiate cu sau fără forță axială, folosind metoda generală, se recomandă relația  $\sigma_b - \varepsilon_b$  din fig. 2.4, în care  $R_c$  este rezistența de calcul la compresiune a betonului. Această relație adoptată pentru prima dată de Recomandările CEB-FIP [110], consideră o parabolă de gradul doi între originea sistemului de axe  $\sigma_b - \varepsilon_b$  și punctul A de coordonate  $\varepsilon_{b0} = 0,002$  și  $R_c$  și o linie dreaptă între punctul A și punctul C corespunzător cedării betonului la compresiune.

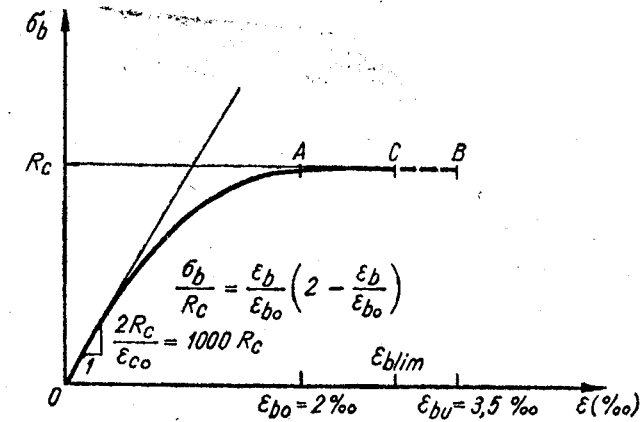


Fig. 2.4.

Parabola OA are ecuația:

$$\frac{\sigma_b}{R_c} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \left( 2 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right) \quad (2.15)$$

corespunzătoare condițiilor  $\sigma_b = 0$  la  $\varepsilon_b = 0$  și  $\sigma_b = R_c$  și  $d\sigma/d\varepsilon_b = 0$  la  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b0}$ . Se observă că tangenta la parabolă, în origine, are valoarea

$$\frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b} = \frac{2R_c}{\varepsilon_{b0}} = 1000 R_c \quad (2.16)$$

Dreapta AC are ecuația

$$\sigma_b = R_c \quad (2.17)$$

Punctul C este definit de valoarea  $\varepsilon_{blim}$  care variază liniar între valoarea  $\varepsilon_{b0} = 0,002$  corespunzătoare unei distribuții  $\varepsilon$  uniforme pe întreaga secțiune (compresiune centrică) și valoarea  $\varepsilon_{bu} = 0,0035$  corespunzătoare situațiilor în care axa neutră se află la interiorul secțiunii (fig. 2.5). În figură s-a notat că  $\varepsilon_{bi}$  valoarea  $\varepsilon_b$  la fibra extremă a secțiunii întinsă de momentul încovo-

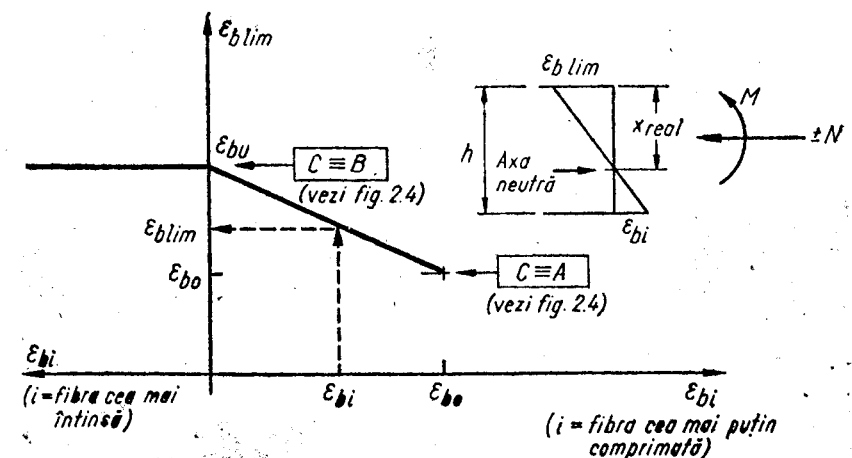


Fig. 2.5.

ietor  $M$ . Prin valoarea adoptată pentru  $\varepsilon_{b,lim}$  se ține seama de influența gradientului deformațiilor pe secțiuni asupra valorii deformației specifice capabile.

Se observă că legea fizică  $\sigma_b - \varepsilon_b$  din fig. 2.4 introduce următoarele aproximări mai importante în raport cu relațiile  $\sigma_b - \varepsilon_b$  din fig. 2.3.

- raportul între modulul de elasticitate inițial și rezistența betonului la compresiune este constant și egal cu 1 000 (vezi relația (2.16));
- zona descendentă a relației  $\sigma_b - \varepsilon_b$  este înlocuită cu un palier;
- valoarea  $\varepsilon_{bu}$  se ia constantă, indiferent de forma secțiunii și de gradul de confinare asigurat de amarea transversală.

Toate aceste aproximări afectează într-o măsură neglijabilă valoarea solicitării capabile a secțiunii și deci rezultatul calculului la starea limită de rezistență. Aproximările pot deveni însă semnificative atunci când se urmărește să se stabilească valoarea rigidității și/sau ductilității secțiunii de beton armat. În acest context este deci, importantă precizarea că relația  $\sigma_b - \varepsilon_b$  din fig. 2.4 este dată în STAS 10.107/0-90 în principal pentru calculul cu metoda generală la starea limită de rezistență.

Pentru calculul la stările limită ale exploatării normale, eforturile în beton în zona comprimată a secțiunii se evaluează considerând comportarea liniară a betonului și valorile caracteristicilor din paragraful 2.3.2. Acest mod de calcul se justifică prin considerentele prezentate în continuare.

La stările limită ale exploatării normale interesează valoarea medie a rezistenței betonului la compresiune,  $\bar{R}_c$ , și nu valoarea de calcul,  $R_c$ . Pe baza relației (2.18), similară cu (2.1):

$$R_{ck} = \bar{R}_c(1 - 1.645 \cdot C_{vc}) \quad (2.18)$$

și a relației (2.5) cu  $m_{bc} = 1$  raportul  $\bar{R}_c/R_c$  rezultă ca în fig. 2.6, unde se reprezintă și variația asimilată a raportului  $\bar{R}_t/R_t$  pentru rezistențele la întindere. Pe baza valorii acestui raport (circa 1.8 la un coeficient de variație egal cu 15%) și a faptului că valorile încărcărilor, care se iau în considerare în calculul la stările limită ale exploatării normale, sînt mai mici decît valorile de calcul ale încărcărilor, care intervin în calculul la starea limită de rezistență, se poate aprecia că efortul maxim de compresiune în beton  $\sigma_{b,max}$ , nu depășește de regulă 0,5 din rezistența medie,  $\bar{R}_c$ , cea mai apropiată probabilistic de rezistența efectivă a betonului (fig. 2.7). În aceste condiții, este deci justificat ca să se considere că betonul se comportă liniar, modulul de elasticitate avînd valoarea inițială  $E_b$ , sau puțin redusă față de  $E_b$  în funcție de cît de mare este  $\sigma_{b,max}$ . Este de observat că pentru zona ascendentă a

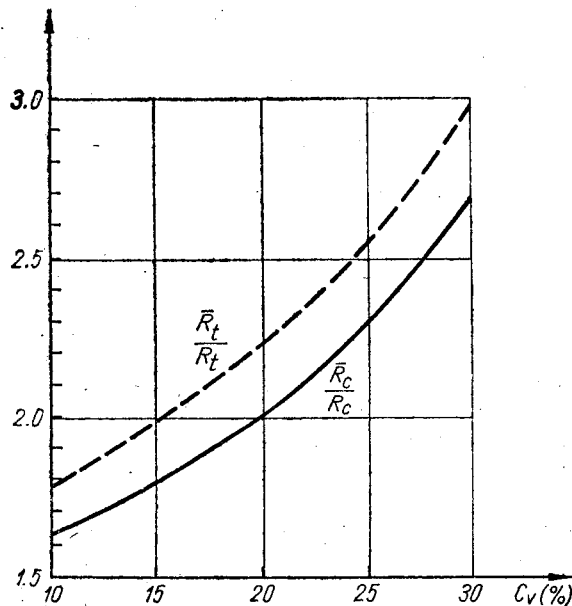


Fig. 2.6.

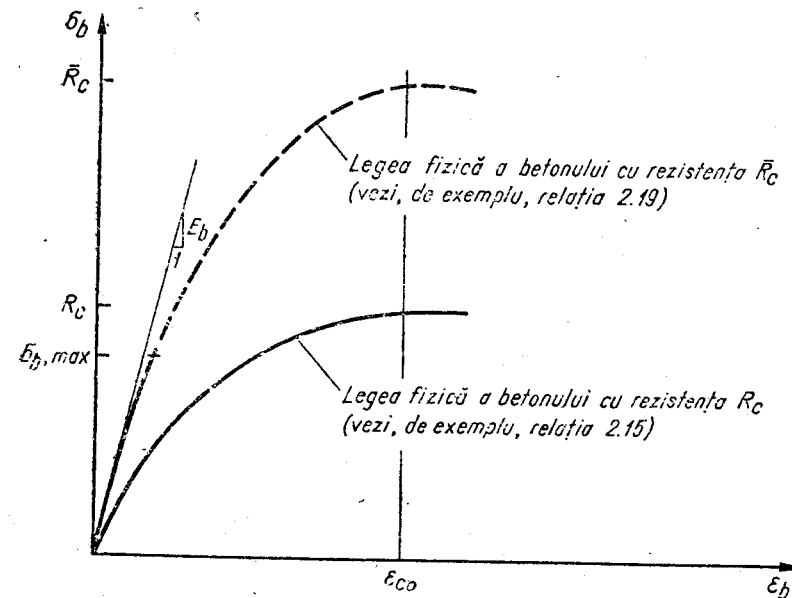


Fig. 2.7.

legii fizice a betonului cu rezistența  $\bar{R}_c$  se poate adopta de exemplu, relația:

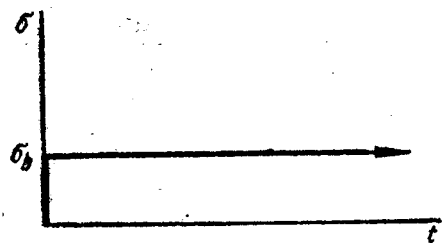
$$\frac{\sigma_b}{R_c} = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{b0}} \left[ \left( \frac{E_b \varepsilon_{b0}}{R_c} - 2 \right) \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2 + \left( 3 - 2 \frac{E_b \varepsilon_{b0}}{R_c} \right) \cdot \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} + \frac{E_b \varepsilon_{b0}}{R_c} \right] \quad (2.19)$$

care reprezintă o parabolă de gradul trei. În raport cu parabola de gradul doi din relația (2.15), această parabolă respectă și condiția  $d\sigma_b/d\varepsilon_b = E_b$  la  $\varepsilon_b = 0$ . Parabola de gradul trei degenerază în parabola de gradul doi (adică relațiile (2.19) și (2.15) coincid) dacă  $E_b \varepsilon_{b0}/\bar{R}_c = 2$ . Relația (2.19) nu poate fi folosită decît dacă  $2 \leq E_b \varepsilon_{b0}/\bar{R}_c \leq 3$ . Dacă această condiție nu este satisfăcută parabola de gradul 3 prezintă un punct de inflexiune în domeniul  $0 < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0}$ .

Alte argumente pentru a admite comportarea elastic-liniară în stadiul de exploatare se prezintă în subcap. 5.5.

### 2.3.4. Legea fizică $\sigma - \varepsilon$ la întindere

În proiectarea structurilor apar situații cînd este necesar să se analizeze comportarea elementelor în stadii de solicitare anterioare fisurării betonului întins. Asemenea situații apar, de exemplu, la calculul la starea limită de rezistență a elementelor de beton simplu (vezi cap. 4) sau la proiectarea unor elemente de beton armate cu rol de rezistență antisismică, la care, în condițiile unei armări longitudinale reduse (de pildă la unii pereți de beton armat din structuri tip „fagure”), momentul de fisurare fiind mai mic decît momentul de rupere (ultim), forța tăietoare de calcul este asociată cu valoarea momentului de fisurare.



În aceste cazuri se consideră în calcul contribuția betonului întins și este necesară adoptarea unei legi analitice pentru betonul supus la tensiune. Diagrama  $\sigma-\epsilon$  pentru betonul întins și modul de stabilire a eforturilor secționale de fisurare se indică la paragraful 4.2.1. (fig. 4.2, c).

## 2.4. DEFORMAREA ÎN TIMP A BETONULUI

Deformarea specifică de lungă durată a betonului  $\epsilon_{bd}$  (fig. 2.8) se poate calcula simplificat, conform STAS 10107/0-90, cu relația

$$\epsilon_{bd} = \bar{\varphi} \epsilon_b \geq \bar{\epsilon}_c \quad (2.20)$$

unde:

- $\epsilon_b$  — este deformația specifică elastică inițială a betonului
  - $\bar{\varphi}$  — valoarea de calcul a caracteristicii deformației în timp a betonului la durată foarte mare de încărcare (teoretic la  $t = \infty$ )
  - $\bar{\epsilon}_c$  — deformația specifică maximă datorită contracției betonului.
- Valoarea  $\bar{\varphi}$  se determină cu relația

$$\bar{\varphi} = k_1 k_2 k_3 \varphi_0 \quad (2.21)$$

în care  $\varphi_0$  este valoarea de bază, iar  $k_1$ ,  $k_2$  și  $k_3$  sînt coeficienții care exprimă influența gradului de maturitate a betonului la încărcare, a gradului de sollicitare și, respectiv, a umidității relative a mediului ambiant (vezi tabelul 4 din anexă).

**Observație** — Pentru valori  $\sigma_b \leq 0,5 R_c$  mărimea coeficientului  $k_2 = 1$  exprimă dependența liniară a deformațiilor de curgere lentă de mărimea deformațiilor la încărcare, respectiv de eforturile unitare în beton.

Deformația  $\bar{\epsilon}_c$  se determină cu relația

$$\bar{\epsilon}_c = k_3 k_4 \epsilon_c \quad (2.22)$$

în care  $\epsilon_c$  este valoarea de bază,  $k_3$  are aceeași semnificație ca și în relația (2.21), iar coeficientul  $k_4$  exprimă influența dimensiunilor elementului (vezi tabelul 5 din anexă).

Deformarea în timp a betonului nu afectează practic capacitatea de rezistență a secțiunii de beton armat, dar trebuie luată în considerare atât la calculul efectului zvelteții la starea limită de rezistență cât și la stările limită ale exploatării normale. În toate aceste situații, de efectul deformării în timp a betonului, se poate ține seama simplificat cu ajutorul metodei modulului de elasticitate redus. Astfel, în relațiile de calcul, în locul modulului de elasticitate  $E_b$  se consideră modulul de elasticitate  $E_b / (1 + v\bar{\varphi})$  unde  $\bar{\varphi}$  are valoarea dată de relația (2.21), iar  $v$  este raportul între efortul produs de încărcarea de lungă durată și cel din încărcarea totală.

## 2.5. EFECTE ALE SOLICITĂRII MULTIAXIALE

Betonul este rareori sollicitat în practică la o stare monoaxială de eforturi. Într-adevăr, sînt puține situații în care să nu apară concomitent eforturi normale  $\sigma$  și tangențiale  $\tau$ , ceea ce conduce la o stare biaxială de eforturi sau în care tendința de umflare transversală a betonului sub acțiunea unei compresiuni longitudinale să nu fie împiedicată de armătura transversală și longitudinală, ceea ce conduce la o stare triaxială de eforturi. În general, comportarea betonului la solicitări multiaxiale este mult mai puțin cunoscută decât cea la solicitarea monoaxială. În cele ce urmează se prezintă numai două din multiplele aspecte privind solicitarea multiaxială a betonului. Ambele aspecte sînt luate în considerare în prevederi cuprinse în STAS 10107/0-90.

În fig. 2.9 se prezintă relația simplificată între rezistențele betonului pe două direcții ortogonale, în starea plană de torsiuni. Se observă că rezistența betonului (la întindere sau compresiune) scade într-o măsură importantă atunci cînd pe direcția normală există un efort de semn contrar. Acest efect se ia în considerare la calculul la starea limită de rezistență la forța tăietoare și/sau la moment de torsiune.

Pe de altă parte rezistența și capacitatea de deformare a betonului comprimat cresc atunci cînd tendința de umflare laterală este împiedicată de armare transversală și longitudinală (fig. 2.10). Acest efect, denumit de fretarea sau confinare, care se manifestă evident numai asupra miezului de beton „încorsetat” în armătură, apare după exfolierea betonului din afara acestui miez și crește odată cu cantitatea de armătură transversală și longitudinală. Trebuie observat că armătura longitudinală poate exercita un efect eficient de confinare numai în măsura în care printr-o armare transversală suficientă și rațional dispusă tendința sa de deplasare laterală este împiedicată. Studii experimentale au arătat că pentru calculul rezistenței

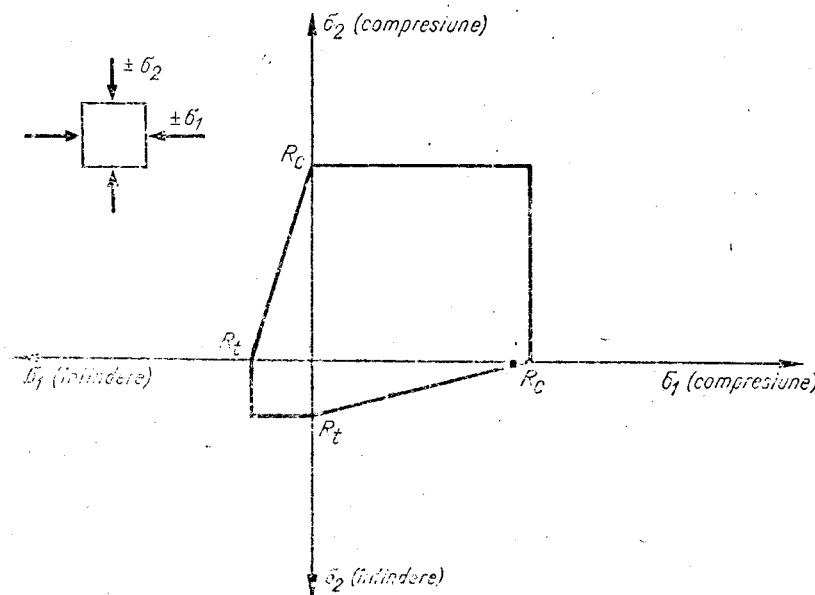


Fig. 2.9.

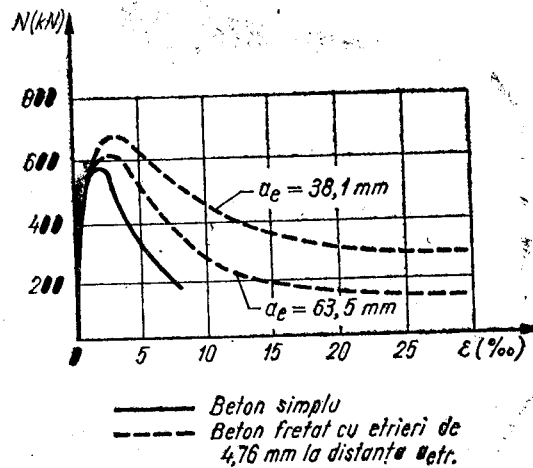


Fig. 2.10. Relația între forțe de compresiune centrică și deformație longitudinală pentru stâlpi cu secțiune pătrată cu latura de 108 mm, armați numai transversal [14].

Efectul fretării asupra creșterii rezistenței la compresiune a betonului interesează în cazul stâlpilor fretați de formă circulară sau apropiată de aceasta, solicitați preponderent la compresiune. La elementele cu secțiune dreptunghiulară solicitate la încovoiere cu forța axială de compresiune, creșterea de rezistență ca urmare a fretării este mai redusă, fiind de obicei neglijată.

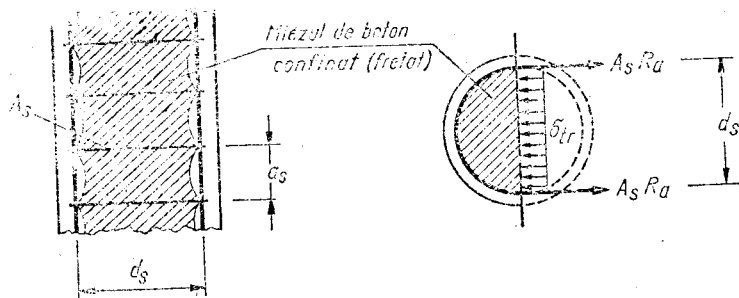


Fig. 2.11.

Efectul fretării de creștere a capacității de deformare a betonului comprimat interesează practic atunci când se urmărește asigurarea ductilității necesare elementelor de beton armat cu rol antiseismic.

O relație aproximativă între deformația specifică ultimă  $\epsilon'_{bu}$  a betonului solicitat la compresiune triaxială și deformația  $\epsilon_{bu}$  corespunzătoare betonului comprimat monoaxial este

$$\epsilon'_{bu} \approx \epsilon_{bu} \left( 1 + 3 \sqrt{\frac{\sigma_{tr}}{R_c}} \right)^2 \quad (2.25)$$

la compresiune  $R'_c$  a betonului fretat se poate folosi relația

$$R'_c = R_c + k\sigma_{tr} \quad (2.23)$$

unde  $R_c$  este rezistența betonului simplu,  $k$  este un coeficient egal cu cel puțin 4,1 iar  $\sigma_{tr}$  este efortul unitar transversal datorat fretării cu armare transversală. Pentru armare transversală cu fretă circulară cu aria secțiunii  $A_s$  și pasul  $a_s$ , de exemplu  $\sigma_{tr}$  rezultă din relația (vezi fig. 2.11).

$$\sigma_{tr} = \frac{2A_s R_c}{d_s a_s} \quad (2.24)$$

Cu  $d_s$  s-a notat diametrul miezului de beton situat la interiorul fretei.

### 3. CARACTERISTICILE DE CALCUL ALE ARMĂTURII DE OȚEL

Pentru armarea elementelor de beton armat se utilizează bare laminate la cald din oțeluri OB37, PC52 și PC60 și sîrme trefilate (STNB).

Oțelul OB37 este un oțel moale cu conținut redus de carbon (clasa I\*) care se laminează cu secțiune circulară și suprafață netedă. Livrarea se face în colaci pentru diametrele 6—12 mm, în legături de bare drepte cu lungimea de pînă la 18 m, în cazul diametrelor de 14—28 mm și ca bare libere pentru diametre mai mari.

Prezentînd rezistențe relativ reduse și o slabă conlucrare cu betonul, se recomandă utilizarea lui în special ca armătură constructivă și de montaj, iar ca armătură de rezistență, numai în situațiile în care armarea se face la procentul minim prevăzut de norme și cînd condițiile de aderență sînt favorabile.

Oțelul PC 52 este un oțel cu conținut limitat de carbon cu unele adaosuri care îi măresc rezistența fără a-i afecta sudabilitatea, plasîndu-l într-o poziție intermediară între clasele II și III, în clasificarea internațională. Avînd rezistențe superioare oțelului OB 37 și o bună conlucrare cu betonul datorită profilului periodic, se utilizează în special ca armătură de rezistență.

Oțelul PC 60, de asemenea oțel laminat la cald cu profil periodic prin conținutul ușor mai ridicat de carbon și prin unele elemente de slabă aliere pentru asigurarea sudabilității face parte din categoria oțelurilor din clasa III, fiind similar cu oțelul beton de rezistență folosit în numeroase țări. Prezintă o rezistență superioară celorlalte tipuri de oțel beton laminate la cald. Utilizarea lui ca armătură de rezistență mărește eficiența economică a construcțiilor de beton armat.

Livrarea celor două tipuri de oțel cu profil periodic se face în aceleași condiții cu cele menționate pentru OB 37. La toate tipurile de oțel beton laminate la cald standardizate în țara noastră se garantează o substanțială capacitate de deformare în domeniul postelastice (ductilitate), condiție esențială atît pentru redistribuția plastică a eforturilor sub încărcări gravitaționale neseismice în structurile de beton armat (și implicit pentru utilizarea metodelor de calcul în domeniul plastic la aceste structuri), cît mai

\*) Pe plan internațional oțelurile pentru beton armat sînt împărțite în mod obișnuit în trei clase de rezistență:

$$A_I \left( R_{ak} \approx 240 \frac{N}{mm^2} \right), \quad A_{II} \left( R_{ak} \approx 300 \frac{N}{mm^2} \right) \text{ și } A_{IV} \left( R_{ak} \approx 400 \frac{N}{mm^2} \right)$$

Tabelul 3.1. Caracteristicile mecanice ale oțelurilor pentru beton armat, utilizate în (România)

Tipul de oțel beton	Diametrul nominal (mm)	Limita de curgere $\sigma_{c \min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Rezist. de rupere $\sigma_r \min$ (N/mm <sup>2</sup> )	Alungirea la rupere $\Delta_r$ (%)		$R_{ak}$ (N/mm <sup>2</sup> )
				5 d	10 d	
OB 37	6...12	255	360	25	—	210
	14...28	235		25	—	
PC 52	6...14	360	510	20	—	300
	16...28	340				
	32...40	330				
	40	320				
PC 60	6...40	400**	600**	15**	—	350
STNB	3...4,0	510	610	—	6	370
STPB	4,3...5	460	560	—	7	
	5,6...7,1 8	400	510	—	8	

\* Caracteristicile pot fi modificate prin înțelegere cu beneficiarul.

\*\* În perioada elaborării prezentului îndrumător prevederile privind condițiile tehnice pentru PC60 se aflau în revizuire.

trelor reale față de valorile nominale, care se pot răsfrînge negativ asupra rezistenței efective a armăturii.

Ca urmare, spre deosebire de cazul betonului, valorile caracteristice ale rezistențelor oțelului se stabilesc cu relația:

$$R_{ak} = \bar{R}_a(1 - 2C_v) \quad (3.1)$$

Rezistențele de calcul se stabilesc cu relația:

$$R_a = \frac{R_{ak}}{\gamma_a} \quad (3.2)$$

Coefficientul  $\gamma_a$  de reducere a rezistenței caracteristice a oțelului are în medie valoarea 1,15 pentru armăturile din OB 37, PC 60, PC 52 și 1,20 pentru STNB, în concordanță cu omogenitatea diferită a caracteristicilor mecanice ale oțelurilor din cele două categorii.

Valorile rezistențelor de calcul sînt înscrise în ultima coloană a tabelului 3.1. Aceste valori corespund unei viteze de încărcare de ordinul a 2—3 N/mm<sup>2</sup> pe secundă, adică regimului static de încărcare.

Dacă încărcarea se aplică cu viteză mare, așa cum se întîmplă în cazul încărcărilor dinamice, inclusiv în cazul acțiunii seismice, rezistența la tracțiune este mai mare decît cea obținută la încărcarea statică. Pentru durate de încărcare de ordinul a 0,1 s, situate la nivelul celor mai înalte viteze de deformare înregistrate la cutremurele puternice, limita de curgere a oțelului nu crește cu mai mult de 10—12%. Acest spor de rezistență poate fi considerat nesemnificativ, mai ales dacă se are în vedere eventualul efect negativ al repetării (uneori cu alternarea semnului solicitării), specifice acțiunii seismice și în consecință este ignorat în calcule conform prevederilor celor mai multe prescripții, inclusiv ale celor din România.

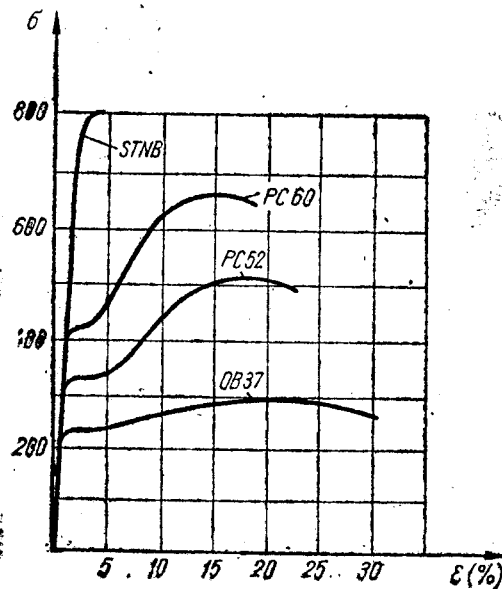


Fig. 3.1

ales pentru asigurarea unei capacități suficiente de absorbție și de disipare a energiei în structurile solicitate de cutremure de intensitate ridicată (fig. 3.1).

Sîrmele trefilate pentru beton (STNB) sînt ecruisate puternic prin trecerea repetată prin filiere. Ele au suprafața foarte netedă din care clauză conlucrarea cu betonul este practic neglijabilă. Aceste sîrme nu pot fi utilizate ca armături decît sub formă de plase sudate prin puncte.

Alături de STNB în standardul STAS-438 este prevăzută și sîrma trefilată profilată pentru beton (STPB) cu proprietăți de aderență sensibil îmbunătățită, care după asimilarea de către industria metalurgică și intrarea în fabricație va putea asigura o variantă mult îmbunătățită a plaselor

sudate, în special în cazul armării unor plăci prefabricate cu procente de armare reduse, foarte sensibile la fisurare accentuată în procesul de execuție, decofrare și transport. Capacitatea de deformare plastică a sîrmelor trefilate de tip STNB este mult mai redusă decît a celorlalte tipuri de oțel beton. Utilizarea lor la armarea elementelor structurale proiectate pentru grad. protecție antiseismică  $\geq 7$  este permisă numai în măsura în care ele nu au ro semnificativ în dezvoltarea unor mecanisme de cedare în domeniul plastic

Principalele caracteristici mecanice — limita de curgere minimă  $\sigma_{c \min}$  reală în general pentru barele laminate la cald și totdeauna convențională (definită prin  $\sigma_{0,2}$ , efortul unitar la care alungirea remanentă atinge valoarea de 0,2%) pentru sîrmele trefilate, rezistența la tracțiune  $\sigma_r$  și alungirea la rupere  $\Delta_r$  — ale oțelurilor utilizate ca armături din țară noastră sînt prezentate în tabelul 3.1. Alungirea remanentă la rupere se măsoară pe o lungime de 5 diametre în cazul armăturilor de OB 37, PC 52, PC 60 și pe o lungime de 10 diametre în cazul sîrmelor trase.

Oțelurile laminate la cald (OB 37, PC 52 și PC 60) se sudează în bune condiții prin oricare dintre procedeele folosite în practică.

Sîrmele trefilate, care ca orice armături din oțel ecruisat, își pierd proprietățile obținute prin ecruisare prin încălzire la temperaturi peste 400°C, nu se pot suda cu procedee care afectează întreaga secțiune transversală a barei, ci numai prin puncte, în regim strict controlat.

Valorile  $\sigma_{c \min}$  din tabelul 3.1 reprezintă rezistențele minime garantate în standardele de produs (standardele din seria STAS 438), respectiv rezistențele caracteristice  $R_{ak}$  pentru cele 4 tipuri de oțel. Ele corespund unei probabilități de aproximativ 2,3%, ca efortul de curgere să se situeze sub limita indicată.

Gradul ceva mai mare de asigurare adoptat în cazul oțelului față de cel al betonului urmărește să acopere variabilitatea dimensională a dia-

În ceea ce privește rezistența de calcul la oboseală a armăturilor  $R_a^0$ , în normativul STAS 10107/0-90 se păstrează structura expresiei din STAS 10107/0-76;

$$R_a^0 = m_a^0 m_a^s R_a \quad (3.3)$$

în care:  $m_a^0$  este coeficient de reducere ca urmare a solicitărilor repetate;  $m_a^s$  — coeficient prin care se ia în considerare efectul sudurii.

Pentru coeficientul  $m_a^0$ , s-au menținut valorile din precedenta redac-tare a prescripției, diferențiate în funcție de calitatea oțelului și de valoarea coeficientului de asimetrie  $\rho_a = \frac{\sigma_{a, \min}}{\sigma_{a, \max}}$  al efortului unitar, exprimând variația

între valorile minimă  $\sigma_{a, \min}$  și maximă  $\sigma_{a, \max}$  ale efortului unitar în armătură sub acțiunea solicitărilor variabile susceptibile de a produce oboseala.

În cazul coeficientului  $m_a^s$  s-a procedat la o diferențiere mai mare a va-lorilor, decât în STAS 10107/0-76, în funcție de marca oțelului, procedeul de sudare și coeficientul de asimetrie.

Avînd în vedere comportarea extrem de nefavorabilă a înnădirilor prin sudură la oboseală în regim alternant de încărcare, STAS 10 107/0-90 impune realizarea din bare fără înnădiri a armăturilor în elementele de beton armat astfel solicitate.

Solicitările repetate de un număr mic de ori, cum sînt cele care intervin pe durata seismelor, nu produc fenomenul de oboseală; ele pot însă conduce la o anumită scădere a rezistențelor armăturii care justifică după cum s-a arătat luarea în considerare a sporului de rezistență rezultat din acțiunea di-namică a solicitărilor.

În condițiile țării noastre prezintă o importanță particulară, acele carac-teristici ale oțelurilor, de care depinde o comportare favorabilă a structu-rilor de beton armat la acțiunea cutremurelor de mare intensitate. Astfel:

a. Se poate aprecia că, de regulă, incursiunile în domeniul postelastice înregistrate de armăturile elementelor solicitate la acțiuni seismice intense însumate pe toată viața unei construcții, nu ajung să consume în totalitate pentru oțelurile laminate la cald utilizate, la noi în țară, alungirea capabilă a acestora.

Studii teoretice și experimentale [70] au evidențiat faptul că în cazul elementelor de beton armat solicitate la încovoiere, pentru care cerințele de ductilitate în raport cu cele ale altor elemente sînt mai mari, la incursiuni substanțiale în domeniul postelastice de deformare, corespunzătoare unor indici de ductilitate ai deplasărilor de pînă la 5, alungirea specifică a armă-turilor întinse nu a depășit 4%. Această valoare se situează sub valorile deformațiilor specifice ultime ale oțelurilor laminate utilizate la noi în țară (așa cum se poate deduce din cercetarea alungirilor la rupere indicate în tabelul 3.1\*.)

b. Capacitatea elementelor de beton armat de rotire în domeniul poste-lastic este influențată direct de dimensiunile zonei în care se dezvoltă defor-mații plastice, respectiv pe lungimea  $l_p$  a „articulației plastice” convenționale (fig. 3,2). Aceasta la rîndul ei depinde în mare măsură de raportul între va-lorile eforturilor unitare de rupere  $\sigma_r$  și de curgere  $\sigma_c$  ale oțelului armăturii întinse, respectiv de amploarea fenomenului de consolidare a oțelului.

\* Valorile  $\Delta_r$  (%) din tabelul 3.1, includ în lungimea de măsurare de 5  $d$  și mărimea defor-mațiilor locale în zone stricțiunii, care ar trebui eliminată pentru comparația cu cerințele de alungire menționate care, desigur nu le au în vedere.

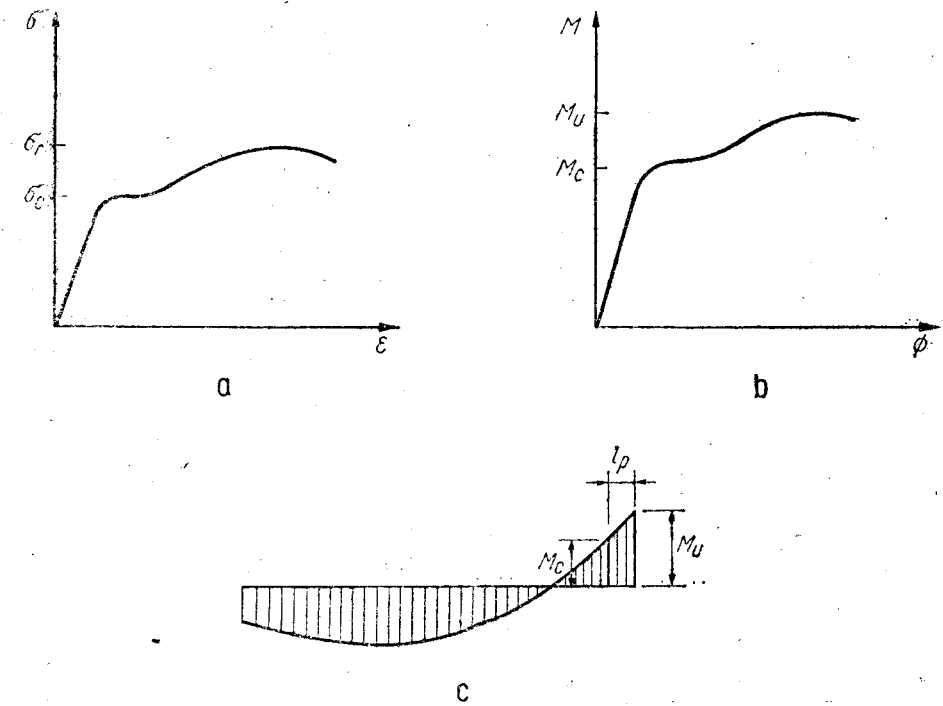


Fig. 3.2

Din acest motiv, unele prescripții de proiectare între care [104; 114] prevăd pentru armăturile de oțel din structurile proiectate antiseismic, condiția ca raportul  $\sigma_r/\sigma_c$  să fie cel puțin 1,25.

Deși asemenea condiție nu este prevăzută explicit de normele românești, din cercetarea valorilor din tabelul 3.1 se constată că ea este îndeplinită de toate oțelurile laminate la cald utilizate la noi în țară.

c. Unele prescripții de proiectare antiseismică, prevăd condiții de li-mitare a diferenței între valorile efective și cele caracteristice (normate) ale eforturilor unitare de curgere, cu alte cuvinte de limitare a sporului rezistenței oțelului față de valorile minime garantate de producător (implicit, aceasta poate rezulta și din limitarea coeficientului de variație  $c_v$ ). Astfel, de exemplu, codul model CEB—FIP și ACI 318-83 fixează această diferență la 130—150 MPa.

Considerentele acestei prevederi sînt următoarele:

— o valoare prea mare a limitei efective de curgere a armăturii în raport cu valoarea de calcul sporește pericolul unor ruperi casante în betonul com-primat înainte de intrarea în curgere a armăturii;

— de asemenea, o diferență prea mare între valorile efective și cele de calcul ale efortului unitar de curgere, poate schimba natura cedării dintr-o rupere de încovoiere, într-o rupere influențată în mai mare măsură de ac-țiunea forței tăietoare, ca urmare a creșterii valorii forței tăietoare asociată momentului capabil efectiv, superior celui de calcul;

— această situație poate duce, prin creșterea momentelor capabile în grinzile adiacente unui stîlp, în cazul în care capacitatea portantă a aces-



tuia este întâmplător scăzută, la inițierea unui mecanism de cedare defavorabil, care nu realizează condiția de siguranță „grindă slabă – stîlp tare” (vezi cap. 6).

Prescripțiile românești nu prevăd explicit o asemenea condiție. Este de observat totuși că raportul mediu de 1,35 între valorile medii ale lîjitei de curgere și rezistența de calcul  $R$  implică o asemenea limitare pentru toată gama de oțeluri laminate la cald produse în țara noastră.

d. În principiu oțelurile românești laminate la cald, folosite prioritar în elemente cu rol de rezistență la acțiuni seismice intense (PC 60, PC 52 OB 37) se consideră că prezintă curbe caracteristice cu paliere de curgere. Dacă adeseori situația se prezintă astfel (mărirea palierului depășind deformații de 1–1,5%, uneori, în special la oțelurile PC, (cele mai folosite în armături de rezistență) se constată absența palierului care de fapt nu este impus nici de standardele românești, nici de cele străine. În aceste condiții, trebuie să se aibă în vedere o depășire a eforturilor unitare în domeniul postelastice, cu consecințe similare celor menționate anterior în ceea ce privește accentuarea pericolului ruperii casante prin forțe tăietoare sau prin tendința de cedare a stîlpilor înaintea grinzilor adiacente nodurilor grinzii-stîlpi etc.

Unele prescripții străine, dar și norme de proiectare românești, cum sînt instrucțiunile tehnice pentru proiectarea clădirilor cu pereți structurali de beton (P85-90) iau în considerare această posibilitate la stabilirea foțelor tăietoare de calcul.

e. Pentru stabilirea răspuhsului seismic al structurilor de beton armat prezintă interes cunoașterea comportării armăturilor de oțel la deformații repetate în domeniul postelastice, în regim alternant de solicitare. (fig. 3.3).

Este de reținut, mai cu seamă așa numitul *efect Bauschinger* de reducere aparentă a modulului tangent de elasticitate, altfel exprimat, de neliniarizare a relației  $\sigma$ - $\epsilon$  la valori sensibil mai mici decît limita inițială de curgere. Înregistrată la prima incursiune în domeniul plastic. Una din consecințele acestei particularități de comportare a armăturilor de oțel este, de exemplu, reducerea lungimii de flambaj a armăturilor în raport cu cea corespunzătoare comportării în domeniul elastic. Prescripțiile de proiectare, inclusiv STAS 10 107/0-90, țin seama de aceasta prin prevederea unor distanțe mai reduse între etrierii și agrafele de prindere a armăturilor longitudinale în zonele plastice potențiale.

Pentru situațiile curente STAS 10107/0-90 permite utilizarea diagramelor caracteristice convenționale biliniare din fig. 3.4, a. pentru armăturile laminate la cald și din fig. 3.4b pentru sîrmele trase.

În situațiile în care se apreciază că deformațiile elementelor de beton armat implică incursiuni în domeniul de consolidare și acestea au un caracter defavorabil pentru dimensionare se va considera diagrama caracteristică cu pantă ascendentă după depășirea limitei de curgere (desenată cu linie întreruptă în fig. 3.4).

Pentru întocmirea unor analize mai riguroase ale comportării elementelor de beton armat în domeniul postelastice, de exemplu la stabilirea răspuhsului seismic al structurilor prin metode de analiză dinamică neliniară, se pot utiliza funcții analitice pentru descrierea mai fidelă a

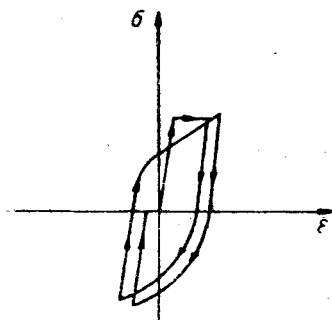


Fig. 3.3

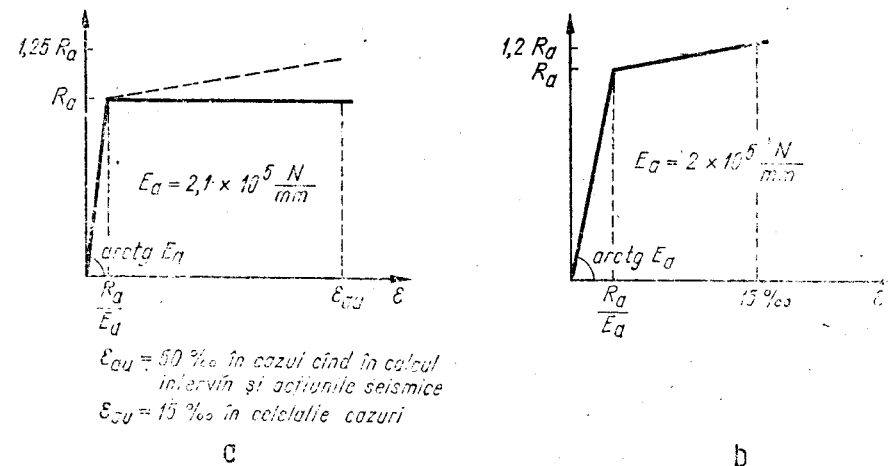


Fig. 3.4

diagramei  $\sigma$ - $\epsilon$  a oțelului, inclusiv pentru reprezentarea comportării histeretice în regim de solicitare alternant folosind tehnica funcțiilor exponențiale *Ramberg-Osgood* [53; 70].

f. Conlucrarea oțelului cu betonul, ancorarea sa în beton are o importanță decisivă în asigurarea unei comportări favorabile a elementelor de beton armat în condiții de solicitare intensă în regim alternant, de natura solicitărilor produse de cutremurele puternice.

Unele prescripții străine [111], [114] prevăd ca orice armătură (inclusiv cea de tip AI, corespunzătoare oțelului OB 37 să fie dotată cu profil periodic.

Este de subliniat utilitatea fabricării și în țara noastră, cît mai curînd posibil a oțelurilor cu profil periodic cu rezistențe mai reduse (de ordinul rezistenței actualului oțel OB 37). Prin folosirea unui asemenea oțel se vor putea obține soluții mai economice, în situațiile în care armătura este dictată de condițiile de rezistență, ci de cele de limitare a deschiderii fisurilor, ca în cazul, de exemplu, al pereților recipientilor de lichide și de silozuri.

# 4.

## CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON SIMPLU

### 4.1. CONSIDERAȚII INTRODUCATIVE

Betonul nearmat are un domeniu relativ restrâns de utilizare ca material de rezistență pentru structuri. Betonul simplu este folosit de regulă în elemente masive (ziduri de sprijin de greutate, blocurile de beton simplu sub cuzineții fundațiilor de suprafață, baraje de greutate, pile de poduri masive etc.) solicitate preponderent la compresiune excentrică, la care forța acționează în interiorul secțiunii.

Utilizarea elementelor de beton simplu încovoiate sau comprimate excentric la care forța de compresiune acționează în afara secțiunii nu este admisă decât dacă aceste elemente se sprijină pe pământ sau pe alt reazem continuu și fisurarea lor întâmplătoare nu pune în pericol securitatea persoanelor sau a valorilor materiale.

Comportarea sub încărcări și modul de cedare ale elementelor de beton simplu sînt influențate decisiv de raportul dintre valorile momentului încovoietor  $M$  și a forței de compresiune  $N$ , respectiv de excentricitatea  $e_0 = M/N$  a forței longitudinale.

Domeniile de solicitare în care se înregistrează comportări distincte se pot urmări sintetic pe diagrama limită de interacțiune a secțiunii de beton simplu. Această diagramă (fig. 4.1) are o configurație asemănătoare cu diagrama de interacțiune din cazul secțiunilor de beton armat (subcapitolul 5.2), avînd însă semnificație, evident, numai pentru solicitarea de compresiune.

Se pot identifica două moduri distinct de cedare, care similar semnificației celor două moduri distincte de rupere ale secțiunii de beton armat, pot fi numite cazul I de rupere și cazul II de rupere la compresiune excentrică. Este de observat că denumirea celor două cazuri de solicitare din STAS 10107/0-76 pentru calculul elementelor de beton și beton armat, *compresiune excentrică cu excentricitate mare* și respectiv *mică*, părăsită în mod justificat, ca improprie pentru elementele de beton armat în standardul 10107/0-90, este însă potrivită pentru elementele de beton simplu și în consecință poate fi menținută.

Caracteristic pentru cazul I de compresiune excentrică, este faptul că forța de compresiune are punctul de aplicație în afara secțiunii, sau în interiorul secțiunii, în imediata apropiere a marginii acesteia iar elementele de beton simplu se rup odată cu atingerea deformației la întindere a betonului, adică odată cu fisurarea zonei întinse.

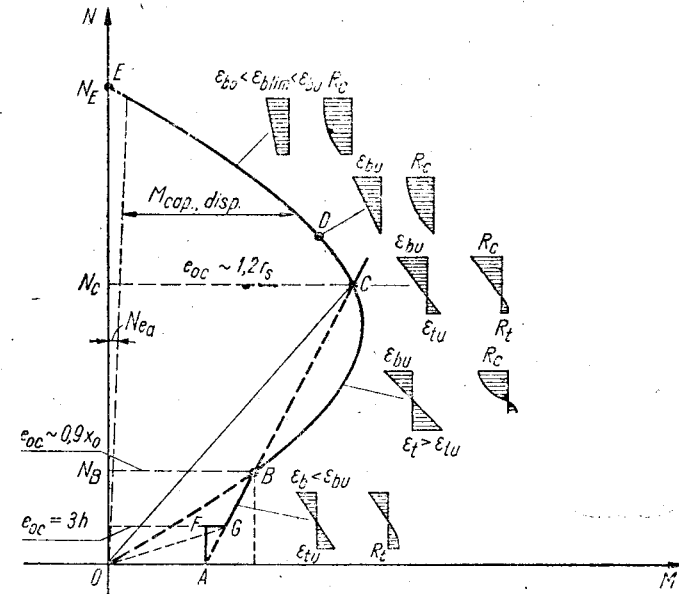


Fig. 4.1

În cazul II de compresiune excentrică punctul de aplicație a forței longitudinale se află mai la interiorul secțiunii, iar ruperea intervine ca urmare a atingerii deformației ultime la compresiune.

Dacă forța de compresiune acționează în interiorul simbului central atunci în secțiunile normale la axa elementului apar numai compresiuni și comportarea este foarte asemănătoare cu cea de la compresiune centrică. Valoarea deformației limită la compresiune crește pe măsură ce cresc excentricitatea forței și gradientul deformațiilor specifice pe secțiune, așa cum s-a arătat în capitolul 2. În calcule această deformație se consideră 2‰ în cazul compresiunii centrice și 3,5‰ în cazul în care forța are o excentricitate cel puțin egală cu distanța  $r_s$  de la centrul de greutate al secțiunii la marginea simbului central, de aceeași parte cu forța.

Dacă punctul de aplicare al forței de compresiune depășește limita simbului central, pe secțiunea transversală apar eforturi de întindere și fisuri. Practic vorbind apariția fisurilor înainte de cedarea elementului începe de la excentricități ale forței exterioare de cca. 1,2  $r_s$ . Atîta vreme însă, cît excentricitatea forței nu depășește o anumită valoare (practic, punctul de aplicare al forței nu depășește marginea secțiunii, capacitatea de rezistență nu se epuizează prin întindere, existînd posibilitatea echilibrării unei anumite valori de forță prin eforturile unitare din zona comprimată de beton.

Punctul de pe curba limită de interacțiune aflat la granița dintre cele două domenii distincte de solicitare, poate fi numit *punct de balans (echilibru)*, avînd proprietăți similare cu cele ale punctului de balans din cazul diagramei de interacțiune a secțiunilor de beton armat (subcapitolul 5.2).

Intrucît la elementele de beton simplu încovoiate sau solicitate la compresiune excentrică în condițiile cazului I de compresiune excentrică eforturile secționale care provoacă apariția fisurilor produc și ruperea elementelor, starea limită de apariție a fisurilor la aceste elemente nu este considerată o stare limită a exploatării normale, ci o stare limită ultimă.

La elementele comprimate excentric în condițiile cazului II de compresiune excentrică, la care forța longitudinală acționează în cadrul secțiunii eventuala apariție a fisurilor în zonele în care se dezvoltă eforturi de întindere nu afectează rezistența elementului și în consecință se verifică numai capacitatea portantă a secțiunii asigurată de zona comprimată de beton.

În absența armăturilor în cazul normal al absenței unor acțiuni corozive asupra betonului nu se pune problema limitării deschiderii fisurilor. De asemenea, în cazurile curente nu se pune condiția de limitare a deformațiilor și ca urmare în prescripțiile de proiectare, inclusiv în standardul 10107/0-90 nu se prevăd verificări ale elementelor de beton simplu la starea limită de deformație.

Standardul 10107/0-90 stabilește modul de calcul pentru elementele de beton simplu care pot fi asimilate cu bare sau elemente plane de suprafață. Nu se dau indicații concrete privind calculul elementelor masive, menționându-se că verificarea rezistenței elementelor de beton în aceste cazuri se face pe baza unor studii speciale.

În principiu analiza elementelor masive poate fi abordată prin metode numerice, utilizând programe de calcul automat bazate pe metoda elementului finit, care modelează comportarea betonului.

În absența unor asemenea programe pentru proiectarea curentă o serie de elemente, cum sînt de exemplu tălpile de fundații, cu proporții de elemente masive, sînt tratate în calcule ca plăci cu anumite corecții care urmăresc să introducă într-o manieră simplificată efectul caracterului tridimensional. Este de apreciat că prin extinderea utilizării procedeele de calcul perfecționate în proiectarea acestor elemente se pot realiza importante economii de material și, din acest motiv, folosirea acestor procedee este totdeauna recomandabilă.

## 4.2. CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON SIMPLU LA STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

### 4.2.1. Ipoteze de bază și descrierea algoritmului de rezolvare

Elementele de beton nearmat se execută în mod curent din betoane de clase inferioare (nedepășind obișnuit Bc. 10) la care deformațiile neelastice încep să se manifeste de la trepte foarte reduse ale încărcării.

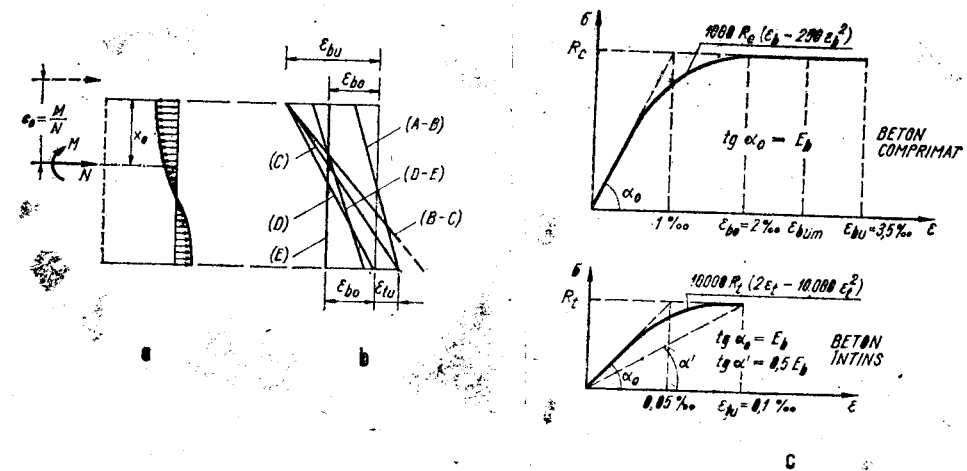
În deformația neelastică a betonului sînt incluse toate deformațiile care nu sînt proporționale (liniar elastice) cu încărcarea, inclusiv efectele mici ofisurării.

În aceste condiții calculul secțiunilor de beton simplu necesită o tratare neliniară. În principiu analiza stării de eforturi într-o secțiune normală la axa elementului implică considerarea simultană a trei tipuri de condiții (fig. 4.2).

- condiții de echivalență statică (fig. 4.2, a);
- condiții de compatibilitate a deformațiilor (ipoteza secțiunilor plane, fig. 4.2, b);
- relațiile între eforturile unitare și deformațiile specifice pentru betonul comprimat și betonul întins (fig. 4.2, c).

Rezolvarea problemelor implică un calcul iterativ constînd la fiecare ciclu din operațiile:

- se apreciază într-o primă aproximație poziția axei neutre;



— alegînd criteriul de rupere (prin compresiunea sau întinderea betonului), respectiv fixînd deformația specifică la una din fibrele externe ale secțiunii ( $\epsilon_{bu}$ , la fibra cea mai comprimată, sau  $\epsilon_{tu}$ , la fibra cea mai întinsă), se stabilește pe baza ipotezei secțiunilor plane distribuția deformațiilor specifice pe secțiune;

— plecînd de la distribuția deformațiilor specifice se stabilește distribuția eforturilor unitare pe secțiune, pe baza diagramelor caracteristice de calcul ale betonului comprimat și întins.

— se verifică echilibrul forțelor pe secțiune prin scrierea ecuației de proiecție; dacă diferența între efortul axial aplicat și rezultanta eforturilor unitare este mai mare decît valoarea corespunzătoare preciziei fixate, se modifică poziția axei neutre în sensul necesar pentru verificarea condiției de echilibru și se reia ciclul;

— după determinarea poziției axei neutre în limitele de aproximație admise, se stabilește momentul capabil al secțiunii printr-o ecuație de moment scrisă față de unul din punctele secțiunii.

Funcțiile parabolice care descriu relația efort unitar-deformație specifică în diagramele caracteristice de calcul (fig. 4.2, c) ale betonului comprimat și întins nu permit stabilirea unei soluții analitice, în condițiile proiectării curente, decît pentru secțiuni de forme foarte simple, cum sînt secțiunile dreptunghiulare. În cazul unor forme mai complicate de secțiuni rezolvarea practică implică tronsonarea secțiunii într-un număr de fișii, de obicei de formă dreptunghiulară și discretizarea funcțiilor continue prin considerarea valorilor din dreptul centrelor de greutate ale fișiiilor. Acest procedeu, specific calculului numeric, este abordabil practic, numai prin utilizarea programelor de calcul automat.

Avînd în vedere că nu se poate conta pe o concordanță perfectă între comportarea a betonului la rupere și modelul de calcul, nu este necesar să se recurgă la calcule prea complicate, pentru cazurile curente fiind suficiente și procedee simplificate, mai operative.

Din acest motiv în STAS 10107/0-90 se adoptă scheme simplificate de calcul pentru stabilirea relațiilor de calcul al secțiunilor elementelor de beton simplu, care sînt prezentate în cele ce urmează.

## 4.2.2. Calculul la încovoiere

Este de subliniat încă o dată că realizarea unor elemente de structură din beton nearmat a căror rezistență să fie dependentă de rezistența la întindere a betonului (elemente încovoiate sau comprimate cu excentricitate mare) nu poate fi principial admisă, decât în puținele situații precizate la paragraful 4.1, avînd în vedere faptul că în asemenea elemente fisurile întîmplătoare din cauze diferite, cum este de exemplu contracția betonului, au o mare probabilitate de apariție.

Din acest motiv evaluarea capacității portante la încovoiere a elementelor de beton simplu poate fi privită avînd mai mult un caracter teoretic.

Există și situații însă în care stabilirea momentului de fisurare prezintă o importanță practică deosebită. Exemplul caracteristic îl prezintă cazul unor elemente din structuri antiseismice, avînd secțiuni cu zone întinse dezvoltate la care momentul de fisurare este superior momentului ultim, ceea ce poate impune ca verificarea armării transversale să se facă la valoarea forței tăietoare asociate momentului de apariție a fisurilor.

Conform STAS 10107/0-90, schema de calcul al secțiunilor elementelor încovoiate din beton simplu are la bază următoarele ipoteze (fig. 4.3):

- secțiunile plane înainte de deformare rămîn plane și după deformare;
- diagrama eforturilor unitare în betonul comprimat este de formă triunghiulară (se consideră că în cazul în care ruperea secțiunii intervine ca urmare a fisurării betonului întins, eforturile unitare din beton sînt suficient de reduse pentru a accepta o lege  $\sigma$ - $\varepsilon$  liniară — vezi și punctul 5.4);
- diagrama eforturilor unitare în betonul întins este curbilinie, reflectînd plasticizarea parțială a acestei zone; în cazurile curente se permite să se adopte o diagramă dreptunghiulară (corespunzătoare unei plasticizări totale) și coeficienți de corecție.

Pentru o secțiune ca cea din fig. 4.3 ecuația de proiecție are forma:

$$\int_0^x \sigma dA - A_{bt} R_t = 0 \quad (4.1)$$

în care cu  $A_{bt}$  s-a notat aria zonei întinse de beton.

Plecînd de la condiția de distribuție a deformațiilor specifice pe secțiune conform ipotezei secțiunilor plane și considerînd că modulul de defor-

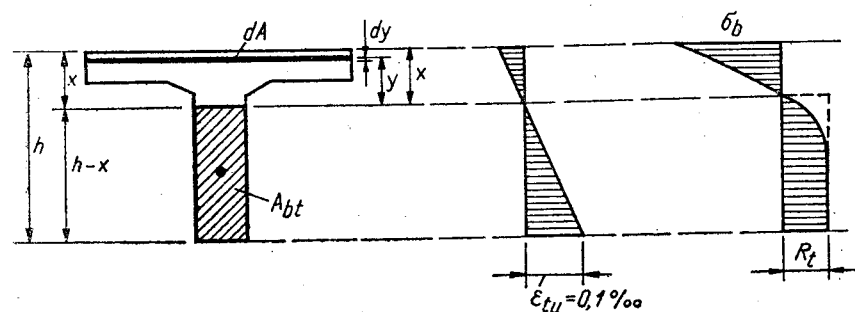


Fig. 4.3

mație (secant) corespunzător fibrei extreme întinse este în momentul ruperii  $E'_s = 0,5 E_s$  (fig. 4.2, c) se obține o relație între valoarea efortului unitar  $\sigma$  situat la distanță  $y$  de axa neutră și  $R_t$ :

$$\sigma = \frac{2R_t}{h-x} y \quad (4.2)$$

Introducînd expresia (4.2) în ecuația (4.1) se obține:

$$\frac{2R_t}{h-x} \int_0^x y dA - A_{bt} R_t = 0 \quad (4.3)$$

Notînd cu  $S_c = \int_0^x y dA$  momentul static al zonei comprimate în raport cu axa neutră și evidențiînd pe  $x$  se ajunge la expresia

$$x = h - \frac{2S_c}{A_{bt}} \quad (4.4)$$

dată în standard pentru determinarea înălțimii zonei comprimate.

Echilibrul momentelor pe secțiune furnizează valoarea momentului de fisurare, respectiv al momentului de rupere al secțiunii de beton simplu:

$$M_{cap} = \int_0^x \sigma y dA + A_{bt} R_t \frac{h-x}{2} = \frac{2R_t}{h-x} \int_0^x y^2 dA + A_{bt} R_t \frac{h-x}{2} \quad (4.5)$$

Notînd  $I_c = \int_0^x y^2 dA$  — momentul de inerție al zonei comprimate față de axa neutră,

$S_t = A_{bt} \frac{h-x}{2}$  momentul static al zonei întinse față de axa neutră, relația (4.5) devine:

$$M_{cap} = R_t \left( \frac{2I_c}{h-x} + S_t \right) \quad (4.6)$$

Expresia din paranteze are semnificația unui modul de rezistență la fisurare, calculat cu considerarea plasticizării integrale a zonei întinse:

$$W_f = \frac{2I_c}{h-x} + S_t \quad (4.7)$$

Valoarea momentului de rupere dată de (4.6) trebuie corectată pentru a lua în considerare faptul că plasticizarea zonei întinse nu este totală:

$$M_{cap} = c_{pl} W_f R_t \quad (4.8)$$

Coeficienții de corecție,  $c_{pl}$  au fost stabiliți pe bază unor studii efectuate la Institutul Politehnic Timișoara, în corelare cu rezultatele cuprinse în cercetări experimentale publicate în străinătate [34]. Parametrii de care depinde gradul de plasticizare a zonei întinse sînt clasa betonului (cu cît clasa este mai mare, cu atît comportarea betonului este mai puțin plastică),

factorul de scară (cu cât înălțimea absolută a secțiunii este mai mare, cu atât plastificarea zonei întinse este mai redusă), schema de încărcare și forma secțiunii.

Ținând seama de importanța redusă a elementelor încovoiate de beton simplu în construcțiile civile și industriale, în STAS 10 107/-76 s-a adoptat o soluție simplificată, menținută în actuala redactare a standardului, reținând ca parametru numai înălțimea secțiunii.

Pentru o mai ușoară aplicare practică, în standard valorile  $c_{pl}$  s-au întăbulat în funcție de  $h$ .

Pentru betonul cu agregate ușoare, cu o plasticizare relativ mai redusă decât a betonului greu, se introduce un coeficient suplimentar al condițiilor de lucru egal cu 0,90.

### 4.2.3. Calculul la compresiune excentrică

Calculul elementelor comprimate excentric, respectiv al elementelor solicitate de o forță de compresiune  $N$  și un moment încovoietor  $M$  se face considerând o excentricitate de calcul  $e_{oc}$  determinată cu relația:

$$e_{oc} = e_o + e_a \quad (4.9)$$

în care  $e_a$  este excentricitatea adițională egală cu  $\frac{h}{30}$ , dar nu mai puțin de 20 mm.

Nu se recomandă utilizarea betonului simplu la realizarea elementelor zvelte (cu raportul între lungimea de flambaj și înălțimea secțiunii  $l_f/h > 4$ ) la care devin semnificative efectele de ordinul II.

În situațiile speciale cînd se realizează totuși asemenea elemente din beton simplu, efectul flexibilității la elementele comprimate excentric (sporul de momente datorat efortului axial pe structura deformată) se ia în considerare prin coeficientul  $\eta$ , care amplifică în calcule valoarea excentricității  $e_{oc}$ . Valoarea aproximativă a coeficientului  $\eta$  se stabilește cu relația:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (4.10)$$

în care  $N_{cr}$  este forța critică de flambaj.

Modalitățile de stabilire a coeficientului  $\eta$  se prezintă în cap. 5.2.

Să ne referim din nou la diagrama de interacțiune limită  $N-M$  din fig. 4.1, pentru a preciza relațiile de calcul pentru cele două domenii distincte de comportare la compresiune excentrică.

a. Domeniul compresiunii excentrice cu *excentricitate mică* (fig. 4.4, a).

În acest caz schema de calcul constă în a stabili o arie convențională de beton comprimat  $A_{bc}$  al cărei centru de greutate corespunde cu punctul de aplicație a forței, suprafață pe care sînt distribuite uniform eforturile unitare cu valoarea  $R_c$ . Verificarea se exprimă prin condiția:

$$N \leq N_{cap} = A_{bc} R_c \quad (4.11)$$

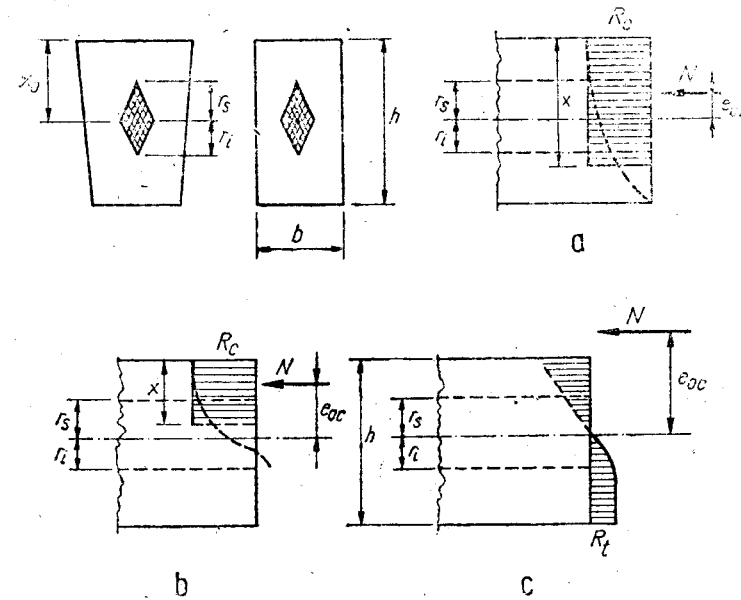


Fig. 4.4

În cazul secțiunilor dreptunghiulare, înălțimea  $x$  a zonei comprimate în momentul cedării este:

$$x = \frac{N}{bR_c} \quad (4.12)$$

iar momentul capabil al secțiunii este:

$$M_{cap} = b x R_c \left( h - \frac{x}{2} \right) = 0,5 N \left( 2h - \frac{N}{bR_c} \right) \quad (4.13)$$

evidențiind funcția parabolică a relației  $M-N$ .

b. Domeniul compresiunii excentrice cu *excentricitate mare* (fig. 4.4, c).

Pentru excentricități foarte mari (la  $e_{oc} \geq 3h$ ) se consideră că ruperea se produce practic la încovoiere fără efort axial, astfel că verificarea secțiunii se face pe baza relației (4.8).

Pentru excentricități mai reduse ( $e_{oc} < 3h$ ) se consideră că efortul favorabil al forței longitudinale de compresiune este cert. Condiția de verificare exprimă faptul că sub momentul încovoietor produs de forța excentrică, efortul unitar în fibra exterioară întinsă pe secțiunea cu zona întinsă parțial plastificată nu depășește  $R_t$ :

$$M = N e_{oc} \leq N r_s + c_{pl} W_f R_t \quad (4.14)$$

În secțiunile care sînt rosturi de turnare  $R_t = 0$  și momentul capabil se stabilește cu relația (4.13) corespunzătoare solicitării de compresiune excentrică cu excentricitate mică.

Explicitind expresia momentului capabil de fisurare definit de relația (4.14) pentru cazul secțiunilor dreptunghiulare se obține:

$$M_{cap} = N r_s + c_{pl} W_f R_t = N \frac{h}{6} + c_{pl} \frac{bh^2}{3,5} R_t \quad (4.15)$$

care exprimă relația liniară între  $N$  și  $M$  la ruperea elementelor comprimate cu excentricitate mare.

Intersecția curbilor care reprezintă momentele capabile corespunzătoare celor două domenii de comportare distincte la compresiune excentrică furnizează coordonatele punctului de balans, definit la pct. 4.1.

Pentru cazul secțiunii dreptunghiulare aceasta revine la a intersecta parabola (4.13) cu dreapta (4.15) obținind

$$N_{B,C} = 0,333 bh R_c \left[ 1 \pm \sqrt{1 - 5,25 c_{pl} \frac{R_t}{R_c}} \right] \quad (4.16)$$

respectiv

$$M_{B,C} = 0,5 N_{B,C} \left( 2h - \frac{N_{B,C}}{b R_c} \right) \quad (4.17)$$

Dintre cele două puncte de intersecție punctul  $B(N_B < N_C)$  este evident punctul de balans.

Punctul  $C$  corespunde aproximativ nivelului de solicitare axială, sub care ( $N < N_C$ ) în secțiuni apar fisuri în zona întinsă (fig. 4.4, b).

Domeniul definit de  $N_C \geq N \geq N_B$  este denumit uneori în lucrările de specialitate domeniul compresiunii excentrice cu *excentricitate medie* a elementelor de beton simplu.

În cazurile speciale, cînd în domeniul excentricității medii elementele se găsesc sub acțiuni corozive intense în mediu lichid (al cărui efect negativ se amplifică prin pătrunderea agenților corozivi în fisură) pentru evitarea fisurilor, standardul 10 107/0-90 limitează în mod acoperitor momentul capabil la valoarea momentului de fisurare dată de 4.15.

Pentru o categorie largă de forme de secțiune, excentricitățile  $e_{oc}$  ale forței longitudinale de compresiune corespunzătoare punctelor  $B$  și  $C$  au aproximativ valorile:

$$\frac{M_B}{N_B} \approx 0,9 x_0 \quad (4.18)$$

și

$$\frac{M_C}{N_C} \approx 1,2 r_s \quad (4.19)$$

cu  $x_0$ , notindu-se distanța de la centrul de greutate la fibra cea mai comprimată a secțiunii.

Pe aceasta bază STAS 10 107/0-90 definește domeniul compresiunii excentrice cu excentricitate medie prin intervalul de excentricități  $1,2 r_s \leq e_{oc} \leq 0,9 x_0$ .

## 5.

# CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON ARMAT. PRINCIPII DE ARMARE

### 5.1. CONSIDERAȚII INTRODUCTIVE

Aplicarea metodei stărilor limită la proiectarea sau la verificarea elementelor de beton armat implică executarea operațiilor indicate în schema din fig. 5.1. În capitolul de față se fac comentarii privind bazele relațiilor de calcul și ale regulilor de alcătuire constructivă care sînt prevăzute în STAS 10 107/0-90 în legătură cu proiectarea sau verificarea elementelor de beton armat. Atunci cînd elementele de beton armat reprezintă sau fac parte dintr-un subsansamblu structural expus deformațiilor plastice la acțiuni seismice intense, la proiectarea sau verificarea lor se au în vedere și prevederi speciale care vor fi comentate în capitolul 6.

Principiile aplicării metodei stărilor limită au fost prezentate și comentate în capitolul 1. În subcapitolul de față se dau numai unele precizări suplimentare privind verificările implicate de operațiile din fig. 5.1.

1. Calculul la starea limită de rezistență așa cum este prevăzut în STAS 10 107/0-90 se bazează pe condiția (1.1).

$$S_{max} \leq S_{cap}$$

unde  $S_{max}$  reprezintă efortul maxim (solicitarea maximă) în secțiunea în care se poate produce cedarea elementului, iar  $S_{cap}$  reprezintă efortul capabil (solicitarea capabilă) în acea secțiune.  $S_{max}$  se obține în urma calculului static al structurii considerînd încărcările cu valorile de calcul în pozițiile cele mai dezavantajoase pe structură.  $S_{cap}$  se obține considerînd distribuția eforturilor unitare pe secțiune în stadiul ei de cedare și valorile de calcul ale rezistențelor betonului și armăturii. Obiectul prevederilor

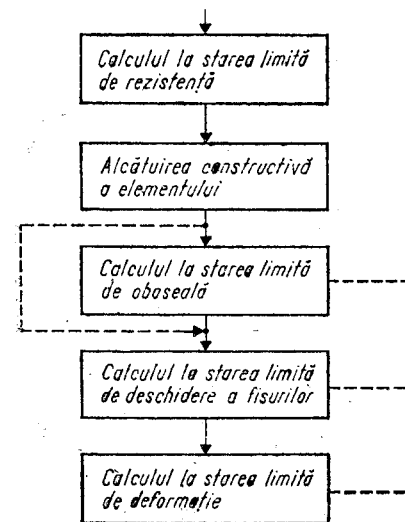


Fig. 5.1

privind calculul la starea limită de rezistență îl constituie tocmai precizarea ipotezelor și relațiilor de calcul care permit determinarea valorii  $S_{cap}$ . Aceste prevederi sînt de regulă valabile pentru elemente structurale liniare (de tip bară). STAS 10 107/0-90 admite folosirea lor și în cazul plăcilor plane cu încărcări normale pe planul median precum și în cel al elementelor bidirecționale plane încovoiate în planul lor (cum sînt, de exemplu, pereții structurali și grinzile pereți). De asemenea, aceste relații se pot utiliza și la elementele masive cu stare de solicitare plană.

În cazul elementelor de suprafață și tridimensionale supuse la solicitări complexe (plăci curbe subțiri, ansambluri de diafragme considerate ca profile spațiale cu perete subțiri, fundații masive de beton armat etc.), în lipsa unor modele de calcul care să reflecte comportarea lor reală sau atunci cînd asemenea modele există ele implică un volum de calcule (folosind tehnici avansate de calcul automat) inacceptabil pentru proiectarea curentă, se admite ca starea de eforturi să se determine prin procedee de calcul specifice comportării elastice care furnizează valori de eforturi unitare. Pentru a pune în evidență și în aceste cazuri comportarea de beton armat, eforturile capabile stabilite cu ipotezele specifice elementelor de beton armat se compară în eforturile secționale obținute prin integrarea eforturilor unitare pe secțiune.

2. Atunci cînd starea de eforturi este compusă, de exemplu moment încovoietor cu forță axială și/sau forță tăietoare, relația (1.1) se înlocuiește cu un grup de relații, fiecare relație corespunzînd cîte unui tip de efort (solicitare) din combinația respectivă.

3. La construcțiile curente de beton armat nu apare pericolul pierderii stabilității formei înainte de atingerea stării limită de rezistență. La elementele liniare de beton armat, de exemplu, această situație este asigurată în STAS 10 107-90, ca de altfel în toate prescripțiile de proiectare din lume, prin limitarea superioară a flexibilității  $\lambda = l_f/i$ , unde  $l_f$  este lungimea de flambaj a elementului, iar  $i$  este raza de girație minimă a secțiunii sale transversale. În cazurile speciale în care verificarea stabilității formei este necesară, de exemplu la plăci curbe subțiri, aceasta se va face pe baza unor prescripții specifice.

Influența flexibilității asupra siguranței elementelor comprimate de beton armat se recomandă să se ia în considerare prin evaluarea valorii  $S_{max}$  în relația (1.1) pe baza unui calcul de ordinul II al structurii. În cazurile curente se admite folosirea unei metode simplificate care constă în majorarea prin coeficienți aproximativi ai momentelor de ordinul I în relația (5.1) — vezi paragraful 5.2.4.

4. Pierderea stabilității poziției elementelor de beton armat (prin răsturnare sau lunecare) nu apare în mod curent în practică. În cazurile speciale în care verificarea stabilității poziției este necesară, de exemplu la elemente prefabricate, aceasta se va face pe baza unor prescripții specifice.

5. O proiectare corectă a elementelor de beton armat implică respectarea simultană atât a prevederilor de calcul cît și a prevederilor de alcătuire constructivă. Mai mult, unele verificări prin calcul nu se pot face decît după detalierea constructivă a elementului. În acest spirit alcătuirea constructivă a unui element de beton armat se face în paralel (uneori precede verificarea elementului la o anumită stare limită), astfel încît poziția operațiilor de alcătuire constructivă în schema din fig. 5.1, trebuie considerată doar simbolic.

6. Un element de beton armat se consideră proiectat judicios atunci cînd consumurile de materiale (cofraj, beton, armătură) și de energie înglo-

bată sînt dimensionate în domeniul economic pe baza stării limită de rezistență sau, eventual, la elemente unde există riscul apariției fenomenului de oboseală, pe baza stării limită de oboseală. Stările limită ale exploataării normale (starea limită de deschidere a fisurilor și starea limită de deformații) nu trebuie să conducă la creșterea consumurilor de materiale decît în cazuri foarte bine justificate.

## 5.2. CALCULUL LA STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ LA ÎNCOVOIERE CU SAU FĂRĂ EFORT AXIAL

### 5.2.1. Introducere

Calculul la starea limită de rezistență la încovoiere cu sau fără forță axială urmărește asigurarea elementelor de beton armat față de ruperea în secțiuni normale la axa acestora.

Dacă suportul vectorului moment încovoietor  $M$  coincide cu o axă principală a secțiunii sau dacă punctul de aplicație a forței  $N$ , paralelă cu axa elementului, se află pe o axă principală a secțiunii (fig. 5.2 a și b), atunci solicitarea este de încovoiere simplă (dreaptă) și axa neutră este paralelă cu direcția vectorului  $M$ .

Combinația de eforturi  $M$  și  $N$  asociate stării limită de rezistență este ilustrată de curba limită de interacțiune (denumită simplificat curbă de interacțiune) din fig. 5.3. Această curbă este simetrică sau nu în raport cu axa eforturilor axiale după cum secțiunea de beton armat este simetrică sau nu în raport cu axa principală față de care se încovoieie elementul (fig. 5.4).

Dacă vectorul moment încovoietor nu se suprapune pe o axă principală a secțiunii sau dacă punctul de aplicație al forței  $N$  nu este plasat în lungul unei axe principale (fig. 5.5, a și b), atunci elementul este solicitat la încovoiere oblică și axa neutră nu este paralelă cu direcția vectorului  $M$  ( $\theta \neq \omega$ ). În acest caz combinația de eforturi  $M$  (cu componentele  $M_x$  și  $M_y$ ) și  $N$ , asociate stării limită de rezistență, este ilustrată de suprafața de interacțiune din fig. 5.6.

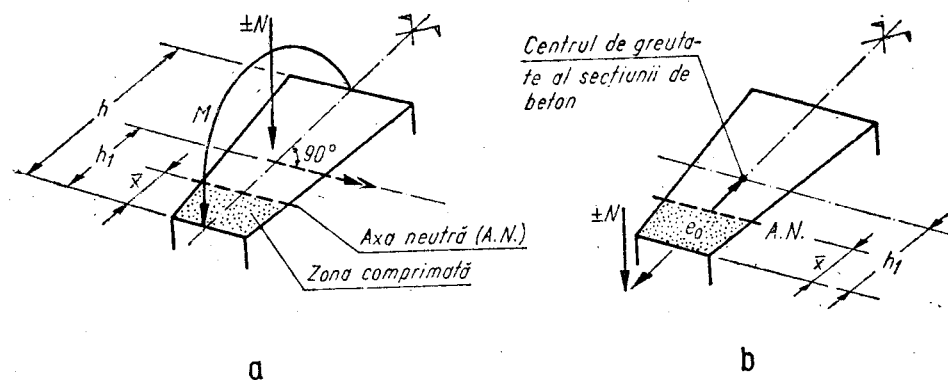


Fig. 5.2

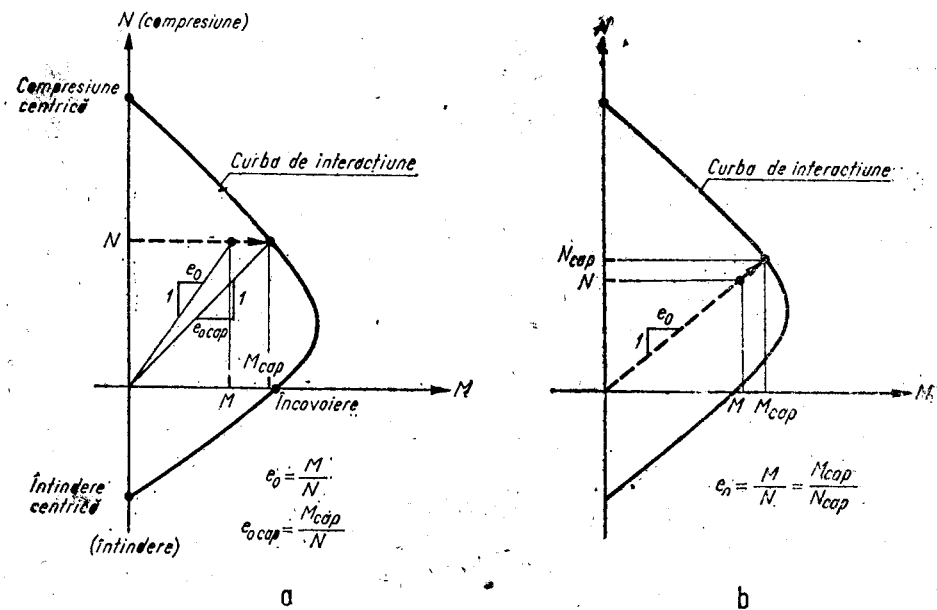


Fig. 5.3. Curba de interacțiune limită moment încovoier-efort axial. Medul în care se ating capacitatea de rezistență: a) când  $N = \text{constant}$  (cazul solicitării seismice) și b) când  $e_0 = \text{constant}$  (cazul solicitării produse de încărcările gravitaționale)

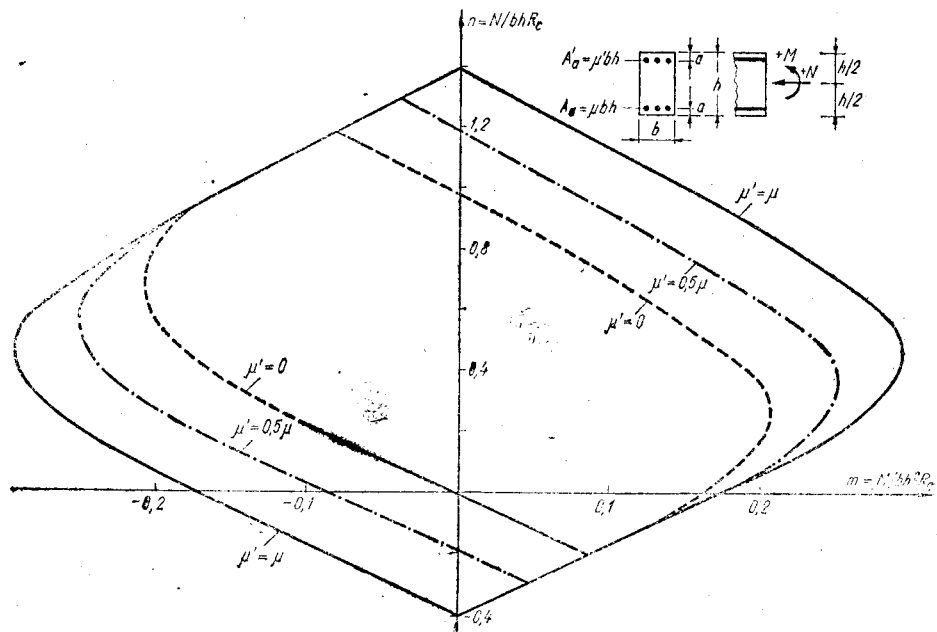


Fig. 5.4 Curba de interacțiune limită moment încovoier-efort axial pentru o secțiune dreptunghiulară de beton armat cu diverse rapoarte  $A_a/A_s$ . S-a considerat  $\mu = 0,008$ ,  $R_a = 300 \text{ MPa}$ .

$R_c = 11,5 \text{ MPa}$  ( $\alpha = \mu \frac{R_c}{R_c} \approx 0,2$ ) și  $\frac{a}{h} = 0,05$ .

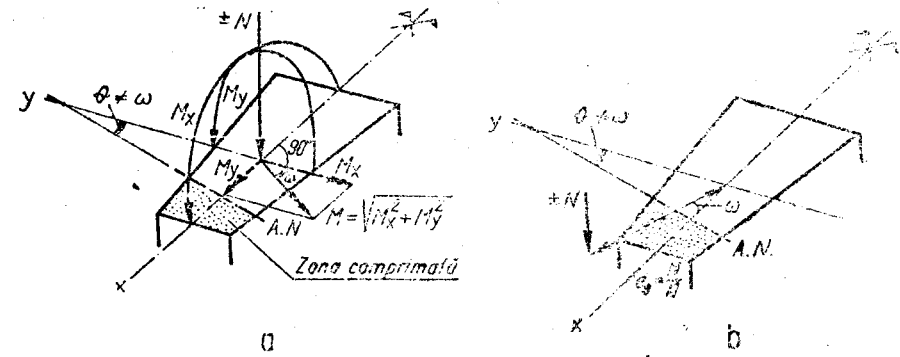


Fig. 5.5

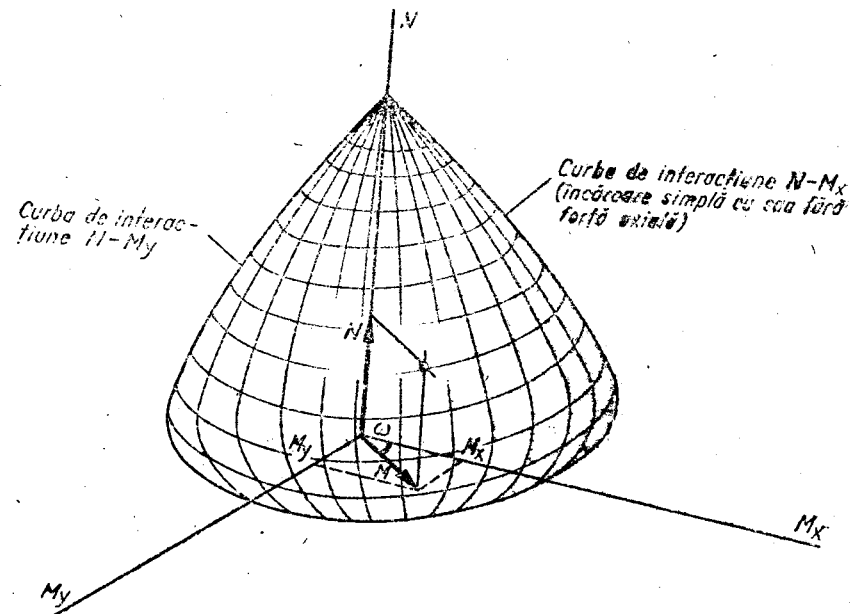


Fig. 5.6

La o anumită armare longitudinală a secțiunii (definită prin poziția și diametrul barelor) corespunde o anumită curbă sau suprafață de interacțiune.

La verificarea unei secțiuni de beton armat date se stabilește dacă punctul de coordonate  $N, M$  se găsește în domeniul delimitat de curba de interacțiune și, respectiv, dacă punctul de coordonate  $N, M, \omega$  (sau  $N, M_x, M_y$ ) se găsește în domeniul delimitat de suprafața de interacțiune.

În practică poate apărea una din următoarele două situații particulare (vezi, de exemplu, fig. 5.3 pentru cazul încovoierii simple):

— dacă forța axială  $N$  este constantă, atunci condiția de verificare se poate scrie sub forma

$$M \leq M_{cap} \quad (5.1, a)$$



sau

$$e_0 \leq e_{0\text{ cap}} \quad (5.1, b)$$

— dacă excentricitatea  $e_0$  este constantă, atunci condiția de verificare se scrie sub forma

$$|N| \leq |N_{\text{cap}}| \quad (5.2)$$

Formele echivalente (5.1) și (5.2) se folosesc, deci, în funcție de tipul acțiunii care produce moment încovoietor și efort axial. Situația  $N = \text{constant}$  corespunde mai bine unei supraîncărcări provocate de acțiunea seismică. Situația  $e_0 = \text{constant}$  corespunde mai bine unei supraîncărcări gravitaționale. În schemele logice din capitolul 7 se consideră condiția de verificare pentru situația  $N = \text{constant}$ .

La dimensionarea unei secțiuni de beton armat se stabilește armarea pentru care curba de interacțiune conține punctul de coordonate  $N, M$  și respectiv, pentru care suprafața de interacțiune conține punctul de coordonate  $N, M, \omega$  (sau  $N, M_x, M_y$ ).

Rezultă, deci, că problema de calcul la starea limită de rezistență în secțiunea normală implică de fapt determinarea unui punct pe curba sau pe suprafața de interacțiune.

Există două modalități de rezolvare a calculului la starea limită de rezistență în secțiune normală:

— cu ajutorul unei metode generale de calcul bazată pe exprimarea explicită a condițiilor statice, geometrice și fizice pentru secțiunea considerată;

— cu ajutorul unei metode simplificate de calcul care implică introducerea unor aproximări în vederea simplificării calculului și a rezolvării problemei numai cu ajutorul condițiilor de echilibru. În esență, aceste aproximări se referă la considerarea unei anumite configurații date a distribuției eforturilor pe secțiune la starea limită de rezistență, funcție de sensul și mărimea forței axiale și funcție de forma secțiunii transversale. Astfel, pentru fiecare subdomeniu distinct de solicitare la forță axială  $N$  (denumite simbolic: încovoiere, compresiune excentrică — cazul I, compresiune excentrică — cazul II, întindere excentrică cu excentricitate mică și întindere excentrică cu excentricitate mare) și pentru câteva forme curențe de secțiuni transversale, curba de interacțiune se obține numai pe baza condițiilor statice în secțiune.

În felul acesta, la punctele de frontieră între două subdomenii adiacente de solicitare la forță axială, curba de interacțiune furnizată de metoda simplificată de calcul poate prezenta discontinuități (de exemplu de pantă), pe când curba de interacțiune furnizată de metoda generală de calcul nu prezintă nici o discontinuitate pe tot domeniul de forță axială cuprins între compresiune centrică și întindere centrică.

Evident, pentru o secțiune transversală dată, curbele de interacțiune furnizate de metodele generale și simplificate nu coincid. Este important de menționat, însă, că în cazurile pentru care sînt prevăzute relații de calcul în metoda simplificată, diferențele care apar între cele două curbe de interacțiune sînt practic neglijabile.

Metoda simplificată de calcul prevăzută în STAS 10 107/0-90 este similară cu cea din edițiile anterioare ale acestei prescripții.

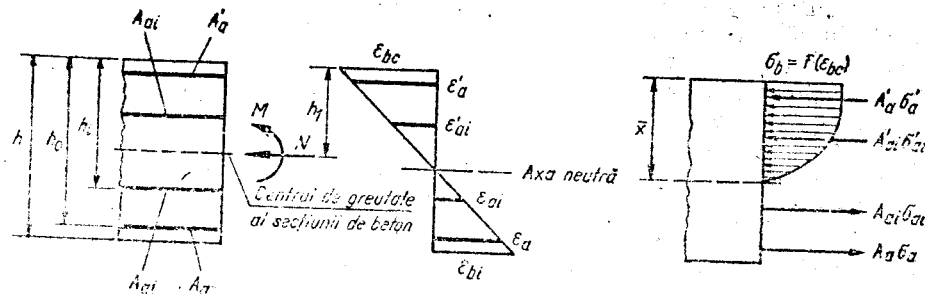


Fig. 5.7

Metoda generală de calcul, însă, este prevăzută pentru prima dată în țara noastră în STAS 10 107/0-90. Se consideră următoarele ipoteze de calcul (fig. 5.7):

— secțiunea plană normală rămîne plană și după deformare (ipoteza lui Bernoulli);

— armătura nu alunecă în raport cu betonul;

— eforturile unitare  $\sigma$  în betonul comprimat și în armătură rezultă pe baza deformațiilor  $\epsilon$  din curbele caracteristice ale betonului și armăturii (vezi fig. 2.4 și 3.4);

— se neglijează rezistența betonului la întindere;

— secțiunea normală ajunge la starea limită de rezistență sub combinația de eforturi  $M$  și  $N$  pentru care se atinge deformația limită  $\epsilon_{blim}$  la fibra cea mai comprimată a secțiunii ( $\epsilon_{bc} = \epsilon_{blim}$ ) sau  $\epsilon_{au}$  în armătura cea mai întinsă a secțiunii ( $\epsilon_a = \epsilon_{au}$ ).

În ce privește valorile  $\epsilon_{blim}$  și  $\epsilon_{au}$ , acestea se stabilesc așa cum s-a arătat în capitolele 2 și 3. Astfel  $\epsilon_{blim}$  se consideră conform fig. 5.8 iar valoarea  $\epsilon_{au}$  se consideră egală cu 5% pentru verificarea la grupări de încărcări care includ acțiunea seismică și cu 1,5% în celelalte cazuri.

În legătură cu aceste ipoteze sînt de făcut următoarele precizări:

— folosirea ipotezei lui Bernoulli la starea limită de rezistență este justificată de rezultate experimentale;

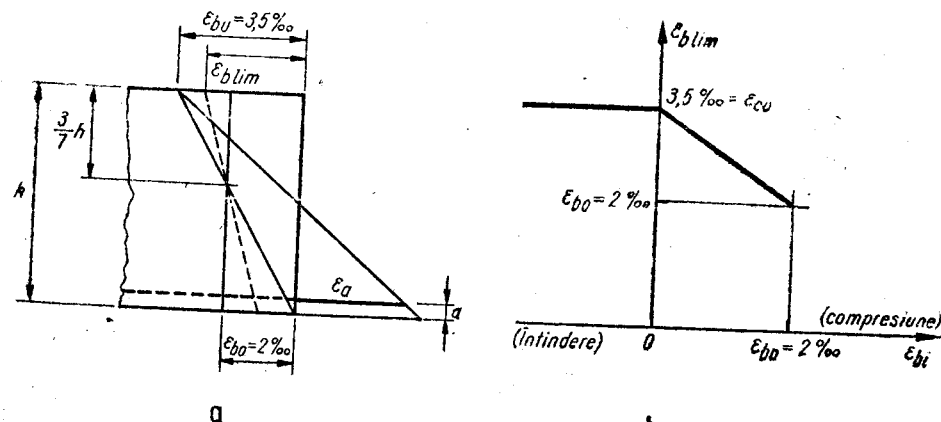


Fig. 5.8

— considerarea luncării armăturii în raport cu betonul nu modifică practic valorile  $N$  și  $M$  asociate stării limită de rezistență ci poate modifica numai capacitatea de deformare a secțiunii;

— neglijarea rezistenței betonului la întindere în calculul la starea limită de rezistență nu modifică practic rezultatele;

— atât forma cât și valorile caracteristice ale legilor fizice pentru betonul comprimat și armătură sînt date cu caracter de recomandare. Într-adevăr, STAS 10 107/0-90 permite folosirea și altor legi fizice sau altor valori limită (ultime) ale deformațiilor betonului și armăturii atunci cînd starea ultimă a secțiunii este asociată unor incursiuni mai ample ale secțiunii în domeniul inelastic cum se întîmplă la analiza răspunsului seismic neliniar. De altfel, este de subliniat că modificarea valorilor  $\epsilon_{bu}$  și  $\epsilon_{au}$  are efecte neglijabile asupra curbei sau suprafeței de interacțiune  $N-M$  (capacitatea de rezistență) dar poate avea efecte majore asupra capacității de deformare a secțiunii. Această capacitate de deformare intervine numai la stabilirea stadiului de cedare a secțiunii sau elementului, într-o analiză a răspunsului inelastic al structurii care, asigurînd evitarea colapsului, admite apariția de degradări ale acesteia.

În toate cazurile în care răspunsul nu se referă la acțiunea seismică, se consideră o valoare  $\epsilon_{au}$  redusă la 1,5%, avînd în vedere asigurarea împotriva unor degradări structurale sub încărcări de exploatare (de exemplu săgeți și/sau fisuri cu deschideri remanente exagerate).

În raport cu metoda simplificată de calcul, metoda generală are următoarele avantaje:

— nu are domeniul de aplicabilitate limitat la anumite forme de secțiuni de beton armat, la anumite domenii de variație ale distribuției deformațiilor specifice  $\epsilon$  pe secțiune sau la un anumit caz de încărcare (simplă sau oblică);

— furnizează atât capacitatea de rezistență cât și capacitatea de deformare a secțiunii;

— se poate folosi și la determinarea stării de eforturi și deformații unitare pe secțiunea normală solicitată de combinații  $N, M$  inferioare celor asociate stării limită de rezistență.

Pe de altă parte, însă, este de observat că metoda generală de calcul implică cunoașterea armăturii în secțiunea normală și deci nu poate fi folosită ca metodă de dimensionare decît dacă se aplică iterativ, sau dacă, pe baza ei, se construiesc tabele de calcul pentru anumite tipuri de secțiuni. De exemplu, tabelele 9, 10 și 11 și 11 din *Anexă* sînt construite cu ajutorul metodei generale de calcul.

Este important de subliniat că această metodă de calcul nu poate fi practic folosită decît cu ajutorul calculatorului — vezi de exemplu [124; 125; 126].

În cele ce urmează se discută metoda simplificată de calcul, la starea limită de rezistență prevăzută de STAS 10 107/0-90.

## 5.2.2. Starea limită de rezistență la încovoiere simplă cu sau fără forță axială

**a. Considerații introductive** Metoda simplificată de calcul se bazează pe adoptarea unor ipoteze privind distribuția eforturilor pe secțiune astfel încît condițiile statice să fie singure capabile să permită rezolvarea problemei.

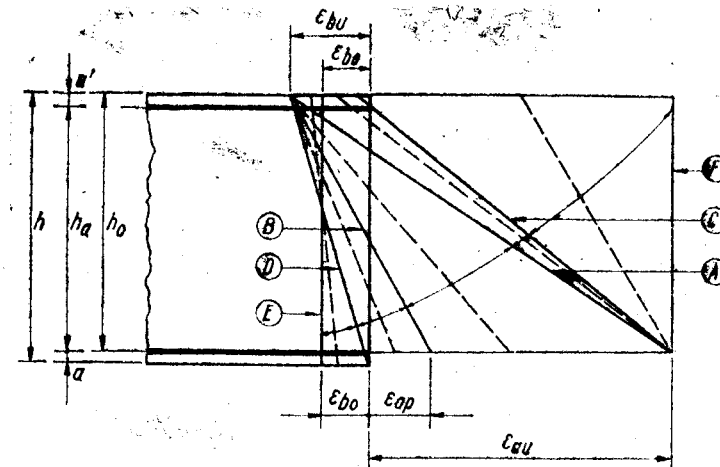


Fig. 5.9

Aceste distribuții convenționale de eforturi pe secțiune diferă funcție de poziția axei neutre a secțiunii la starea limită de rezistență. Din acest punct de vedere se pot defini mai multe situații limită caracteristice privind distribuția deformațiilor pe secțiune (vezi fig. 5.9 unde sînt indicate și notațiile).

*Situația limită A* corespunde situației în care armătura  $A_a$ , cea mai întinsă de  $M$ , ajunge la deformația specifică limită admisă simultan cu cedarea betonului comprimat ( $\epsilon_u = \epsilon_{au}$  și  $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bu}$ )<sup>1)</sup>. În această situație, înălțimea zonei comprimate este <sup>2)</sup>:

$$\bar{x}_a = h_0 \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_{au}} \quad (5.3)$$

Forța axială  $N_a$  corespunzătoare situației limită *A* poate fi compresiune sau întindere în funcție de forma și armarea secțiunii.

*Situația limită B* corespunde cazului în care armătura  $A_a$  ajunge la limita de curgere ( $\epsilon_a = \epsilon_{ap} = R_a/E_a$ ) simultan cu cedarea betonului comprimat ( $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bu}$ ). În această situație, corespunzătoare așa numitului punct de balans (de pe curba de interacțiune), înălțimea zonei comprimate este

$$\bar{x}_b = h_0 \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \frac{R_a}{E_a}} \quad (5.4)$$

*Situația limită C* corespunde cazului în care armătura  $A_a$  cedează ( $\epsilon_u = \epsilon_{au}$ ) în timp ce armătura  $A'_a$  comprimată de  $M$ , nu este solicitată ( $\sigma'_a = \epsilon'_a = 0$ ). În această situație, înălțimea zonei comprimate este

$$\bar{x}_c = a' \quad (5.5)$$

<sup>1)</sup> În lucrare, compresiunea în beton și întinderea în armătură se consideră pozitive.

<sup>2)</sup> În cele ce urmează se notează cu  $\bar{x}$  înălțimea zonei comprimate „reale” (care rezultă pe baza distribuției  $\epsilon$  pe secțiune—vezi fig. 5.7, iar cu  $x$  înălțimea zonei comprimate „convenționale” (care rezultă pe baza distribuției de eforturi admise în metoda simplificată de calcul — vezi, de exemplu, fig. 5.14).

Din definierea situațiilor limită A, B, și C rezultă următoarele:

1. Dacă  $\bar{x} > \bar{x}_c$ , cedarea secțiunii se datorează cedării betonului la compresiune. La cedarea secțiunii, armătura  $A_a$  poate fi sau nu pe palierul de încărcare după cum  $\bar{x}$  este mai mic sau nu decât  $\bar{x}_0$ . Dacă  $\bar{x} > h_0$  armătura  $A_a$  și deci toată secțiunea sînt comprimate.

2. Dacă  $\bar{x} < \bar{x}_c$ , cedarea secțiunii se datorează cedării armăturii. Dacă  $\bar{x} > \bar{x}_c$ , atunci armătura  $A'_a$  și o parte din secțiunea de beton sînt comprimate. Dacă  $\bar{x} < \bar{x}_c$ , atunci armătura  $A'_a$  și deci toată secțiunea sînt întinse.

Este important de remarcat că pentru o anumită secțiune de beton armat, înălțimea  $\bar{x}$  a zonei comprimate la starea limită de rezistență crește odată cu forța axială  $N$  și cu diferența între  $A_a$  și  $A'_a$ .

Pe aceste considerente, în calculul la *încovoiere cu forța axială* pot interveni următoarele situații caracteristice (fig. 5.10).

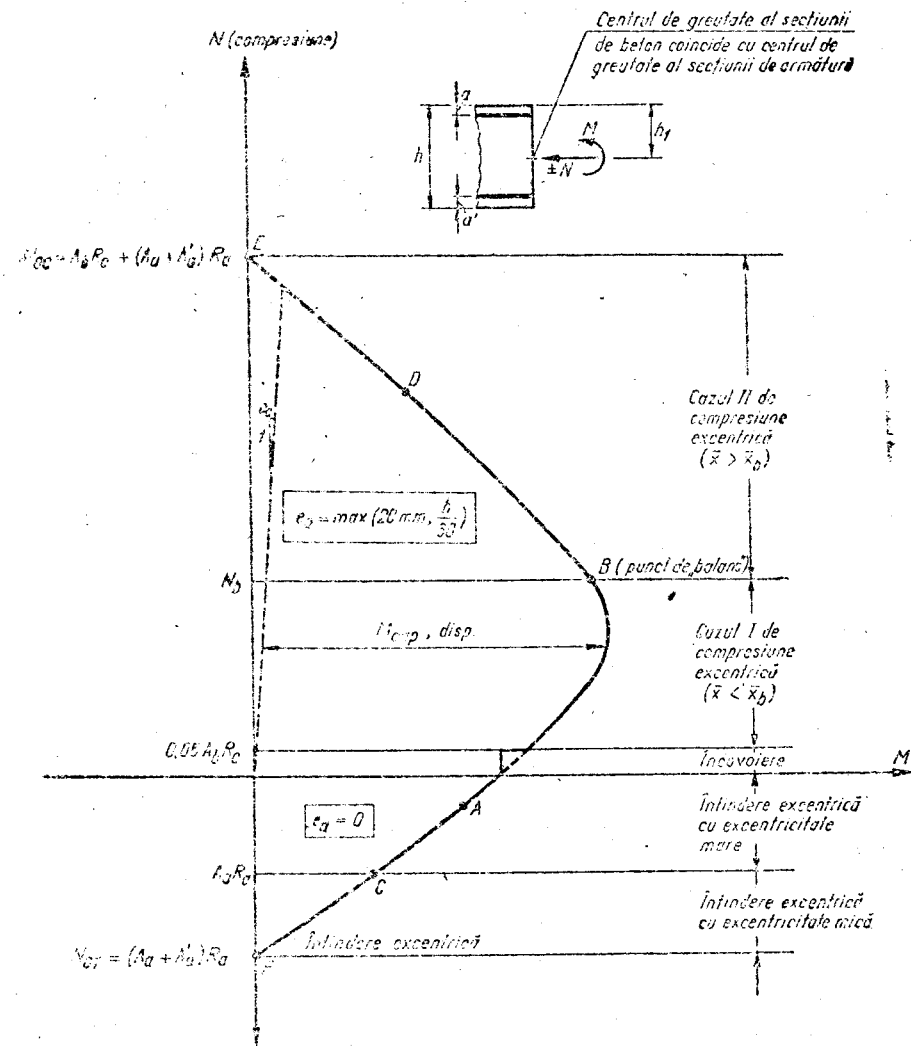


Fig. 5.10

- (i)  $\bar{x} > \bar{x}_c$ ,
- (ii)  $\bar{x}_0 > \bar{x} > \bar{x}_c$ ,
- (iii)  $\bar{x} < \bar{x}_c$ .

În cadrul metodei simplificată de calcul situațiile precedente se denumesc:

- Cazul II de compresiune excentrică în situația (i)
- Cazul I de compresiune excentrică în situația (ii) cu forța axială  $N$  de compresiune
- Încovoiere în situația (ii) cu forța axială  $N \approx 0$ .
- Întindere excentrică cu excentricitate mare în situația (ii) cu forța axială  $N$  de întindere.
- Întindere excentrică cu excentricitate mică în situația (iii).

Se observă că în redactarea STAS 10107/0-90 cele două subdomenii ale compresiunii excentrice sînt denumite cazul I și cazul II, abandonîndu-se denumirile de compresiune excentrică cu excentricitate mare și, respectiv, compresiune excentrică cu excentricitate mică folosite în edițiile precedente ale prescripțiilor.

Această modificare este impusă de faptul că, la compresiunea excentrică a unei anumite secțiuni de beton, poziția punctului B, de balanță (granița între cele două domenii) nu corespunde unei valori constante a excentricității  $e_0 = M_{cap}/N$  așa cum se întîmplă în cazul întinderii excentrice (fig. 5.11). Într-adevăr, de exemplu în cazul unei secțiuni simetrice armate, punctul de balanță B corespunde unei valori constante,  $N_b$ , a forței axiale atunci cînd cantitatea de armătură pe secțiune se modifică. În felul acesta, pentru o anumită excentricitate  $e_{0c}$ , starea limită de rezistență a secțiunii comprimate excentric poate corespunde cazului I sau II după cum armarea secțiunii este mai slabă sau, respectiv, mai puternică.

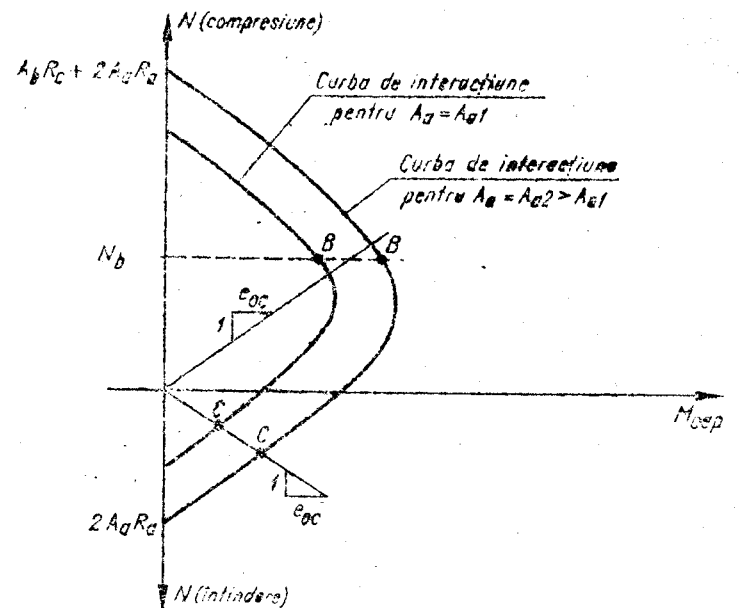


Fig. 5.11

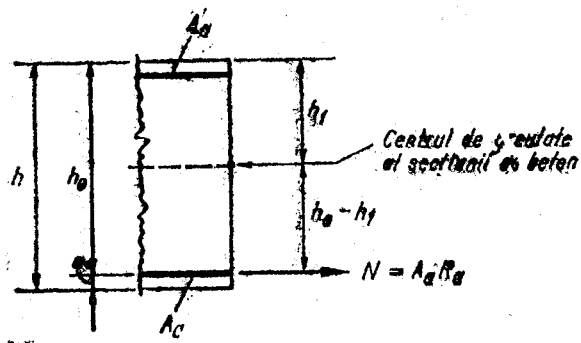


Fig. 5.12

În fig. 5.9 și 5.10 mai este marcată și situația în care la fibra extremă întinsă de momentul  $M$  efortul unitar este nul (punctul D de pe diagrama limită de interacțiune). Pentru eforturi axiale de compresie mai mari decât cel corespunzător situației D, în momentul ruperii secțiunii  $\epsilon_{otim} < \epsilon_{bu}$ . Din acest motiv în metoda simplificată de calcul se dau relații aproximative diferite pentru stabilirea eforturilor unitare din armături în secțiuni comprimate excentric în condițiile cazului II, după cum situația limită de solicitare corespunde pe curba de interacțiune unui punct situat mai sus de punctul D sau mai jos de acesta (vezi, de exemplu relațiile 5.18 și 5.19 sau 5.35 și 5.36).

În cazul întinderii excentrice, poziția punctului C (granița între domeniile de solicitare la întindere excentrică cu excentricitate mică și întinderea excentrică cu excentricitate mare) corespund unei valori constante a excentricității  $e_0$  (ig. 5.12).

$$e_{0c} = h_0 - h_1 \quad (5.6)$$

indiferent de mărimile ariilor armăturilor  $A_a$  și  $A'_a$ .

b. **Încovoiere.** Din punct de vedere practic, situația de solicitare la încovoiere se consideră nu numai atunci când forța  $N$  este zero, ci și atunci când valoarea ei este foarte mică. În felul acesta, pentru domeniul practic de încovoiere curba de interacțiune are alura prezentată în fig. 5.10.

La încovoiere întotdeauna  $x > 0$ , pentru a avea o zonă comprimată pe secțiune, și trebuie ca  $x \leq x_b$  pentru a folosi eficient armătura  $A_a$ .

În metoda simplificată de calcul se consideră distribuția de eforturi din fig. 5.13 astfel:

- pe înălțimea convențională  $x$  a zonei comprimate, eforturile unitare în beton sînt constante și egale cu  $R_c$ ;
- în armătura întinsă  $A_a$ , efortul  $\sigma_a$  este egal cu  $R_a$ ;

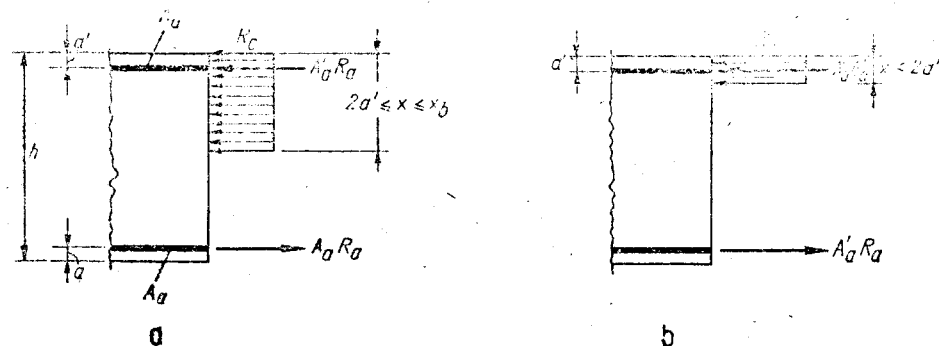


Fig. 5.13

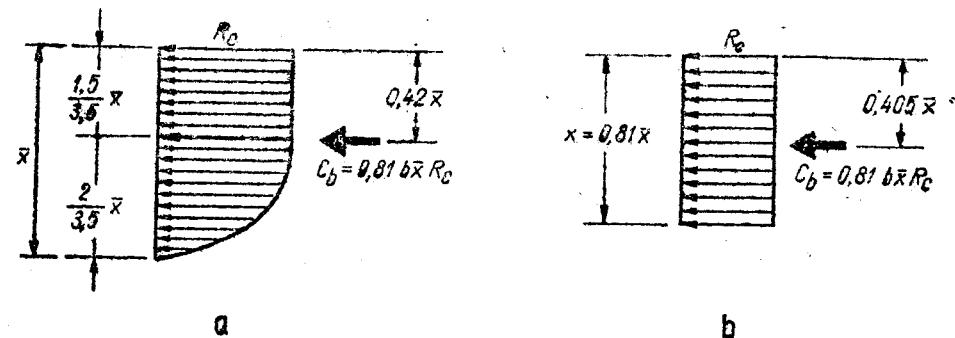


Fig. 5.14

— în armătura comprimată  $A'_a$ , efortul  $\sigma'_a$  este mai mic sau egal (în valoare absolută) cu  $R_a$ , după cum înălțimea  $x$  a zonei comprimate este mai mică sau, respectiv, egală și mai mare decât  $2a'$ .

În legătură cu această distribuție de eforturi sînt de făcut cîteva precizări.

1. În fig. 5.14 se arată că distribuția convențională de eforturi în beton reprezintă o aproximare foarte bună a distribuției de eforturi conform metodei generale de calcul, atunci cînd zona comprimată are formă dreptunghiulară, (în cazul obișnuit cînd  $\epsilon_{bc}$  este egal cu  $\epsilon_{bu}$ ) introducînd erori nesemnificate în ceea ce privește poziția rezultantei eforturilor de compresie din beton. Se observă, de asemenea, că în acest domeniu se poate admite aproximația

$$x \approx 0,8 x \quad (5.7)$$

Dacă cedarea secțiunii este datorată atingerii deformației admise în armătura  $A_a$  ( $x < x_a$ , vezi fig. 5.9), atunci raportul  $\frac{x}{x}$  scade sub 0,8, cu atît mai mult cu cît  $\epsilon_{bu}$  este mai mic, iar cantitatea de armătură întinsă este mai mică (fig. 5.15).

În cazul secțiunilor în formă de T cu talpa în zona comprimată domeniul de procente de armare în care relația 5.7 este apropiată de realitate este mai restrîns, reduciindu-se odată cu creșterea raportului  $\frac{b_2}{b}$  și reducerea

raportului  $\frac{h_2}{h}$ .

Pentru secțiunile dreptunghiulare și secțiunile în formă de T cu proporțiile întîlnite în mod obișnuit în construcțiile de beton armat, metoda simplificată oferă o precizie cu totul satisfăcătoare pentru nevoile proiectării curente, valorile eforturilor capabile obținute prin aplicarea acesteia, diferind cu cel mult cîteva procente de cele furnizate de metoda de calcul exact.

Atunci cînd se urmărește să se stabilească capacitatea de deformare secțională (rotirea specifică ultimă), relația 5.7 oferă o aproximație satisfăcătoare numai pentru secțiunile de formă dreptunghiulară. În cazul altor forme de secțiune utilizarea relației 5.7 nu oferă siguranța necesară, pentru stabilirea caracteristicilor de deformare ale secțiunii fiind recomandabilă metoda riguroasă.

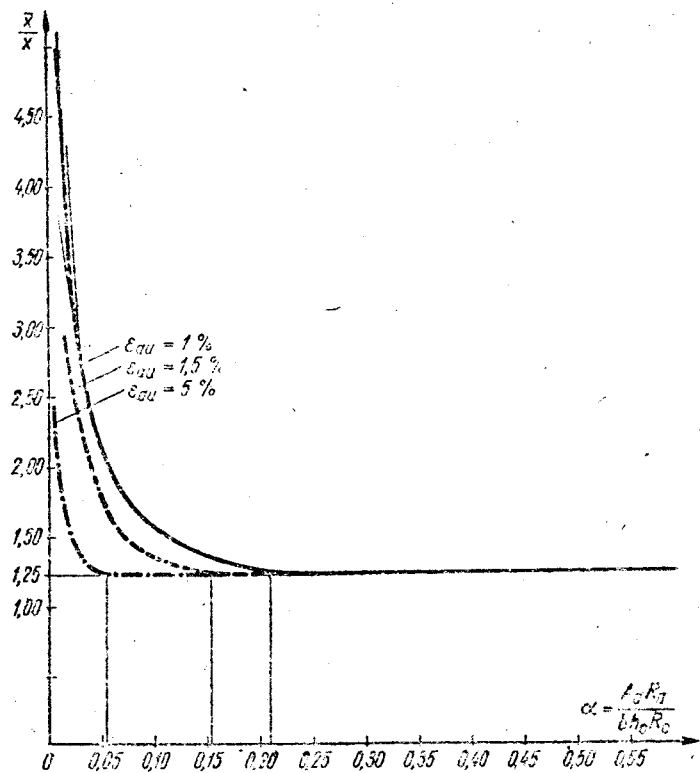


Fig. 5.15. Variația raportului între înălțimile zonei comprimate la starea limită de rezistență pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate de elemente încovoiate, stabilite conform metodei generale ( $\xi$ ) și simplificate ( $x$ ) în funcție de valoarea deformației  $\epsilon_{su}$  admisă pentru oțel. S-au considerat  $\epsilon_{su} = 3,5\%$  și diverse valori  $R_s$  (9,5; 15 și 19 MPa) și  $R_a$  (210, 300 și 350 MPa).

2. Pe baza relației precedente, condiția  $x \leq x_0$ , care asigură curgerea armăturii  $A_a$  ( $\sigma_a = R_a$ ) se mai poate scrie sub forma

$$\xi \leq \xi_b \quad (5.8)$$

unde

$$\xi = \frac{x}{h_0} \quad (5.9)$$

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = 0,8 \frac{x_b}{h_0} = 0,8 \frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_{su} + R_a/E_a} \quad (5.10)$$

În tabelul 5.1 se dau valorile  $\xi_b$  prevăzute în STAS 10 107/0-90. Valorile sînt rotunjite și iau în considerare faptul că  $\epsilon_{su}$  scade față de 3,5‰ atunci cînd rezistența betonului crește sau atunci cînd betonul are agregate ușoare.

Distribuția de eforturi din fig. 5.13 și calculul valorii  $\xi_b$  se bazează pe ipoteza existenței palierului de curgere al armăturii  $A_a$ . În cazul armăturii din sîrmă trasă STNB, care nu are palier distinct de curgere, valoarea  $\xi_b$  din

Tabelul 5.1. Valorile  $\xi_b$  conform STAS 10 107/0 89

Tipul de beton	Tipul de armătură	Clasa de beton	
		$\leq Bc 35$	$> Bc 35$
Beton obișnuit	OB 37	0,60	0,55
	PC 52, PC 60, STNB	0,55	0,50
Beton cu agregate ușoare	OB 37	0,55	—
	PC 52, PC 60, STNB	0,50	—

Tabelul 5.1 este stabilită pe baza valorii rezistenței  $R_a$ . De fapt, pentru aceste armături, cu cît  $\xi$  este mai mic decît  $\xi_b$ , cu atît efortul efectiv  $\sigma_a$  este în realitate mai mare decît  $R_a$  și deci momentul capabil real este mai mare decît momentul capabil determinat cu metoda simplificată de calcul folosind distribuția convențională din fig. 5.13.

3. Limita  $x = 2a'$  sub care se consideră  $|\sigma'_a| < R_a$  este evident aproximativă. În realitate această limită trebuie să depindă de raportul  $x/x_0$ , care variază ca în fig. 5.15, de  $\epsilon_{su}$  și de  $R_a$ . Analize numerice au arătat însă că rezultatele calculului nu depind semnificativ de valoarea adoptată pentru această limită, care este foarte comodă pentru calculele practice.

Atunci cînd  $|\sigma'_a| < R_a$ , momentul capabil al secțiunii se calculează dintr-o ecuație de moment în raport cu axa armăturii  $A'_a$  în care aportul zonei comprimate de beton se neglijează pe baza faptului că este foarte mic și că neglijaarea lui are un efect acoperitor.

4. Este de reținut că în cazul unor secțiuni încovoiate cu procente reduse ale armăturii  $A_a$  din zona întinsă, așa cum se întîlnesc uneori la plăcile planșelor clădirilor civile, secțiuni dimensionate prin metoda aproximativă, deformația specifică a armăturii întinse (care nu se determină explicit în această metodă) poate depăși limita admisă de 1,5‰. Se consideră că se pot accepta asemenea situații, avînd în vedere faptul că la aceste elemente sînt posibile importante redistribuții ale eforturilor, prin deformații plastice și ca efect al curgerii lente a betonului, iar pe de altă parte numărul mare de bare cu care se armează plăcile face aceste elemente mai puțin sensibile la efectul coroziunii.

În tabelul 5.2 se dau relațiile de calcul la starea limită de rezistență a secțiunilor dreptunghiulare încovoiate sau cu talpă în zona comprimată. În toate situațiile, calculul se reduce la cazul secțiunii dreptunghiulare simplu armate. Pentru acest caz, în Anexă în tabelul 7 se dau valorile  $\xi$ ,  $m$  și  $\gamma$  în funcție de procentul de armare.

$$p = 100 \frac{A_a}{bh_0} \quad (5.11)$$

de clasa de beton (Bc 10 ... Bc 30) și tipul de armătură (OB 37, PC 52 și PC 60), unde  $\xi$  este definit în relația (5.9);

$$m = \frac{M_{cap}}{bh_0^2 R_a} \quad (5.12)$$

Tabela 5.2 Relații simplificate de calcul la starea limită de rezistență la încovoiere

Forma secțiunii	Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate	Relații de calcul
Secțiune dreptunghiulară		$x \leq x_b$  $2a' \leq x \leq x_b$ $(\sigma_s = R_s)$  $x \leq 2a' (\sigma_s' < R_s)$ cu: $x = \frac{(A_s - A_s') R_s}{b R_c}$	$b x R_c = A_s R_s$ $M_{cap} = b x R_c \left( h_0 - \frac{x}{2} \right)$  $b x R_c = (A_s - A_s') R_s$ $M_{cap} = A_s' R_s (h_0 - a') + b x R_c \left( h_0 - \frac{x}{2} \right)$  $M_{cap} = A_s R_s h_0$
Secțiuni I, I sau asimilabile cu acestea		$x \leq h_p$ sau: $b_p h_p R_c \geq (A_s - A_s') R_s$ cu $h_p \geq 2a'$  $h_p > x > x_b$	Ca o secțiune dreptunghiulară cu $b = b_p$  $b x R_c + (b_p - b) h_p R_c = (A_s - A_s') R_s$ $M_{cap} = (b_p - b) h_p R_c \left( h_0 - \frac{h_p}{2} \right) + b x R_c \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + A_s' R_s h_0$

iar

$$\gamma = \frac{M_{cap}}{h_0 A_s R_s} \quad (5.13)$$

Din echilibrul axial se observă că

$$\xi = \alpha = \frac{A_s' R_s}{b h_0} \cdot \frac{R_s}{R_c} \quad (5.14)$$

unde  $\alpha$  este coeficientul fizic de armare.

Pe baza relațiilor (5.11) și (5.14) se poate scrie relația

$$p = \xi \frac{100 R_c}{R_s} \quad (5.14 a)$$

Dacă în relația precedentă se introduce valoarea  $\xi = \xi_0$  din tabelul 5.1, se obține valoarea maximă a procentului de armare,  $p_{max}$ . Trebuie ca  $p < p_{max}$  pentru ca armătura întinsă să ajungă la curgere (să se plastifice) înainte de cedarea secțiunii de beton.

Înălțimea utilă  $h_0$  a secțiunii dreptunghiulare, simplu armate se poate stabili cu relația

$$h_0(\text{mm}) = r \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (5.15)$$

unde  $M$  și  $b$  se exprimă în Nmm și, respectiv, în mm iar valoarea  $r$  este dată în tabelul 8 din Anexă funcție de procentul de armare  $p$  din relația (5.11) și de tipurile de beton și armătură folosite.

Pentru secțiuni cu zone comprimate de altă formă decît dreptunghiulară sau în T, distribuția convențională de eforturi din fig. 5.13, poate introduce aproximări prea mari. Pentru secțiuni de formă circulară sau inelară calculul practic se poate face cu ajutorul coeficienților din tabele 10, și respectiv 11 din Anexa B pe baza metodei generale de calcul (vezi § 5.2.2. f).

c. Compresiune excentrică — cazul I — și întindere excentrică cu excentricitate mare. În domeniul compresiunii excentrice — cazul I — și întinderii excentrice cu excentricitate mare (fig. 5.11), înălțimea zonei comprimate a secțiunii satisface condițiile  $x_b \geq x \geq x_c$ . Pe această bază, metoda simplificată de calcul presupune aceeași distribuție de eforturi pe secțiune la starea limită de rezistență ca și în cazul încovoierii (fig. 5.14).

Pentru calculul secțiunilor dreptunghiulare prin metoda simplificată situațiile limită B și C din fig. 5.11 pot fi determinate după cum urmează.

Situația limită B (punctul de balans) este definită prin valoarea forței axiale.

$$N_b = b x_b R_c - (A_s - A_s') R_s \quad (5.16)$$

dacă zona comprimată este dreptunghiulară și, respectiv,

$$N_b = (b_p - b) h_p R_c + b x_b R_c - (A_s - A_s') R_s \quad (5.17)$$

dacă există talpă în zona comprimată.

Din relațiile precedente rezultă că forța axială  $N_b$  nu depinde de cantitatea de armătură, dacă secțiunea este armată simetric ( $A_s = A_s'$ ). De asemenea, rezultă că  $N_b$  crește dacă  $A_s'$  crește în raport cu  $A_s$  și/sau dacă talpa secțiunii crește.

Situația limită C corespunde cazului în care intensitatea forței axiale de întindere este egală cu  $A_c R_a$  (fig. 5.12).

Pentru cazul curent al secțiunii simetric armate rezultă că poziția limitelor B și C se modifică odată cu creșterea armăturii ca în fig. 5.11.

În tabelele 5.3 și 5.4 se dau relațiile de calcul la starea limită de rezistență la compresiune excentrică — cazul I — respectiv, la întindere cu excentricitate mare pentru secțiuni dreptunghiulare sau cu talpă în zona comprimată.

În tabelele 5.3 și 5.4,  $h_1$  reprezintă distanța de la fibra cea mai comprimată a secțiunii la axa considerată la evaluarea solicitărilor  $N$  și  $M$ . Această axă poate sau nu să coincidă cu axa centrelor de greutate ale secțiunilor.

Pentru elementele comprimate excentric condiția de siguranță a secțiunii la starea limită de rezistență presupune ca valoarea momentului capabil determinat cu relațiile din tabelul 5.3 să fie mai mare, cel puțin egală cu momentul secțional (stabilit prin echilibrul pe poziția deformată a structurii, deci momentul de ordinul II, vezi § 5.2.4), plus momentul datorat excentricității accidentale, necontrolabilă prin calcul, care, în condițiile standardului STAS 10 107/0-90, se denumește *excentricitate adițională*  $e_a$  și se ia egală cu cea mai mare dintre valorile 20 mm și  $h/30$ .

Rezultă astfel că la dimensionarea sau verificarea elementelor comprimate excentric momentul secțional nu trebuie comparat cu întreaga valoare a momentului capabil stabilită cu expresiile din tabelul 5.3, ci cu fracțiunea disponibilă (efectivă) a momentului capabil (fig. 5.10):

$$M_{cap, atep} = M_{cap} - N e_a \quad (5.17)$$

În cazul elementelor intense excentric efectul de ordinul doi este de regulă neglijat, avînd un caracter acoperitor, iar  $e_a$  se consideră zero.

Este evident că relațiile de calcul la încovoiere din tabelul 5.2 se obțin din cele din tabelele 5.3 sau 5.4 dacă se ia  $N = 0$ . De asemenea, relațiile de calcul la compresiune excentrică cazul I — și întindere cu excentricitate mare sînt identice dacă forțele axiale i se asociază un semn corespunzător.

d. **Compresiune excentrică — cazul II.** În domeniul compresiunii excentrice — cazul II — înălțimea zonei comprimate reale,  $\bar{x}$ , este mai mare decît  $\bar{x}_b$ , din fig. 5.9 și deci secțiunea cedează prin ruperea betonului comprimat fără ca armătura  $A_a$  să ajungă la curgere ( $\sigma_a < R_a$ ). Distribuția de deformații pe secțiune arată că în figura 5.16. Se constată următoarele:

— în domeniul  $\bar{x}_b \leq \bar{x} \leq h$ , deformația limită a betonului comprimat  $\epsilon_{bitm} = \epsilon_{ba}$  și deci  $x \approx 0.8 \bar{x}$  (vezi fig. 5.14);

— în domeniul  $\bar{x} > h$ , se poate considera că deformația limită a betonului comprimat variază ca în fig. 5.8; legea de variație liniară a valorii  $\epsilon_{bitm}$

în acest domeniu are drept consecință faptul că la distanța  $h \frac{\epsilon_{b0}}{\epsilon_{bu}}$  de la fibra extremă a secțiunii ce tinde să fie întinsă de momentul încovoietor  $\epsilon = \epsilon_{b0} = ct.$

— în domeniul  $\bar{x}_b < \bar{x} < h_0$ , efortul  $\sigma_a$  în armătura  $A_a$  scade de la valoarea  $R_a$  (curgere din întindere) la zero;

— în domeniul  $h_0 < \bar{x} < infinit$ , efortul  $\sigma_a$  în armătura  $A_a$  variază de la zero la valoarea  $-R_a$  (curgerea din compresiune)

— în armătura  $A'_a$  efortul  $\sigma_a = -R_a$  (curgerea din compresiune) pe baza faptului că întotdeauna la armăturile folosite în beton armat este respectată condiția  $R_u < \epsilon_{b0} E_a$ ;

Tabelul 5.3. Relații simplificcate de calcul la starea limită de rezistență la compresiune excentrică — cazul I

Forma secțiunii	Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate	Relații de calcul
Secțiunii dreptunghiulară		$2a' \leq x \leq x_b$ $(\sigma'_a = R_a)$  $x < 2a' (\sigma'_a < R_a)$ cu: $x = \frac{N + (A_a - A'_a) R_a}{b R_c}$	$N = b x R_c - (A'_a - A_a) R_a$ $M_{cap} = b x R_c \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + A'_a R_a h_a - N(h_0 - h_1)$ $M_{cap} = N(h_1 - a') + A'_a R_a h_a$
Secțiuni T, I sau asimilabile cu acestea		$x \leq h_p$ sau: $b_p h_p R_c \geq (A'_a - A_a) R_a + N$ cu $h_p \geq 2a'$  $h_p < x \leq x_b$	Ca o secțiune dreptunghiulară cu $b = b_p$ $N = b x R_c + (b_p - b) h_p R_c - (A'_a - A_a) R_a$ $M_{cap} = (b_p - b) h_p R_c \left( h_0 - \frac{h}{2} \right) + b x R_c \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + A'_a R_a h_a - N(h_0 - h_1)$

Tabela 5.4. Relații simplificite de calcul la starea limită de rezistență la întindere excentrică cu excentricitate mare

Forma secțiunii	Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate	Relații de calcul
Secțiune dreptunghiulară		$2a' \leq x \leq x_b$ $(\sigma'_c = R_c)$	$N_c = (A_a - A_s) R_c - b x R_c$ $M_{cop} = b x R_c \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + A_s' R_s h_0 + N (h_0 - h_1)$
Secțiuni 1, I sau asimilabile cu acestea		$N \leq A_a R_c$ și: $A_s' R_s h_0 \geq N (h_0 - h_1 + a')$ (vezi paragr. 5.2.2.c)	Ca o secțiune dreptunghiulară cu $b = b_p$ $N = (A_a - A_s) R_c - b x R_c - (b_p - b) h_p R_c$ $M_{cop} = (b_p - b) h_p R_c \times \left( h_0 - \frac{h_p}{2} \right) + b x R_c \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + A_s' R_s h_0 + N (h_0 - h_1)$

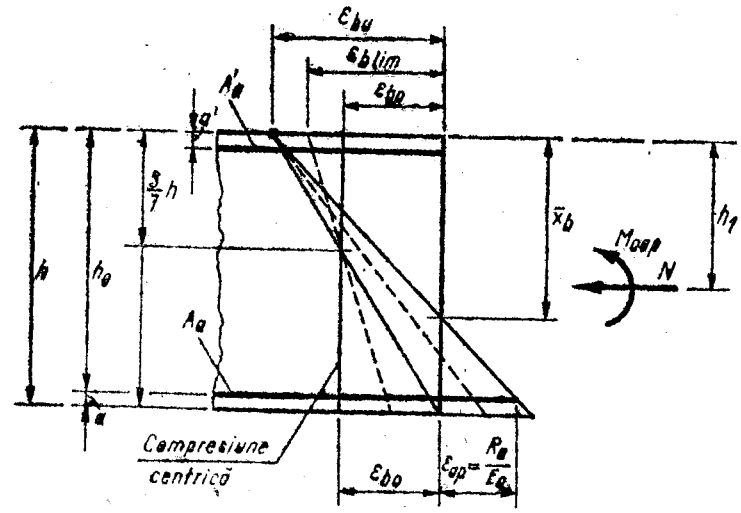


Fig. 5.16

Pe baza acestor observații, distribuția convențională de eforturi la starea limită de rezistență în domeniul compresiunii excentrice — cazul II — arată ca în fig. 5.17. Este important de remarcat că relația  $x = 0,8 \bar{x}$  și deci limita  $x = 0,8 h_0$  în fig. 5.17 b este asociată cu valorile  $\epsilon_{s0} = 2\%$  și  $\epsilon_{su} = 3,5\%$  și cu forma dreptunghiulară a secțiunii pentru alte tipuri de secțiune acestea reprezentind valori aproximative, gradul de aproximare depinzind, așa cum s-a mai arătat, de forma lor.

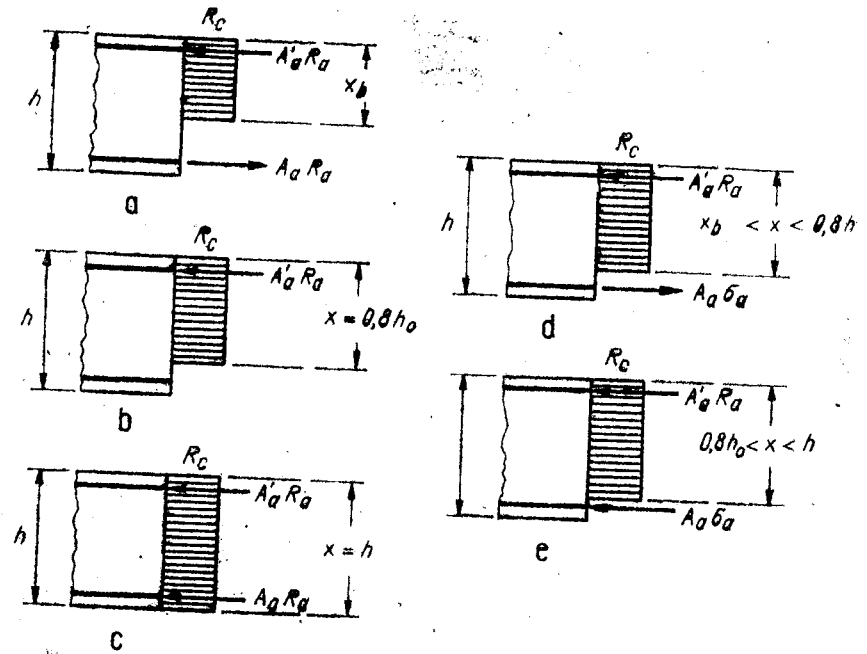


Fig. 5.17



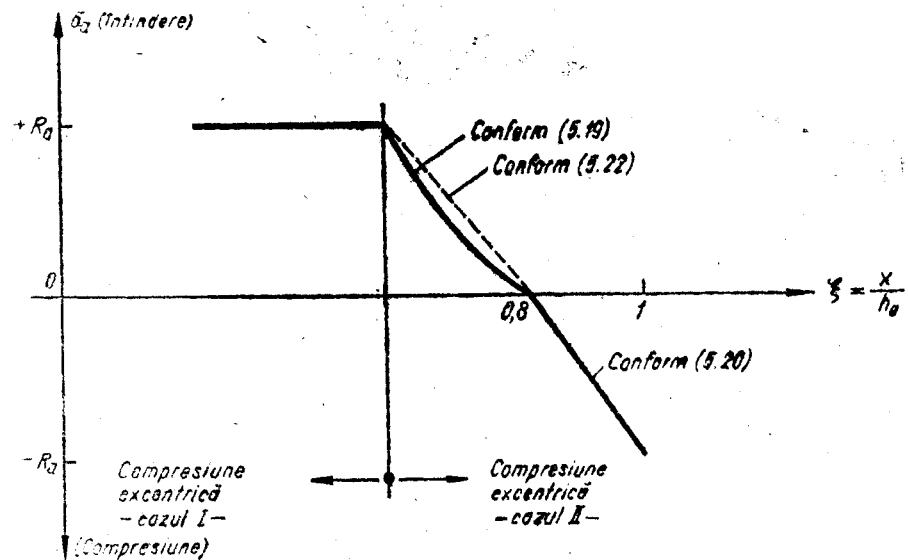


Fig. 5.18

Pentru determinarea necunoscutei suplimentare  $\sigma_a$  care apare la compresiune excentrică — cazul II —, în STAS 10 107/0-89 se dau relațiile

$$\sigma_a = \frac{\xi_b}{\xi} \cdot \frac{0,8 - \xi}{0,8 - \xi_b} R_a, \text{ dacă } \xi \leq 0,8 \quad (5.18)$$

și

$$\sigma_a = -R_a(5\xi - 4), \text{ dacă } \xi > 0,8 \quad (5.19)$$

Relația (5.19) rezultă pe baza ipotezei variației liniare a lui  $\sigma_a$  în intervalul  $0,8 \leq \xi \leq 1$  (fig. 5.18).

Relația (5.18) rezultă pe baza legii fizice  $\sigma_a = \epsilon_a E_a$ , în care, potrivit ipotezei secțiunilor plane (fig. 5.19):

$$\epsilon_a = \epsilon_{bu} \frac{0,8 - \xi}{\xi} \quad (5.20)$$

și pe baza relației (5.10) care se mai poate scrie

$$E_a \epsilon_{bu} = \frac{\xi_b}{0,8 - \xi_b} R_a \quad (5.21)$$

Se observă că relația (5.18) face ca ecuația de echilibru axial la compresiune excentrică — cazul II — să reprezinte o ecuație de gradul doi în  $\xi$ . Dacă se face ipoteza că  $\sigma_a$  variază liniar și în intervalul  $\xi_b \leq \xi \leq 0,8$  (fig. 5.18) atunci rezultă

$$\sigma_a = \frac{0,8 - \xi}{0,8 - \xi_b} R_a \quad (5.22)$$

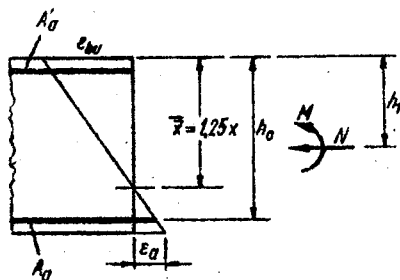


Fig. 5.19

și ecuația de echilibru axial devine o ecuație liniară în raport cu  $\xi$ . Relațiile (5.18) și (5.22) conduc la rezultate apropiate. Atunci când  $\xi_b = 0,6$ , relațiile (5.22) și (5.19) devin identice și reprezintă o linie dreaptă în fig. 5.22 pe tot intervalul  $\xi_b \leq \xi \leq 1$ , deci pe tot domeniul compresiunii excentrice — cazul II. Pentru  $\xi_b \neq 0,6$ , ecuația acestei linii drepte este dată de

$$\sigma_a = R_a \left( 2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_b} - 1 \right) \quad (5.23)$$

Relația precedentă este cea mai simplă din punct de vedere al calculului practic și conduce la rezultate suficient de corecte.

Explicitând valoarea lui  $R_a$  din expresia (5.10) și introducând-o în relațiile (5.18) și (5.22), punind  $\epsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$  și  $E_a = 2,1 \cdot 10^5$  MPa, se obțin expresii ale efortului din armătura  $A_a$  care nu mai depind de marca oțelului:

$$\sigma_a (\text{in MPa}) = 735 \frac{0,8 - \xi}{\xi_b} \leq R_a \quad (5.18 a)$$

și

$$\sigma_a (\text{in MPa}) = 735 \frac{0,8 - \xi}{\xi_b} \leq R_a \quad (5.22, a)$$

Limitarea  $\sigma_a \leq R_a$  este impusă de faptul că  $\xi_b$  în tabelul 5.1 reprezintă o aproximare a valorii rezultate din ecuația (5.10) sau (5.21).

În tabelul 5.5 se dau relațiile de calcul la starea limită de rezistență la compresiune excentrică — cazul II. Pentru efortul  $\sigma_a$  se indică relația (5.23); dar, bineînțeles, că se poate folosi oricare alta din relațiile prezentate mai înainte. Cu  $A_{bc}$  s-a notat aria zonei de beton comprimat și cu  $S_{bc}$  s-a notat momentul static al suprafeței  $A_{bc}$  în raport cu armătura  $A_a$ .

Pentru verificarea la starea limită de rezistență a unei secțiuni comprimate se poate folosi și relația

$$M_{cap} = M_b \frac{N_{oc} - N}{N_{oc} - N_b} \quad (5.24)$$

unde (vezi fig. 5.20)  $M_b$  și  $N_b$  sînt valorile  $N$  și  $M$  care corespund situației de balans cînd  $x = x_b$  (vezi tabelul 5.3);  $N$  este forța axială pentru care se determină  $M_{cap}$ ;  $N_{oc}$  forța axială capabilă la compresiune centrică, adică

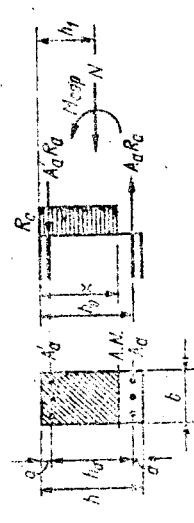
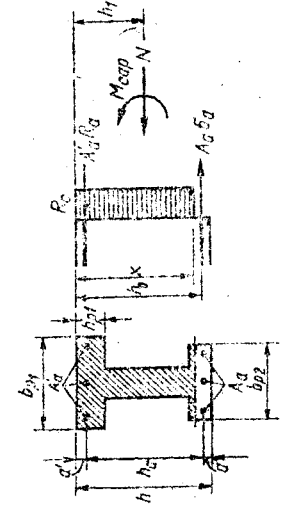
$$N_{oc} = A_b R_c + (A'_a + A_a) R_a \quad (5.25)$$

iar  $A_b$  este aria secțiunii de beton.

Efortul capabil la compresiune centrică furnizat de expresia (5.25) trebuie interpretat numai ca o valoare de referință, asociată unei situații ideale de solicitare, în realitate neavînd corespondent fizic, ca urmare a prezenței, practic în toate cazurile, a unor excentricități accidentale, cuantificate conform prevederilor standardului prin excentricitatea adițională  $e_a$  (vezi paragraful 5.2.2. c).

Relația (5.24) presupune, pe de o parte, variația liniară a curbei de interacțiune în domeniul compresiunii excentrice — cazul II —, ipoteză suficient de precisă pentru calculele practice, iar, pe de altă parte,  $M_{cap} = 0$  la  $N = N_{oc}$ . Această ultimă ipoteză este strict adevărată numai dacă forța  $N$

Tabloul 5.5. Relații simplificate de calcul la starea limită de rezistență la compresiune excentrică — cazul II

Forma secțiunii	Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate	Relații de calcul
Secțiune dreptunghiulară		$x_b < x \leq h$	$N = b x R_c + A'_s R_s - A_s \sigma_a$ $\sigma_a = R_a \left( 2 \frac{h_0 - x}{h_0 - x_b} - 1 \right)$ $M_{cap} = b x R_c \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + x' R_a h_a - N(h_0 - h_1)$
Secțiuni T, I sau asimilabile cu acestea		$x_b < x \leq h$	$N = A_{bc} R_c + A'_s R_s - A_s \sigma_a$ $\sigma_a = R_a \left( 2 \frac{h_0 - x}{h_0 - x_b} - 1 \right)$ $M_{cap} = S_{bc} R_c + A'_s R_s h_a - N(h_0 - h_1)$

Obs. În expresia lui  $M_{cap}$ ,  $S_{bc}$  reprezintă momentul static al zonei comprimate de beton în raport cu axul armăturii din zona întinsă (sau mai puțin comprimată).

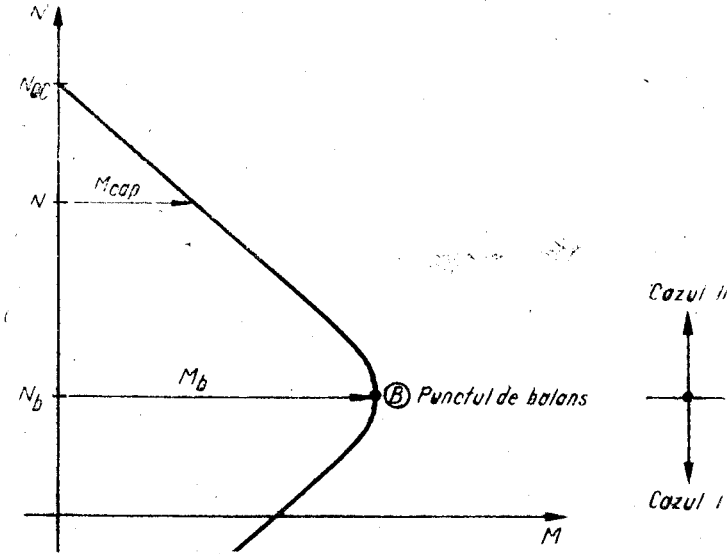


Fig. 5.20

acționează în centrul de greutate al secțiunii ideale, situație care se întâlnește de exemplu când secțiunea, inclusiv armarea acesteia prezintă simetrie față de axa pe care se proiectează vectorul moment.

Este interesant de remarcat că relația (5.24) este echivalentă cu ipoteza că momentul static  $S_{bc}$  al zonei de beton comprimat în raport cu armătura  $A_s$  este constant pentru toate distribuțiile de efort din domeniul compresiunii excentrice — cazul II — (fig. 5.17). După cum se știe această ipoteză a fost folosită în ediții anterioare ale prescripțiilor de proiectare din țara noastră.

e. **Întindere excentrică cu excentricitate mică.** În domeniul întinderii excentrice cu excentricitate mică (vezi fig. 5.10), întreaga secțiune este supusă la întindere. Betonul fiind considerat fisurat pe toată înălțimea secțiunii, rezistența secțională este asigurată în totalitate prin armături.

În cazul în care efortul secțional de întindere este aplicat în centrul de greutate al armăturilor  $A_s$  și  $A'_s$  (acest caz apare cel mai frecvent la secțiunile simetrice, armate simetric), curba limită de interacțiune se prezintă ca în fig. 5.21, a, starea limită de rezistență fiind asociată cu atingerea valorii  $R_s$  (inițierea curgerii) în armătura  $A_s$ , în care momentul încovoietor induce întindere.

Dacă efortul secțional de întindere nu se aplică în centrul de greutate al armăturilor  $A_s$  și  $A'_s$  atunci curba de interacțiune se prezintă ca în fig. 5.21 b, dacă  $A_s(h_2 - a) > A'_s(h_1 - a')$  sau ca în fig. 5.21 c dacă  $A_s(h_2 - a) < A'_s(h_1 - a')$ . Cu  $h_1$  și  $h_2$  s-au notat distanțele de la suportul forței de întindere la fibrele extreme ale secțiunii de beton.

Funcția de valorile relative ale efortului de întindere și momentului încovoietor (fig. 5.21, d) starea limită de rezistență este asociată cu curgerea fie a armăturii  $A_s$  fie a armăturii  $A'_s$ .

Pentru cazul din fig. 5.21, b, porțiunea rectilinie CD a curbei de interacțiune corespunzând curgerii armăturii  $A_s$  are ecuația:

$$M_{1cap} = A_s R_s h_a - N(h_1 - a') \quad (5.26)$$

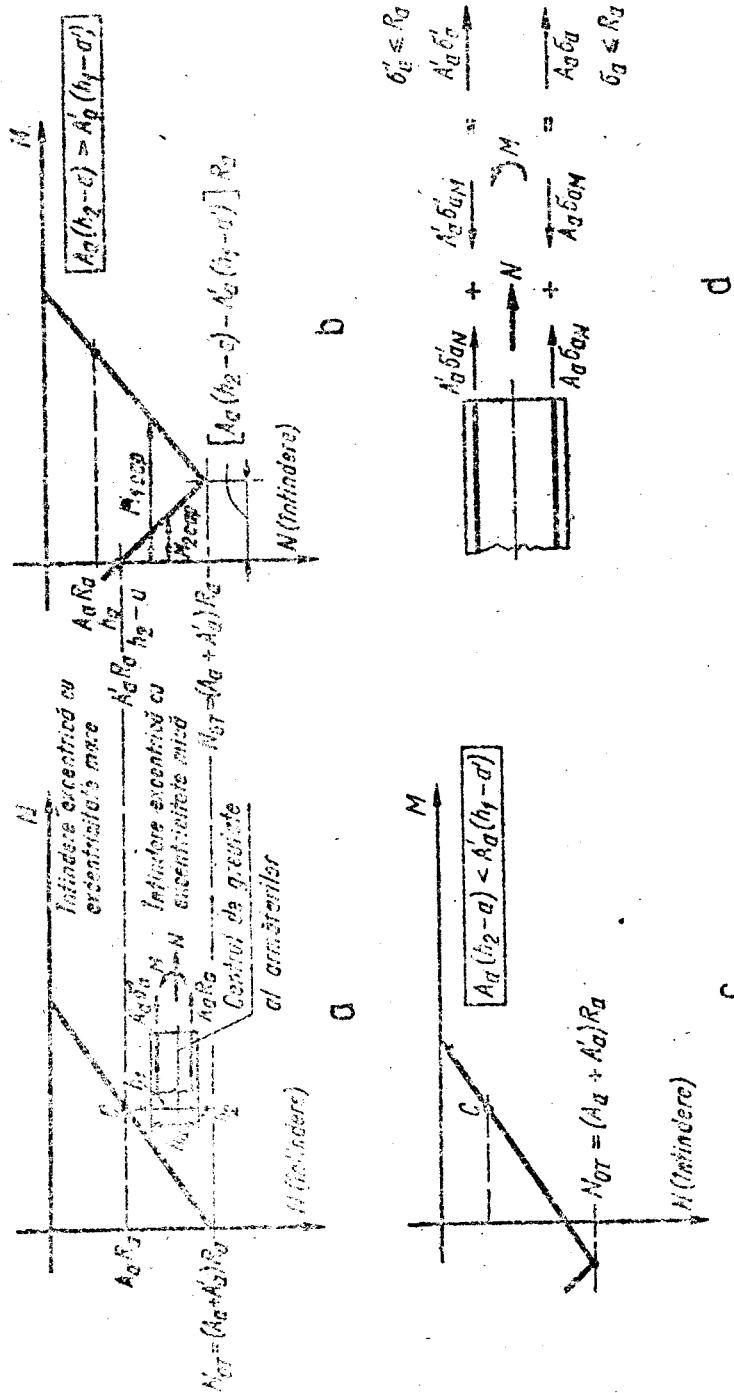


Fig. 5.21

iar porțiunea rectilinie DE, corespunzând curgerii armăturii  $A'_a$  are ecuația

$$M_{2cap} = -A'_a R_a h_a + N(h_2 - a) \quad (5.27)$$

Punctul de la intersecția celor două drepte, reprezentând cele două domenii distincte de comportare, are coordonatele  $N_{OT} = (A_a + A'_a)R_a$  și  $M = A_a(h_2 - a)R_a - A'_a(h_1 - a')R_a$ .

Rezultă că dacă diagrama de interacțiune are configurația din fig. 5.21 b pentru valori ale forței de întindere mai mari decât  $N = A'_a R_a \frac{h_a}{h_2 - a}$  condiția de rezistență presupune că momentul  $M$  aplicat secțiunii satisface relația

$$M_{2cap} \leq M \leq M_{1cap} \quad (5.28)$$

Dacă  $N < N_c = A_a R_a$  necesitatea verificării cu relația (5.28) se extinde și pe o anumită zonă a domeniului întinderii excentrice cu excentricitate mare. Dacă, de exemplu,  $h_1 = 0,5h$  și  $a' = a$ , atunci această situație intervine dacă  $A'_a < 0,5A_a$ .

Relațiile de calcul la starea limită de rezistență la întindere excentrică cu excentricitate mică sînt grupate în tabelul 5.6. Ele nu depind, evident de forma secțiunii de beton.

Tabelul 5.6. Relațiile simplificate de calcul la starea limită de rezistență la întindere excentrică cu excentricitate mică

Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate	Relații de calcul
	$A_a(h_2 - a) = A'_a(h_1 - a)$	$M_{cap} = A_a R_a h_a - N(h_1 - a')$
	$A_a(h_2 - a) > A'_a(h_1 - a')$	$M_{2cap} \leq M \leq M_{1cap}$ unde: $M_{1cap} = A_a R_a h_a - N(h_1 - a')$ $M_{2cap} = N(h_2 - a) - A'_a R_a h_a$

f. Tabele de calcul la încovoiere simplă cu forță axială. Pentru calculul practic la încovoiere simplă cu forță axială, în Anexă (tabelele 9. A ... D, 10 A ... C și 11) se dau sub formă numerică curbele de interacțiune  $N-M_{cap}$  pentru câteva tipuri de secțiuni des întilnite în practică: secțiuni dreptunghiulare simetric armate, secțiuni circulare și secțiuni inelare. Valorile din table sînt determinate cu ajutorul metodei generale de calcul.

Pentru secțiunile dreptunghiulare, tablele conțin valorile adimensionale

$$m_{cap} = \frac{M_{cap}}{bh^2 R_c} \quad (5.29)$$

în funcție de parametrii adimensionali

$$n = \frac{N}{bh R_c}$$

$$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_c} = \frac{A'_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_c} \quad (5.30)$$

și  $a/h = a'/h$ .

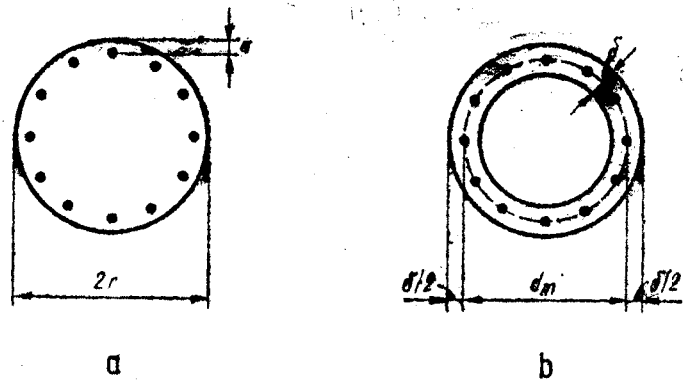


Fig. 5.22

Pentru secțiunile circulare, tabelele conțin valorile adimensionale (vezi fig. 5.22 a)

$$m_{cap} = \frac{M_{cap}}{2\pi r^2 R_c} \quad (5.31)$$

în funcție de parametrii adimensionali

$$\begin{aligned} n &= \frac{N}{\pi r^2 R_c} \\ \alpha &= \frac{A_{at} R_a}{\pi r^2 R_c} \end{aligned} \quad (5.32)$$

și  $a/h$ , unde  $A_{at}$  este armătura totală pe secțiune, presupusă, distribuită pe perimetrul de rază  $r - a$ .

Pentru secțiunile inelare, tabelele conțin valorile adimensionale (vezi fig. 5.22, b).

$$m_{cap} = \frac{M_{cap}}{\pi d_m \delta R_c} \quad (5.33)$$

în funcție de parametrii adimensionali

$$\begin{aligned} n &= \frac{N}{\pi d_m \delta R_c} \\ \alpha &= \frac{A_{at} R_a}{\pi d_m \delta R_c} \end{aligned} \quad (5.34)$$

unde  $A_{at}$  este armătura totală pe secțiune, presupusă distribuită pe perimetrul de diametru  $d_m$ . Tabelele pentru secțiuni inelare sînt valabile pentru  $\delta/d_m = 0,025 \dots 0,2$ , domeniu în care acest parametru nu influențează sensibil relația  $m_{cap} - n$ .

Armătura  $A_{at}$  poate fi considerată distribuită pe conturul circular atît la secțiunile circulare cît și la secțiunile inelare dacă numărul barelor pe secțiune este mai mare sau egal cu 6.

Toate tabelele conțin și cazul  $\alpha = 0$  care corespunde secțiunii din beton simplu. Se reamintește că pentru secțiunile de beton simplu sollicitate la com-

presiune excentrică cu excentricitate medie (vezi cap. 4), standardul prevede condiții mai acoperitoare decît cele asociate metodei generale de calcul aplicate secțiunilor de beton simplu.

Relația între momentul încovoietor capabil,  $M_{cap}$  și momentul încovoietor pe secțiune,  $M$ , este dată de relația (5.17).

Tabelele se pot folosi atît la verificare, cînd se cunosc  $n$  și  $\alpha$  și se determină  $m_{cap}$ , cît și la dimensionare, cînd se cunosc  $n$  și  $m$  și se determină  $\alpha$ .

Pentru cazul secțiunilor dreptunghiulare simetric armate, metoda simplificată de calcul prezentată în acest capitol conduce la rezultate practice egale cu cele din tabelele 9A, 9B, 9C și 9D din Anexă.

În acest capitol nu a fost discutată aplicarea metodei simplificate de calcul la secțiuni circulare și inelare, așa cum s-a procedat în edițiile anterioare ale îndrumătorului întrucît tabelele 10A, 10B și 10C și, respectiv, 11 din anexă acoperă toate situațiile care pot apărea în practică pentru aceste tipuri de secțiuni, eliminîndu-se astfel necesitatea folosirii metodei simplificate de calcul.

Este de menționat de asemenea, că tabelele din Anexă au fost stabilite considerînd valoarea  $\epsilon_{bu} = 3,5\%$  atît pentru secțiunea dreptunghiulară cît și pentru secțiunea circulară. Pentru secțiunea inelară, însă, s-a considerat cea mai dezavantajoasă dintre situațiile în care  $\epsilon_{bu} = 3,5\%$  la fibra extremă a secțiunii și  $\epsilon_{bu} = 2\%$  la fibra extremă a cercului median (de diametru  $d_m$ ). Ultima dintre aceste două situații a fost hotărîtoare în toate cazurile în care înălțimea  $x$  a zonei comprimate este mai mare decît 1,17 ori grosimea  $\delta$  a peretelui. Într-un asemenea caz, la o secțiune inelară de diametru relativ mare în raport cu grosimea peretelui cum este de exemplu secțiunea transversală a unui castel de apă sau a unui coș de fum deformarea laterală a zonei comprimate nu poate fi împiedicată de zona întinsă și este normal deci ca  $\epsilon_{bu} \approx \epsilon_{b0}$ . În cazul unei secțiuni inelare de diametru mic, cum ar fi de exemplu la un stîlp centrifugat, ipoteza suplimentară  $\epsilon_{bu} = 2\%$  conduce la rezultate acoperitoare cu pînă la 10%. Asemenea secțiuni se întîlesc totuși rar în practica curentă.

### 5.2.3. Efectul armăturii intermediare

Relațiile de calcul prezentate în § 5.2.2 neglijează efectul eventualelor armături dispuse intermediar între armăturile  $A_s$  și  $A'_s$  de la capetele secțiunii (armăturile  $A_{at}$  din fig. 5.7). Evident, armăturile intermediare sporesc capacitatea portantă a secțiunii de beton și în unele cazuri acest spor poate fi semnificativ (vezi fig. 5.23).

O metodă simplificată de evaluare a efectului armăturilor intermediare este prevăzută, pentru prima dată în țara noastră, în STAS 10107/0-90. Astfel, pentru efortul într-o armătură intermediară a unei secțiuni de formă dreptunghiulară se consideră relațiile

$$\frac{\sigma_{at}}{R_s} = \frac{\xi_b}{\xi} \frac{0,8 \chi_t - \xi}{0,8 - \xi_b} \quad (5.35)$$

cînd  $\xi \leq 0,8$  și

$$\frac{\sigma_{at}}{R_s} = \frac{\xi_b}{0,8 - \xi_b} [2,15\xi - 2,72 + 5 \chi_t(1 - \xi)] \quad (5.36)$$

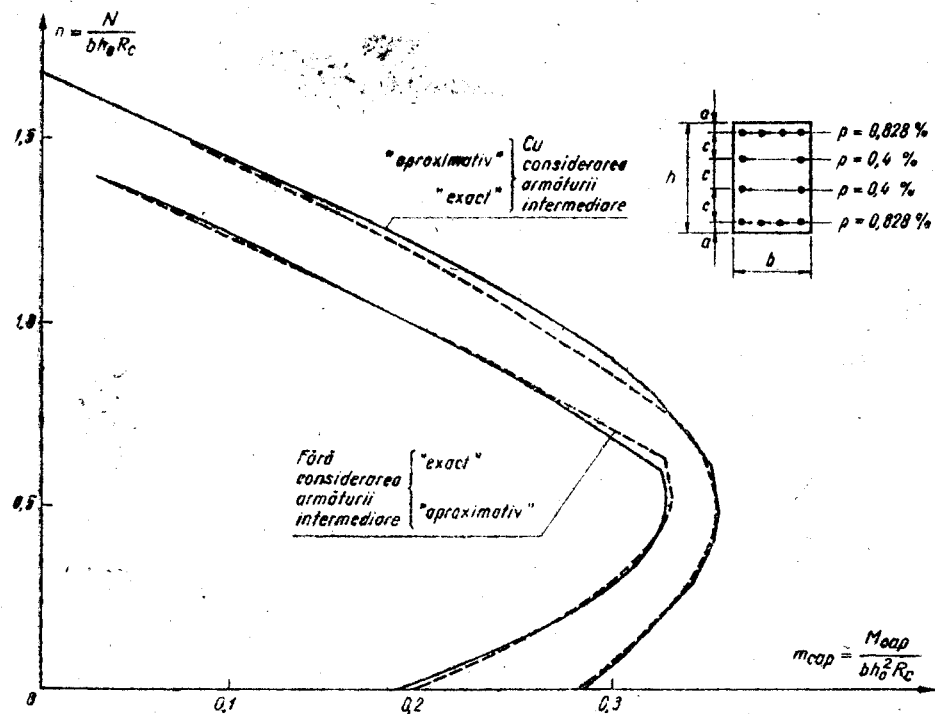


Fig. 2.53. Sporul de capacitate portantă datorat armăturilor intermediare la secțiuni comprimate excentrice. Diferențele între rezultatele obținute prin aplicarea metodei generale și a metodei aproximative de calcul. Date de calcul:  $R_s = 12 \text{ MPa}$ ,  $R_a = 290 \text{ MPa}$ ,  $\frac{a}{h_0} = 0,05$ .

cînd  $\xi > 0,8$ . În relațiile precedente

$$\chi_t = \frac{h_t}{h_0} \quad (5.37)$$

unde  $h_t$  este distanța armăturii intermediare  $A_{ai}$  față de marginea secțiunii comprimate de  $M$ , iar  $\xi$  și  $\xi_b$  sînt definite în relațiile (5.9) și (5.10). S-a considerat compresiunea negativă și întinderea pozitivă. Evident trebuie ca

$$-1 \leq \frac{\sigma_{at}}{R_s} \leq 1 \quad (5.38)$$

Relația (5.35) se deduce similar relației (5.18). Pe baza distribuției deformațiilor  $\epsilon$  pe secțiune asociate ipotezei secțiunilor plane (fig. 5.24), valabilă cînd  $\bar{x} \leq h$  și deci  $\xi \leq 0,8$  ținînd seama de relațiile (5.7) și (5.21) se obține

$$\epsilon_{at} = \epsilon_{bu} \frac{h_t - \bar{x}}{\bar{x}} = \epsilon_{bu} \frac{0,8 \chi_t - \xi}{\xi} \quad (5.39)$$

și

$$\sigma_{at} = E_a \epsilon_{at} = R_s \frac{\xi_b}{\xi} \frac{0,8 \chi_t - \xi}{0,8 - \xi_b}$$

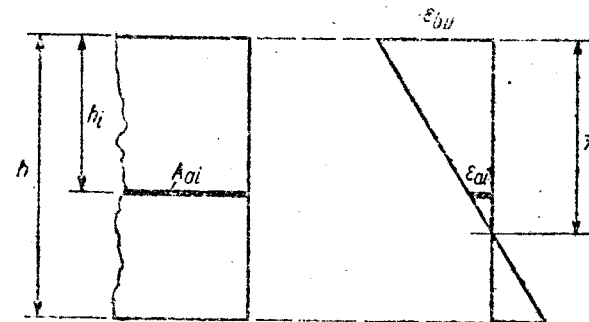


Fig. 5.24

Evident, relația (5.35) se reduce la relația (5.18) atunci cînd  $\chi_t = 1$ , deci cînd armăturile  $A_{ai}$  și  $A_a$  coincid. Similar relației (5.18 a) se poate scrie

$$\sigma_{at} = 735 \frac{0,8 \chi_t - \xi}{\xi} \quad (5.35 a)$$

unde  $\sigma_{at}$  rezultă în MPa.

Relația (5.36) rezultă pe baza distribuției deformațiilor pe secțiune din fig. 5.25, valabilă cînd  $\bar{x} > h$  și deci cînd  $\xi > 0,8$ . Ținînd seama de valoarea  $\epsilon_{bitm}$  din fig. 5.8 se obține

$$\sigma_{at} = E_a \epsilon_{at} = -E_a \epsilon_{bu} \frac{\bar{x} - h_t}{\bar{x} - h_0(1 - \epsilon_{bu}/\epsilon_{bu})} \quad (5.41)$$

Dacă în relația precedentă se aproximează

$$Z = \frac{\bar{x} - h_t}{\bar{x} - h_0(1 - \epsilon_{bu}/\epsilon_{bu})} \quad (5.42)$$

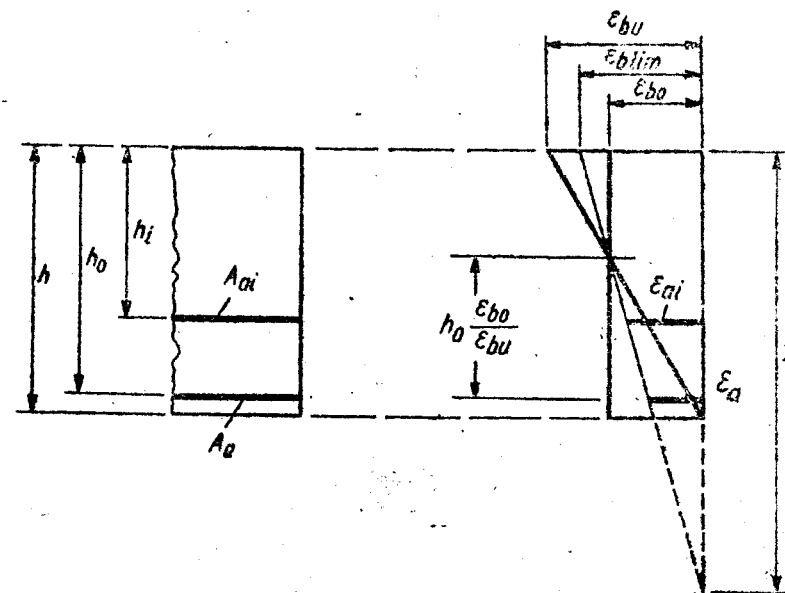


Fig. 5.25

cu o funcție liniară de  $\xi$  în intervalul  $0,8 \leq \xi \leq 1$  ( $h_0 \leq \bar{x} \leq \infty$ ), se obține,

$$\begin{aligned} Z &= 5\xi \left[ 1 - (1 - \chi_i) \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{b0}} \right] + 5(1 - \chi_i) \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{b0}} - 4 = \\ &= 5\xi - 4 + 5(1 - \chi_i) (1 - \xi) \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{b0}} \end{aligned} \quad (5.43)$$

Cu aceasta și cu relația (5.21) se obține

$$\sigma_{at} = R_s \frac{\xi_b}{0,8 - \xi_b} \left[ \frac{\epsilon_{b0}}{\epsilon_{bu}} (5\xi - 4) + 5(1 - \chi_i) (1 - \xi) \right]$$

cea ce cu  $\epsilon_{b0}/\epsilon_{bu} = 0,002/0,0035$  conduce la relația (5.36). Dacă se înlocuiește  $E_s \epsilon_{bu} = 735$  în relația (5.21) se obține:

$$\sigma_{at} = -735 \left[ \frac{\epsilon_{b0}}{\epsilon_{bu}} (5\xi - 4) + 5(1 - \chi_i) (1 - \xi) \right]$$

și, deci, la

$$\sigma_{at} = 735[2,15 \xi - 2,72 + 5\chi_i(1 - \xi)] \quad (5.36 a)$$

unde  $\sigma_{at}$  este exprimat în MPa.

Din examinarea diagramelor din fig. 5.23 rezultă că metoda simplificată oferă rezultate cu totul satisfăcătoare prin apropierea de cele obținute, prin utilizarea metodei generale, mai riguroase.

#### 5.2.4. Efectul zvelteții la elemente comprimate excentric

a. **Generalități.** Prin elemente zvelte se înțeleg elementele la care efectele de ordinul II (diferențele între momentele încovoietoare rezultate dintr-un calcul de ordinul II al structurii și cele dintr-un calcul de ordinul I) sînt semnificative și nu pot fi neglijate în calcul.

Pentru un stîlp în consolă (încadrat la bază și liber la extremitatea superioară) ca în fig. 5.26, solicitat la compresiune excentrică, momentul încovoietor total la bază este:

— în calculul de ordinul I

$$M_I = Hl$$

— în calculul de ordinul II

$$M_{II} = M_I + \Delta M = Hl + N\Delta \quad (5.44)$$

Efectul de ordinul II  $\Delta M = N\Delta$  este proporțional cu efortul axial  $N$  și cu săgeata  $\Delta$ , deci cu flexibilitatea (zvelteța) stîlpului. În calculele practice, zvelteța stîlpilor din beton armat cu secțiune dreptunghiulară este caracterizată prin *coeficientul de zveltețe convențional*  $\lambda = l_{r1}/h$ , unde:  $l$  este lungimea de flambaj;  $h$  — latura secțiunii transversale după direcția de acțiune a momentului încovoietor, în ipoteza de încărcare considerată.

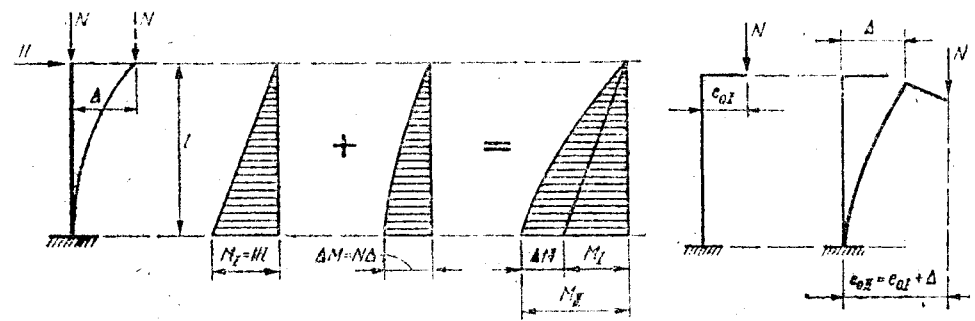


Fig. 5.26

Fig. 5.27

Față de coeficientul de zveltețe teoretic  $\lambda_0 = l_{r1}/i$  ( $i$  — raza de inerție a secțiunii transversale),  $\lambda$  se găsește în raportul:

$$\lambda = \lambda_0 \frac{i}{h} \approx \lambda_0 \frac{0,29 h}{h} = 0,29 \lambda_0$$

Cercetările experimentale din perioada postbelică [20], [25], [50] (vezi și [7]) au arătat că influența efectelor de ordinul II și modul de cedare variază în funcție de  $\lambda$ , în felul următor:

Încărcînd un stîlp de beton armat ca în fig. 5.27, a, cu o forță verticală  $N$  aplicată la capătul unei console și mărirînd progresiv încărcarea pînă la cedare, momentul încovoietor maxim la bază crește în modul arătat în fig. 5.28 și anume:

1. La valori reduse ale coeficientului de zveltețe ( $\lambda < 10$ ), efectele de ordinul II sînt practic neglijabile. Momentele încovoietoare cresc proporțional cu efortul axial pînă la cedare, astfel încît curba  $M = f(N)$  este o dreaptă [în fig. 5.28, dreapta (1)]. Cedarea se produce la intersecția  $A_1$  a acestei drepte cu curba limită de interacțiune  $N-M$ , la o valoare  $N_{cep(1)}$  a efortului axial. Stîlpii din această categorie sînt denumiți *stîlpi neavulși*.

2. La valori  $10 < \lambda \leq 30$ , efectele de ordinul II nu mai pot fi neglijate în calcul. Cu cît  $N$  crește, relația  $M_{II} = f(N)$  se depărtează de la forma liniară, ajungîndu-se la curbe de forma notată în figură cu (2). Cu cît  $\lambda$  este mai mare,

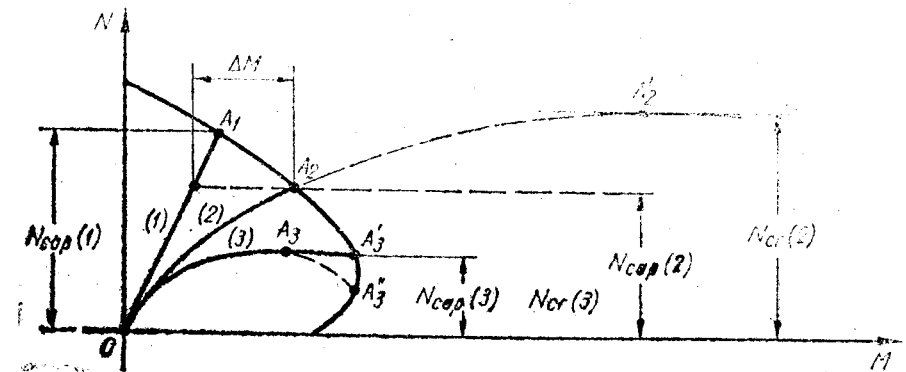


Fig. 5.28

cu atât curba (2) se depărtează mai mult de dreapta (1). Cedarea se produce la intersecția  $A_2$  a curbei (2) cu curba limită de interacțiune, la o mărime a efortului axial  $N_{cap(2)} < N_{cap(1)}$ .

Faptul că ruperea se produce, ca și în cazul (1), la atingerea curbei limită de interacțiune, denotă că și în acest caz este vorba tot de o cedare prin atingerea stării limită de rezistență și nu printr-o pierdere a stabilității (flambaj). Stâlpii din această categorie poartă denumirea de stâlpi zvelți.

Pentru stâlpii zvelți este deci de subliniat că efectul zvelteții trebuie luat în considerare în calcul printr-o majorare a momentului încovoietor cu o cantitate  $\Delta M = N\Delta$  și nu printr-un coeficient de flambaj care să afecteze efortul axial de compresiune, cum se obișnuia să se procedeze în prescripțiile mai vechi. Acest mod de calcul a fost adoptat în normele sovietice încă din pericada interbelică, pe baza cercetărilor teoretico-experimentale ale lui M. S. Borișanski din 1938, iar astăzi este acceptat în aproape toate prescripțiile naționale, precum și în cele cu caracter internațional, cum este codul-model al C.E.B. În țara noastră, precizări importante cu privire la corelarea cu calculul de ansamblu al structurii au fost aduse succesiv în edițiile din 1976 și 1989 ale STAS 10 107/0, pe baza studiilor efectuate la Institutul de Construcții București [4; 7].

3. La valori  $\lambda < 30$ , cedarea se poate produce prin pierderea stabilității (flambaj), adică forța critică de flambaj poate fi atinsă înainte de a se ajunge la starea limită de rezistență. Dacă efortul axial de compresiune atinge valoarea critică, atunci curba  $M_{II} = f(N)$  ia forma (3) din fig. 5.28, ajungând orizontală într-un punct  $A_3$ , înainte de atingerea curbei limită de interacțiune. De la acest punct înainte, deformațiile cresc indefinit pentru  $N = const.$ , ceea ce corespunde definiției fenomenului de flambaj. Curba limită de interacțiune este atinsă ulterior prin orizontala  $A_3 - A'_3$  (după unele cercetări rezultă că poate interveni chiar o ramură coboritoare  $A_3 - A''_3$ ). Mărimea efortului axial la care se produce cedarea este  $N_{cap(3)} = N_{cr(3)}$  (forța capabilă este în acest caz egală cu cea critică de pierdere a stabilității). Stâlpii din categoria  $\lambda < 30$  sînt denumiți foarte zvelți și intervin rar în structurile construcțiilor civile și industriale.

În fig. 5.29 este arătată sub altă formă [7] dependența între  $N_{cap}$  și  $\lambda$  pentru stâlpii din beton armat.

b. Coeficientul  $\eta$  de majorare a momentului încovoietor. Pondere cu care intervine în calcul influența zvelteții stîlpilor se măsoară prin valoarea coeficientului  $\eta = M_{II}/M_I$ .

Pentru un stîlp izolat, la care lungimea de flambaj este cunoscută, coeficientul  $\eta$  se poate calcula cu suficientă exactitate cu ajutorul formulei lui Perry - Timoshenko:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} \quad (5.45)$$

unde:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{II}^2} \quad (5.46)$$

Formula (5.45) este riguros valabilă numai în cazurile cînd diagramele de momente  $M_I$  și  $\Delta M$  sînt afine, ceea ce pentru un stîlp încastrat la bază și cu extremitatea superioară liber deplasabilă intervine numai cînd încărcarea laterală este distribuită sinusoidal pe înălțimea stîlpului. În lucrarea [7].

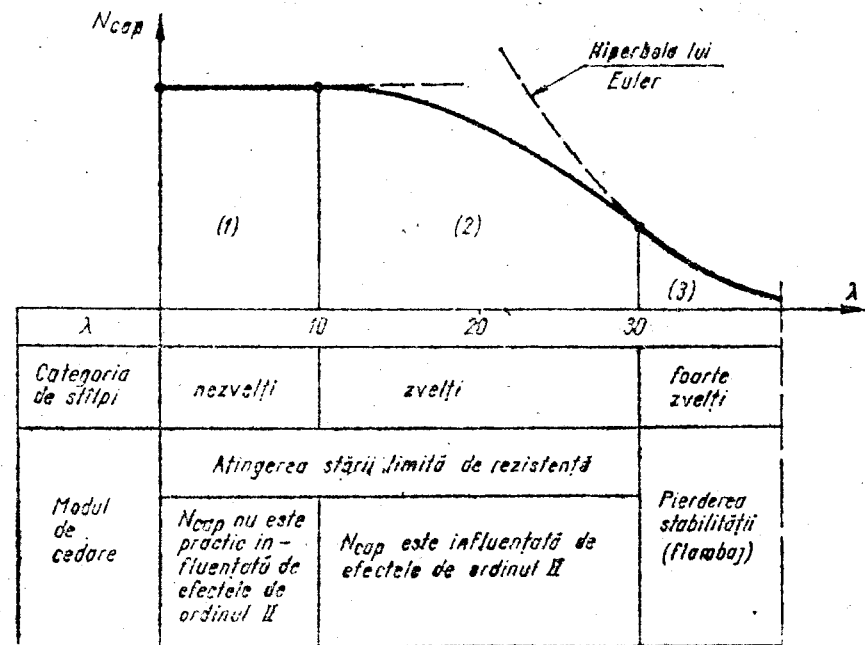


Fig. 5.29

la pag. 37-38, sînt date expresiile coeficientului  $\eta$  și pentru alte tipuri de încărcări. Față de acestea, formula (5.45) dă totuși diferențe suficient de mici pentru a putea fi aplicată pentru orice tip de încărcare.

În cazul stîlpilor zvelți ( $10 < \lambda \leq 30$ ), la care fenomenul de flambaj nu intervine înainte de atingerea stării limită de rezistență, forța critică determinată cu formula (5.46) este mai mare decît  $N_{cap}$ , astfel că are numai o semnificație teoretică, neputînd fi atinsă efectiv. În reprezentarea din fig. 5.28, curba (2) atinge deci  $N_{cr(2)}$  în afara curbei limită de interacțiune (porțiunea punctată din prelungirea curbei (2) dincolo de  $A_2$  devine orizontală în  $A'_2$ ). Rezultă că în domeniul (2) forța critică determinată cu formula (5.46) reprezintă numai un parametru pentru trasarea curbei (2), în vederea determinării punctului  $A_2$ , respectiv pentru calculul lui  $\eta$  cu formula (5.45). Astfel se explică faptul că într-un calcul în care flambajul nu intervine efectiv, se utilizează totuși noțiuni ca „lungimea de flambaj” și „forța critică” [7].

Pentru stâlpii făcînd parte dintr-o structură, formula lui Perry-Timoshenko devine aproximativă, întrucît noțiunea de lungime de flambaj își pierde semnificația fizică directă pe care o are în cazul unui stîlp izolat și nu se mai poate vorbi decît de valori convenționale stabilite prin apreciere sau prin comparație cu un calcul de ordinul II al structurii în ansamblu.

În [123] se recomandă ca secțiunile de beton ale stîlpilor să fie astfel dimensionate încît valoarea coeficientului  $\eta$  să se înscrie în domeniul  $\eta \leq 1,5$ . La valori mai mari, se intră într-un domeniu în care efectele de ordinul II fluctuează sensibil în funcție de ipotezele admise în calcul, astfel că siguranța elementului este mai greu de stăpînit prin calculele obișnuite. Dimensionări cu  $\eta > 1,5$  devin totodată oneroase și sub aspectul consumului de armătură.

La structurile clădirilor în cadre etajate, rigidizate sau nu prin diafragme, valorile care se obțin pentru  $\eta$  se înscriu de regulă în domeniul  $\eta = 1,05 \dots$

1,10, nedepășind  $\eta = 1,2$  decât în cazuri rare, la construcții de tipuri speciale, cu etaje înalte. La structurile prefabricate ale clădirilor parter de tip hală, cu grinzile principale de acoperiș concepute ca articulate pe stâlpi, lungimile de flambaj ale stâlpilor rezultă mai mari, astfel că se poate ajunge la  $1,2 < \eta \leq 1,5$ . Cercetări mai recente au arătat însă că și la asemenea construcții, dacă sînt proiectate pentru grade de protecție antiseismică  $\geq 7$ , condițiile de ductilitate pot conduce la o mărire a secțiunilor stâlpilor, astfel că în cele mai multe cazuri rămîn tot în domeniul  $\eta \leq 1,2$ .

În funcție de ponderea efectelor de ordinul II, respectiv de mărimea prezumată a coeficientului  $\eta$ , în [123] (v. și [7]) se dau următoarele indicații cu privire la procedeele de calcul:

— Pentru  $\eta \leq 1,2$  se admite să se efectueze numai un calcul obișnuit de ordinul I al structurii, iar momentele  $M_1$  astfel obținute să fie majorate cu coeficientii  $\eta$  calculați cu expresia (5.45) în care  $N_{cr}$  se determină cu formula (5.46), adoptîndu-se pentru lungimile de flambaj valori apreciate în funcție de natura legăturilor stîlpului la capete. Date detaliate cu privire la modul de apreciere a lungimilor de flambaj ale stâlpilor, pentru diferite tipuri uzuale de structuri, sînt cuprinse în lucrarea 7, sub capitolul 3.3. Procedul este denumit „metoda A”.

— Pentru  $1,2 < \eta \leq 1,5$  se cere să se efectueze un calcul de ordinul II al structurii, în care se admite să se considere în mod simplificat pentru fiecare element modulul de rigiditate  $EI$  constant, independent de starea de solicitare („metoda B”). În lucrarea 7 sînt expuse și exemplificate numeric, pentru diverse tipuri de structuri procedee de calcul pe aceste baze, compatibile cu un calcul manual fără dificultăți deosebite.

— În cazurile speciale cînd nu se poate evita  $\eta > 1,5$ , se cere un calcul de ordinul II mai aprofundat al structurii, ținînd seama și de variația modulului de rigiditate  $EI$  în funcție de starea de solicitare, adică luînd în considerare atît neliniaritatea geometrică (efectele de ordinul II) cît și cea fizică ( $EI$  variabil). Un astfel de calcul („metoda C”) nu se poate efectua decât cu ajutorul unor programe adecvate de calcul automat. Utilizarea metodei C reprezintă totodată și un instrument de cercetare pentru analiza unor construcții sau situații de solicitare speciale, precum și pentru fundamentarea ipotezelor simplificatoare admise în primele două metode.

c. **Modulul de rigiditate  $EI$  în calculul prin metodele A și B.** Din fig. 5.28 se vede că efectele de ordinul II se accentuează pe măsură ce elementul se apropie de stadiul de cedare. În consecință, pentru determinarea influenței lor asupra capacității portante a unui stîlp interesează caracteristicile de deformare din vecinătatea ruperii. De aceea, în metodele simplificate (A și B) în care modulul de rigiditate  $EI$  se ia constant, el trebuie introdus în calcul cu mărimea corespunzătoare stadiului de cedare, pentru care în prescripțiile din diferite țări se dau formule empirice [61; 62; 104; 121]. În STAS 10 107/0-90 este dată expresia:

$$EI = E_b J_b \frac{0,15(1 + \sqrt{p(\text{total})})}{1 + \frac{M_{1a}}{M}} \quad (5.47)$$

în care:  $J_b$  este momentul de inerție al secțiunii brute de beton;  $E_b$  — modulul de elasticitate al betonului;  $p(\text{total})$  — procentul total de armare din secți-

unea stîlpului;  $M_{1a}$  — momentul încovoietor din încărcările de lungă durată care produc stîlpului o deformată în același sens cu cea determinantă pentru efectele de ordinul II;  $M$  — momentul încovoietor total.

În cazurile curente se poate lua preliminar  $EI \approx 0,3 E_b J_b$ .

Numitorul expresiei (5.47), care introduce influența deformațiilor de curgere lentă ale betonului asupra efectelor de ordinul II este preluat după prescripțiile din S.U.A. [104] și sovietice [121]. Privitor la fundamentarea lui, vezi [50, 7].

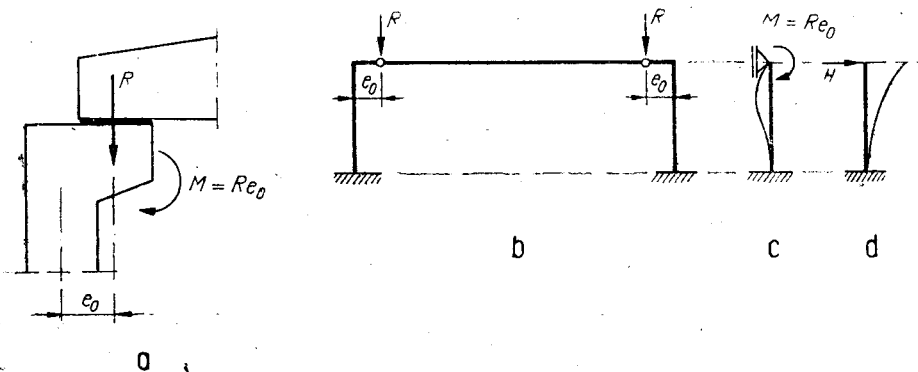


Fig. 5.30

În ceea ce privește definiția dată momentului  $M_{1a}$ , un exemplu edificator este cel din fig. 5.30, al unei structuri prefabricate pentru o hală industrială parter la care încărcările verticale transmise stîlpilor de grînda principală a acoperișului se aplică excentric. Încărcarea  $R$  este verticală și deci momentele  $M = R e_0$  transmise stîlpilor cuprind și fracțiuni de lungă durată, dar în virtutea simetriei structurii ele nu generează deplasări laterale ale nodurilor și în consecință deformația pe care o produc unui stîlp diferă ca formă de cea generată de forțele orizontale, care este determinantă pentru efectele de ordinul II. Din fig. 5.30, c și d se vede că în secțiunea de la baza stîlpului, unde excentricitatea suplimentară din efectele de ordinul II sub acțiunea încărcărilor orizontale este maximă, cea produsă de momentele  $M = R e_0$  este nulă. Efectul ei se resimte numai în zona mijlocului înălțimii stîlpului, unde în schimb momentul din încărcările orizontale are o valoare mult mai mică.

De aceea, momentele datorită excentricităților  $e_0$  ale încărcărilor verticale transmise de grinzile principale nu se includ în  $M_{1a}$  de la numitorul expresiei (5.47).

d. **Influența flexibilității stîlpilor asupra comportării construcțiilor la acțiuni seismice.** La construcțiile solicitate de cutremure puternice și la care stâlpii participă la preluarea forțelor orizontale seismice, o flexibilitate prea mare a stîlpilor afectează în sens defavorabil capacitatea structurii de a absorbi și disipa energia indusă de cutremure. Limitarea deplasărilor relative de nivel la clădirile etajate în cadre este motivată și de acest aspect.



### 5.2.5. Starea limită de rezistență la încovoiere oblică, cu sau fără efort axial

a. **Modul de stabilire a notațiilor.** În cazul general al unei element din beton armat solicitat la efort normal cu excentricitate oblică, într-o secțiune transversală avînd axele principale  $ox, oy$  (fig. 5.31, a) acționează:

- efortul normal  $N$ ;
- momentul  $M_x = Ne_{ox}$ , corespunzător componenteii după direcția  $ox$  a excentricității oblice  $e_0$ ;
- momentul  $M_y = Ne_{oy}$ , corespunzător componenteii după direcția  $oy$  a excentricității oblice  $e_0$ .

Notațiile  $M_x, M_y$  sînt deci corelate cu direcțiile excentricităților  $e_{ox}, e_{oy}$  și nu cu direcțiile vectorilor-moment, ceea ce prezintă avantajul practic că se folosesc aceeași indici pentru momente și pentru excentricitățile pe care le generează.

Armăturile au fost notate ca în fig. 5.31, b, corespunzător momentelor  $M_x, M_y$ , astfel ca de exemplu pentru  $M_y = 0, A_{ax}$  să reprezinte armarea pentru momentul  $M_x$ .

b. **Suprafața limită de interacțiune.** În sistemul de axe  $N - M_x - M_y$ , relația  $N - M_{cap(x)} - M_{cap(y)}$  se reprezintă printr-o suprafață limită de interacțiune ca în fig. 5.32. Intersecțiile acestei suprafețe cu planele  $NOM_x, NOM_y$  sînt curbele limită de interacțiune  $N - M_{cap(x)}$  (cînd  $M_y = 0$ ), respectiv  $N - M_{cap(y)}$  (cînd  $M_x = 0$ ). Unei valori date a efortului normal  $N$  îi corespunde planul hașurat din figură, paralel cu planul  $M_xOM_y$  și a cărui intersecție cu suprafața limită de interacțiune este curba din fig. 5.32, b.

c. **Procedee de calcul admise de STAS 10107/0-90.** Ca metodă de bază pentru calculul la încovoiere oblică, cu sau fără efort axial, în STAS 10 107/0-90 este prevăzută metoda „exactă”, bazată pe luarea în considerare simultană a condițiilor statice, geometrice și fizice, exprimate în raport cu axa neutră oblică. Calculul pe aceste baze nu poate fi efectuat decît cu ajutorul unor programe de calcul automat sau prin folosirea unor abace [48; 91] care oricum nu pot acoperi toate cazurile ce intervin în practică.

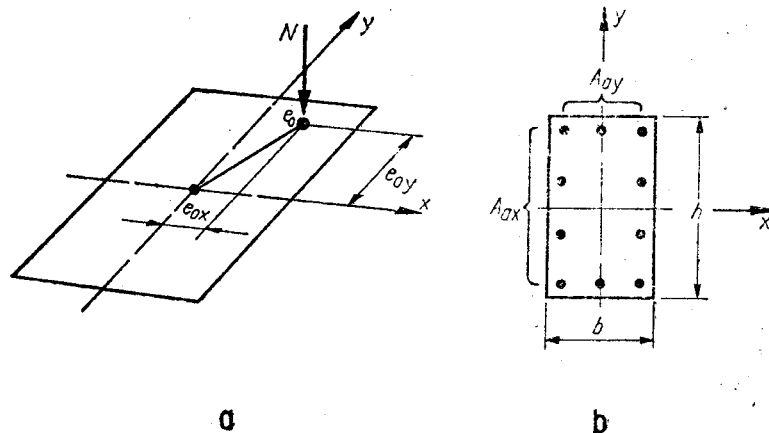


Fig. 5.31

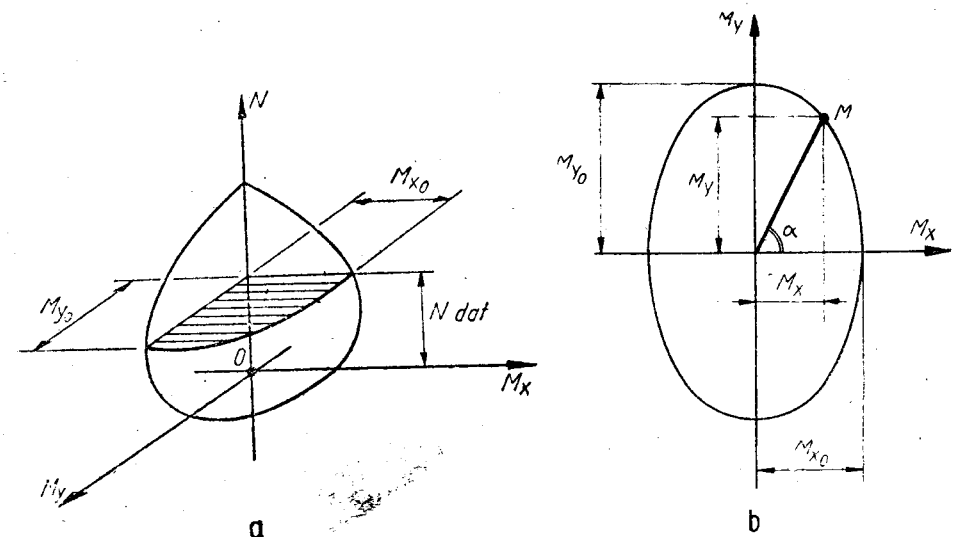


Fig. 5.32

De aceea, standardul permite și utilizarea de procedee simplificate, compatibile cu un calcul manual, în măsura în care aceste procedee sînt fundamentate în mod corespunzător prin studii parametrice în comparație cu calculul riguros. Cu titlu exemplificativ, în anexa B la standard este dată metoda denumită „a elipsei” [112; 8; 29] pentru care în prezentul îndrumător sînt date schemele logice 4.0—4.4.

S-a renunțat la utilizarea formulei lui *Nikitin*, admisă în edițiile anterioare ale standardului, care s-a dovedit nesatisfăcătoare sub mai multe aspecte, între care următoarele:

- nu se poate racorda la cazul încovoierii oblice fără efort axial;
- relațiile de calcul nu prezintă o semnificație fizică directă și ușor de urmărit;
- nu ține seama de modul diferit în care trebuie să se pună condiția de rezistență în cele două cazuri de compresiune excentrică: în cazul I, în care efortul axial de compresiune are un efect favorabil asupra capacității portante, condiția ar trebui pusă sub forma  $N \geq N_{cap}$ , în timp ce în cazul II de compresiune excentrică se pune invers, sub forma  $N \leq N_{cap}$ ;
- nu permite efectuarea de verificări de tipul  $M \leq M_{cap}$ , pentru  $N_{dat}$ , care interesează în primul rînd la stîlpii structurilor supuse la solicitări seismice.

Metoda „elipsei” constă în aproximarea curbei de interacțiune  $M_{cap(x)} - M_{cap(y)}$  pentru  $N_{dat}$  (fig. 5.33) printr-o elipsă de gradul  $\beta$ , în care  $\beta$  se situează în domeniul  $1,3 \leq \beta \leq 2$ :

$$\left(\frac{\bar{M}_x}{M_{x0}}\right)^\beta + \left(\frac{\bar{M}_y}{M_{y0}}\right)^\beta = 1 \quad (5.48)$$

unde:  $M$  este momentul încovoietor, capabil acționînd într-un plan oblic  $OM$ , inclinat cu unghiul  $\alpha$  față de axa  $ox$  a secțiunii;  $\bar{M}_x, \bar{M}_y$  — componentele momentului  $M$  în planurile  $ox, oy$ , definite în modul arătat mai înainte;

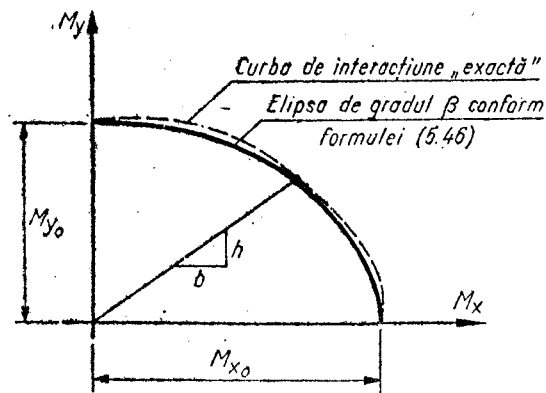


Fig. 5.33

de solicitare axială caracterizat prin coeficientul adimensional  $n = N/bhR_c$  și modul de dispunere a barelor de armătură în secțiune, în timp ce procentul de armare are o influență mult mai redusă. S-au luat ca bază valori  $n = 0,1 \dots 0,8$  și trei tipuri de distribuție a armăturilor:

- (A) 4 bare, dispuse la cele 4 colțuri ale secțiunii;
- (B) mai multe bare pe fiecare latură, cu  $A_{ax} = A_{ay}$ ;
- (C) idem, cu  $A_{ay} = (1,5 \dots 2)A_{ax}$ .

Valorile exponentului  $\beta$  au fost determinate punindu-se condiția ca pentru „oblicitate maximă” a planului de acțiune al momentului (după diagonala secțiunii) rezultatele calculului după metoda elipsei să coincidă cu cele după metoda riguroasă (fig. 5.33). În tabelele care urmează se dau exemplificativ valorile astfel stabilite pentru  $\beta$  în cazurile de armare (B) și (C) și valorile rotunjite corespunzătoare adoptate în tabelul 12.A.

Pentru verificarea secțiunilor și pentru dimensionarea armăturilor egalitatea (5.48) se aplică sub forma inegalității:

$$\left(\frac{M_x}{M_{x0}}\right)^\beta + \left(\frac{M_y}{M_{y0}}\right)^\beta \leq 1 \quad (5.49)$$

Tabelul 5.7. Tipul de armare (B):

$\frac{\rho(\text{total})}{100} \frac{R_a}{R_c}$	Valorile $\beta$ pentru $n =$							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
0,1	2,11	1,81	1,65	1,55	1,48	1,52	1,61	1,72
0,2	1,93	1,73	1,59	1,52	1,47	1,48	1,58	1,67
0,3	1,77	1,68	1,55	1,50	1,46	1,44	1,55	1,64
0,4	1,71	1,66	1,52	1,49	1,46	1,40	1,53	1,61
0,5	1,68	1,64	1,50	1,49	1,47	1,40	1,50	1,59
0,6	1,66	1,62	1,49	1,48	1,48	1,41	1,48	1,57
0,7	1,65	1,60	1,48	1,48	1,48	1,42	1,45	1,55
0,8	1,64	1,58	1,47	1,48	1,48	1,43	1,43	1,53
Valorile date în tabelul 12 A	1,70	1,60	1,55	1,50	1,45	1,45	1,50	1,60

Tabelul 5.8. Tipul de armare (C)

$\frac{\rho(\text{total})}{100} \frac{R_a}{R_c}$	Valorile $\beta$ pentru $n =$							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
0,1	2,17	1,79	1,58	1,51	1,45	1,52	1,62	1,76
0,2	1,93	1,70	1,50	1,44	1,40	1,48	1,60	1,72
0,3	1,86	1,62	1,44	1,41	1,38	1,43	1,58	1,70
0,4	1,80	1,55	1,40	1,38	1,36	1,40	1,56	1,66
0,5	1,76	1,51	1,38	1,37	1,35	1,38	1,52	1,65
0,6	1,70	1,47	1,36	1,35	1,34	1,37	1,46	1,63
0,7	1,64	1,45	1,35	1,34	1,33	1,36	1,43	1,60
0,8	1,60	1,42	1,34	1,33	1,33	1,35	1,40	1,54
Valorile date în tabelul 12 A	1,75	1,50	1,40	1,35	1,35	1,40	1,50	1,60

d. Dimensionarea directă a armăturilor. Când eforturile secționale  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  și dimensiunile secțiunii de beton a elementului sînt date și se pune problema dimensionării armăturilor, apare față de cazul compresiunii excentrice „drepte” ( $\alpha = 0$  sau  $\alpha = 90^\circ$ ) deosebirea că în locul unei singure necunoscute ( $A_a$ ) intervin două necunoscute ( $A_{ax}$  și  $A_{ay}$ ). În consecință, problema devine nedeterminată, fiind posibilă o infinitate de soluții, corespunzătoare diverselor rapoarte posibile între  $A_{ax}$  și  $A_{ay}$ , desigur în limitele respectării condițiilor constructive de procent minim de armare pe fiecare latură a secțiunii și de distanțe maxime admise între bare. De asemenea rezultatul calculului este funcție și de numărul și poziția barelor de armătură (uniform distribuite pe laturile secțiunii sau grupate spre colțuri).

Pentru ridicarea nedeterminării și crearea posibilității unei dimensionări directe a armăturilor, este deci necesar să se aleagă de la început numărul și dispoziția barelor pe fiecare latură și apoi să se prestabilească fie  $A_{ax}$  sau  $A_{ay}$ , fie raportul  $A_{ax}/A_{ay}$ .

De regulă, în cazurile cînd oblicitatea planului de acțiune a momentului încovoietor este mică și în consecință componenta momentului după una din direcții are o valoare redusă (în toate ipotezele de încărcare), se alege ca după direcția respectivă să rezulte o armare minimă constructivă. Se alege atunci de la început armarea după acea direcție, rămînînd ca necunoscută armătura după cealaltă direcție.

Dacă este de prezumat că nu intervine această situație și că atît  $A_{ax}$  cît și  $A_{ay}$  vor rezulta din calcul, atunci devine necesar să se aleagă valoarea raportului  $A_{ax}/A_{ay}$ . Este avantajos ca acest raport să fie stabilit pornind de la o condiție de optimizare a armării (cantitatea totală de armătură pe secțiune să rezulte minimă). Dacă intervin mai multe ipoteze de încărcare care pot fi determinante pentru dimensionarea armăturilor, optimizarea se efectuează în consecință.

Cînd se utilizează metoda „exactă”, programul de calcul automat poate să fie astfel alcătuit încît să conțină și optimizarea armării. În metoda simplificată a elipsei, problema optimizării armării, cu respectarea limitărilor impuse de condițiile constructive, a fost analizată detaliat în lucrarea [8]. Pe aceste baze sînt elaborate schemele logice 4.0—4.4.

Dacă la sfârșitul calculului se constată că se ajunge la o dispoziție a armăturilor sensibil diferită de cea considerată inițial, este necesară reluarea întregului calcul cu noua dispoziție adoptată.

### 5.2.6. Stâlpi fretați

a. **Compresiunea centrică.** Capacitatea portantă la compresiune centrică a stâlpilor poate fi sporită prin executarea armării transversale sub formă de fretă (spirală continuă) sau sub formă de inele sudate (etrieri inelari închiși prin sudare) — vezi fig. 2.11. În STAS 10 107/0-76, relația de verificare a stâlpilor fretați la compresiune centrică avea forma

$$N \leq N_{cap} = A_{bs}R_c + A_aR_a + 2,5 A_{as}R_{as} \quad (5.50)$$

unde (vezi fig. 5.34, a):  $A_{bs} = \frac{\pi d_s^2}{4}$  este aria secțiunii de beton fretate;

$d_s$  — diametrul șimburelui de beton fretat;  $A_a$  — aria totală a armăturii longitudinale;  $A_{as}$  — aria convențională a armăturii transversal determinată cu relația:

$$A_{as} = \frac{\pi d_s A_s}{s} \quad (5.51)$$

$A_s$  este aria secțiunii transversale a fretei sau inelului sudat;  $s$  — pasul fretei sau distanța dintre inelele sudate;  $R_{as}$  — rezistența de calcul a armăturii transversale.

În cazul în care armătura longitudinală este formată atât din bare de oțel beton (cu aria totală  $A_{a1}$ ) cât și din profile laminate (cu aria totală  $A_{a2}$ ) atunci în relația (5.48) se înlocuiește termenul  $A_aR_a$  cu suma  $A_{a1}R_{a1} + A_{a2}R_{a2}$

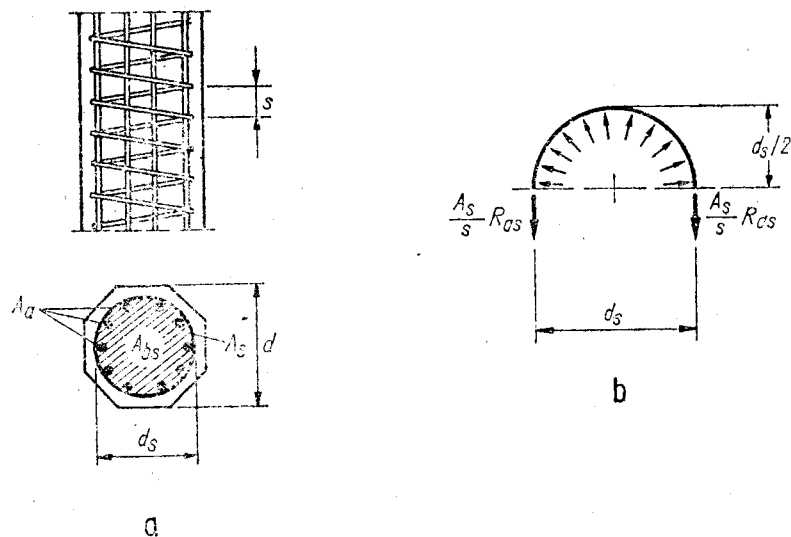


Fig. 5.34

unde  $R_{a1}$  și  $R_{a2}$  reprezintă rezistențele de calcul ale celor două tipuri de armături. De obicei, în această situație, aria  $A_{a2}$  poate fi importantă și, de aceea, se consideră aria netă  $A_{bs} - A_{a2}$  a șimburelui de beton în locul ariei brute  $A_{bs}$ .

Relația (5.50) se deduce din relația (5.25), adaptată la cazul secțiunii transversale fretate.

$$N_{cap} = A_{bs}(R_c + \Delta R_c) + A_aR_a \quad (5.50, a)$$

în care sporul de rezistență la compresiune a betonului,  $\Delta R_c$ , datorită efectului de confinare introdus de fretă se determină cu relația

$$\Delta R_c = kp \quad (5.52)$$

unde  $k$  este un coeficient numeric iar  $p$  este presiunea laterală pasivă care se exercită uniform pe tot conturul șimburelui de beton când acesta tinde să se umfle lateral și este împiedicat de fretă (vezi fig. 5.34, b). Într-adevăr, dacă se are în vedere că la limită

$$pd_s = 2 \frac{A_s}{s} R_{as} \quad (5.53)$$

și se folosesc relațiile (5.51) și (5.52) cu  $k = 5$ , se poate scrie relația (5.50, a) sub forma (5.50) dată în STAS 10 107/0-76.

Dacă în locul ariei convenționale  $A_{as}$  din relația (5.51) se folosește valoarea coeficientului de armare transversală,  $\mu_{fs}$ , scrisă sub forma

$$\mu_{fs} = \frac{\text{volumul fretei}}{\text{volumul șimburelui de beton}} = \frac{\pi d_s A_s^2}{\pi d_s^2 s} \quad (5.54)$$

atunci relația (5.52) se poate scrie sub forma

$$\Delta R_c = k \frac{\mu_{fs}}{2} R_{as} \quad (5.52, a)$$

Determinarea valorii  $N_{cap}$  cu relația (5.50) este asociată cu satisfacerea următoarelor condiții:

1. Stâlpul să nu fie zvelt, respectiv  $\lambda_0 = l_{f1}/i \leq 35$  (sau  $\lambda = l_{f1}/d < 8,6$ );
2. Freta să fie suficient de puternică pentru a se putea admite că produce o confinare corespunzătoare a șimburelui de beton, respectiv

$$A_{as} \geq 0,25 A_a$$

3. Sporul de capacitate portantă datorat forței să nu reprezinte o proporție prea mare, respectiv

$$N_{cap} \leq 1,5 N'_{cap}$$

unde  $N_{cap}$  este dat de relația (5.50) iar  $N'_{cap}$  este capacitatea portantă la compresiune centrică a stâlpului considerat nefretat, adică

$$N'_{cap} = A_b R_c + A_a R_a$$

unde  $A_b$  este aria netă a întregii secțiuni transversale de beton.

Această condiție urmărește evitarea deteriorării timpurii în exploatarea stratului de beton de acoperire, care nefiind fretat tinde să cedeze înainte de partea fretată a secțiunii.

Evident pentru ca fretarea să fie justificată trebuie ca

$$N_{cap} \geq N'_{cap}$$

b. **Compresiune excentrică.** STAS 10107/0-90 nu mai prevede o relație de calcul la compresiune centrică a stîlpilor fretați. Se are în vedere că stîlpul fretat ca parte a unui ansamblu structural se încarcă întotdeauna și cu un moment încovoietor,  $M$ , astfel încît forța axială  $N$  are excentricitate  $e_0 = M/N$ , și că la aceasta trebuie oricum adăugată și excentricitatea accidentală  $e_a$  din relația (5.17).

Pe aceste considerente, STAS 10 107/0-90 se referă numai la situația stîlpilor fretați comprimați excentric. Se prevede ca stîlpii fretați să se calculeze cu relațiile date în paragraful 5.2.2 pentru secțiuni transversale nefretate cu următoarele observații:

1. Ca secțiune activă de beton se consideră numai secțiunea corespunzătoare diametrului  $d_s$  în fig. 5.39,  $a$ ;
2. Rezistența de calcul a betonului se consideră dată de valoarea

$$R'_c = R_c + \Delta R_c$$

în care sporul de rezistență datorită fretei se ia egal cu valoarea

$$\Delta R_c = 2 \mu_{fs} R_{ac} \left( 1 - \frac{7,5 e_{0c}}{d_s} \right) \quad (5.55)$$

Relația precedentă, inspirată din normele din C.S.I. [121] este similară relației (5.52,  $a$ ) în care s-a considerat  $k = 4$  și un coeficient de reducere a cărui valoare scade cu creșterea raportului între excentricitatea  $e_0$  și diametrul sîmburelui de beton  $d_s$ . În mod evident, cu cît  $e_0$  este mai mare în raport cu  $d_s$  cu atît efectul fretei este mai redus și, deci, sporul de rezistență  $\Delta R_c$  este mai mic. Dacă  $e_{0c} \geq d_s/7,5$ , stîlpul se calculează ca un stîlp nefretat.

Calculul practic al stîlpilor fretați comprimați excentric se poate face cu tabela 10.A.

STAS 10 107/0-90 prevede de asemenea ca forța axială  $N$  pe stîlpul fretat să respecte condiția

$$n = \frac{N}{A_{bs} R_c} \leq \frac{2,5}{1 + 7,5 e_{0c}/d_s} \quad (5.56)$$

Această condiție reprezintă, în fond, o limitare superioară a cantității de armătură transversală și este, deci, similară condiției  $N_{cap} \leq 1,5 N'_{cap}$  de la compresiune centrică.

## 5.3. CALCULUL LA FORȚA TĂIETOARE

### 5.3.1. Considerații introductive

Fenomen deosebit de complex, mecanismul de cedare a elementelor din beton armat la acțiunea forțelor tăietoare a constituit subiectul unor importante studii teoretice și experimentale elaborate în ultimii 20—30 ani, în mai toate centrele de cercetare importante din lume.

Prioritatea acordată acestei probleme este justificată prin faptul că în pofida unor progrese înregistrate, mai cu seamă sub aspect fenomenologic, în ceea ce privește cunoașterea comportării elementelor de beton armat la forță tăietoare în diferite stadii de lucru, inclusiv în stadiul ultim, nu s-a reușit pînă în prezent să se dezvolte și un model analitic satisfăcător, atît în sensul descrierii cît mai fidele a comportării reale, cît și din punctul de vedere al accesibilității utilizării în proiectarea curentă.

Faptul că în prezent, din considerente de economie de materiale și de manoperă, s-a trecut la realizarea unor grinzi cu lățimi sensibil mai mici decît în trecut, cu armări transversale mai simple, fără bare înclinate, alcătuite de multe ori din carcasa sudate din sîrmă de diametru mic, face ca problema stabilirii capacității portante la forță tăietoare pe baze cît mai riguroase, să fie deosebit de actuală. De asemenea, asigurarea la forță tăietoare prezintă un interes major în cazul structurilor proiectate pentru a prelua efectul acțiunii seismice. Capacitatea elementelor de beton armat de a prelua forța tăietoare depinde în mare măsură de rezistența și de deformabilitatea betonului la compresiune și la întindere, astfel că, mecanismele de cedare la acțiunea forței tăietoare, în condițiile unei armări transversale insuficiente, sînt *neductile*.

Asemenea situații sînt de evitat în concepția curentă de proiectare anti-seismică, concepție care presupune un răspuns structural inelastic, bazat pe mobilizarea capacității de deformare în domeniul postelastice.

Capacitatea portantă la forță tăietoare este influențată de un mare număr de factori (cca. 20 după cum rezultă din inventarierea făcută în [55]), dintre care cei mai importanți sînt forma și proporțiile elementelor, cantitatea și dispoziția armăturilor longitudinale și a armăturilor transversale, eventualul efort axial de compresiune sau de întindere, distribuția încărcării, legăturile structurale ale elementelor, proprietățile fizico-mecanice ale betonului și ale armăturii.

Influența unora dintre parametri nu este complet elucidată, astfel încît pentru aceștia nu se pot determina date fizice satisfăcătoare în vederea utilizării în programele de calcul automat sau pentru stabilirea unor expresii de calcul. De asemenea, numărul mare de factori care intervin, cu pondere diferită, de la caz la caz în ruperea prin acțiunea forței tăietoare a elementelor de beton armat, face ca mecanismul de cedare să nu fie unic, înregistrîndu-se mai multe tipuri distincte de rupere, în funcție de natura factorului sau a unui grup de factori preponderenți.

În aceste condiții apare evident că practic nu este posibil să se formuleze o lege analitică general valabilă pentru numeroasele situații concrete posibile. Cu toate acestea, prescripțiile naționale de proiectare, în intenția de a nu complica excesiv operațiile de dimensionare și de verificare la forțe tăietoare în proiectarea curentă, prevăd în majoritatea cazurilor expresii unice pentru stabilirea capacității portante la forță tăietoare. Simplificările și aproximările introduse în relațiile de calcul, la care se adaugă împrăștierea intrinsecă a efectelor multora dintre parametrii capacității de rezistență la forțe tăietoare conduc la diferențe relativ mari între datele experimentale și cele de calcul. Prin valorile de calcul ale unor date, eventual prin prevederea unor coeficienți de corecție, se urmărește ca expresiile de calcul prescise să aibe un caracter acoperitor pentru întreaga gamă de tipuri de cedare la acțiunea forțelor tăietoare, gradul de asigurare fiind evident diferențiat, în cadrul aceleiași prescripții, în funcție de natura cedării, și de la prescripție la prescripție, funcție de structura expresiilor de calcul, respectiv funcție de conceptul care a servit ca bază pentru stabilirea acestora.

Analiza comparativă efectuată de INCERC și I.C.B. [34], pentru un mare număr de elemente încercate de diferiți cercetători, privind raportul între capacitatea de rezistență la forță tăietoare, determinată experimental, și valorile stabilite prin calcul, pe baza prevederilor din diverse prescripții, permite să se aprecieze că în cazul expresiilor de calcul conform STAS 10 107/0-76, pentru cazul elementelor fără efort axial, supuse la solicitări neseismice, preluate cu unele modificări și în redactarea actuală STAS 10 107/00-89 împrăștierea este dintre cele mai reduse, iar gradul de asigurare este relativ uniform.

În general, prescripțiile de proiectare cuprind prevederi de calcul și de alcătuire pentru asigurarea elementelor de beton armat față de cele două categorii distincte de cedare legate de acțiunea forței tăietoare: ruperi în secțiuni înclinate la solicitarea de încovoiere cu forță tăietoare și ruperi prin lunecare după planuri de lunecare determinate, cum sînt planurile prefisurate prin contracția betonului sau planurile corespunzătoare rosturilor de lucru.

În paragrafele 5.3.2, 5.3.3 și 5.3.4 se prezintă succint mecanismele celor două moduri de cedare potrivit actualului stadiu al cunoștințelor și prevederile de calcul corespunzătoare, în formularea din standardul românesc STAS 10 107/0-90.

Aspectele specifice calculului la forță tăietoare în condiții de solicitare seismică sînt analizate în cap. 6.

### 5.3.2. Calculul la forță tăietoare al elementelor de beton armat fără armătură transversală

Se poate considera în mod simplificat că încărcările aplicate elementelor de beton armat fără armătură transversală, solicitate la încovoiere cu forță tăietoare, sînt preluate prin două mecanisme, cel de „grindă” și cel de „arc” (riglă frîntă cu tirant), care coexistă și se influențează reciproc.

Pe măsură ce solicitarea crește, în elementul de beton armat are loc un transfer treptat al încărcării de la mecanismul de grindă la cel de arc, ca urmare a degradării continue, prin fisurare și prin deteriorarea progresivă a aderenței armăturii cu betonul, a mecanismului de grindă prioritar în primele faze ale solicitării.

Dacă în momentul în care mecanismul de riglă a ieșit din lucru, mecanismul de arc este capabil să-l înlocuiască, eventual să mai suporte și o suplimentare a încărcării, elementul de beton armat va manifesta o rupere specifică de „arc”. În caz contrar elementul va evidenția o cedare specifică de „grindă”. În ambele situații, în momentul ruperii se poate atinge momentul ultim capabil de încovoiere sau nu, caz în care capacitatea de preluare a forțelor tăietoare este inferioară celei teoretice de încovoiere.

Ruperea fiind generată de interacțiunea încovoiere-forță tăietoare, natura acesteia este influențată în mod decisiv de raportul dintre valoarea efortului unitar normal  $\sigma$  și cea a efortului unitar tangențial  $\tau$ , care poate fi exprimat aproximativ prin raportul  $\frac{M}{Qh_0}$  sau  $\frac{a}{h_0}$ , în care  $a$  este așa numita deschidere de forfecare. În fig. 5.35 este reprezentată schematic, pentru cazul procentelor relativ mari de armare, variația capacității portante (stabilită experimental) a elementelor de beton armat funcție de raportul  $\frac{a}{h_0}$  [55].

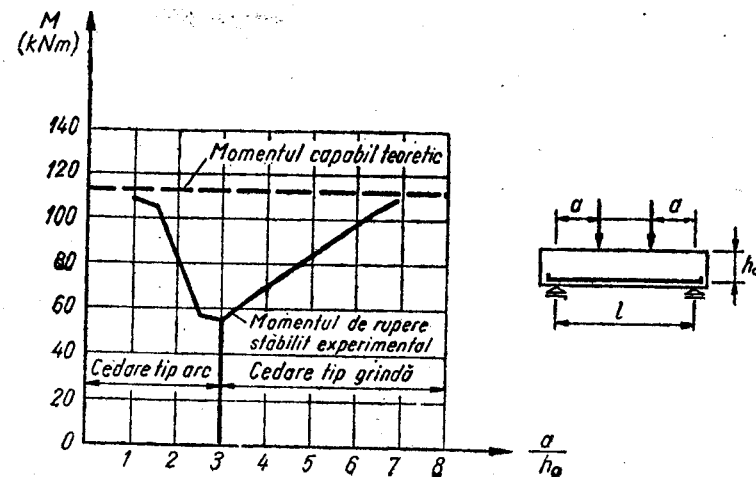


Fig. 5.35

Se observă că numai pentru grinzi pereți ( $\frac{a}{h_0} < 1$ ) și pentru grinzi lungi ( $\frac{a}{h_0} > 7$ ), în momentul ruperii se atinge capacitatea portantă de încovoiere în secțiuni normale. În intervalul dintre aceste două limite acțiunea forței tăietoare are ca efect reducerea capacității portante sub această limită.

În intervalul pînă la  $\frac{a}{h_0} \approx 3$  se manifestă în general ruperi de tip forfecare asociate mecanismului de arc, iar în intervalul aproximativ  $\frac{a}{h_0} = 3 \dots 7$  ruperi de forță tăietoare asociate mecanismului de grindă.

Reducerea momentului capabil sub limita corespunzătoare solicitării la încovoiere pură depinde de procentul armăturii longitudinale, fiind cu atît mai mică cu cît acest procent este mai mic, sub valori de 0,7% pentru armăturile obișnuite, această reducere dispărînd complet.

Dacă se ține seama și de faptul, stabilit experimental, că rezistența la forță tăietoare a elementelor de beton armat încărcate uniform distribuit este cu circa 20% mai mare decît în cazul încărcării cu forțe concentrate, așa cum s-a procedat în cercetările experimentale care au condus la stabilirea diagramelor de tipul celor din fig. 5.35, se poate concluziona, că în mod practic, problema cedării la forță tăietoare la elementele de beton armat fără armătură transversală de tip curent intervine foarte rar. Într-adevăr, atît plăcile planșeelor din beton armat monolit, cît și fișile cu goluri sau nervurile unor elemente secundare ale planșeelor prefabricate, practic singurele elemente de beton armat care se execută fără armături transversale, îndeplinesc condiția geometrică  $\frac{a}{h_0} > 7 \left( \frac{l}{h_0} \geq 28 \right)$  pentru elemente supuse la încărcări uniform distribuite), sau și condiția de procent de armare  $p \leq 0,7\%$ .

Din acest motiv, stabilirea capacității de rezistență la forțe tăietoare a elementelor de beton armat fără armătură transversală prezintă interes în special pentru evaluarea fracțiunii din forța tăietoare preluată de beton la elementele cu armătură transversală.

Expresia dată în STAS 10 107/0-76 pentru forța tăietoare capabilă într-o secțiune înclinată a unui element fără armătură transversală (forța tăietoare preluată de betonul zonei comprimate) era:

$$Q = Q_b = \frac{0,8 bh_0^2 R_t}{s_t} \sqrt{p} \left( 1 + 2 \frac{Qh_0}{M} \right) \quad (5.57)$$

în care:  $s_t$  este proiecția pe direcția axei elementului a secțiunii înclinate.

În structura expresiei  $Q_b$  se pot identifica principalele componente ale capacității de rezistență la forțe tăietoare.

Astfel aportul acțiunii de dorn a armăturii longitudinale și aportul acțiunii de încleștare a agregatelor sînt exprimate prin intermediul factorului  $\sqrt{p}$ , contribuția betonului din zona comprimată la preluarea forței tăietoare este exprimată prin factorii  $b$ ,  $h$  și  $\sqrt{p}$  toți acești factori reprezentînd componente ale mecanismului de grindă, în timp ce prin factorii  $\frac{h_0}{s_t}$  și  $\left( 1 + 2 \frac{Qh_0}{M} \right)$  se ține seama de aportul mecanismului de arc și de interacțiunea forfecare-încovoiere.

Secțiunea critică se stabilește pe criteriul rezistenței minime cu condiția  $0,5 h_0 \leq s_t \leq 3h_0$ . Datele experimentale au arătat că cele mai mici înclinări față de axă ale secțiunii de cedare, corespund practic la  $s_t \simeq 2,5h_0$  pentru grinzi cu armătură transversală și la  $s_t \simeq 2h_0$  pentru elemente fără armare transversală. În cazul în care pe element acționează și forțe concentrate importante, la o distanță  $a$  de reazem, intervine evident și limitarea  $s_t \leq a$ .

Forța  $Q_b$ , potrivit expresiei (5.57) este practic întotdeauna minimă la limita  $s_t = 3h_0$ , atît pentru elemente simplu rezemate cît și pentru cele cu continuități, obținîndu-se valori în domeniul  $(0,35 - 0,60)bh_0R_t$ , funcție de raportul dintre  $h_0$  și deschiderea elementului. Aceste valori pot fi considerate ca sensibil acoperitoare, avînd în vedere înclinarea exagerată a fisurii critice de calcul, în raport cu comportarea reală.

În numeroase cazuri solicitarea care produce fisurarea înclinată în elementele fără armătură transversală coincide practic cu cea de rupere. Din acest motiv STAS 10 107/0-90, asemenea majorității prescripțiilor de proiectare din străinătate, fixează ca limită a solicitării pînă la care se admite că elementele de beton armat să nu se armeze transversal sau ca armătura transversală să se dispună pe criterii constructive, fără calcul, tocmai forța tăietoare corespunde apariției fisurilor înclinate.

Încărcarea care produce fisurarea înclinată este în general sensibil mai mică decît cea corespunzătoare condiției ca efortul de întindere rezultat din acțiunea forței tăietoare să atingă valoarea rezistenței de întindere a betonului. Fisurarea înclinată poate interveni la valori  $\tau$  de numai  $(0,30 - 0,40)R_t$ , fapt datorat unei stări de tensiune inițiale din acțiunea contracției betonului, redistribuției eforturilor de forfecare în urma fisurării de încovoiere sau a unor slăbiri locale ale secțiunilor prin prezența armăturilor transversale, care creează discontinuități în lungul grinzii.

STAS 10 107/0-90, prevede ca limită sub care nu mai este necesar calcul armăturilor transversale în elementele liniare de beton armat valoarea:

$$Q = 0,5 bh_0 R_t \quad (5.58)$$

considerîndu-se ca foarte redusă posibilitatea de a avea, pe întreaga secțiune de rupere, valori ale rezistenței la întindere a betonului de ordinul valorilor de calcul.

Din rațiuni de simplificare a calculului, ținînd seama și de faptul că așa cum s-a arătat, în practică elementele fără armare transversală, prin proporțiile și procente de armare specifice, sînt rareori expuse la cedări prin forță tăietoare, STAS 10 107/0-90 stabilește limita (5.58) și ca valoare globală a rezistenței la forțe tăietoare a acestor elemente.

Pentru plăcile de beton armat rezemate continuu pe contur, avînd în vedere lățimea mare a secțiunilor de cedare la forțe tăietoare, deci efectul statistic favorabil privind rezistența la întindere a betonului pe de o parte, și posibilitatea unor redistribuiri ale solicitării, în cazul unor cedări locale, în lungul secțiunii de cedare prin intermediul armăturilor paralele cu reazemul, pe de altă parte, s-a adoptat o valoare mai mare a capacității de preluare a forței tăietoare:

$$Q_b = 0,75 bh_0 R_t \quad (5.59)$$

Calculul în secțiuni înclinate presupune și verificarea la momentul încovoietor. Fisurarea înclinată a elementelor din beton armat, are ca efect, în special în absența armăturii transversale, creșterea efortului de întindere din armarea longitudinală, peste nivelul corespunzător fisurării normale la axă. Standardul nu impune verificări ale elementelor fără armare transversală la moment în secțiune înclinată pe considerentul că regulile constructive de armare privind prevederea unui număr minim de armături la partea inferioară a secțiunilor de reazem sau lungimea de petrecere dincolo de reazeme a călăreților și barelor ridicate la partea superioară a elementelor sînt în măsură să evite cedări la ruperi de încovoiere în secțiuni înclinate.

### 5.3.3. Calculul la forță tăietoare al elementelor de beton armat cu armătură transversală

Nici unul din numeroasele modele analitice propuse pentru calculul în secțiuni înclinate al elementelor de beton armat cu armătură transversală nu este suficient de general pentru a putea reflecta fidel comportarea acestora sub încărcări și diferitele moduri de cedare. Dintre toate modelele, modelul de grindă cu zăbrele și varianta sa bazată pe echilibrul la limită în secțiuni înclinate sînt cele mai sugestive, cele mai ușor de aplicat în practică și suficient de riguroase pentru cazurile curente, astfel încît majoritatea prescripțiilor naționale și a celor cu valabilitate internațională pentru proiectarea structurilor de beton armat folosesc aceste două modele pentru calculul la forțe tăietoare.

Amplele studii experimentale în domeniul acțiunii forței tăietoare asupra elementelor de beton armat au furnizat date pentru înțelegerea mai profundă a mecanismului de cedare la acest gen de solicitare.

Modelul clasic de grindă cu zăbrele static determinată, propus de Morsch la începutul secolului, presupune o fisurare înclinată la  $45^\circ$  cu preluarea integrală a forței tăietoare de către elementele inimii (de către zăbrelele fictive ale modelului), ipoteză care face modelul acoperitor, iar în unele cazuri inacceptabil de acoperitor.

Cercetările experimentale au pus în evidență, importante deosebiri între acest model și comportarea reală, dintre care sînt de reținut în special următoarele [55; 85].

a. Traectoria rezultantei eforturilor de compresiune se curbează și coboară în zona reazemelor, evidențiind o acțiune de arc.

În felul acesta o parte din forța tăietoare aplicată elementului este echilibrată de componenta verticală a forței înclinate de compresiune din beton (din talpa superioară a fermei fictive). Înclinarea „tălpilor” comprimate are ca efect și reducerea brațului de pârghie al eforturilor normale și implicit creșterea efortului din armătură, față de valoarea corespunzătoare momentului încovoietor în secțiuni normale.

b. Înclinarea fisurilor înclinate de cedare se depărtează sensibil de  $45^\circ$ , depinzând de forma secțiunii și de cantitatea (procentul) de armătură transversală.

În principiu, cu cât fisura este mai aplecată (înclinarea sub  $45^\circ$ ), etrierii sînt mai eficienți, eforturile din aceștia scad, crescînd în schimb compresiunea din „diagonalele” („bielele”) comprimate și efortul de întindere din armătura longitudinală. Invers, creșterea înclinării fisurilor peste  $45^\circ$  conduce la sollicitări mai importante în armătura transversală cu reducerea corespunzătoare a compresiunii din betonul inimii.

În funcție de forma secțiunii și de procentul de armare transversală grinda solicitată la forțe tăietoare se adaptează prin înclinarea fisurilor pentru a încărca cele două componente ale mecanismului de rezistență, unul lucrînd prin tensiuni (armătura transversală), celelalte prin compresiune (betonul inimii), corespunzător rigidității lor relative. Astfel, într-o grindă avînd lățimea inimii relativ mare în raport cu lățimea tălpilor, cu beton de rezistență ridicată, dar cu armătură transversală redusă, înclinarea diagonalelor este mai mică decît  $45^\circ$ , sporind eficacitatea etrierilor. Invers, într-o grindă cu armătură transversală puternică dar cu inimă subțire și beton de rezistență redusă, betonul este avantajat prin înclinarea mai mare a diagonalelor comprimate și încărcarea corespunzător mai mare a etrierilor.

Aspectele de comportare a grinzilor solicitate la încovoiere cu forță tăietoare, precizate la punctele a și b au sugerat corectarea modelului clasic de grindă cu zăbrele [55] așa cum apare în fig. 5.36: grindă cu zăbrele static nedeterminată cu talpa comprimată curbă, cu înclinarea diagonalelor comprimate funcție de forma secțiunii grinzii.

Modelul corectat de grindă cu zăbrele din fig. 5.36, prezintă numai importanță teoretică, putînd doar să evidențieze aspectele calitative ale comportării grinzilor de beton armat solicitate la forțe tăietoare, datorită imposibili-

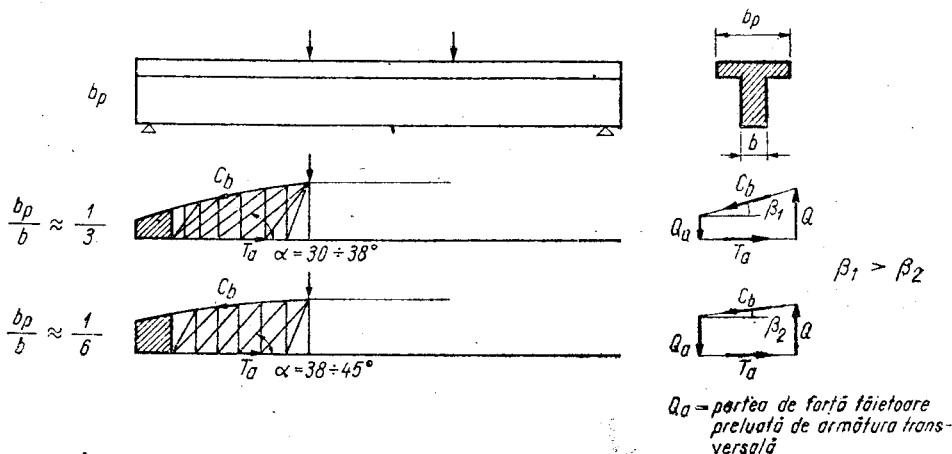


Fig. 5.36

tății de a evalua practic rigiditățile barelor fermei static nedeterminate, pe de o parte, și datorită faptului că este prea complicat pentru proiectarea curentă, pe de altă parte.

S-a putut da o rezolvare practică mult mai simplă problemei calculului la forțe tăietoare pe baza modelului de grindă cu zăbrele, plecînd de la o anumită caracteristică a comportării grinzilor de beton armat, observată în experimentările elementelor de beton armat la forța tăietoare. S-a constatat sistematic în aceste experimentări că

pe întreg intervalul de solicitare, de la valoarea de fisurare înclinată  $Q_f$ , pînă la valoarea de rupere la forțe tăietoare  $Q_u$ , variația eforturilor măsurate în etrierii grinzilor este practic paralelă cu variația de calcul conform modelului Morsch de grindă cu zăbrele. Diferența între cele două curbe (drepte) la fiecare nivel al efortului unitar în etrieri, este valoarea  $Q_b$  a forței de fisurare a grinzii fără armătură transversală, respectiv a forței tăietoare capabile a acesteia (fig. 5.37).

Din acest motiv calculul elementelor de beton armat la forțetăietoare se poate face cu o relație de forma:

$$Q = Q_b + Q_a \quad (5.60)$$

în care cu  $Q_a$  s-a notat forța tăietoare ce revine armăturilor (etrieri și bare înclinate) din inima grinzii, pe o schemă de grindă cu zăbrele.

Prescripțiile naționale de proiectare a elementelor de beton armat, cu excepția prescripțiilor din unele țări est-europene, fundamentează proiectarea la forță tăietoare pe un astfel de model de calcul. Cu puține excepții, relațiile de verificare a forței tăietoare conform acestor prescripții presupun fisuri înclinate (diagonale înclinate) la  $45^\circ$ , anumite diferențe existînd în modul de evaluare a contribuției  $Q_b$  a betonului din talpa comprimată, între normele vest-europene, pe de o parte, și cele americane, japoneze, neo-zeelandeze, pe de altă parte.

Standardul STAS 10 107/0-90, asemenea normelor din C.S.I., normelor din alte țări est-europene utilizează pentru calculul în secțiuni înclinate la acțiunea forței tăietoare metoda echilibrului limită în secțiuni înclinate

Modelul de calcul consideră un mecanism de cedare cu un grad de libertate, alcătuit din două corpuri rigide (tronsoanele de grindă separate de fisura înclinată la rupere), care se rotesc relativ. Echilibrul în stadiul limită de solicitare în lungul fisurării, cu direcția înclinată față de axa elementului, se descrie printr-o ecuație de proiecție pe normala la axa elementului și o ecuație de momente în raport cu punctul de aplicație al rezultantei eforturilor de compresiune din beton (fig. 5.38).

Contribuția diferitelor componente ale mecanismului de rezistență la forță tăietoare a betonului din inimă și din talpa comprimată a grinzii este exprimată global în termenul  $Q_b$ , definit ca forța tăietoare preluată de zona comprimată a secțiunii.

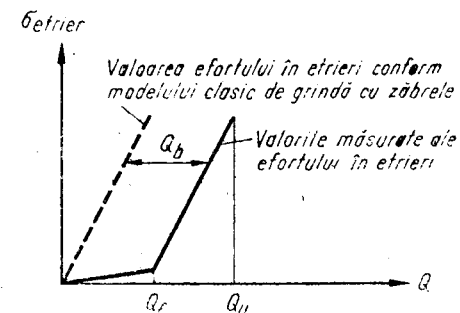


Fig. 5.37

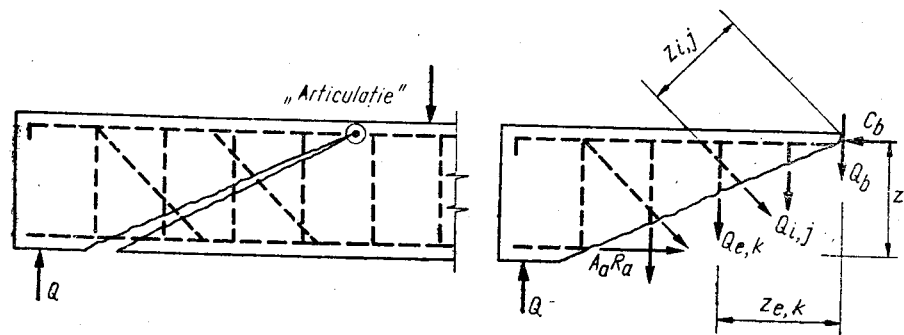


Fig. 5.38

Se poate aprecia că modelul bazat pe echilibrul limită în secțiuni înclinate este principalul cel mai corect, fapt recunoscut de însuși profesorul Leonhardt, autorul modelului corectat de grindă cu zăbrele. Realizarea practică a acestui model întâmpină însă obstacolul major legat de dificultatea stabilirii unei expresii satisfăcătoare pentru  $Q_b$ , în măsură să interpreteze riguros efectul numeroșilor parametri de care depinde capacitatea betonului de a prelua forța tăietoare și diferitele moduri de cedare, ceea ce deocamdată nu s-a putut realiza pe deplin.

În STAS 10 107/0-76, expresia forței tăietoare preluată de beton era:

$$Q_b = \frac{0,8bh_0^2R_t}{s_t} \sqrt{p} \left(1 + \frac{Qh_0}{M}\right) \quad (5.61)$$

Structura expresiei (5.61) este similară relației (5.57), cu excepția factorului aplicat termenului  $\frac{Qh_0}{M}$  din paranteză. Așa cum s-a arătat la 5.32, analiza relației empirice (5.61) permite identificarea diferitelor componente ale mecanismului de rezistență la forța tăietoare.

Diferența dintre relațiile (5.57) și (5.61) se justifică prin intenția de a ține seama de faptul că în cazul elementelor fără armătură transversală, ruperea se produce, în cazul tuturor celorlalte condiții identice, la o solicitare mai redusă, astfel că influența suprapunerii efectului momentelor încovoietoare este mai mică, conducând la o capacitate de rezistență mai mare. Din acest motiv, termenul al doilea al parantezei este dublu în relația (5.57), în raport cu relația (5.61).

STAS 10 107/0-90 stabilește pentru capacitatea betonului de a prelua forța tăietoare expresia:

$$Q_b = \frac{bh_0^2R_t\sqrt{p}}{s_t} \quad (5.62)$$

Adoptarea acestei expresii pentru  $Q_b$  se justifică prin intenția de a oferi proiectanților un procedeu mai simplu, mai accesibil pentru calculul la forța tăietoare, cunoscute fiind dificultățile pe care le genera utilizarea relației (5.61), prescrisă de vechiul standard. Utilizarea relației (5.62) are și avantajul generalității, ea fiind valabilă atât pentru grinzi cit și, cu anumite corecții, pentru elementele solicitate la încovoiere cu efort axial.

De altfel, relații simplificatoare asemănătoare sînt folosite și de alte prescripții naționale cum sînt prescripțiile din C.S.I., prescripțiile americane, neozelandeze sau normele elaborate de Comitetul Euro-internațional de beton.

Adoptarea unor relații de calcul mai simple, fără considerarea efectului deschiderii relative de forfecare  $a/h$ , este justificată și de rezultatele unor studii experimentale care dovedesc că ponderea acestui factor este mică pentru valori  $a/h_0 > 2$  pe de o parte, și că factorul  $Qh_0/M$  pare să nu interpreteze corect mecanismul de preluare a încărcărilor în cazul cel mai frecvent, al grinzilor cu continuitate [58].

Calculare comparative acoperind practic întreg domeniul curent de situații de solicitare și de proporții geometrice ale elementelor de beton armat, atât pentru cazul grinzilor cit și pentru cel al stîlpilor, au dovedit că expresia simplificată (5.62) este totdeauna acoperitoare în raport cu relația mai analitică (5.61). Diferențele dintre valorile  $Q_b$  stabilite pe baza celor două expresii nu depășesc 15% în cazul grinzilor, în timp ce în cazul stîlpilor aceste diferențe se înscriu în limitele a 10%.

Marea majoritate a studiilor experimentale referitoare la capacitatea portantă la forța tăietoare a elementelor de beton armat s-au executat pe grinzi simplu rezemate, rezultatele acestor studii fiind luate drept bază pentru stabilirea relațiilor de calcul din prescripțiile de proiectare. Trebuie reținut că grinzile continue, mai general vorbind elementele cu continuitate structurală, prezintă o serie de particularități sub aspectul rezistenței la forța tăietoare în raport cu grinzile simplu rezemate (fig. 5.39, a și b).

Astfel în zona reazemelor intermediare, configurația fisurilor înclinate capătă o formă specifică de evantai. În zona centrală, în care fisurile au înclinări mai mari de 45°, etrierii sînt mai puțin solicitați, ca urmare a prezenței în inima grinzii a unor eforturi unitare de compresiune  $\sigma_y$  cu valori importante. În zona dinspre marginea „evantaiului”, fisurile au înclinări reduse și avansează mult în zona inferioară a grinzii, reducînd substanțial înălțimea zonei comprimate. Este de apreciat că, din acest motiv, valoarea  $Q_b$ , reprezentînd contribuția betonului în preluarea forței tăietoare, este mai mică în aceste zone decît cea corespunzătoare reazemului simplu. Se estimează însă că valorile  $Q_b$  prescrise de normele de proiectare sînt insuficient de reduse pentru a fi acoperite și pentru zona reazemelor intermediare ale grinzilor continue [58; 59].

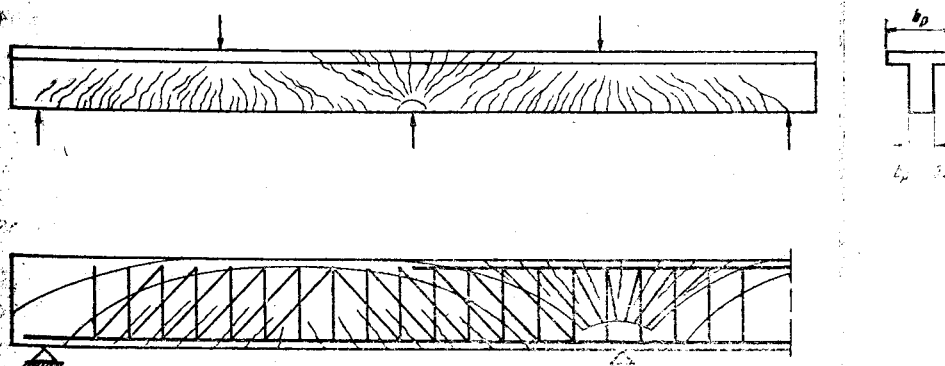


Fig. 5.39. Comportarea grinzilor continue la acțiunea forțelor tăietoare

a) Modul de fisurare b) Modelul generalizat de grindă cu zăbrele specific grinzilor continue



De asemenea, datorită modului specific de fisurare înclinată în zona reazelor intermediare zona plastică este sensibil mai dezvoltată decât se admite în mod obișnuit. Pe de altă parte, armăturile longitudinale de la partea inferioară și respectiv de la partea superioară, sînt solicitate la întindere pe o zonă apreciabilă dincolo de secțiunea de moment nul. Aceste aspecte ale comportării grinzilor continue ridică problema asigurării la moment în secțiuni înclinate. Se apreciază că regulile constructive privind prelungirea unui minim de armături la partea inferioară pe reazem și de întrerupere a armăturilor la partea superioară prevăzute de STAS 10 107/0-90 sînt în măsură să evite cedările la momentul încovoietor în secțiuni înclinate (vezi cap. 5.8).

Pentru calculul la forțe tăietoare a elementelor solicitate la încovoiere cu compresiune axială, în STAS 10 107/0-90 se introduce pentru prima oară o corecție a termenului  $Q_b$  pentru a ține seama de efectul favorabil al prezenței orței axiale de compresiune, efect ignorat de prescripțiile românești anterioare:

$$Q_b = \frac{bh_0^2 R_t \sqrt{p} (1 + 0,5n)}{s_t} \quad (5.63)$$

în care s-a notat cu  $n = \frac{N}{bh_0 R_c}$ , măsura intensității efortului axial.

Este de remarcat că în raport cu alte prescripții, cum sînt cele americane sau cele neo-zeelandeze, în STAS 10 107/0-90 ponderea influenței favorabile a efectului axial de compresiune asupra capacității betonului de a prelua forța tăietoare este evaluată la un nivel mai redus.

Valoarea rezistenței la întindere a betonului,  $R_t$ , corespunde condițiilor de turnare privind lățimea minimă a secțiunii și înălțimea stratului de turnare care influențează sensibil formarea structurii intime a betonului. În STAS 10 107/0-76, corecția referitoare la condițiile de turnare se aplica nejustificat numai rezistenței la compresiune.

În ceea ce privește cazul elementelor solicitate la întindere excentrică se mențin prevederile redactării anterioare a prescripției. Astfel, în cazul întinderii excentrice cu excentricitate mică se neglijează contribuția betonului în preluarea forței tăietoare, în timp ce pentru elementele solicitate la întindere excentrică cu excentricitate mare se admite o forță tăietoare  $Q_b$ , redusă în raport cu cea de la încovoiere prin înmulțirea cu coeficientul:

$$m_t = \frac{0,5 - \bar{e}_0}{0,5 + \bar{e}_0} \quad (5.64)$$

în care:

$$\bar{e}_0 = \frac{e_0}{h_0}$$

Expresia coeficientului  $m_t$  a fost stabilită pe baza studiilor întreprinse la Institutul Politehnic Timișoara [34].

Se constată că acest coeficient asigură racordarea la ambele capete ale domeniului întinderii excentrice cu excentricitate mare, respectiv cu încovoierea și cu întinderea excentrică cu excentricitate mică.

În proiectarea curentă, calculul practic la forțe tăietoare în secțiuni înclinate, se bazează pe stabilirea valorii minime  $Q_{ob}$  a forțelor tăietoare  $Q_b$ , preluată de beton și  $Q_e$ , preluată de etrieri:  $\min(Q_b + Q_e) = Q_{ob}$ .

În cazul stîlpilor și al grinzilor fără armătură înclinată,  $Q_{ob}$  reprezintă chiar forța tăietoare capabilă,  $Q_{cap}$ . În cazul grinzilor curente cu armătură înclinată, verificarea la forță tăietoare se bazează pe ipoteza că în condițiile respectării regulilor constructive de dispunere a acestor armături fisura pentru care se obține  $Q_{ob}$  este și fisura cea mai periculoasă (critică) pentru grindă și aceasta interceptează un singur rînd de armături înclinate. În cazul unor armături transversale mai complicate, cu armături înclinate dispuse în planuri apropiate (situație care intervine, de exemplu la unele grinzi de rulare de beton armat) este necesară verificarea în mai multe secțiuni avînd înclinații diferite pentru a identifica fisura înclinată critică, în lungul căreia suma forțelor tăietoare preluate de toate componentele grinzii (beton, etrieri și armături înclinate) este minimă.

Fisura înclinată critică aparține domeniului  $0,5h_0 \leq s_t \leq 2,5h_0$  așa cum atestă datele experimentale.

Plecînd de la relația:

$$Q_b + Q_e = \frac{bh_0^2 R_t \sqrt{p}}{s_t} + \frac{p_e}{100} bs_t R_{at} \quad (5.65)$$

unde  $p_e$  este procentul de armare cu etrieri, iar  $R_{at} < R_a$ , rezistența de calcul a armăturii transversale și punînd condiția:

$$\frac{d}{ds_t} (Q_b + Q_e) = 0 \quad (5.66)$$

se stabilește proiecția pe orizontală a fisurii critice în lungul căreia capacitatea cumulată a betonului și a etrierilor de a prelua forța tăietoare este minimă.

$$s_{t, cr} = 10 \sqrt{\frac{\sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{R_{at}} \cdot h_0} \quad (5.67)$$

Exprimînd  $Q_b$  în forma adimensională se ajunge la relația:

$$Q_{ob} = \frac{Q_{ob}}{bh_0 R_t} = 0,2 \sqrt{\sqrt{p} \cdot p_e \frac{R_{at}}{R_t}} \quad (5.68)$$

În relațiile (5.67) și (5.68)  $R_{at} = m_{at} R_a$  este rezistența de calcul a armăturilor transversale. Prin intermediul coeficientului condițiilor de lucru ale armăturii transversale  $m_{at} < 1$  se ia în considerare faptul că nu toate armăturile care interceptează fisura înclinată ajung la curgere în momentul ruperii, ci numai cele situate în zona în care fisura înclinată este suficient de deschisă pentru aceasta.

Expresia (5.68) se poate utiliza atît pentru elementele încovoiate, cît și pentru cele comprimate excentric sau întinse excentric cu excentricitate mare, dacă în locul lui  $R_t$  se utilizează valorile corectate  $R_{tc}$ :

— în cazul elementelor comprimate excentric:

$$R_{tc} = R_t (1 + 0,5n) \quad (5.69)$$

în cazul elementelor întinse excentric cu excentricitate mare:

$$R_{tc} = R_t \frac{0,5 - \bar{e}_0}{0,5 + \bar{e}_0} \quad (5.70)$$

Așa cum s-a arătat proiecția fisurii critice nu depășește în realitate  $2,5h_0$ . Dacă  $s_1$  furnizat de (5.74) depășește această valoare,

$$Q_{co} = \frac{\sqrt{p}}{2,5} + \frac{p_e}{40} \cdot \frac{R_{at}}{R_t} \quad (5.71)$$

Prescripțiile de proiectare stabilesc și o limită superioară a forței tăietoare aferente unei anumite secțiuni, peste care este necesar să se schimbe dimensiunile secțiunii, calitatea betonului sau amândouă.

Limitarea reprezintă o condiție de rezistență a „diagonalelor” (bielelor) comprimate de beton; respectiv de rezistență la acțiunea eforturilor principale de compresiune în regim de solicitare biaxială — întindere-compresiune (în condiții apropiate de situația reală a elementelor cu fisuri înclinate la valori ridicate ale solicitărilor). În felul acesta, principial, limita trebuie exprimată în funcție de rezistența betonului la compresiune, ceea ce s-ar traduce prin condiții de forma  $Q \leq \alpha b h_0 R_c$  (unde  $\alpha$  are valori de 0,25 — 0,35 în diferite prescripții). Cu toate acestea în STAS 10 107/0-90 s-a păstrat exprimarea din vechea redactare, în funcție de  $R_t$ :

$$Q \leq 4b h_0 R_t \quad (5.72)$$

în intenția de a nu modifica o relație de calcul foarte familiară inginerilor proiectanți.

Particularitățile calculului în secțiuni înclinate la forțe tăietoare al elementelor de beton armat cu rol de rezistență antisismică sînt discutate în cap. 6.

### 5.3.4. Cazul consolelor scurte

Se consideră în mod obișnuit ca aparținînd categoriei consolelor „scurte”, elementele în consolă la care înălțimea utilă a secțiunii este mai mare decît distanța de la punctul de aplicație a forței la secțiunea teoretică de încastrare:  $h_0/l_c > 1$ .

Această delimitare rezultă din faptul că la aceste elemente avînd evident specific „bidimensional” față de cazul consolelor „lungi” și „medii” care se pot considera elemente liniare, ipotezele obișnuite de calcul se îndepărtează exagerat de mult de comportarea reală, fiind necesară o tratare pe o bază diferită.

Astfel, comportarea în domeniul elastic trebuie investigată prin metodele teoriei elasticității, în locul metodelor simplificate ale rezistenței materialelor. Calcule executate în domeniul elastic în ipoteza corpurilor omogene prin metoda elementului finit și prin modele fotoelastice [45] au evidențiat traiectoriile eforturilor principale și mecanismul de lucru sub încărcări al acestor elemente (fig. 5.40).

Dintre particularitățile de comportare în domeniul elastic ale consolelor scurte, în măsură să explice și multe din aspectele specifice ale comportării în domeniul fisurat și la rupere al consolelor scurte de beton armat sînt de menționat următoarele:

a. Eforturile de întindere la marginea superioară a consolei sînt practic constante între punctul de aplicație al forței și marginea stîlpului.

b. Forța de compresiune în lungul marginii înclinate a consolei este, de asemenea, aproximativ constantă, evidențînd o acțiune de tip *diagonală comprimată*.

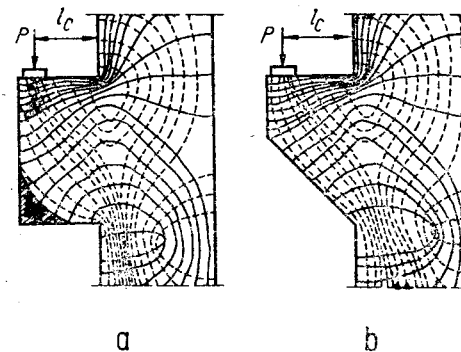


Fig. 5.40. Traiectoriile eforturilor principale într-o consolă din material omogen și elastic avînd raportul  $l_c/h = 0,5$

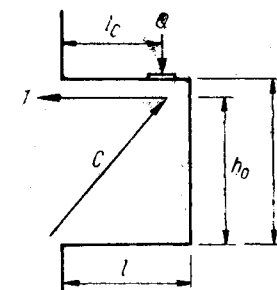


Fig. 5.41

c. Eforturile de întindere transversală pe înălțimea consolei rezultate din schimbarea de direcție a eforturilor de compresiune sînt foarte reduse.

d. Forma consolei are mică influență asupra stării de eforturi. În consolele dreptunghiulare, zona situată sub linia care unește punctul de aplicație al forței cu punctul de aplicație al rezultantei eforturilor de compresiune din secțiunea teoretică de încastrare este practic nesolicitată (fig. 5.40, b).

Aceste aspecte specifice ale comportării sub încărcări, similare cu cele ale grinzilor pereți, în categoria cărora consolele scurte pot fi de fapt clasificate pun în evidență un mecanism de preluare a încărcărilor de tip grindă cu contrafișă, similar acțiunii de arc din cazul grinzilor pereți (fig. 5.41).

Dezvoltarea acestui mecanism implică necesitatea ancorării la capacitatea portantă a armăturii de încovoiere pe toată deschiderea consolei, pe de o parte, și evidențiază ineficacitatea armăturilor înclinate și mai cu seamă a trierilor verticali, din armarea tradițională a acestor elemente, pe de altă parte.

Cercetările experimentale [70] au identificat diferitele moduri de cedare ale consolelor scurte de beton armat, în acord, în esență, cu mecanismul de grindă cu contrafișă (fig. 5.42):

— rupere tipică de încovoiere (fig. 5.42, a), prin zdrobirea betonului din zona comprimată, după ce armătura întinsă („tirantul”) a suferit deformații plastice importante;

— ruperi prin despicare diagonală, ca urmare a eforturilor principale de compresiune excesivă (fig. 5.42, b);

— rupere prin dislocare în lungul unui plan care urmărește fața stîlpului (fig. 5.42, c);

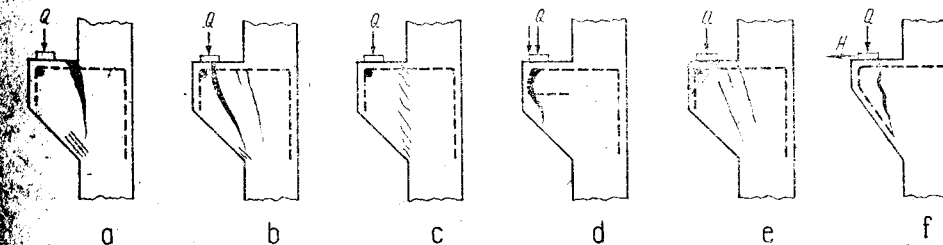


Fig. 5.42

— ruperea prin despicarea stratului de acoperire a armăturii, când aceasta nu este suficient ancorată (fig. 5.42, d);

— ruperea prin zdrobirea betonului în zona de aplicare a încărcării concentrate, când placa de repartiție este prea mică sau prea flexibilă sau când inima consolei este prea subțire (fig. 5.42, e).

De multe ori consolele scurte suportă, pe lângă forțe verticale și forțe orizontale, constituite de reacțiunea structurală a grinzilor ce reazemă pe aceste console sau ca efect al contracției betonului sau al contracției termice. În aceste cazuri poate interveni o rupere ca în fig. 5.42, f, în special dacă grosimea capătului consolei este mică.

În ceea ce privește relațiile de calcul prevăzute în prescripțiile de proiectare, acestea fie sînt strict empirice, ca în cazul normelor americane, fie au la bază modelul de grindă cu contrafișă (fig. 5.41), ca în cazul normelor europene și neo-zeelandeze.

În situația în care consola este acționată și de o forță orizontală aceasta se adaugă întinderii din încovoiere și este transmisă direct la armătura „tiranului” prin sudurile acestuia pe placa de repartiție. Unele norme, cum sînt prescripțiile germane DIN 1045 impun în toate cazurile considerarea unei forțe orizontale egală cu cel puțin 20% din valoarea forței verticale.

În cazul în care consola este foarte scurtă ( $a/h_0 < 0,5$ ) poate interveni o cedare prin forfecare în lungul feței stîlpului. În acest caz conceptul rezistenței la forfecare prin frecare (vezi 5.3.6) poate constitui baza pentru dimensionarea armăturilor orizontale.

În concepția unor norme armătura orizontală trebuie suplimentată în raport cu cea strict rezultată din aplicarea modelului de grindă cu contrafișă, în intenția de a asigura un grad superior de siguranță consolei față de cel al elementului rezemat pe consolă. Astfel ACI 318—83 impune ca pe înălțimea consolei să se dispună suplimentar o armătură reprezentînd cel puțin 25% din armătura principală de la marginea superioară.

STAS 10 107/0-90 prevede ca pe înălțimea consolei să se dispună etrieri orizontali reprezentînd o treime din armătura principală de încovoiere (fig. 5.43):

$$A_{e0} = \frac{1}{3} \cdot \frac{Q_l c}{z R_a} \approx \frac{Q_l c}{3 \cdot 0,8 h_0 R_a} \approx \frac{Q_l c}{2,5 h_0 R_a} \quad (5.73)$$

Această armătură, împreună cu armătura principală de încovoiere, asigură, în cazurile curente, și armătura „de coasere”, necesară pentru a evita ruperile prin dislocare în lungul feței stîlpului.

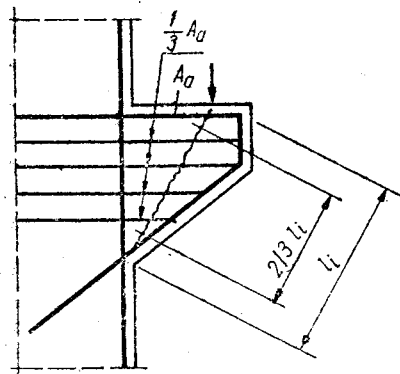


Fig. 5.43

Zona pe care etrierii se consideră activi este egală cu  $\frac{2}{3}$  din lungimea dis-

tanței dintre punctul de aplicație al încărcării și vârful unghiului de racordare al consolei.

Prescripțiile de proiectare cuprind și verificări ale betonului comprimat (ale „bielei” comprimate în modelul de grindă cu contrafișe). În STAS 10 107/0-90 aceste verificări sînt date sub forma:

$$Q \leq b h_0 R_c \quad (5.74)$$

pentru console care susțin grinzile căilor de rulare în hale cu regim greu de lucru al podului rulant și:

$$Q \leq 2 b h_0 R_c \quad (5.75)$$

pentru restul consolelor scurte.

Condiția mai severă din primul caz ține seama de reducerea rezistenței betonului prin fenomenul de oboseală.

Relațiile (5.74) și (5.75) oferă un grad de siguranță apropiat cu condițiile similare din alte prescripții [111; 112; 113; 121].

### 5.3.5. Rezistența la străpungere a elementelor de beton armat

Cedarea la forțe tăietoare capătă aspecte specifice cînd pe suprafețe reduse de placă se transmit încărcări relativ importante. Modul caracteristic de rupere este de tip *străpungere*, motiv pentru care rezistența la forță tăietoare în asemenea situații este denumită în mod curent *rezistență la străpungere* (*poansonare*).

Cedări prin străpungere pot interveni în special la transmiterea încărcărilor de la dală la stîlp la planșeele fără grinzi, la transmiterea forțelor de la stîlp la radiere sau în zona de aplicare a unor forțe concentrate importante pe placa planșeelor.

Mecanismul de cedare prin străpungere este deosebit de complex depinzînd de numeroși parametri. Deși există unele tentative de a formula modele analitice pentru mecanismul străpungerii plăcilor, în special în cadrul Comitetului Euro-internațional de Beton, cele mai multe din expresiile pentru calculul la străpungere au o bază empirică, principalii factori luați în considerare fiind clasa betonului, raportul dintre latura stîlpului  $c$  (latura ariei încărcate) și grosimea plăcii  $h_p$ , procentul armăturii longitudinale.

În general prescripțiile de proiectare, pe considerente de simplificare a calculului, nu iau în considerare în mod explicit influența raportului  $c/h_p$ , presupunînd că efectul acestui parametru poate fi considerat în mod implicit prin stabilirea secțiunii de cedare la distanța  $\frac{h_p}{2}$  de perimetrul ariei încărcate [3].

De asemenea, prescripțiile de proiectare stabilesc valori substanțial mai mari pentru rezistența la străpungere a plăcilor în raport cu rezistența la forță tăietoare a elementelor curente de beton armat fără armătură transversală.

Datorită distribuției specifice a momentelor încovoietoare, care scad rapid din axul suprafeței încărcate, secțiunile de cedare prin străpungere nu pornesc de la fisuri de încovoiere cum se întîmplă în cazul elementelor încovoiate unidirecționale sau cel al plăcilor rezemate pe contur, ci de la fisuri similabile celor de tip forfecare a inimii, ca la grinzile înalte cu inima subțire, așa cum sînt grinzile de beton precomprimat. Rezistența la forfecare depășirii de către eforturile principale de întindere a rezistenței betonului la întindere, este sensibil mai mare cît forța tăietoare capabilă a elementelor nearmate transversal în secțiuni înclinate de forfecare-încovoiere. Rezistența la străpungere este influențată favorabil de prezența eforturilor de compresiune  $\sigma_v$  și de acțiunea unor eforturi de compresiune dezvoltate în planul plăcii ca urmare a stării bidirecționale de eforturi, a căror prezență se poate demonstra atît pentru cazuri de

solicitare radial simetrică (de exemplu la dale rezemate pe stâlpi circulari cît și pentru cazul general în care traiectoriile momentelor principale nu coincid cu direcțiile armăturilor [3].

Prescripțiile americane și neo-zeelandeze stabilesc valori mai mari ale rezistenței la străpungere în raport cu cele europene.

STAS 10 107/0-90 prescrie pentru forța capabilă la străpungere centrică a dalelor fără armătură de forfecare relația:

$$Q = 0,75 p_{cr} h_0 R_t \quad (5.76)$$

în care  $p_{cr}$  = este perimetrul teoretic al suprafeței de forfecare situat la distanța  $\frac{h_0}{2}$  la exteriorul zonei efectiv încărcate. Structura expresiei este

foarte simplă reținînd numai principalii parametri ai rezistenței la străpungere, cu asigurarea unui nivel de siguranță corespunzător practic expresiei mai analitice din Codul Model CEB-FIP. În fig. 5.44, sînt reprezentate grafic, în funcție de calitatea betonului, forțele de străpungere stabilite pe baza standardului românesc, a Codului ACI 318/83, a normelor de proiectare neo-zeelandeze și a normelor sovietice SNIP. Trasarea diagramelor s-a făcut prin convertirea față de reperul STAS 10 107/0-90, a coeficienților de încărcare și a rezistențelor de calcul corespunzătoare celorlalte prescripții.

Prin forma similară a relațiilor 5.59 și 5.76, se asigură o tratare unitară, consecventă, a calculului în secțiuni înclinate a plăcilor de beton fără armătură de forfecare, indiferent de modul de rezemare, continuu pe laturi sau discret pe stâlpi.

În cazul în care forța de străpungere se aplică excentric față de centrul suprafeței încărcate, ca urmare a acțiunii unui moment neechilibrat, în unele prescripții [104; 110; 114], se consideră că o fracțiune din momentul încovoietor ce trebuie transferat între dală și stîlp se transmite prin efectul unor forțe tangențiale distribuite pe perimetrul teoretic de străpungere, după o lege liniară de tip Navier (fig. 5.45).

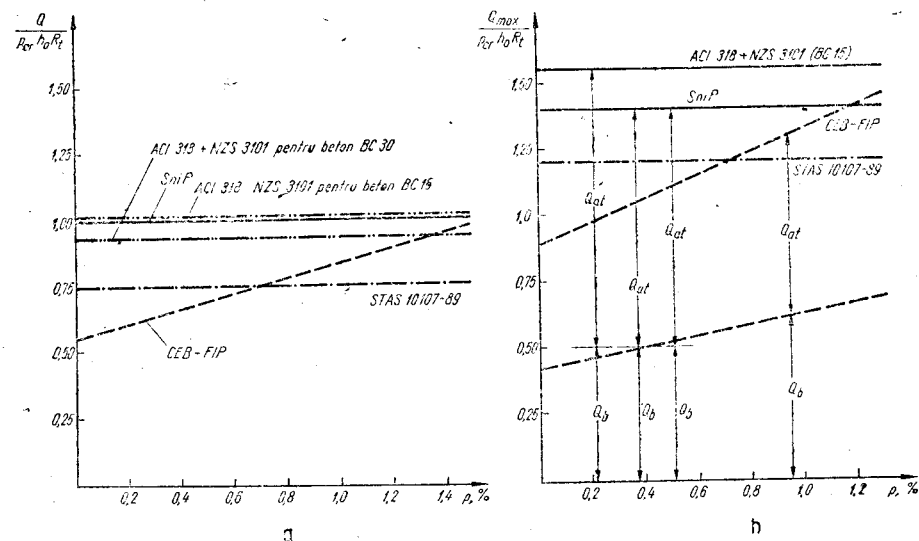


Fig. 5.44

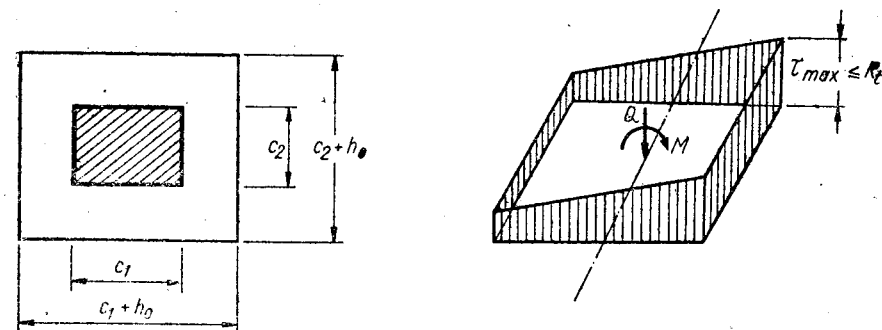


Fig. 5.45

Această ipoteză este echivalentă, în principiu, cu a considera reducerea momentului încovoietor la fața rezemului, respectiv pe conturul teoretic de străpungere.

Datorită neuniformității distribuției eforturilor de forfecare pe perimetrul critic se pot accepta valori maxime  $\tau$ , mai mari decît în cazul străpungerii centrice. Prescripțiile românești admit valori egale cu rezistența betonului la întindere:

$$\tau_{max} = \frac{Q}{p_{cr} h_0} + \eta \frac{M}{W} \leq R_t \quad (5.77)$$

în care:  $W$  este modulul de rezistență al secțiunii critice; pentru cazul conturului dreptunghiular ( $c_1$  și  $c_2$  laturile suprafeței încărcate, fig. 5.45):

$$W = h_p \left[ (c_1 + h_0) (c_2 + h_0) + \frac{1}{3} (c_1 + h_0)^2 \right] \quad (5.78)$$

și  $\eta$  — fracțiunea din momentul neechilibrat în axul suprafeței de forfecare, echilibrată de eforturile  $\tau$ .

Pentru  $\eta$  s-a adoptat valoarea prevăzută în Codul Model CEB-FIP.

$$\eta = 1 - \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{c_1 + h_0}{c_2 + h_0}}} \quad (5.79)$$

care, pentru cazul uzual al stîlpilor pătrați devine 0,5.

Dacă se notează:

$$e_0 = \frac{M}{Q} \quad (5.80)$$

$$D = \frac{W}{p_{cr} h_0} \quad (5.81)$$

forța de străpungere capabilă în cazul acțiunii excentrice capătă expresia:

$$Q_{cap} = \frac{1}{1 + \eta e_0 / D} p_{cr} h_0 R_t \quad (5.82)$$

Dacă pentru suplimentarea forței capabile la străpungere se prevăd armături ce străbat suprafața teoretică de cedare STAS 10 107/0-90 introduce condiția  $Q \leq 1,2 p_{cr} h_0 R_t$ , în intenția de a se evita dezvoltarea unor eforturi de forfecare prea mari în placă, avînd în vedere caracterul extrem de casant al ruperilor prin poansonare.

Solicitarea la valori  $Q$  peste cele corespunzătoare limitei admise (5.76) este asociată cu deschideri mai mari ale fisurilor înclinate, care reduc contribuția betonului la preluarea eforturilor de forfecare. Se admite, din acest motiv, că aportul betonului în acest caz este  $0,5 p_{cr} h_0 R_t$ , iar diferența  $Q - 0,5 p_{cr} h_0 R_t$  trebuie preluată în întregime prin armăturile transversale. Alte prescripții cum sînt normele sovietice SNiP au un caracter mai acoperitor, ignorînd complet contribuția betonului, în condițiile în care pentru creșterea forței capabile la străpungere se recurge la armarea transversală.

În fig. 5.44, b sînt reprezentate comparativ, în exprimare adimensionalizată, valorile forțelor de străpungere maxime ale dalelor de beton armat, conform STAS 10 107/0-90, Codului Model CEB-FIP, prescripțiilor americane ACI-318, neo-zeelandeze și sovietice. Sînt comparate, de asemenea, valorile celor două componente ale rezistenței la străpungere, reprezentînd aportul betonului și al armăturilor de străpungere.

În STAS 10 107/0-90 se tratează aspectele de bază ale calculului la străpungere al dalelor de beton armat. Problemele speciale cum sînt: verificările dalei în cazul particular al stîlpilor de colț sau al celor de margine, verificarea în cazul în care perimetrul de străpungere este redus prin prezența unor goluri etc. sînt de competența prescripțiilor speciale, destinate proiectării planșelor din plăci rezemate pe stîlpi.

### 5.3.6. Calculul rezistenței la forfecare după planuri de lunecare determinate

În structurile de beton armat, pot interveni situații în care, ca urmare a unor condiții de solicitare particulare, rezistența în secțiuni înclinate a unor elemente supuse la încovoiere (fără sau cu efort axial) cu forțe tăietoare să fie superioară rezistenței la forfecare după anumite planuri determinate. În aceste cazuri se pot dezvolta ruperi prin dislocare în lungul respectivelor planuri, după mecanisme de cedare diferite de cele prezentate la punctele 5.3.2, și 5.3.3. Ruperile de acest tip sînt favorizate dacă planul de lunecare este fisurat, ca efect al unor eforturi de întindere, din acțiunea unor încărcări cu forțe sau deformații sau ca urmare a existenței unor rosturi de lucru impuse de tehnologia de execuție (de exemplu, rosturile de turnare ale elementelor verticale ale structurilor de rezistență, rosturile dintre suprabetonarea monolită și partea prefabricată la unele elemente cu realizare mixtă).

În principiu, o proiectare rațională trebuie să evite, în special în vederea asigurării antiseismice, cedările de dislocare prin forfecare, cu caracter fragil, pentru a permite dezvoltarea unor mecanisme de rupere mai avanta joase sub aspectul ductilității.

Cunoștințele actuale au permis, dezvoltarea unor modele analitice pentru stabilirea forței de forfecare capabile, în lungul unor planuri potențiale de lunecare, nefisurate sau fisurate.

Deși mecanismul preluării unor forțe în lungul unor planuri de lunecare diferă, după cum planul este fisurat sau nefisurat, prescripțiile de proiectare iau în considerare, în mod acoperitor, numai situații de cedare în care

planul de forfecare este fisurat, plecînd de la ideea că fisuri întîmplătoare, produse de contracția betonului, variațiile de temperatură sau datorite întinderilor rezultate din interacțiuni structurale necontrolabile, pot apărea oricînd.

Modul de transmitere a forțelor de forfecare pe suprafața fisurată este reprezentat schematic în fig. 5.46.

Întrucît suprafața fisurii nu este netedă, ci cu asperități, o lunecare relativă între cele două părți presupune și o separare pe direcția normală fisurii (fig. 5.46, b). Forța de întindere indusă în armătura perpendiculară pe planul potențial de lunecare este echilibrată de o compresiune egală acționînd fețele fisurii (fig. 5.46, c). Această compresiune produce o rezistență prin frecare la lunecarea relativă a fețelor fisurii, care se opune forței de forfecare. Constatările experimentale pun în evidență faptul că este suficientă o deplasare relativă de numai 0,2 mm în lungul planului de lunecare pentru a solicita pînă la curgere armăturile transversale.

Dacă pe planul potențial de lunecare acționează o forță de compresiune, aceasta la rîndul ei generează forța de frecare care se adaugă forțelor de frecare datorate strîngerii exercitate de armătură.

Armăturile transversale care străbat planul potențial de lunecare și au rolul de a împiedica dislocarea în lungul acestuia sînt denumite curent armături de conectare (conectori) și pot fi dispuse perpendicular sau înclinat față de planul de lunecare.

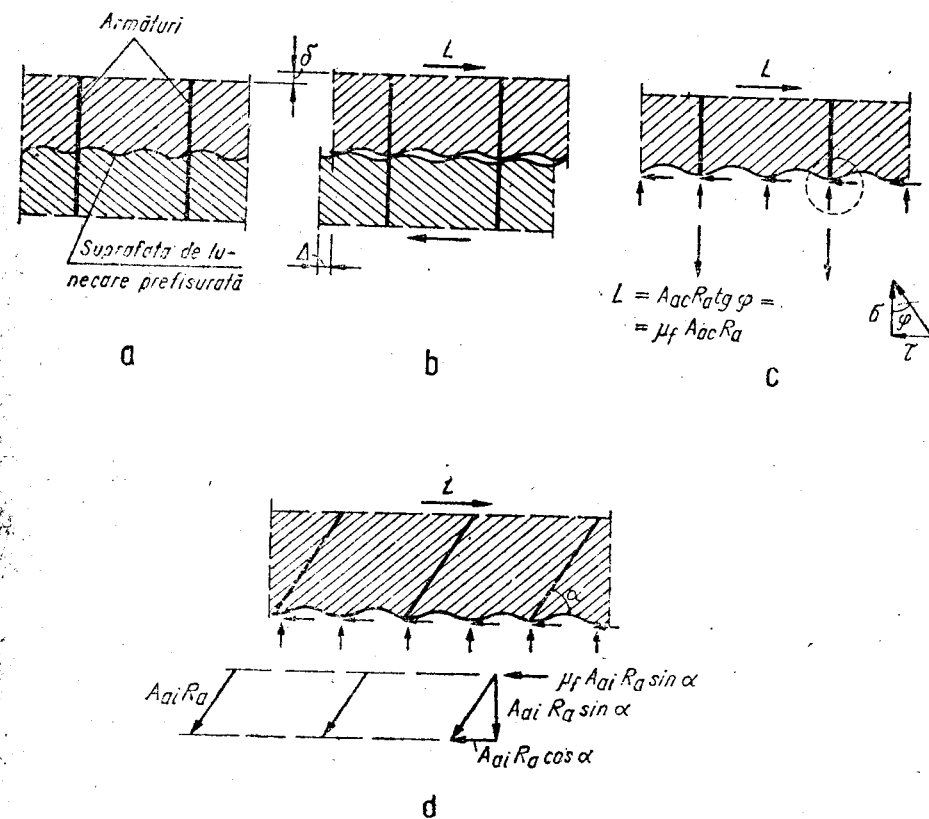


Fig. 5.46

Pentru o utilizare eficientă a armăturilor care traversează planul de lunecare, condiția de dimensionare a acestei armături trebuie să asigure soliditatea ei pînă la curgere. În aceste condiții forța de lunecare  $L_{cap}$  ce poate fi transmisă în lungul planului de forfecare, este dată de expresia (5.83) inclusă și în STAS 10 107/0-90.

$$L_{cap} = \mu_f(A_{ac}R_{at} + N) + A_{at}R_{at}(\cos \alpha + \mu_f \sin \alpha) \quad (5.83)$$

unde:  $A_{ac}$  este suma ariilor secțiunilor conectorilor dispuși perpendicular pe planul de lunecare;  $A_{at}$  — suma ariilor secțiunilor armăturilor înclinate întinse care străbat planul de lunecare;  $\alpha$  — unghiul dintre barele înclinate și planul de lunecare;  $N$  — efortul de compresiune normal la planul de lunecare;  $\mu_f$  — coeficientul echivalent de frecare, între fețele planului de lunecare.

Conceptul care stă la baza acestui model de calcul este cunoscut în literatură de specialitate sub denumirea de rezistență la forfecare prin frecare (shear friction strength) și a fost fundamentat și aplicat în forma utilizată astăzi în proiectare de către A. H. Mattock [3].

În realitate forța tăietoare aplicată este preluată prin frecarea între fețele fisurii, rezistența la forfecare a protuberanțelor fețelor fisurii și prin acțiunea de dorn a armăturilor care traversează fisura.

În metoda de calcul bazată pe conceptul rezistenței la forfecare prin frecare se presupune că întreaga rezistență la forfecare se datorează frecării între fețele fisurii. Din acest motiv relațiile de calcul au un caracter global utilizând valori convenționale ale coeficienților de frecare stabiliți astfel încît valoarea de calcul a forței de forfecare capabile să fie într-un acord rezonabil cu rezultatele cercetărilor experimentale.

Este recunoscut faptul că, dacă rosturile de lucru sînt tratate cu îngrijire prin curățirea laptelui de ciment și crearea unor asperități sau profilatii artificiale suficient de marcate (înălțimea protuberanțelor cel puțin 5 mm) se obține o rezistență la forfecare comparabilă cu cea corespunzătoare betonului monolit. Pentru aceste situații prescripțiile de proiectare [104; 114] stabilesc valoarea  $\mu_f = 1,4$ . Pentru cazul unor asperități mai reduse (între 2 și 5 mm) se prevede o valoare  $\mu_f = 1,0$ , iar în cazul în care betonul este turnat pe plăci metalice sau pe beton întărit curățat de lapte de ciment, dar fără măsuri speciale de a i se mări rugozitatea  $\mu_f = 0,7$ . Aceste valori fundamentate prin cercetări experimentale au fost preluate și de STAS 10 107/0-90.

Analiza structurii expresiei (5.83) evidențiază utilitatea unor comentarii și precizări suplimentare. Astfel:

i. Armătura înclinată se consideră activă în preluarea forței de lunecare numai în situația cînd această forță o solicită la întindere;

ii. Armătura înclinată are o acțiune mai eficientă în preluarea forței de lunecare decît armătura perpendiculară pe planul de separație între cele două zone ale elementului. Relația (5.83) cuprinde doi termeni care conțin pe  $A_{at}$ , evidențiind dubla contribuție a acestei armături (fig. 5.46, d), prin „transmitere directă” (datorată componentei paralele cu planul  $A_{at}R_{at} \cos \alpha$ ) și indirect prin efectul de frecare (datorat componentei normale de plan  $\mu_f A_{at}R_{at} \sin \alpha$ );

iii. Deși modelul teoretic care stă la baza relației (5.83) presupune dezvoltarea unui efort unitar  $R_a$  în armăturile care traversează planul de lunecare, în formula de calcul a forței  $L_{cap}$ , acest efort s-a redus la valoarea  $R_{at}$  ca o asigurare suplimentară față de incertitudinile privind distribuția eforturilor de forfecare în lungul planului de separare și lungimea zonei active în conectarea celor două părți ale elementului despărțite de acest plan.

Dacă pe planul de lunecare acționează forțe de întindere, este necesar să se prevadă o armătură transversală suplimentară pentru preluarea lor, separat de armătura pentru rezistența prin frecare. Așa cum s-a pus în evidență prin cercetări experimentale, cantitatea totală de armătură pentru preluarea efectelor forțelor de forfecare și de întindere se poate obține prin simpla însumare a ariilor necesare pentru preluarea celor două forțe separat. Este de rețut că forțe care să solicite la întindere planul de lunecare pot preveni și din acțiunea temperaturii, a curgerii lente, contracției betonului.

În practică apar două categorii de situații după cum planul potențial de lunecare este perpendicular pe axul elementului (exemplul caracteristic îl constituie rosturile orizontale de turnare ale diafragmelor verticale monolite la nivelul planșeelor) sau paralel cu acesta (exemple: elementele prefabricate cu suprabetonare, rosturile verticale la pereții structurilor din panouri mari).

a. *Planul potențial de lunecare este perpendicular pe axul elementului.* În aceste cazuri forța care trebuie transmisă în lungul planului potențial de forfecare este chiar forța tăietoare  $Q$  de calcul în secțiunea considerată a elementului.

În expresia (5.83) efortul axial  $N$  se afectează cu coeficientul 0,6 în cazul elementelor verticale din structurile proiectate pentru un grad de protecție antisismică  $\geq 7$  pentru a ține seama de efectul oscilațiilor seismice verticale. În cazul în care pe rost acționează un efort normal de întindere, efortul  $N$  din relația (5.83) nu se afectează, evident, cu coeficientul  $\mu_f$ .

Teoretic conform modelului din fig. 5.46, c, forța de strîngere a barelor de armătură perpendiculară pe planul de lunecare este eficace numai în imediata vecinătate a barei și numai pe zonele în care cele două fețe nu pierd contactul printr-o deschidere prea mare a fisurii. În aceste condiții barele concentrate la capetele unor secțiuni cu o înălțime mare cum sînt secțiunile unor pereți structurali de beton armat, nu ar trebui luate în considerare în evaluarea forței de strîngere (coasere) a planului potențial de lunecare. Așa cum s-a arătat însă, relația (5.83) trebuie considerată ca o relație globală pentru toată secțiunea, în care contribuția diferitelor componente ale mecanismului de rezistență se exprimă convențional numai prin rezistența de frecare, calibrarea coeficienților din relațiile de calcul și modul concret de aplicare a acestora rezultînd din confruntarea cu cercetările experimentale. Pe această bază, unele prescripții de proiectare [114] prevăd ca toate armăturile care contribuie la capacitatea portantă la încovoiere a secțiunii active și care traversează planul potențial de lunecare să fie incluse în armătura de conectare. În cazul pereților structurali acestea includ toate barele verticale din inimă precum și pe cele dispuse la extremitățile secțiunii (inclusiv barele din tălpi).

Trebuie subliniat încă o dată că mobilizarea armăturilor de conectare trebuie asociată cu o anumită lunecare pe rost, mai mică pentru intrarea în lucru a armăturilor întinse și mai substanțială pentru antrenarea barelor din zona comprimată. Din acest motiv Instrucțiunile P85 prevăd să se considere ca armătură de conectare, cu secțiunea  $A_{ac}$  în relația (5.83), numai armătura intermediară a inimii și armătura situată la extremitatea întinsă a secțiunii. De asemenea, este de observat că eventualele lunecări, în limite moderate, care pot interveni în lungul rostului normal la axul peretelui nu afectează sensibil capacitatea de rezistență secțională.

Fiind solicitate la întindere, armăturile de conectare trebuie ancorate ca bare întinse, de fiecare parte a suprafeței de separare între cele două zone de beton de vîrste diferite.

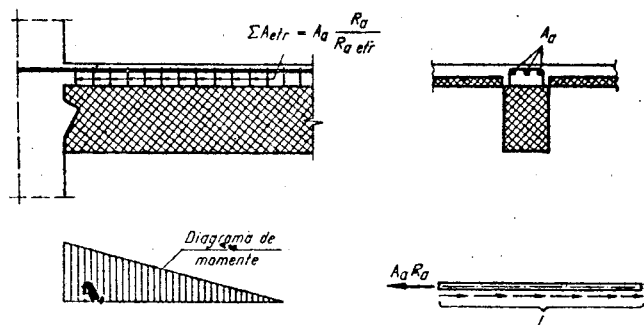


Fig. 4.47

b. *Planul potențial de alunecare este paralel cu axul elementului.* În aceste cazuri forța de alunecare de calcul se asociază, conform principiilor generale acceptate în proiectarea structurilor de beton armat, capacității de rezistență a elementului, atât pentru elementele cu rol de rezistență antisismică, cât și pentru cele dimensionate la grupările fundamentale de încărcări.

Astfel, de exemplu dacă planul de alunecare este amplasat în zona întinsă a secțiunii unui element încovoiat, forța de alunecare se asociază capacității armăturii întinse  $A_s R_a$ . Lungimea pe care se dispun armăturile de conectare este cea dintre secțiunile de moment maxim și respectiv de moment nul, între care se admite că eforturile din armăturile întinse se reduc pînă la zero (fig. 5.47).

Spre deosebire de cazul elementelor cu rosturi perpendiculare pe a xul lor în cazul elementelor compuse, la care planul potențial de alunecare este paralel cu axul lor, alunecarea în lungul acestor planuri conduce la reducerea capacității de rezistență la încovoiere. Din acest motiv în zonele plastice potențiale a elementelor compuse în structuri proiectate pentru un grad de protecție  $\geq 7$ , se impun măsuri speciale de realizare a conectării.

Astfel, la grinzile prefabricate suprabetonate, în zonele de la extremități solicitate la momente încovoietoare negative, poate apărea o fisurare accentuată a stratului de suprabetonare. Această fisurare și dimensiunile relativ reduse ale stratului de suprabetonare fac incertă posibilitatea transmiterii forței de alunecare de la armăturile întinse, „flotante”, din suprabetonarea monolită numai prin angajarea unor etrieri verticali. Din acest motiv, STAS 10107/0-90, prevede ca în condițiile în care eforturile unitare tangențiale la interfața celor două straturi de beton depășesc valoarea  $2R_t$ , o anumită proporție a armăturii orizontale de încovoiere de la partea superioară a grinzii (situată în suprabetonare) să fie sudată de bare înclinate de același diametru ieșite din partea prefabricată a grinzii, permițînd astfel o transmitere directă a efortului de alunecare asociat fracțiunii respective din armătura întinsă.

Deoarece în zonele plastice situate la extremitățile grinzilor de cadru solicitate de acțiunea unor cutremure puternice, alunecarea locală a armăturilor situate la partea superioară este practic întotdeauna prezentă, unele prescripții prevăd ca distanța pe care etrierii de conectare preiau efortul de alunecare (prin efectul echivalent de frecare) să fie redusă cu lungimea pe care armătura alunecă, în stratul de suprabetonare, luîngime apreciată ca fiind

aproximativ egală cu înălțimea grinzii. Pe aceeași distanță conlucrarea părții prefabricate cu stratul de suprabetonare fiind incertă, prescripțiile respective [104; 114] prevăd ca la dimensionarea la forță tăietoare în secțiuni înclinate să se considere activă numai porțiunea prefabricată.

În STAS 10 107/0-90 nu s-au prevăzut asemenea măsuri, considerîndu-se că ele se pot introduce numai după finalizarea unor cercetări experimentale concludente care să clarifice aceste aspecte ale rezistenței la forfecare în lungul planurilor de separație dintre două straturi distincte de beton, în condițiile unor solicitări alternante.

## 5.4. STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ LA TORSIUNE CU ÎNCOVOIERE

### 5.4.1. Considerații introductive

Necesitatea considerării stării limită de rezistență la torsiune apare relativ rar în practica proiectării construcțiilor de beton armat. Aceasta se datorește faptului că atât rigiditatea în stadiul fisurat cât și capacitatea de rezistență a unui element de beton armat sînt în mod obișnuit mult mai mici la torsiune decît la încovoiere. Astfel:

— datorită capacității de rezistență reduse la torsiune, structurile de beton armat se concep în așa fel încît să se asigure preluarea încărcărilor prin solicitarea de încovoiere a elementelor componente;

— atunci cînd deformarea de încovoiere a unui element implică deformarea de torsiune a unui alt element legat monolit de primul, solicitarea de torsiune care poate apărea este foarte mică datorită faptului că în stadiul fisurat rigiditatea elementului torsionat este mult mai mică decît rigiditatea elementului încovoiat.

Există însă și situații în care solicitarea de torsiune însoțește nemijlocit solicitarea de încovoiere în asigurarea echilibrului general al unui subsansamblu structural. Cazuri tipice sînt cele ale grinzilor curbe plane și spațiale sau ale grinzilor rectilinii care susțin o placă în consolă.

Sub acțiunea combinată a momentului de torsiune și a altor solicitări (încovoiere, forță tăietoare, forță axială) un element de beton armat cedează după o secțiune strîmbă (fig. 5.48). Asigurarea împotriva ruperii după o astfel de secțiune implică satisfacerea următoarelor condiții pentru starea limită de rezistență:

$$\begin{aligned} M_t &\leq M_{t\text{ cap}} \\ M &\leq M_{\text{cap}} \\ N &\leq N_{\text{ca}} \\ Q &\leq Q_{\text{cap}} \end{aligned} \quad (5.48)$$

Unde  $M_{t\text{ cap}}$ ,  $M_{\text{cap}}$ ,  $N_{\text{ca}}$  și  $Q_{\text{cap}}$  reprezintă rezultantele moment de torsiune, moment încovoiator, forță axială și forță

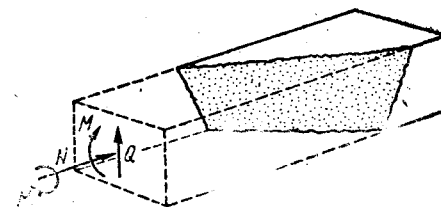


Fig. 5.48

tăietoare ale eforturilor unitare pe secțiunea strîmbă la epuizarea capacității sale de rezistență, iar  $M_t$ ,  $M$ ,  $N$  și  $Q$  eforturile secționale respective în calculul la starea limită de rezistență. Aceasta se consideră că apare datorită epuizării capacității betonului de a mai prelua compresiune și că este precedată de fisurarea betonului întins și curgerea armăturilor longitudinale și transversale. Bineînțeles că forța axială  $N$  pe secțiune poate sau nu să fie prezentă după cum, de exemplu grinda curbă este spațială, sau, respectiv, plană încărcată normal pe planul ei. Dificultățile suplimentare care apar în cazul existenței momentului de torsiune sînt legate de faptul că secțiunea de cedare nu mai este plană (vezi paragrafele 5.2 și 5.3) și faptul că nu se poate anticipa care este poziția zonei comprimate a secțiunii. De exemplu, normativul de proiectare [121], primul din lume care a standardizat verificarea la starea limită de rezistență pe baza echilibrului pe secțiune strîmbă de rupere, impune ca verificarea condițiilor (5.48) pentru un element cu secțiunea dreptunghiulară simetric armată față de verticală să se facă pentru pozițiile zonei comprimate din fig. 5.49.

○ altă metodă de verificare la starea limită de rezistență la torsiune prevede determinarea lui  $M_{t, cap}$  în relațiile (5.84) pe baza analogiei cu grinda cu zăbrele. În cadrul acestei metode se consideră elementul fisurat, direcțiile eforturilor unitare principale provocate de torsiune acționînd independent și armătura ajunsă la curgere sub efectul efortului unitar principal de întindere  $\sigma_1$  (fig. 5.50). În comparație cu metoda echilibrului limită după secțiuni

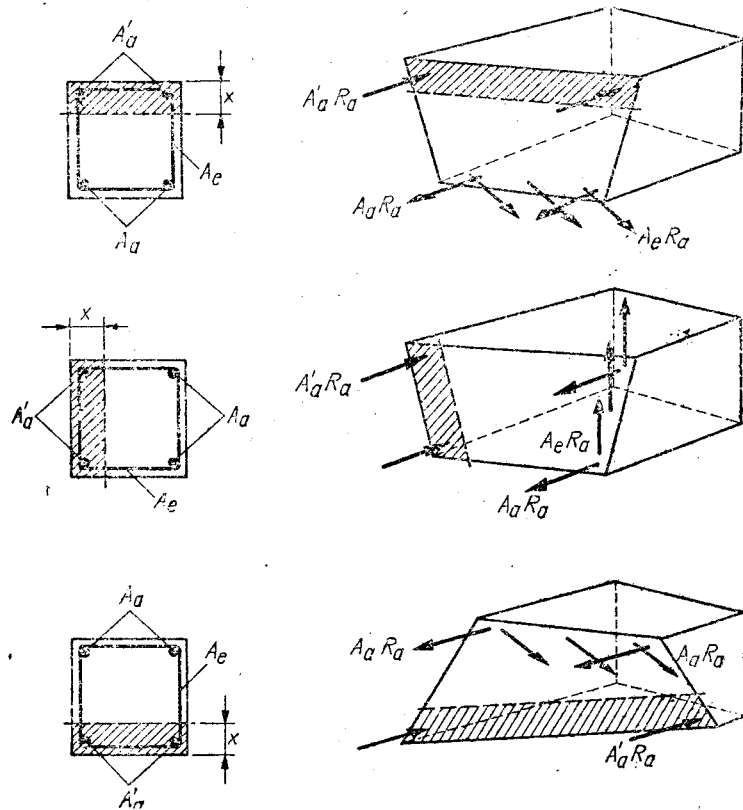


Fig. 5.49

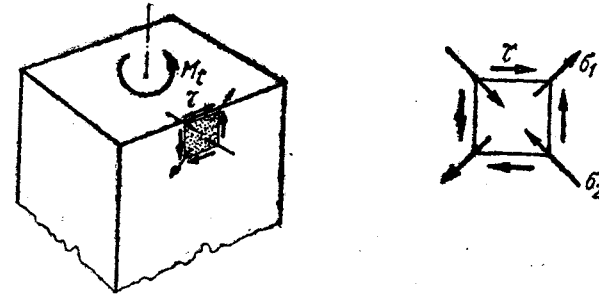


Fig. 5.50

strîmbe, metoda analogiei cu grinda cu zăbrele are avantajul unor calcule mai simple dar și inconvenientul de a nu exploata toate rezervele de rezistență la torsiune ale elementului prin faptul că se consideră o distribuție de eforturi anterioară celei corespunzătoare epuizării capacității de rezistență. Trebuie menționat, însă, că diferența între valoarea mai corectă a lui  $M_{t, cap}$  stabilită pe baza echilibrului limită în secțiuni strîmbe și valoarea mai aproximativă dar acoperitoare a lui  $M_{t, cap}$  stabilită pe baza analogiei grinzii cu zăbrele este mică în multe din cazurile cel mai frecvent întilnite în practică.

Pe aceste considerente, în STAS 10 107/0-90 se prevede ca proiectarea la starea limită de rezistență a elementelor torsionate să se poată face pe baza metodei analogiei cu grinda cu zăbrele, așa cum de altfel a fost prevăzut în toate edițiile anterioare ale prescripțiilor de proiectare ale betonului armat din țara noastră bazate pe metoda stărilor limită.

În cele ce urmează se face o succintă prezentare a prevederilor de calcul la starea limită de rezistență la torsiune cu încovoiere pe baza metodei analogiei cu grinda cu zăbrele.

#### 5.4.2. Secțiuni simple

Pentru eliminarea riscului cedării betonului sub eforturile principale de compresiune, secțiunea transversală a elementului trebuie să respecte condiția

$$\frac{Q}{bh_0} + \frac{M_t}{W_{tp}} \leq 4 R_t \quad (5.85)$$

unde  $Q$  și  $M_t$  reprezintă valorile de calcul ale forței tăietoare și respectiv momentului de torsiune;  $b$  și  $h_0$  — lățimea secțiunii la nivelul axei neutre și înălțimea utilă a secțiunii stabilite pe baza calculului la starea limită de rezistență sub acțiunea valorilor de calcul ale momentului încovoiator  $M$  și forței axiale  $N$ .

$W_{tp}$  este modulul de rezistență la torsiune calculat considerînd secțiunea ideal plastică (vezi tabelul 5.9).

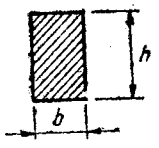
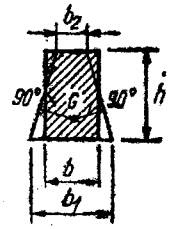
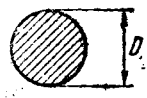
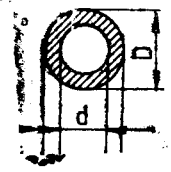
Dacă se respectă condiția

$$\frac{Q}{bh_0} + \frac{M_t}{W_{tp}} \leq 0,5 R_t \quad (5.86)$$

atunci se evită practic fisurarea înclinată a elementului, armarea sa transversală se alege constructiv, iar armătura longitudinală rezultă din calculul la starea limită de rezistență la  $M$  cu sau fără  $N$ .



Tabelul 5.9. Valorile modului de rezistență

Forma secțiunii transversale	$W_{tp}$
	Pentru $h \leq 4b$ $W_{tp} = \frac{b^2 h}{6} \left( 3 - \frac{b}{h} \right)$ La triunghi $b_2 = 0$
 <p><math>G = \text{centrul de greutate al secțiunii}</math></p>	
	$W_{tp} = \frac{\pi}{12} (D^3 - d^3)$ La secțiuni circulare $d=0$
	

Dacă nu se respectă condiția precedentă, atunci armătura longitudinală (rezultată din calculul la starea limită de rezistență la încovoiere cu sau fără forță axială) și transversală (rezultată din calculul la starea limită de rezistență la forța tăietoare) se suplimentează cu armătura necesară pentru preluarea momentului de torsiune  $M_t$ .

Sînt utilizate două tipuri de amături pentru torsiune: cu fretă (spirală) înclinată la  $45^\circ$  față de axa elementului (fig. 5.51) și cu armături longitudinale, distribuite cît mai uniform pe conturul secțiunii și etrieri închiși cu ramuri suprapuse (fig. 5.52). Deși conduce la o arie totală de armătură mai mare, al doilea tip de armare este mai folosit în practică atît pentru că este mai simplu de realizat dar, mai ales, pentru că permite preluarea momentului de torsiune în ambele sensuri de acțiune ale acestuia.

Armătura suplimentară sub formă de fretă (fig. 5.51) se calculează cu relația

$$A_s \leq \frac{M_t s}{2\sqrt{2} A_{bs} R_a} \quad (5.87)$$

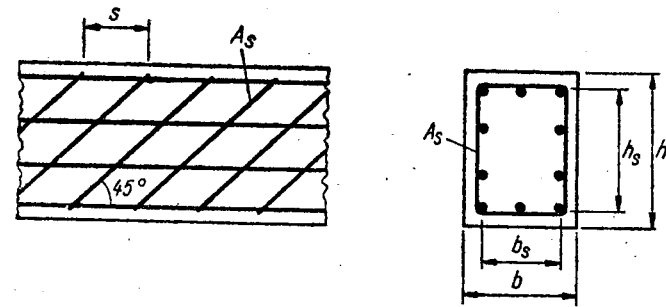


Fig. 5.51

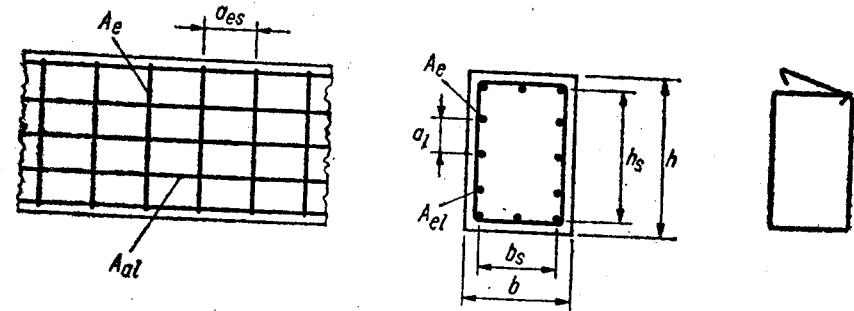


Fig. 5.52

Armătura suplimentară sub formă de bare longitudinale și etrieri (fig. 5.52) se calculează cu relațiile

$$\Sigma A_{al} \geq \frac{M_t U}{2A_{bs} R_a} \quad (5.88 a)$$

$$A_e \geq \frac{M_t a_{es}}{2A_{bs} R_a} \quad (5.88 b)$$

În relațiile precedente s-au folosit notațiile:  $M_t$  — momentul de torsiune de calcul;  $U$  și  $A_{bs}$  perimetrul și respectiv aria secțiunii transversale a elementului, delimitată de armăturile rezistente la torsiune (vezi fig. 5.53);  $A_e$  — aria unei ramuri de etrier perimetral de torsiune;  $a_{es}$  — distanța între etrierii de torsiune.

În relația (5.88, a) suma  $\Sigma A_{al}$  se referă la toate barele longitudinale rezistente la torsiune.

Relațiile precedente pot, bineînțeles, să fie folosite și la verificarea elementului (verificarea condiției  $M_t \leq M_{t, cap}$ ) dacă termenii de stînga se iau egali cu ariile de armătură efective disponibile în element pentru preluarea torsiunii.

În legătura cu alegerea și dispunerea armăturii la suprapunerea ariilor de armătură longitudinală și transversală necesare pentru stările limită de

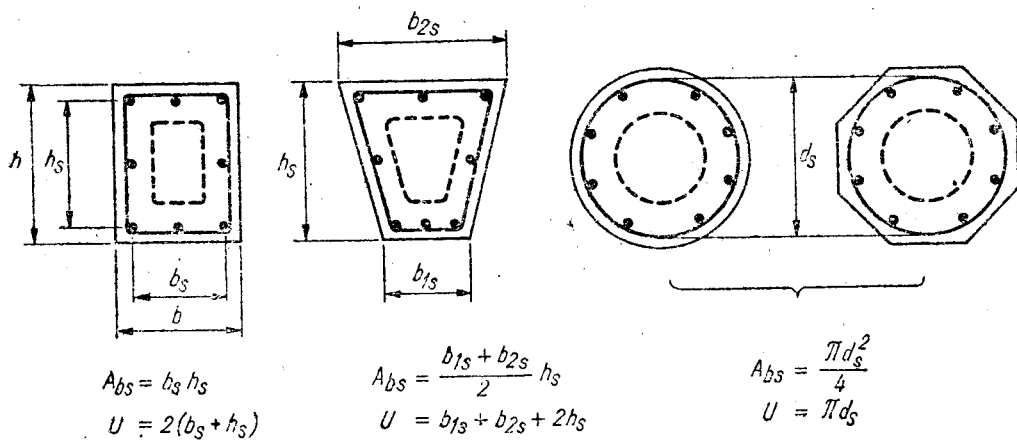


Fig. 5.53

rezistență la încovoiere cu sau fără forță axială, la forță tăietoare și la torsiune sînt de făcut unele observații.

Armătura longitudinală necesară pentru  $M$  și, dacă este cazul,  $N$  se dispune pe fața întinsă de încovoiere (dacă există numai  $A_a$ ) sau pe fețele întinsă și comprimată de încovoiere (dacă există și  $A_a$  și  $A'_a$ ), în timp ce armătura longitudinală necesară pentru  $M_t$  trebuie dispusă cît mai uniform pe toate fețele secțiunii.

Astfel armătura longitudinală de încovoiere de la partea întinsă  $A_a$  va fi suplimentată ca o fracțiune  $A_{11}$  a armăturii de torsiune, armăturii  $A'_a$  din zona comprimată i se va adăuga de asemenea o cantitate de armătură de torsiune  $A_{11}$ , (suplimentarea armăturii  $A'_a$  este de fapt necesară numai în situația în care solicitarea la încovoiere are caracter alternant), în timp ce pe fețele laterale se va plasa echidistant restul armăturii longitudinale de torsiune ( $A_1 - 2A_{11}$ ).

Etrierii perimetrali se realizează cu ramuri suprapuse (vezi fig. 5.52). De regulă, pe considerente de unificare a formei, toți etrierii perimetrali (atît cei destinați preluării momentului de torsiune, cît și cei cu rol de a prelua efectul forței tăietoare) se realizează în acest fel, și atunci aria secțiunii unei ramuri de etrier perimetral  $A_e$  și distanța  $a_e$  dintre aceștia vor asigura un coeficient de armare  $\mu_{ep}$  care să respecte condiția:

$$\mu_{ep} = \frac{2A_e}{ba_e} \geq \mu'_e + \mu_{eT} \quad (5.89)$$

unde  $\mu'_e$  reprezintă diferența între coeficientul de armare  $\mu_e$  al etrierilor necesari pentru forța tăietoare (stabilit conform procedurii indicate în cap. 5.3) și coeficientul de armare realizat cu etrierii neperimetrali (dacă nu există decât etrieri perimetrali evident că  $\mu'_e = \mu_e$ ) iar  $\mu_{eT}$  reprezintă coeficientul de armare cu etrieri necesar pentru preluarea momentului de torsiune (considerînd ambele ramuri ale fiecărui etrier perimetral). Pe baza relației (5.88 b) rezultă:

$$\mu_{eT} = \frac{M_t}{bA_{eT}R_a} \quad (5.90)$$

### 5.4.3. Secțiuni compuse deschise

În cazul secțiunilor care pot fi considerate în calcul ca fiind compuse din  $n$  dreptunghiuri se poate repartiza momentul de torsiune  $M_t$  pe secțiune dreptunghiurilor componente, urmînd ca armătura fiecărui dreptunghi să se calculeze conform prevederilor din paragraful precedent. Momentul de torsiune  $M_{ti}$  care revine unui dreptunghi  $i$  în cazul secțiunii din fig. 5.54 se poate calcula cu relația

$$M_{ti} = M_t \frac{I_{ti}}{n \sum_{i=1}^n I_{ti}} \quad (5.91)$$

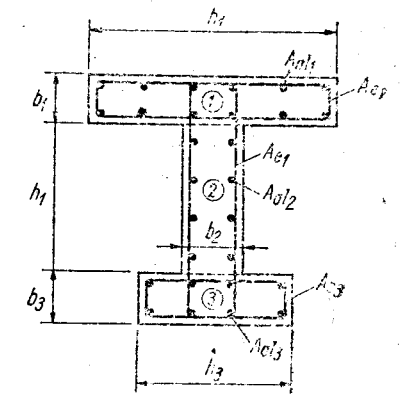


Fig. 5.54

unde  $I_{ti}$  reprezintă momentul de inerție la torsiune și se poate calcula cu relația

$$I_{ti} = \eta_i b_i^3 h_i \quad (5.92)$$

unde  $\eta_i$  se ia conform tabelului (5.10).

Tabelul 5.10. Valorile coeficientului  $\eta$  pentru un dreptunghi de laturi  $b$  și  $h$

$h/b$	2	2,5	3	4	6	8	10	$\infty$ (placă)
$\eta$	0,229	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

Relația (5.92) este stabilită în rezistența materialelor pentru bare din materiale elastice solicitate la răsucire liberă (mai exact cu deplasare liberă). Aceasta presupune rotirea rigidă a secțiunii transversale și absența eforturilor unitare normale pe secțiunea transversală (absența deformațiilor de forfecare încovoiere în planul dreptunghiurilor componente). Aceste condiții nu se întîlnesc de fapt în practică, dar dacă grosimea pereților profilului este relativ mare în raport cu dimensiunile secțiunii, că în cazul secțiunilor obișnuite de beton armat atunci comportarea elementului este apropiată de cea asociată condițiilor ideale ale torsiunii libere.

## 5.5. CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ȘI ARMĂTURĂ ÎN STADIUL DE EXPLOATARE

Așa cum s-a arătat la capitolul 1, prin concepția standardului se urmărește să se analizeze comportarea elementelor de beton armat atît în stările limită ultime, a căror depășire conduce la cedarea elementului sau a structurii în ansamblu, cît și în stările limită ale exploatării normale, a căror depășire presupune o exploatare necorespunzătoare sau chiar întreruperea exploatării construcției.

Pentru încărcările curente de exploatare, elementele de beton armat lucrează în stadiul II, caracterizat prin fisurarea betonului din zonele întinse și prin valori de eforturi unitare în armătură și în betonul comprimat relativ depărtate de valorile rezistențelor respective.

Verificarea la stările limită de deschidere a fisurilor, de deformare, precum și verificarea la starea limită de oboseală implică stabilirea eforturilor unitare din armătură și din betonul comprimat în stadiul II sau a rigidității sectionale corespunzătoare acestui stadiu.

Schema de calcul pentru stabilirea eforturilor unitare și a deformațiilor specifice în secțiuni normale este definită de următoarele ipoteze (fig. 5.55):

- secțiunile plane înainte de deformare rămân plane și după deformare;
- contribuția betonului întins nefisurat se neglijează;
- relația între eforturi și deformații în armătură și în betonul comprimat este liniară.

Prima dintre ipoteze admite că deformațiile longitudinale ale betonului și oțelului în diferite puncte ale secțiunii sînt proporționale cu distanța la axa neutră. Fisurile din zona întinsă a betonului implică anumite alunecări între armătură și betonul înconjurător, incompatibile cu ipoteza Bernoulli.

Însă, dacă așa cum s-a arătat la capitolul 5.2 ipoteza secțiunilor plane este acceptabilă pentru calculul secțiunilor la starea limită de rezistență,

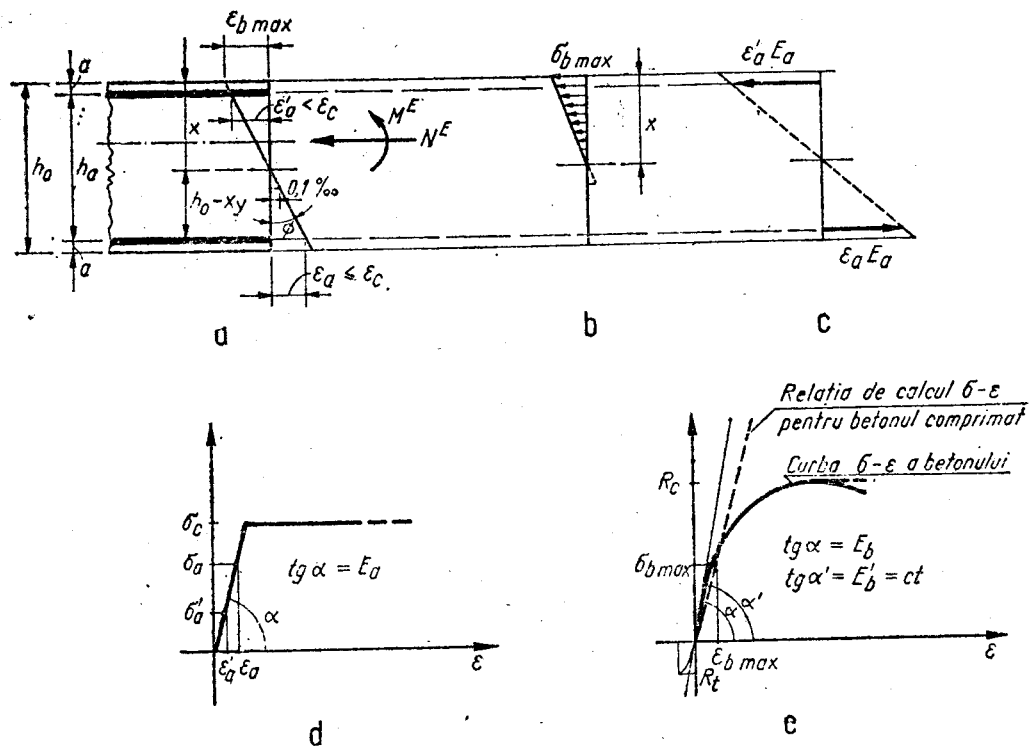


Fig. 5.55. Ipotezele schemei de calcul pentru stabilirea eforturilor unitare în stadiul II

- distribuția deformațiilor specifice pe secțiune;
- distribuția eforturilor unitare în beton;
- distribuția eforturilor unitare în armături;
- relația  $\sigma - \epsilon$  pentru armăturile de oțel
- relație  $\sigma - \epsilon$  pentru beton.

cu atât mai mult ea poate fi admisă ca ipoteză de lucru pentru condițiile de solicitare în exploatare, cu referire la secțiuni și axă deformată medii.

Este de subliniat totuși, că dacă această ipoteză este cu totul satisfăcătoare pentru calculul săgeților, utilizarea ei pentru stabilirea eforturilor în anumite puncte poate conduce la aproximații mai însemnate în raport cu nivelul de rigurozitate al metodei de calcul.

Cea de a doua ipoteză este întru totul acceptabilă și aduce considerabile simplificări în calculul eforturilor. Neglijarea contribuției betonului întins nefisurat din secțiunea fisurată poate conduce la diferențe sesizabile în raport cu comportarea reală numai în cazul secțiunilor cu procente mici de armare supuse la eforturi sectionale reduse.

A treia ipoteză, care este riguroasă pentru armăturile de oțel solicitate sub nivelul efortului unitar de curgere (de fapt aceasta este condiția care definește superior domeniul stadiului II) este acceptabilă și pentru betonul comprimat solicitat la eforturile de exploatare. Deși deformația betonului înglobează o componentă plastică chiar la valori reduse ale efortului unitar, este cunoscut faptul că atîta vreme cît valoarea maximă a efortului unitar nu depășește un anumit prag, în jurul a  $0,5 R_b$ , deformațiile diferitelor fibre în secțiune, dezvoltate cu viteze diferite dar în timp egal, sînt la fiecare moment al încărcării practic proporționale cu eforturile unitare. Sub acest prag de solicitare, care în mod obișnuit nu este depășit în exploatarea normală a construcțiilor de beton armat, componenta viscoasă, de curgere lentă a deformației produsă de încărcarea de lungă durată, este de asemenea proporțională cu efortul unitar.

Dacă solicitarea în exploatare este relativ mare și deformația specifică a fibrei celei mai comprimate a secțiunii depășește cca. 10/100, distribuția eforturilor unitare capătă o formă curbă. În redactările mai vechi ale standardului pentru calculul elementelor de beton armat pentru situațiile în care efortul  $\sigma_b \max$  depășea valoarea  $R_c$ , se prevedea o diagramă trapezoidală a eforturilor de compresiune din beton, soluție păstrată în actuala redactare numai pentru cazul betonului precomprimat.

STAS 10 107/0-90 ca și redactarea din 1976 a acestui standard admite distribuția liniară a eforturilor unitare în betonul din zona comprimată. Pentru a realiza o mai bună apropiere a schemei de calcul cu comportarea reală, la stabilirea valorii constante a modului de elasticitate secant,  $E_b'$ , s-a urmărit să se țină seama în mod global de caracterul neliniar al relației  $\sigma - \epsilon$ , în concordanță cu nivelul solicitării și cu ponderea încărcărilor de durată.

În STAS 10 107/0-76 relația utilizată pentru calculul modului de deformație al betonului era:

$$E_b' = \frac{E_b}{\left(1 + \mu \frac{R_a}{40}\right) (1 + v\bar{\varphi})} \quad (5.93)$$

în care:  $\mu$  este coeficientul de armare corespunzător armăturii longitudinale din zona întinsă;  $\bar{\varphi}$  — caracteristica finală a deformației în timp;  $v$  — raportul dintre efortul sectionar de lungă durată și efortul total.

Prin structura expresiei (5.93) se urmărea corelarea modului de deformație, atât cu mărimea efortului unitar (proporțională cu forța de întindere din armăturile întinse, deci cu  $\mu R_a$ ), cât și cu efectul deformațiilor în timp, în ipoteza curgerii lente liniare.

Relația (5.93) exprimă însă o variație exagerat de pronunțată a lui  $E'_b$  față de parametrii  $\mu$  și  $R_a$ , conducând la valori exagerat de mici ale modului de deformare în raport cu valorile experimentale și cu valorile prescrise de alte norme, chiar pentru cazul încărcării de scurtă durată. De asemenea, se poate aprecia că prin utilizarea valorilor  $\bar{\varphi}$  corespunzătoare betonului simplu expresia (5.93) introduce un efect exagerat al acțiunii curgerii lente. Astfel, prezența armăturii, în special a celei comprimate, reduce deformarea în timp a betonului pe de o parte, iar redistribuția eforturilor în secțiune ca urmare a deformațiilor viscoase este caracterizată în general prin reducerea eforturilor unitare în beton, pe de altă parte.

Pe această bază în STAS 10 107/0-90 se dau expresiile:

$$E'_b = \frac{0,8}{1 + 0,5 v \bar{\varphi}} E_b \quad (5.94)$$

pentru betonul obișnuit și

$$E'_b = \frac{0,9}{1 + 0,75 v \bar{\varphi}} E_b \quad (5.95)$$

pentru betonul cu agregate de granolit.

În cazul elementelor din beton de granolit s-a adoptat factorul 0,9 față de 0,8 în cazul elementelor de beton greu, pentru a ține seama de caracterul mai puțin plastic al deformațiilor acestui beton, precum și o valoare mai mare a coeficientului de multiplicare a caracteristicii curgerii lente pentru a ține seama de deformarea în timp mai pronunțată a betonului cu agregate ușoare, în raport cu cea a betonului greu.

Pe baza acestor valori ale modului de deformare al betonului rezultă valori ale coeficientului de echivalență  $n'_e = \frac{E_a}{\psi E'_b}$  ( $\psi$  — raportul între deformația specifică medie și cea din dreptul fisurii în armătura întinsă), prin intermediul căruia se face corelarea între deformațiile longitudinale și eforturile unitare din armăturile întinse de oțel, de pînă la 25–30, substanțial mai reduse decît valorile prescrise în STAS 10 107/0-76, dar și substanțial mai mari decît cele utilizate în metoda rezistențelor admisibile, care se încadrează în limitele 10–15.

Adoptarea unor valori mai ridicate pentru  $n'_e$ , conduce la valori acoperitoare ale eforturilor unitare din armături și deci la soluții acoperitoare în calculul elementelor la starea limită de deschidere a fisurilor sau în calculul săgeților.

Deoarece, pentru valorile curente cuprinse între 0,7 și 1 indicele de „conlucrare”  $\psi$  nu influențează semnificativ valorile eforturilor unitare în armătură și beton apare indicat să se aproximeze  $n_e = \frac{E_a}{\psi E'_b} \approx n'_e = \frac{E_a}{E'_b}$ , această aproximare aducînd și o simplificare importantă a calculului.

Calculul practic al eforturilor unitare în beton și în armăturile de oțel presupune considerarea simultană a condițiilor de echivalență statică, de compatibilitate a deformațiilor (legea lui Bernoulli) și a legilor fizice pentru oțel și beton (aceasta aproximată prin legea liniară  $\sigma_b = E'_b \epsilon_b$ ), care oferă un număr egal de ecuații cu cel al necunoscutelor.

Rezolvarea implică exprimarea prin intermediul condițiilor geometrice și fizice a eforturilor unitare din armături și în fibra cea mai comprimată de beton în raport cu unul singur dintre acestea. Făcînd substituirile respective în ecuațiile de echivalență statică se obține un sistem de două ecuații cu două necunoscute. În cazul general al solicitării de încovoiere cu efort axial sistemul se reduce la o ecuație de gradul 3 în timp ce în cazul particular al încovoierii simple înălțimea zonei comprimate se poate obține direct din ecuația de proiecție, ecuația de gradul 2 în  $x$  ( $x$  — înălțimea zonei comprimate).

Relațiile generale pentru stabilirea eforturilor unitare în beton și armături în stadiul II de lucru, pentru elemente solicitate la încovoiere (momentul de exploatare  $M^E$ ) cu efort axial ( $N^E$ ) sînt următoarele (fig. 5.56):

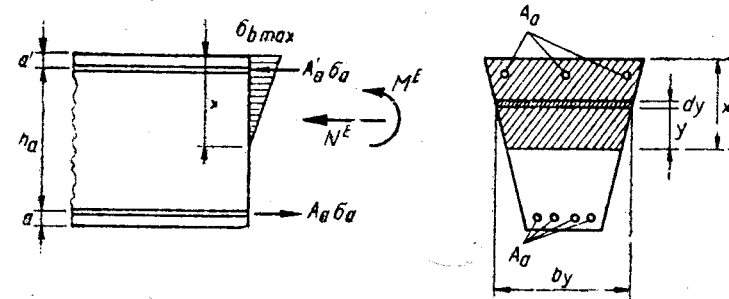


Fig. 5.56

$$N^E = \frac{\sigma_{b \max}}{x} S_{bc} + A'_a \sigma'_a - A_a \sigma_a \quad (5.96)$$

$$M^E + N^E \frac{h_a}{z} = \frac{\sigma_{b \max}}{x} [(h_0 - x) S_{bc} + I_{bc}] + A'_a \sigma'_a h_a \quad (5.97)$$

$$\sigma_a = \frac{n_e}{\psi} \frac{h_0 - x}{x} \sigma_{b \max} \quad (5.98)$$

$$\sigma'_a = n_e \cdot \frac{x - a'}{x} \sigma_{b \max} \quad (5.99)$$

În relațiile (5.96) și (5.97) s-a considerat că efortul axial este cel de compresiune.

S-au făcut notațiile:

$$S_{bc} = \int_0^x b_y y dy \quad (5.100)$$

momentul static al zonei comprimate în raport cu axa neutră.

$$I_{bc} = \int_0^x b_y y^2 dy \quad (5.101)$$

momentul de inerție al zonei comprimate în raport cu axa neutră.

În cazul elementelor încovoiate cu secțiuni complicate apare mai avansată organizarea rezolvării plecînd de la o secțiune omogenă („ideală“)

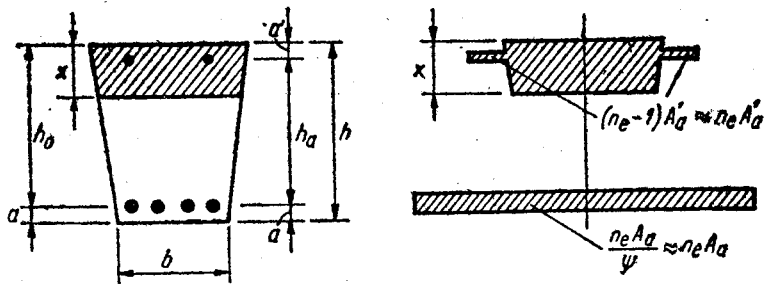


Fig. 5.57

de beton, obținută prin înlocuirea armăturilor printr-o secțiune echivalentă (echivalarea prin intermediul coeficientului  $n_e$ ) de beton (fig. 5.57).

Această echivalare permite calculul eforturilor unitare cu ajutorul expresiilor din Rezistența materialelor omogene și elastice.

Dacă se procedează în acest mod, calculul eforturilor unitare în stadiul II, în beton și în armăturile întinse  $A_a$  și comprimate  $A'_a$ , pentru un moment de exploatare  $M^E$  implică operațiile următoare:

a. Stabilirea poziției axei neutre din condiția de egalitate a momentelor statice ale ariilor zonelor comprimate și respectiv întinse;

$$S_{bc} + n_e A'_a (x - a') - \frac{n_e}{\psi} A_a (h_0 - x) = 0 \quad (5.102)$$

La echivalarea armăturii comprimate s-a considerat  $(n_e - 1) \approx n_e$

Din analiza ecuației (5.102) se observă că înălțimea zonei comprimate depinde numai de caracteristicile geometrice și de deformare ale secțiunii, fiind practic constantă pe tot domeniul stadiului II, indiferent de valoarea momentului încovoietor (variația lui  $\psi$  cu  $M^E$  este foarte redusă).

b. Determinarea momentului de inerție a secțiunii ideale în raport cu axa neutră:

$$I_{bt} = I_{bc} + \frac{n_e}{\psi} A_a (h_0 - x)^2 + n_e A'_a (x - a')^2 \quad (5.103)$$

c. Calculul efortului unitar  $\sigma_{b \max}$  în fibra cea mai comprimată și al eforturilor unitare din armături cu relațiile:

$$\sigma_{b \max} = \frac{M^E}{I_{bt}} x \quad (5.104)$$

$$\sigma'_a = n_e \frac{M^E}{I_{bt}} (x - a') \quad (5.105)$$

$$\sigma_a = \frac{n_e M^E}{\psi I_{bt}} (h_0 - x) \quad (5.106)$$

Așa cum s-a arătat, valoarea coeficientului  $\psi$  care intervine în relațiile (5.96) ... (5.106) se poate lua egală cu 1.

Relațiile pentru calculul eforturilor unitare din beton și armături în secțiuni cu forme uzuale sînt date în capitolul 8.

În cazurile curente STAS 10 107/0-90 permite ca efortul unitar din armătura întinsă să se determine cu relația:

$$\sigma_a \approx 1,1 \frac{R_a}{\bar{n}} \cdot \frac{A_{a \text{ nec.}}}{A_{a \text{ ef.}}} \approx 0,85 R_a \frac{A_{a \text{ nec.}}}{A_{a \text{ ef.}}} \quad (5.107)$$

în care:  $\bar{n}$  este coeficientul mediu al încărcărilor; în cazul încovoierii o aproximație mai bună se obține înlocuind  $\bar{n} = \frac{M^E}{M}$ , respectiv cu raportul

dintre momentul din încărcările de exploatare și momentul de calcul;  $A_{a \text{ nec.}}$  — aria de armătură întinsă necesară din calculul la starea limită de rezistență;  $A_{a \text{ ef.}}$  — aria de armătură întinsă efectivă.

Coeficientul 1,1 ia în considerare raportul între brațul de pîrghie al eforturilor interioare în stadiile II și respectiv III.

Expresia aproximativă (5.107) este utilă în special în cazul elementelor solicitate la încovoiere cu efort axial, la care un calcul „exact” este mai anevoios.

Avînd în vedere că inițierea curgerii în armătura din zona întinsă reprezintă teoretic limita superioară a stadiului II de lucru al elementelor de beton armat, modelul de calcul utilizat pentru determinarea eforturilor unitare în beton și în armătură în stadiul de exploatare poate fi aplicat și pentru stabilirea unor caracteristici ale comportării în domeniul inelastic, cum sînt valorile  $M_c$  și  $\Phi_c$  ale momentului încovoietor și a rotirii specifice corespunzătoare atingerii limitei de curgere în armătura întinsă (fig. 5.58). Aceste caracteristici sînt necesare în analizele postelastice, statice sau dinamice (seismice) ale structurilor de beton armat.

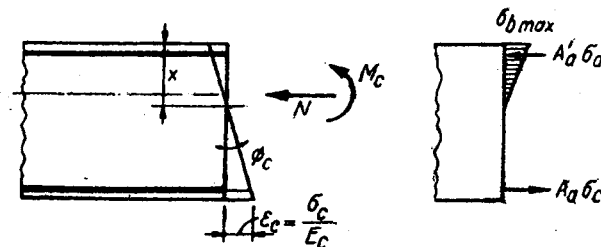


Fig. 5.58

O dată stabilită poziția axei neutre pe baza ipotezelor definite în fig. 5.58 rezultă  $\Phi_c = \frac{\sigma_c}{E_a (h_0 - x)}$ , iar  $M_c$  dintr-o ecuație de moment.

## 5.6. CALCULUL LA STAREA LIMITĂ DE FISURARE

### 5.6.1. Considerații introductive

Fisurarea în exploatare a elementelor de beton armat este inevitabilă, fapt stabilit încă de la începuturile utilizării betonului armat ca material de rezistență pentru structuri.

Fisurarea este urmarea, în primul rînd a eforturilor de întindere produse de unele solicitări (încovoiere, forță tăietoare, torsiune și tracțiune), dar

și a unor eforturi de aderență excesive sau a acțiunii unor forțe concentrate de compresiune, în special în zona reazemelor unor elemente de beton armat.

De asemenea, o fisurare cu caracter întâmplător, în sensul că aceasta nu poate fi reflectată de o manieră riguroasă prin modelele de calcul, poate apărea chiar înainte de punerea sub sarcină datorită unor factori de mediu, a tehnologiei de execuție sau ca urmare a unor deformații împiedicate.

Dintre cauzele care produc fisurile din această a doua categorie sînt de menționat efectele contracției împiedicate a betonului (atît la exteriorul elementului prin legături structurale, cît și în interiorul acestuia de către armătura de oțel), a variației de temperatură, tehnologice sau climatice, a tasărilor diferențiale de reazem în cazul structurilor static nedeterminate, tasarea betonului proaspăt, acțiunea înghețului și a dezghețului repetat, efectele unor tehnologii de execuție insuficient puse la punct (decofrări timpurii, unele imperfecțiuni în regimul de tratare termică în vederea întăririi accelerate a betonului în elemente prefabricate, defecțiuni în funcționarea cofrajelor glisante etc).

În general prescripțiile de proiectare a structurilor de beton armat prevăd verificări prin calcul numai pentru controlul fisurării produse de acțiunea încărcărilor, considerîndu-se că evitarea dezvoltării peste limitele admise a fisurării din alte cauze se asigură în mod implicit prin reguli de alcătuire constructivă și evident, prin adoptarea unor tehnologii de execuție corespunzătoare din acest punct de vedere.

Fisurarea nu prezintă un inconvenient în exploatarea elementelor de beton armat atîta vreme cît deschiderea fisurilor se situează sub anumite limite. Aceste limite depind în principal de exigențele de aspect și de durabilitate, în special privind coroziunea armăturii, precum și de asigurarea unor funcțiuni specifice ca de exemplu: asigurarea etanșeității pentru pereții recipientilor de lichide și de gaze, evitarea dezvoltării unor agenți patogeni sau a unor insecte, al căror sediu poate fi constituit de fisurile prea deschise din elementele de beton armat, pentru cazul rezervoarelor de apă potabilă și al silozurilor de cereale sau asigurarea unei izolații fonice corespunzătoare, știut fiind faptul că fisurarea exagerată afectează negativ această proprietate.

Bazat pe aceste considerente, STAS 10 107/0-90 prevede pentru controlul fisurării elementelor de beton armat un calcul la starea limită de deschidere a fisurilor. Verificarea se face punînd condiția ca *deschiderile medii*, normale și înclinate, calculate pentru încărcările de exploatare să nu depășească anumite valori limită.

În principiu stabilirea diferențiată a deschiderilor limită ale fisurilor trebuie să fie rezultatul unei analize complexe a unor factori ce privesc funcțiunea construcției, condițiile de mediu (umiditate, temperatură, eventuala saturare cu apă, prezența agenților corozivi, a curenților electrici etc.), sensibilitatea la coroziune a armăturilor (mai mare la armăturile cu diametru redus) variabilitatea încărcărilor. În absența unui studiu de fundamentare în această problemă în STAS 10 107/0-90 se mențin valorile și criteriile mai simple de stabilire a deschiderilor admise ale fisurilor din precedenta redactare a prescripției. Valorile admise ale deschiderii fisurilor din standardul românesc sînt cuprinse între 0,1 și 0,3 mm și ele reprezintă limitări ale deschiderilor medii calculate, pericolul efectiv de coroziune apărînd la deschideri cu cel puțin 50—70% mai mari decît valorile admise. În alte prescripții, ca de exemplu în Codul Model CEB-FIP verificarea deschiderii fisurilor se face la nivelul valorilor maxime probabile („caracteristice“) ale încărcărilor

cărilor, estimate ca fiind de 1,7 ori mai mare decît valorile medii. Desigur, în aceste condiții, valorile limită admise sînt mai ridicate decît cele din prescripțiile românești.

Experiența inginerescă acumulată din cercetarea comportării în exploatare a structurilor de beton armat permite să se evidențieze observația că în cazul curent al elementelor structurale din clădirile civile și industriale apariția unor fisuri excesiv de deschise în exploatare poate să reflecte erori în calculul la starea limită de rezistență, în special datorită aprecierii incorecte a unor acțiuni sau a ignorării unor faze de lucru anterioare celei din operă, la care natura solicitării diferă de cea din exploatare.

Principalele tipuri de structuri și elemente de beton armat, la care limitarea deschiderii fisurilor reprezintă o condiție mai dificil de realizat, în unele cazuri această condiție fiind chiar dimensionantă pentru cantitatea de armătură întinsă, sînt:

— pereții recipientilor de lichide și gaze (rezervoare, cuvele castelelor de apă, conducte), solicitate la întindere centrică sau întindere excentrică cu excentricitate mică.

— pereții silozurilor supuși la presiunea materialelor pulverulente, solicitați la întindere centrică sau întindere excentrică cu excentricitate mică, la care solicitarea are un caracter repetat, uneori alternant și chiar dinamic.

— plăcile planșelor monolite sau prefabricate cu procente reduse de armare (de obicei cu STNB); în cazul realizării ca elemente prefabricate, fisurarea poate fi favorizată și amplificată ca urmare a unor imperfecțiuni ale tehnologiei de execuție (decofrarea prea timpurie, tratament termic necorespunzător), sau a manipulării, transportului și depozitării defectuoase.

— în hale industriale grinzile care susțin calea de rulare a podurilor cu sarcini mari și regim greu de lucru, la care, sub ciclurile de încărcare-descărcare de amplitudine mare, intervin deteriorări importante ale aderenței și implicit creșteri ale deschiderii fisurilor.

Pentru calculul la fisurare al unor elemente de beton armat, între care trebuie menționate de exemplu elementele expuse fenomenului de oboseală, nu se dispune de un model de calcul în măsură să interpreteze suficient de fidel comportarea lor reală. În asemenea situații apare indicat, cel puțin pentru elementele de mare serie, ca adoptarea proiectelor tip și omologarea elementelor să se facă numai pe baza unor verificări experimentale pe prototip în condiții modelînd corect situația din exploatare.

În raport cu precedentele prescripții românești pentru proiectarea structurilor de beton armat STAS 10 107/0-90 prezintă unele modificări în ceea ce privește calculul la starea limită de fisurare, și anume:

a. Menținînd modelul de calcul din prescripțiile anterioare privind stabilirea deschiderii medii a fisurilor normale, s-au introdus unele modificări în expresiile de calcul, apropiindu-le ca structură și rezultate de expresiile de calcul corespunzătoare din Codul Model CEB-FIP.

Se poate aprecia că relațiile de calcul din Codul Model CEB-FIP, fundamentate pe studii teoretice și experimentale mai recente, sînt în măsură să reflecte mai fidel comportarea reală la fisurare a elementelor de beton armat, luînd în considerare într-o manieră mai riguroasă influența unor factori cum sînt conlucrarea dintre beton și armătură, subapreciată în expresiile de calcul din prescripțiile românești anterioare, sau a unor factori ignorați, cum sînt distanța dintre armături și acoperirea cu beton a acestora.

b. S-a introdus verificarea prin calcul a fisurilor înclinate pornind de a un model de stabilire a deschiderii fisurilor înclinate, similar celui utilizat

pentru fisurarea normală la axa elementelor. La stabilirea relațiilor de calcul s-au avut în vedere în principal expresiile similare din Codul Model CEB—FIP, precum și unele studii efectuate în țară în cadrul INCERC și I.C.B.

Se renunță astfel la modul de verificare a fisurilor înclinate din STAS 10 107/0-76 care poate fi apreciat ca nerațional și prea acoperitor.

c. În cazul elementelor la care acțiunea încărcărilor are un caracter repetat (de exemplu grinzi de rulare, pereții celulelor de siloz etc.) valorile de calcul ale deschiderii fisurilor se majorează cu 50%, pentru a ține seama de condițiile de lucru mai dezavantajoase, sub aspectul fisurării, ale acestor elemente.

Este important de reținut însă, în încheierea acestei succinte prezentări a problematicii generale a calculului la fisurare a elementelor de beton armat, că acest calcul nu poate, de regulă, să reflecte cu exactitate comportamentul real la fisurare. Acest lucru se datorează nu numai imperfecțiunii modelului de calcul, ci, mai ales, considerabilei dispersii a caracteristicilor fizico-mecanice a materialelor (în primul rând a rezistenței la întindere a betonului), influenței condițiilor de execuție și abaterilor față de proiect ale acoperirii cu beton a armăturilor. Față de această realitate incontestabilă caracterul relativ complicat al unora din relațiile de calcul poate apărea pretențios și nejustificat, fiind preferabile metodele de calcul simple, clare în măsură să asigure o comportare la fisurare corespunzătoare cerințelor respective.

În ultima perioadă s-au făcut o serie de tentative de a propune asemenea proceduri de calcul, bazate în esență pe constatările comportării în exploatarea a elementelor de beton armat. Deși, avantajele unor asemenea metode, sînt, așa cum s-a arătat, foarte importante pentru a le putea aplica pe scară largă în proiectare, ele trebuie confirmate de studii experimentale investind un demeniu suficient de larg de situații.

## 5.6.2. Calculul la fisurare în secțiuni normale

STAS 10 107/0-90, prevede pentru calculul la fisurare al elementelor de beton armat numai verificarea deschiderii fisurilor. În proiectarea elementelor de beton armat apare uneori și necesitatea determinării valorii eforturilor de fisurare, fără ca aceasta să presupună în mod explicit verificări la starea limită de apariție a fisurilor. O asemenea necesitate apare, de exemplu în proiectarea antiseismică a unor elemente cu secțiunea avînd tălpi dezvoltate în zona întinsă, caz în care forța tăietoare asociată momentului de fisurare poate fi mai mare decît cea din stadiul ultim, la omologarea unor elemente prefabricate tip sau în anumite cercetări experimentale cînd se urmărește să se compare comportarea reală a elementelor de beton armat cu modelul de calcul.

STAS 10 107/0-90 nu dă explicit relații pentru stabilirea eforturilor de fisurare, pe considerentul că în proiectarea curentă nu apare această necesitate.

În situațiile menționate anterior în care aceste eforturi trebuie determinate, calculul are la bază ipotezele stadiului de lucru I al elementelor de beton armat, prin însumarea eforturilor preluate de betonul parțial plasticizat în zona întinsă și de armătură.

Considerînd o deformație limită a betonului întins de  $0,1-0,15\text{‰}$  și ipoteza conlucrării perfecte dintre beton și armătură rezultă că valoarea efortului unitar  $\sigma_a$  din armătura întinsă în stadiul solicitării plastice a be-

tonului întins este în medie  $25 \text{ N/mm}^2$ . În aceste condiții expresiile pentru stabilirea eforturilor de fisurare sînt:

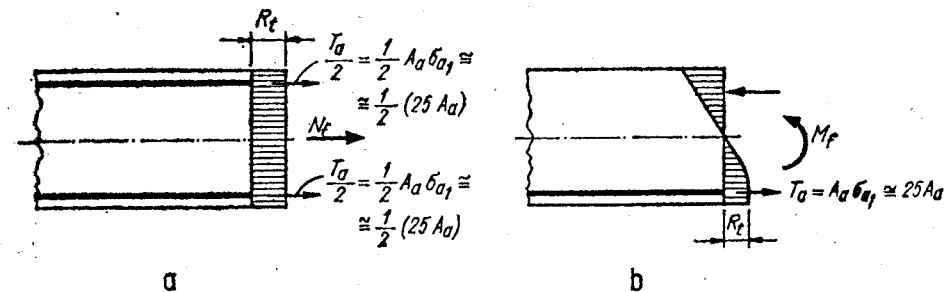


Fig. 5.59

— pentru elemente întinse centric (fig. 5.59 a)

$$N_f = A_b R_t + 25 A_a \quad (5.108)$$

în care:  $N_f$  este forța de fisurare;  $A_b$  — aria secțiunii de beton;  $A_a$  — aria secțiunii de armătură;

— pentru elementele de beton armat încovoiate (fig. 5.59, b)

$$M_f = c_{pi} W_f R_t + 25 A_a z_a \quad (5.109)$$

în care:  $M_f$  este momentul de fisurare al secțiunii;  $c_{pi}$  — coeficient subunitar care ia în considerare plasticizarea parțială a zonei de beton întins (vezi și cap. 4);  $W_f$  — modulul de rezistență al secțiunii de beton în ipoteza plasticizării complete a zonei întinse;  $z_a$  — brațul de pîrghie al efortului de întindere din armătură în raport cu punctul de aplicație al rezultantei eforturilor de compresiune din beton; pentru stabilirea lui  $z_a$  se admite simplificarea că poziția axei neutre în momentul apariției fisurilor este aceeași ca în cazul secțiunii de beton simplu.

Luînd pentru secțiunile dreptunghiulare de dimensiuni  $b$  și  $h$ ,  $z \approx 0,0,8 h$ , se obține relația:

$$M_f = 0,29 c_{pi} b h^2 R_t + 20 A_a h \quad (5.109 a)$$

În ceea ce privește calculul valorii medii a deschiderii fisurilor, după cum s-a mai arătat, STAS 10 107/0-90 menține același model de calcul din prescripțiile anterioare, pornind de la analiza unei situații de solicitare constantă (întindere centrică, încovoiere pură) pentru care se consideră o distribuție regulată a fisurilor, situate la distanțe egale una de alta,  $\lambda_f$ . Deschiderea fisurii  $\alpha_f$  este datorată surplusului de deformație a armăturii, pe distanța dintre două fisuri consecutive, în raport cu deformația betonului (lunecarea dintre beton și armătură):

$$\alpha_f = \lambda_f (\varepsilon_{am} - \varepsilon_{bm}) \quad (5.110)$$

în care  $\varepsilon_{am}$  este alungirea specifică medie a armăturii, iar  $\varepsilon_{bm}$  — alungirea specifică medie a betonului.

Datorită caracterului întâmplător al formării fisurilor ca și împrăștierii specifice a valorilor unor caracteristici ale materialelor, în special a rezistenței la întindere și a aderenței betonului, expresia (5.110) trebuie considerată ca interpretînd media comportării reale.

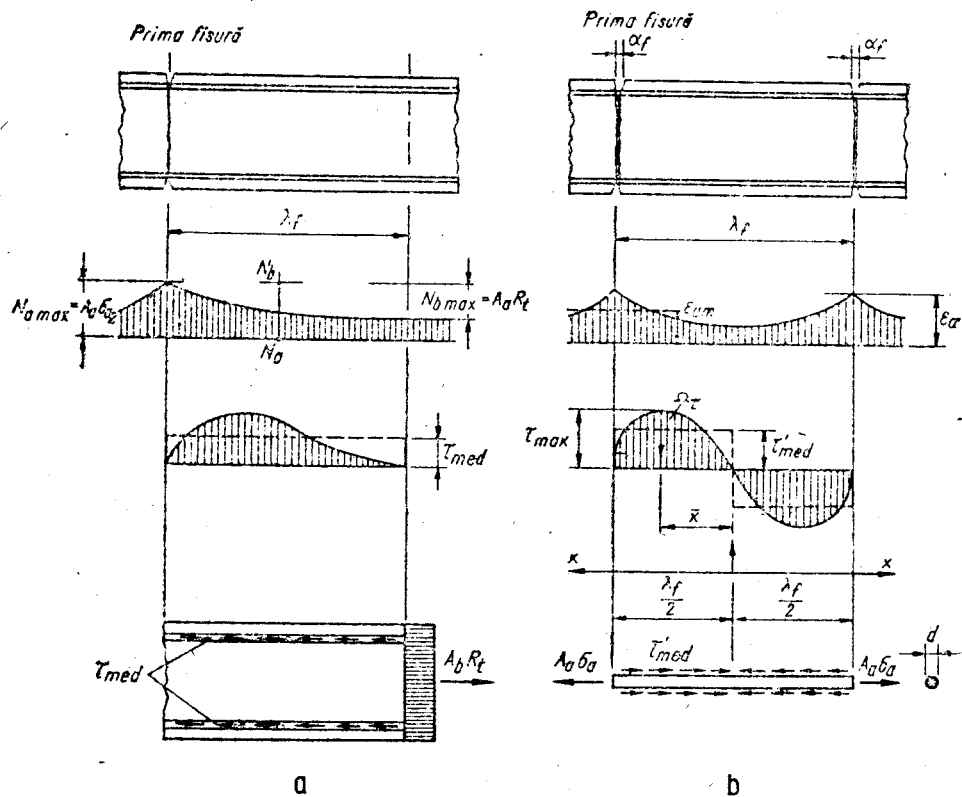


Fig. 5.60. Schema de calcul pentru stabilirea distanței între fisuri și a deschiderii fisurilor la elemente întinse centric: a) distribuția eforturilor unitare după formarea primei fisuri; b) distribuția eforturilor unitare după formarea celei de a doua fisuri.

În fig. 5.60 se prezintă schema de calcul a deschiderii fisurilor pentru cazul cel mai simplu al solicitării la întindere centrică.

Intrucât valorile  $\epsilon_{bm}$  pot fi neglijate în raport cu valorile  $\epsilon_{am}$ , fiind de aproximativ 10–15 ori mai mici decât acestea, pentru încărcările de exploatare, și avînd în vedere și efectul contracției betonului, calculul practic al deschiderilor fisurilor se face cu relația:

$$\alpha_f = \lambda_f \epsilon_{am} \quad (5.111)$$

Distanța  $\lambda_f$  dintre fisuri se stabilește pornind de la schema din fig. 5.60, a, considerînd că pe distanța între prima fisură, apărută întimplător și secțiunea unde poate apărea fisura imediat alăturată se transmite prin aderență de a armătură la beton un efort capabil să producă fisurarea betonului:

$$\lambda_f u \tau_{med} = k_1 A_{bt} R_t \quad (5.112)$$

din care rezultă:

$$\lambda_f = k_1 \frac{A_{bt}}{u} \cdot \frac{R_t}{\tau_{med}}, \quad (5.113)$$

în care:  $\tau_{med}$  este efortul unitar mediu de aderență pe distanța dintre două fisuri;  $k_1$  — este un coeficient ce ia în considerare influența distribuției efor-

turilor de întindere în secțiune; pentru întindere centrică  $k_1 = 1$ ;  $u$  — perimetrul total al armăturilor;  $A_{bt}$  — aria de înglobare a armăturilor.  $A_{bt}$  este limitată la o anumită arie adiacentă barei de armătură, deoarece distribuția fisurilor la distanțe finite face ca numai o anumită zonă din betonul înconjurător să fie influențată de bara respectivă. Valoarea  $A_{bt}$ , definită în fig. 5.61 prin suprafața hașurată a rezultat în urma unor studii teoretice și experimentale. Ea este mai mică în multe situații decât cea prescripă în STAS 10 107/0-76, care admite că  $A_{bt}$  cuprinde în întregime zona de beton întinsă a secțiunii. Astfel, expresia (5.113) conduce, în aceste situații, la distanțe  $\lambda_f$  mai reduse decât în calculul conform STAS 10107/0-76 ceea ce corespunde comportării reale a elementelor de beton armat. Beneficiază de această corecție în special elementele masive, cu grosimi absolute mari, cum sînt cele întîlnite în unele construcții hidrotehnice, pentru care expresiile din precedenta redactare a prescripției erau cu totul necorespunzătoare.

Este evident că aria  $A_{bt}$ , introdusă în relațiile de calcul nu poate depăși valoarea ariei zonei întinse a secțiunii în stadiul nefisurat.

Studii experimentale au dovedit că raportul  $k_2 = R_t / \tau_{med}$  nu depinde practic de rezistența betonului, fiind influențat în schimb de proprietățile de aderență ale armăturii.

Pentru cazul barelor de același diametru, raportul  $A_{bt}/u$  se poate exprima după cum urmează:

$$\frac{A_{bt}}{u} = \frac{d}{4\mu_t} \quad (5.114)$$

în care:  $d$  este diametrul armăturii iar  $\mu_t = A_a/A_{bt}$  este coeficientul de armare corespunzător ariei de înglobare a armăturii.

Notînd  $A = \frac{k_1 k_2}{4}$ , relația (5.113) devine:

$$\lambda_f = A \frac{d}{\mu_t} \quad (5.115)$$

Se observă că, dacă  $\mu_t$  tinde spre infinit,  $\lambda_f$  tinde spre 0. Aceasta este în contradicție cu faptul că distanțele între armături și acoperirea cu beton

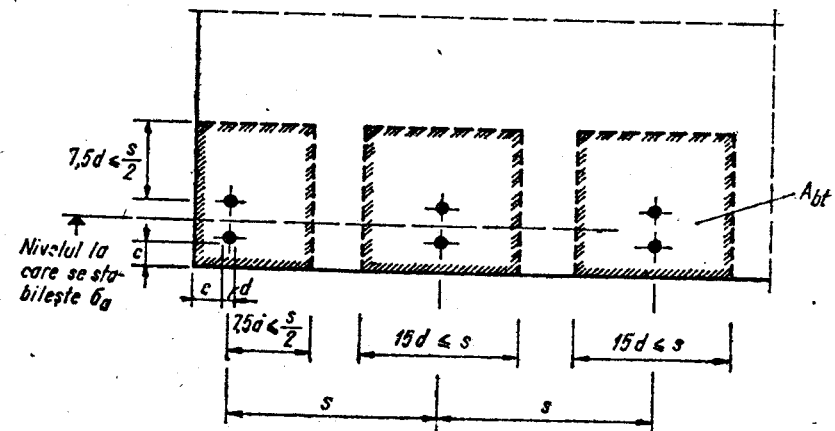


Fig. 5.61



au valori finite, ceea ce face ca deschiderile fisurilor să aibe valori finite chiar la procente foarte mari de armare. În consecință, expresia (5.115) trebuie corectată pentru a ține seama de influența acoperirii cu beton și a distanței între bare. STAS 10 107/0-90, prevede pentru calculul distanței între fisuri, relația (5.116), preluată din Codul Model CEB-FIP, relație stabilită pe baza unor cercetări experimentale:

$$\lambda_f = 2 (c + 0,1s) + \frac{A}{\mu_t} \quad (5.116)$$

în care:  $c$  este acoperirea cu beton în mm și  $s$  — distanța între bare în mm.

Trebuie făcută observația importantă că modelul teoretic pentru determinarea distanței medii între fisuri nu ține seama de slăbirile locale (în-deosebi datorită prezenței armăturilor transversale), care în anumite condiții pot decide distribuția fisurilor. Astfel, spre exemplu, nu este logic să se pună la baza unui calcul al deschiderii fisurilor într-o grindă o distanță între fisuri determinată „exact”, de 180 mm sau 220 mm, dacă distanța dintre etrieri este de 200 mm. Într-un asemenea caz, fisurile vor apărea așa cum se constată în practică, în dreptul armăturilor transversale.

Observațiile experimentale sugerează ca influența armăturii transversale în grinzi să fie luată în considerație prin rotunjirea în plus sau în minus a valorii calculate pentru distanța medie între fisuri, pînă la distanțe dintre etrieri, dacă diferența nu este mai mare de circa 50 mm. De asemenea, constatările experimentale evidențiază faptul că în cazul plăcilor de planșeu distanța medie între fisuri este apropiată de grosimea plăcii, dacă distanța dintre armături nu depășește 15—20  $d$ .

Alungirea specifică medie  $\epsilon_{am}$  a armăturii pe distanța dintre fisuri este mai mică decît alungirea specifică  $\epsilon_a$  a armăturii în dreptul fisurii, datorită contribuției betonului întins între fisuri, care preia o parte din eforturile de întindere (fig. 5.60  $b$ ). Raportul subunitar  $\psi = \epsilon_{am}/\epsilon_a$  între cele două deformații specifice reprezintă o măsură a aderenței între beton și armătură, motiv pentru care este denumit în mod curent *indice de conlucrare*.

Pornind de la schema de calcul din fig. 5.60,  $b$ , se poate scrie

$$\epsilon_{am} = \psi \epsilon_a = \epsilon_a - 2 \int_0^{\frac{\lambda_f}{2}} \frac{\tau_x u \, dx}{A_a E_a} = \epsilon_a - \frac{2u}{E_a A_a} \int_0^{\frac{\lambda_f}{2}} \tau_x \, dx \quad (5.117)$$

Integrala din (5.117) reprezentînd aria diagramei eforturilor de aderență se poate exprima astfel:

$$\int_0^{\frac{\lambda_f}{2}} \tau_x \, dx = \frac{\lambda_f}{2} \tau'_{med} \quad (5.118)$$

în care  $\tau'_{med} \neq \tau_{med}$  din (5.112) este efortul mediu de aderență în momentul care precede formarea celei de a doua serii de fisuri la distanța  $\frac{\lambda_f}{2}$ .

Introducînd (5.117) în (5.118) și punînd:

$$\frac{\lambda_f}{2} \tau'_{med} = \beta A_{bt} R_{tk} \quad (5.119)$$

se obține:

$$\epsilon_{am} = \epsilon_a - \beta \frac{A_{bt} R_{tk}}{E_a A_a} = \epsilon_a \left( 1 - \beta \frac{A_{bt} R_{tk}}{A_a \sigma_a} \right) \quad (5.120)$$

Expresia din paranteză reprezintă valoarea lui  $\psi$  din STAS 10 107/0-90.

Coefficientul  $\beta$  are o valoare practic constantă pentru un anumit oțel în stadiul de exploatare, fiind influențat însă de natura solicitării.

Folosirea în calculul valorii indicelui de conlucrare a rezistenței caracteristice a betonului  $R_{tk}$  este justificată prin faptul că se analizează o porțiune de o anumită lungime, la o stare limită de exploatare, corespunzînd astfel probabilistic o valoare mai apropiată de rezistența caracteristică a betonului.

Din echilibrul tronsonului de element din fig. 5.60, rezultă că efortul ce se poate transmite prin aderență de la armătură la beton nu poate depăși

$A_a \sigma_a$ . Pe această bază raportul  $\frac{A_{bt} R_{tk}}{A_a \sigma_a}$  din expresia lui  $\psi$  se limitează la 1.

Valorile  $\beta$  adoptate în STAS 10 107/0-90 conduc la valori mai mici decît cele din redactarea din 1976 a standardului. Se obține astfel o corespondență mai bună cu expresiile coeficientului  $\psi$  din prescripțiile străine și cu proprietățile reale de aderență ale armăturilor, subapreciate în expresiile de calcul conform STAS 10 107/0-76.

În cazul elementelor solicitate la încovoiere, compresiune sau întindere excentrică cu excentricitate mare, expresiile de calcul se stabilesc pe baza unei scheme similare, corespunzătoare solicitării de încovoiere pură. Expresiile de calcul se consideră valabile și pentru calculul deschiderii fisurilor normale în zonele în care acționează forța tăietoare.

În ceea ce privește valoarea efortului unitar  $\sigma_a$  în fisură, aceasta se stabilește pe baza ipotezelor corespunzătoare stadiului II de lucru al elementelor de beton armat (capitolul 5.5).

În situațiile curente, cînd cantitatea de armătură efectiv prevăzută este apropiată de cea necesară în calculul la starea limită de rezistență, se poate lua aproximativ:

$$\sigma_a = 0,85 R_a \quad (5.121)$$

Coefficientul de reducere 0,85 ține seama de raportul între eforturile luate în considerare la stările limită de fisurare și de rezistență, pe deo parte, și de raportul între valorile brațului de pîrghie ale eforturilor interioare în stadiile II și III, pe de altă parte.

Modul aproximativ de determinare a efortului unitar în armătură apare indicat în cazurile unor elemente de secțiuni cu forme complicate sau al unor elemente supuse la solicitări compuse (încovoiere cu efort axial) situații în care calculul este mai anevoios.

În cazul elementelor încovoiate o aproximație mai bună se obține utilizînd relația (5.107):

$$\sigma_a = 0,85 R_a \frac{A_{a \, nec}}{A_{a \, ef}}$$

Verificarea deschiderii fisurilor prin compararea valorilor calculate cu relația (5.111) cu valorile limită prescrise de STAS 10 107/0-90 presupune că acoperirile cu beton ale armăturilor sînt cele minime necesare. În con-

dițiile în care se adoptă grosimi mai mari, ale stratului de acoperire, valorile admise ale deschiderilor de fisură pot fi mărite în raport  $\frac{c}{c_{min}} \leq 1,5$ . Aceasta,

ca urmare a faptului că deschiderea fisurilor se reduce de la suprafața elementului spre suprafața armăturii și deci o fisură mai deschisă la un strat de acoperire mai mare nu este, probabil, mai periculoasă decât o fisură mai puțin deschisă într-un strat de acoperire mai redus.

Așa cum s-a arătat, coeficientul  $A$  din relația (5.115), capătă valori diferite în funcție de natura solicitării, întindere sau încovoiere. Este de observat faptul că în cazul unor elemente de beton armat încovoiate, având secțiuni cu tălpi dezvoltate în zona întinsă condițiile din punctul de vedere al fisurării sînt mai apropiate de cazul întinderii centrice.

În unele prescripții străine, ca de exemplu în Codul Model CEB-FIP, se prevede ca elementele încovoiate, la care lățimea tălpii întinse este de cel puțin 4 ori mai mare decât lățimea inimii, să fie tratate în verificarea la fisurare ca elemente întinse, pentru dimensiuni relativ mai mici ale tălpii întinse dîndu-se reguli de interpolare între cazul întinderii și cel al încovoierii (fig. 5.62).

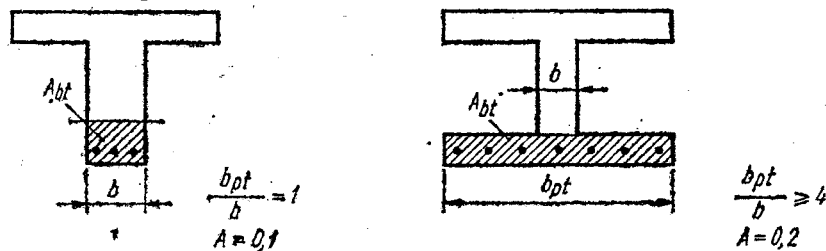


Fig. 5.62

În cazul elementelor curente, corect dimensionate la starea limită de rezistență, verificarea deschiderii fisurilor este, practic, întotdeauna satisfăcută și standardul permite în aceste situații să nu se efectueze un calcul la fisurare.

În orice caz, în tabelul 15 A din anexă se dau valorile raportului  $\frac{p_t}{d} = 100 \frac{\mu_t}{d}$ , peste care nu mai este necesar să se efectueze calculul deschiderii fisurilor. Valorile depind de natura solicitării, de tipul de armătură și de valoarea limită admisă a deschiderii fisurilor. Valorile  $\left(\frac{p_t}{d}\right)_{min}$  s-au stabilit pornind de la relația generală de verificare a deschiderii fisurilor:

$$\alpha_f = \left[ 2(c + 0,1s) + 100 A \frac{d}{p_t} \right] \psi \frac{\sigma_a}{E_a} \leq \alpha_{f adm} \quad (5.122)$$

Admițînd în mod acoperitor că  $B = 2(c + 0,1s) = 90$  mm, pentru elementele întinse, respectiv 80 mm pentru elementele încovoiate și că  $\psi \sigma_a = 0,85 R_a$ , se ajunge la expresia:

$$\left(\frac{p_t}{d}\right)_{min} = \frac{100 A}{1,15 \frac{E_a}{R_a} \alpha_{f adm} - B} \quad (5.123)$$

Principalul domeniu în care condiția de deschidere a fisurilor poate dimensiona armătura elementelor de beton armat este acela al pereților de recipienti, supuși presiunii lichidelor, în condițiile de solicitare la întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică, care implică limitarea foarte sever la 0,1 mm a valorii  $\alpha_f$ .

Pentru verificări rapide în proiectarea acestor elemente s-a întocmit tabelul 17 A din anexă care furnizează valoarea limită a efortului unitar admis în armătură, funcție de diametrul armăturilor și de procentul de armare adoptat.

Particularizînd pentru acest caz relația (5.111) se obține:

$$\alpha_f = \left[ 2(c + 0,1s) + 0,1 \frac{d}{\mu_t} \right] \left( 1 - 0,25 \frac{R_{tk}}{\mu_t \sigma_a} \right) \frac{\sigma_a}{E_a} \leq 0,1 \text{ mm} \quad (5.124)$$

Rezolvînd relația (5.124), în raport cu  $\sigma_a$  și admițînd valoarea medie  $2(c + 0,1s) \approx 80$  mm se obține relația:

$$\sigma_{a max} = \frac{0,1 E_a}{80 + 0,1 \frac{d}{\mu_t}} + 0,25 \frac{R_{tk}}{\mu_t} \quad (5.125)$$

pe baza căreia s-au stabilit valorile din tabelul 17 A.

Modelul de calcul utilizat este bazat pe ipoteza unei distribuții regulate a fisurilor, la distanțe relativ reduse. Acest model este valabil dacă procentul de armare nu coboară sub anumite limite, de ordinul 0,30% pentru solicitarea de încovoiere și 0,40% pentru cea de întindere.

În cazul unor procente de armare mai reduse este posibil să apară o singură fisură sau numai cîteva fisuri, cu poziții întimplătoare în lungul elementului și avînd deschideri mai mari decât cele furnizate de modelul de calcul considerat anterior.

Pentru aceste cazuri este necesară adoptarea unei scheme de calcul diferite, în care deschiderea fisurilor se obține multiplicînd deformația specifică medie a armăturii cu dublul distanței,  $l_a$ , necesare pentru introducerea forței de întindere de la armătură la beton, măsurată de la fisura existentă (fig. 5.63).

$$\alpha_f = 2 l_a \epsilon_{am} \quad (5.126)$$

Admițînd distribuția simplificată a efortului unitar din fig. 5.63 pentru o bară de armătură se obține:

$$\epsilon_{am} = \frac{\epsilon_a}{2} = \frac{\sigma_a}{2E_a} \quad (5.127)$$

Ținînd seama și de egalitatea:

$$\pi d l_a \tau_{med} = A_a \sigma \quad (5.128)$$

se obține:

$$\alpha_f = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\tau_{med} E_a} \quad (5.129)$$

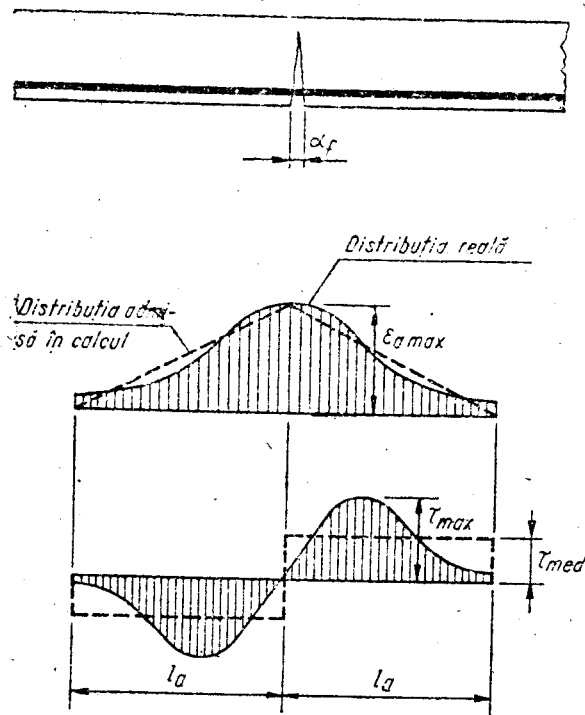


Fig. 5.63

relație dată în Codul Model CEB—FIP și preluată în STAS 10 107/0-90. Este de observat că relația (5.129), poate fi utilizată și pentru stabilirea deschiderii fisurilor din contracția betonului, dacă se poate determina valoarea  $\sigma_a$ .

Valorile date de STAS 10 107/0-90 pentru  $\tau_{med}$  sînt funcție de  $R_t$ , în corelare cu datele experimentale obținute pe oțelurile standardizate în țara noastră.

Și în cazul elementelor armate cu plase sudate din STNB este necesară o schemă de calcul specifică. La aceste elemente, aderența sîrmelor este foarte redusă, practic neglijabilă, conlucrarea cu betonul bazîndu-se pe împănarea în beton a barelor transversale în dreptul nodurilor rezultate din sudarea prin puncte a barelor longitudinale de cele transversale.

Transferul efortului de la armături la beton, pentru a se ajunge la formarea unei a doua fisuri, se face direct prin intermediul forțelor de strivire aplicate la noduri. Considerînd că rezistența medie la strivire este  $15 R_t$ , rezultă că aceste forțe au valoarea

$$F_{nod} = d_t l_1 (15 R_t) \quad (5.130)$$

unde  $d_t$  este diametrul armăturii transversale iar  $l_1$  — distanța dintre axele armăturilor longitudinale, dar nu mai mult de  $30 d_t$ .

Întrucît în practică, se constată că fisurile apar în dreptul armăturilor transversale, unde secțiunea de beton este slăbită distanța dintre fisuri se ia un multiplu  $n$ , al distanței  $l_1$  dintre barele transversale (fig. 5.64).

$$\lambda_f = n l_1 \quad (5.131)$$

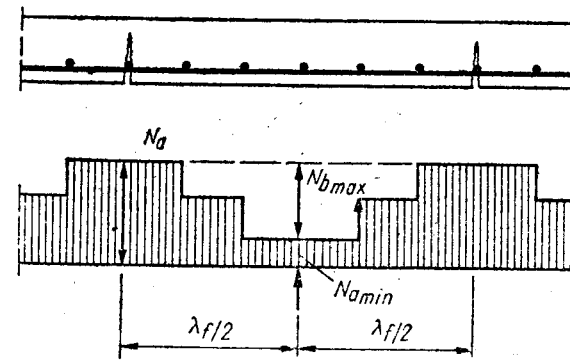


Fig. 5.64

Distanța dintre fisuri se stabilește din condiția ca efortul total cedat de armături betonului ( $n_t F_{nod}$ ) să depășească efortul de fisurare al betonului întins ( $A_{bt} R_t$ ).

Deoarece în cazul plăcilor, aria zonei întinse a secțiunilor în stadiul I este practic întotdeauna mai mare decît aria de înglobare a armăturilor, definită în fig. 5.61, avînd în vedere și sensibilitatea ridicată a acestor elemente la fisurare, în STAS 10 107/0-90 se prevede în mod acoperitor ca la stabilirea lui  $A_{bt}$  să se considere zona întinsă a secțiunii în stadiul nefisurat.

### 5.6.3. Calculul la fisurare în secțiuni înclinate ]

Necesitatea calculului la fisurare în secțiuni înclinate reprezintă o prevedere de dată relativ recentă în cadrul prescripțiilor de proiectare a elementelor de beton armat. Aceasta se justifică prin faptul că modelele de calcul pentru stabilirea capacității portante în secțiuni înclinate din majoritatea normelor naționale de pînă la începutul anilor 1970 erau acoperitoare în raport cu comportarea reală a elementelor de beton armat la acțiunea forțelor tăietoare. Rezervele suplimentare față de cele rezultate din specificul conceptului de siguranță în ceea ce privește capacitatea de rezistență la forțe tăietoare, asigurau implicit elementele și din punctul de vedere al fisurării înclinate.

Odată cu introducerea unor modele de calcul, în măsură să interpreteze mai fidel comportarea elementelor de beton supuse la eforturi de forfecare importante, a fost necesară introducerea în normele de proiectare a unor condiții de verificare la fisurare în secțiuni înclinate.

În normele românești, prevederi referitoare la această problemă apar pentru prima oară în STAS 10 107/0-76. Acest standard nu dă relații pentru verificarea explicită a deschiderii fisurilor înclinate, controlul fisurii înclinate fiind asigurat, într-o manieră implicită, prin sporirea forței tăietoare în calculul la starea limită de rezistență:

$$Q^{sp} = Q \frac{0,3}{\alpha_{f adm}} \cdot \frac{d}{6} \cdot \frac{R_a}{210} \quad (5.132)$$

în care  $\alpha_{f adm}$  este deschiderea de fisură admisă în mm;  $d$  — diametrul etrierilor în mm;  $R_a$  — rezistența de calcul a oțelului din etrieri  $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$ .

Un asemenea mod de calcul, bazat în principiu pe constatarea că evitarea deschiderii fisurilor înclinate este practic totdeauna asigurată dacă armătura transversală rezultată din calculul la starea limită de rezistență în secțiuni înclinate este alcătuită din etrieri de 6 mm, din oțel OB 37 iar limita admisă este de 0,3 mm, apare însă nesatisfăcător. Aceasta se datorește atît faptului că nu se iau în considerare modelul de calcul și ipotezele specifice stărilor limită ale exploataării normale, cît și faptului că în foarte multe cazuri, conduce la sporuri nejustificate de consum în oțel în armătura transversală.

Din aceste motive, în perioada de valabilitate a STAS 10 107/0-76 verificarea fisurilor înclinate a fost practic ignorată de inginerii proiectanți.

În STAS 10 107/0-90, se corectează în mare măsură aceste neajunsuri. Se impune verificarea elementului de beton armat solicitat la forțe tăietoare la starea limită de deschidere a fisurilor înclinate, dîndu-se în acest scop relații de calcul specifice.

Expresiile de calcul sînt deduse pe baza studiilor teoretice și experimentale efectuate în ultimul deceniu, în special în cadrul Comitetului Euro-Internațional de Beton, studii concretizate în Codul Model CEB—FIP. S-au avut în vedere, de asemenea rezultatele unor cercetări efectuate în țară de INCERC, în colaborare cu I.C.B.

Expresia pentru calculul deschiderii  $\alpha_{ft}$  a fisurilor înclinate dată în STAS 10 107/0-90 are o structură similară cu cea pentru calculul deschiderii fisurilor normale, avînd forma:

$$\alpha_{ft} = \lambda_f \frac{\psi_t \sigma_{at}}{E_a} \quad (5.133)$$

în care  $\sigma_{at}$  este efortul unitar mediu în armătura transversală la intersecția cu fisura înclinată;  $\psi_t$  — coeficient ce ține seama de reducerea efortului unitar din armături între fisuri, ca urmare a contribuției betonului întins.

În relația (5.133), se consideră că distanța între fisurile înclinate este aceeași cu distanța între fisurile normale, așa cum se procedează și în Codul Model CEB—FIP. Aceasta se justifică prin faptul că în majoritatea cazurilor fisurile înclinate sînt fisuri de forfecare-încovoiere, fiind rezultatul „strîmbării” unor fisuri deschise la fibra întinsă a elementului, de acțiunea momentului încovoiator.

Valoarea efortului unitar mediu din armăturile transversale în dreptul fisurilor înclinate se stabilește din echilibrul forțelor verticale în lungul unor fisuri. Se poate admite pentru simplificare că înclinarea fisurii față de axa elementului este de 45° și că efortul unitar în armăturile transversale care interceptează fisura este același pentru etrieri și barele înclinate. Se ajunge astfel la o expresie de forma:

$$\sigma_{at} = \frac{Q^B - Q_b^B}{A_{at} \sin \alpha + \frac{h_0}{a_e} A_e n_e} \quad (5.134)$$

S-a notat cu  $Q^B$  — forța tăietoare de calcul la starea limită de deschidere a fisurilor înclinate;  $Q_b^B$  — forța tăietoare preluată în stadiul de exploatare de betonul zonei comprimate;  $A_{at}$  — aria armăturii înclinate cu

unghiul  $\alpha$  față de axul elementului intersectată de fisura considerată cu înclinare la 45°;  $h_0$  — înălțimea utilă a secțiunii;  $a_e$  — distanța între etrieri;  $A_e$  — aria secțiunii unei ramuri de etrieri;  $n_e$  — numărul de ramuri ale etrierilor,

Așa cum s-a arătat la cap. 5.3, în termenul  $Q_b^B$  se iau în considerare pe lângă forța tăietoare preluată de talpa comprimată și alte componente ale mecanismului de rezistență la forța tăietoare, cum sînt încheștarea agregatelor, acțiunea de dorn a armăturii longitudinale etc.

Pe de altă parte forța tăietoare preluată de beton se poate considera (vezi fig. 5.37) practic constantă în tot domeniul de solicitare de după fisurarea înclinată pînă la cedarea elementului de beton.

În această ipoteză, dacă se admite, simplificînd, că înclinarea fisurii este de 45°, și deci în relația (5.62)  $s_t \approx h_0$ , se obține:

$$Q_b = Q_b^B = b h_0 R_t \sqrt{p} \quad (5.135)$$

expresie care se poate utiliza pentru evaluarea forței tăietoare preluată de beton în stadiul de exploatare.

Intrucît numărătorul relației (5.134) reprezintă diferența între doi termeni avînd în multe cazuri valori apropiate, rezultatul este puternic influențat de aproximațiile lui  $Q_b^B$ .

Din acest motiv și avînd în vedere faptul că, așa cum se constată în practică, elementele corect armate la forța tăietoare la starea limită de rezistență, se comportă favorabil și în exploatare din punct de vedere al fisurării, STAS 10107/0-90 prescrie un calcul aproximativ în care  $\sigma_{at}$  se apreciază în mod acoperitor la valoarea:

$$\sigma_{at} \approx 0,9 R_{at} \frac{Q}{Q_{cap}} \quad (5.136)$$

în care  $Q_{cap}$  este forța tăietoare capabilă corespunzătoare armăturii transversale efective.

Pe baza acelorasi considerente standardul permite ca în anumite situații să nu se efectueze verificarea deschiderii fisurilor înclinate.

În ceea ce privește valoarea coeficientului  $\psi_t$ , avînd o semnificație similară coeficientului  $\psi$  din cazul fisurilor normale, în absența unui model de calcul satisfăcător pentru determinarea lui, s-au adoptat expresii mai simple, rezultate din analiza unor cercetări experimentale. Ca și în cazul coeficientului  $\psi$ , valoarea  $\psi_t$  depinde de proprietățile de aderență ale armăturii și de mărimea relativă a încărcărilor de durată, pentru a ține seama de reducerea de către curgerea lentă a aportului betonului întins între fisurile înclinate.

## 5.7. CALCULUL ELEMENTELOR DIN BETON ARMAT LA STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚII

### 5.7.1. Considerații introductive

În prezent, sub imperativul realizării unor soluții constructive cît mai economice, se manifestă tendința utilizării pe scară tot mai largă a oțelurilor și a betoanelor de rezistență ridicată.

Aceasta are ca efect proiectarea, pe criterii de rezistență, a unor elemente de beton armat mai suple, cu dimensiuni sensibil mai reduse decât în practica anterioară:

În acest fel poate deveni decisivă pentru dimensionarea a numeroase elemente, condiția de limitare a săgeților și crește importanța perfecționării modelului de calcul al rigidității, în măsură să reflecte cât mai fidel comportarea sub încărcări a elementelor de beton armat.

Este cunoscut faptul că procedeul de verificare a elementelor de beton armat la starea limită de deformație prevăzut STAS 10 107/0-76 nu era considerat satisfăcător, atât prin concepția care sta la baza procedurii, cât și datorită caracterului său prea acoperitor. Astfel, o categorie, mai largă de elemente de beton armat, între care sînt menționate în primul rînd plăcile planșelor și rampele de scări, necesită, pe baza condițiilor de rigiditate minimă din standard, dimensiuni de multe ori exagerat de mari, dacă se are în vedere comportarea lor reală în exploatare.

Criteriile pentru stabilirea valorilor deformațiilor admisibile sînt de mai multe categorii:

- estetice și psihologice;
- constructive (în vederea, de exemplu, a prevenirii deteriorării unor elemente nestructurale: pereți despărțitori, straturi de tencuială și de izolații care reazemă pe elementul structural analizat etc.);
- tehnologice (legate în primul rînd, de sensibilitatea echipamentelor la deformații).

În cele mai multe dintre cazuri săgeata excesivă a unui element nu este dăunătoare prin ea însăși, ci prin efectul asupra elementelor structurale și nestructurale care sînt rezemate pe elementul care se deformează.

Mărimea săgeților limită admise trebuie corelată cu natura încărcărilor luate în considerare, în special cu mărimea încărcării de durată de care depinde creșterea în timp a deformației, ca urmare a curgerii lente a betonului.

În STAS 10107/0-76, verificarea la starea limită de deformație constă în compararea săgeții totale calculate, cu valorile limită admise. Spre deosebire de aceasta în STAS 10107/0-90 se prevede ca în cazul planșelor curente să se verifice fracțiunea din deformație care intervine după aplicarea încărcărilor variabile incluzînd sporul datorat acțiunii de lungă durată a încărcărilor (tabelul 18 din anexă). Sînt date condiții de verificare diferite pentru planșeele care nu suportă ziduri despărțitoare și finisaje sensibile la deformații și pentru planșeele libere (de exemplu planșeele parcajelor sau ale tribunelor).

Se pune astfel în evidență acea componentă a deformației care interesează atât sub aspect psihologic, cât și din punct de vedere constructiv.

Calculul practic implică determinarea săgeții totale de lungă durată și a săgeții inițiale înregistrate pînă la executarea elementelor nestructurale și aplicarea încărcărilor utile, diferența dintre cele două valori urmînd să fie comparată cu valorile limită admise.

Este de menționat că și alte prescripții [104; 112; 121] își bazează prevederile privind verificarea la săgeată pe acest principiu. Spre deosebire de acestea STAS 10107/0-90 prescrie valori limită ale săgeților relativ mai mici (tabelul 18 din anexă) întrucît și încărcările luate în considerare în verificările la stările limită ale exploatării normale, au în practica de proiectare din țara noastră valori corespunzătoare mai reduse.

În cazul elementelor la care greutatea permanentă este neglijabilă în raport cu încărcarea temporară — cazul tipic constituindu-l grinzile căilor de rulare ale podurilor rulante — pentru simplificare, se menține modul de verificare din STAS 10107/0-76 constînd în compararea săgeții totale cu anumite valori admise.

### 5.7.2. Modelul de calcul al rigidității

În marea majoritate, a cazurilor problema asigurării la starea limită de deformație se referă la limitarea deformațiilor de încovoiere (săgeților).

În STAS 10107/0-90 se păstrează modelul de calcul din redactarea anterioară a standardului, determinînd valoarea rigidității de încovoiere ( $EI$ ), în stadiul de exploatare, pe baza ipotezelor specifice stadiului II de lucru al elementelor de beton armat, ipoteze prezentate în cap. 5.5 (fig. 5.55).

Expresia generală a rigidității secționale (fig. 5.65):

$$EI = \frac{M^E}{\Phi} \quad (5.137)$$

în care  $\Phi$  — curbura fibrei medii deformate (rotirea specifică) capătă în cazul elementelor de beton armat una din formele:

$$EI = \frac{M^E x}{\epsilon_{b \max}} = \frac{M^E x E'_b}{\sigma_{b \max}} \quad (5.138 a)$$

sau

$$EI = \frac{M^E (h_0 - x)}{\epsilon_{am}} = \frac{M^E (h_0 - x) E_a}{\psi \sigma_a} \quad (5.138 b)$$

Expresiile (5.138, a) și (5.138, b) sînt folosite în cazul general al elementelor solicitate la încovoiere cu efort axial (cazul I de compresiune excentrică și cazul întinderii excentrice cu excentricitate mare).

În cazul elementelor de beton armat supuse la încovoiere, expresia rigidității capătă forma mai simplă:

$$EI = E'_b I_{bt} \quad (5.139)$$

în care  $E'_b$  și  $I_{bt}$  sînt modulul de deformație al betonului, respectiv momentul de inerție al secțiunii ideale (echivalente) de beton în stadiul II, stabilite așa cum s-a arătat la paragraful 5.5.

În tabelele 13 A, B și C din anexă se dau valorile coeficienților  $k$  pentru calculul momentelor de inerție  $I_{bt}$  ( $I_{bt} = k b h^3$ ) pentru elementele încovoiate de beton armat cu secțiune dreptunghiulară simplu armată, cu secțiune

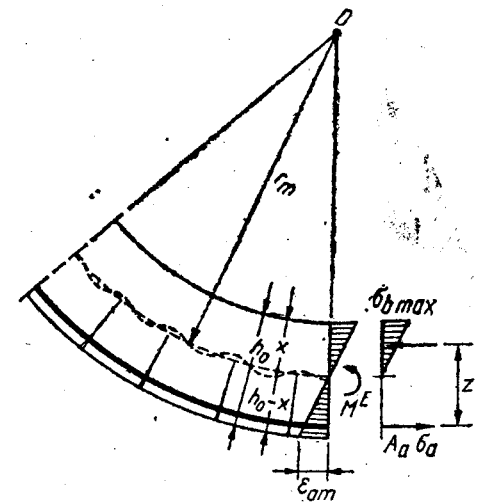


Fig. 5.65

dreptunghiulară dublu armată și cu secțiune în „T” simplu armată. Valorile  $k$  din tabele depind de următorii parametri:

— produsul  $n'_e p$ , între coeficientul de echivalență  $n'_e = \frac{E_a}{E'_b}$  și procentul armăturii întinse, în cazul secțiunilor dreptunghiulare simplu armate;

— produsul  $n'_e p$  și raportul  $p'/p$  între procentele armăturilor din zona comprimată și din zona întinsă, în cazul secțiunilor dreptunghiulare dublu armate;

— Produsul  $n'_e p$ , raportul  $b_p/b$  între lățimea tălpii și grosimea inimii, și raportul  $h_p/h$  între grosimea tălpii și înălțimea inimii în cazul secțiunilor în formă de „T”.

Unele prescripții străine cum sînt normele britanice utilizează un model de calcul similar pentru stabilirea rigidității, diferențele față de standardul românesc constînd în modul de estimare a indicelui de conlucrare  $\psi$  și în modul concret de exprimare a relațiilor de calcul.

Spre deosebire de aceste norme, Codul Model CEB-FIP prevede un model de calcul mai analitic, în care tronsoanele de elemente dintre fisurile consecutive sînt împărțite în zone de comportare distincte (fig. 5.66): o zonă centrală lucrînd în stadiul nefisurat și două zone marginale lucrînd în stadiul II. Pentru fiecare din aceste zone se determină cîte o rotire specifică medie ce înglobează și deformațiile de curgere lentă și din contractia betonului.

Evaluarea deplasărilor care implică integrarea rotirilor specifice este anevoioasă, calculul practic implicînd existența unui material ajutător foarte dezvoltat.

În norma americană ACI—Code 318-83, precum și unele norme inspirate din aceasta, între care trebuie amintită în primul rînd norma neo-zeelandeză NSZ 3101, se preiau practic nemodificate propunerile lui Branson [19] privind calculul deformațiilor. Acestea se bazează pe observația experimentală că rigiditatea la încovoiere este dependentă de mărimea momentului încovoietor în maniera generală indicată în fig. 5.67, care exprimă faptul că aportul betonului întins nefisurat la rigiditatea elementelor de beton armat este cu atît mai mare cu cît momentul aplicat este mai mic. De asemenea, cercetările experimentale au evidențiat faptul că rigiditatea secțională crește aproximativ proporțional cu creșterea procentului de armare, pe de o parte, și că secțiunile cu procente ridicate de armare prezintă o variație mai redusă

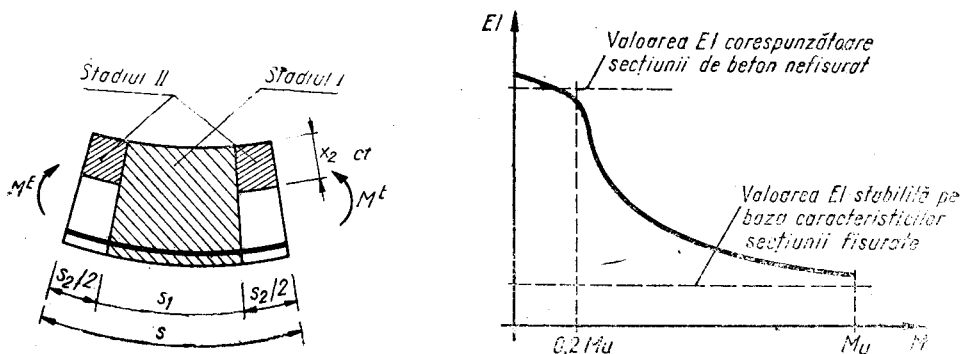


Fig. 5.66

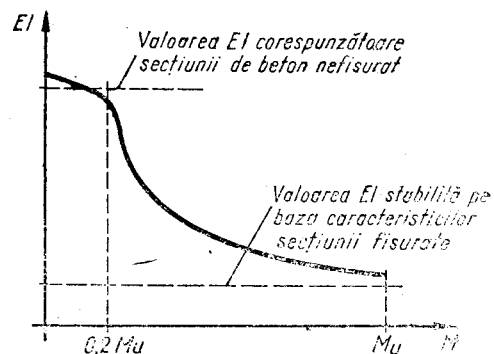


Fig. 5.67

a rigidității la creșterea încărcării decît cele cu procente reduse de armare, pe de altă parte.

Bazat pe o analiză statistică a unui număr însemnat de rezultate, Branson a propus pentru evaluarea momentului de inerție „efectiv” (de fapt echivalent) al secțiunilor elementelor încovoiate de beton armat expresia:

$$I_{ef} = \left( \frac{M_{fiss}}{M} \right)^3 I_b + \left[ 1 - \left( \frac{M_{fiss}}{M} \right)^3 \right] I_{bt} \quad (5.140)$$

adoptată și de normele menționate.

În relația (5.140) s-a notat cu  $M_{fiss}$  — momentul de fisurare al secțiunii aproximată prin neglijarea aportului armăturii;  $M$  — momentul încovoietor aplicat secțiunii în calcul deformațiilor;  $I_b$  — momentul de inerție al secțiunii de beton nefisurate;  $I_{bt}$  — momentul de inerție al secțiunii ideale; în stadiul fisurat, definit la capitolul 5.5.

Din analiza relației (5.140) se constată că valori  $I_{ef}$  sensibil mai mari decît  $I_{bt}$  se obțin numai dacă  $M_{fiss} > 0,5M$ , situația întilnită în special la secțiunile cu tălpi dezvoltate în zona întinsă.

Calculul practic al săgeților presupune integrarea dublă a rotirilor specifice în lungul elementului.

Rigiditățile secționale chiar la elementele cu secțiune constantă variază considerabil în lungul acestora, așa cum se poate constata din exemplul prezentat în fig. 5.68.

Mai mult, așa cum se observă din fig. 5.67 pentru o anumită secțiune reducerea rigidității la o anumită creștere a încărcării nu este constantă, depinzînd de nivelul încărcării.

Majoritatea normelor admit anumite simplificări ale schemei de calcul, pentru a reduce volumul de calcule necesare evaluării deformațiilor. STAS 10107/0-90, asemenea normelor rusești și celor americane, admite să se stabilească valorile rigidităților în secțiunile de moment maxim, valori care, în mod acoperitor se consideră constante pe întreaga deschidere, în cazul grinzilor simplu rezemate sau constante pe zonele cuprinse între punctele de moment nul, pentru grinzile cu continuitate (fig. 5.68).

Unele prescripții [104; 114] permit să se lucreze cu o valoare unică a rigidității, chiar și pentru grinzile continue, determinată ca medie ca rigidităților din câmp și de pe reazem. Calcule comparative [85] dovedesc că diferențele în raport cu un calcul care ia în considerare valori diferite de rigidități pentru zonele de

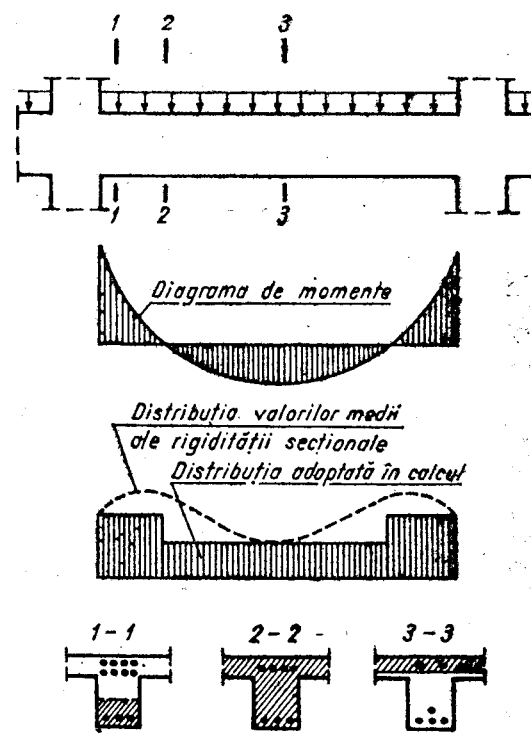


Fig. 5.68

moment pozitiv sau negativ, sau chiar un calcul în care se consideră o variație continuă a rigidității în lungul deschiderii nu depășească 20%.

Pentru elementele solicitate la compresiune cu excentricitate mică, modulul de rigiditate la evaluarea efortului scurtării lor este stabilit ca o sumă a aportului betonului și al armăturii:

$$EA = E'_b A_b + A_a E_a \quad (5.141)$$

Pentru elementele solicitate la întindere cu excentricitate mică la evaluarea efectului alungirilor se contează numai pe armătură, dar se ia în considerare și un spor de rigiditate ca urmare a aportului betonului întins între fisuri:

$$EA = \frac{E_a A_a}{\psi} \quad (5.142)$$

Expresiile (5.140) și (5.141) sînt necesare, de exemplu, la calculul eforturilor și deformațiilor fermelor și arcelor cu tirant din beton armat.

În cazul elementelor la care greutatea permanentă este neglijabilă în raport cu încărcarea temporară — cazul tipic constituindu-l grinzile căilor de rulare ale podurilor rulante — pentru simplificare, se menține modul de verificare din STAS 10107/0-76 constînd în compararea săgeții totale cu anumite valori admise.

### 5.7.3. Considerarea deformațiilor de forfecare

Solicitarea de încovoiere a elementelor de beton armat este însoțită în mod obișnuit și de solicitarea la forță tăietoare. Este cunoscut faptul că, în stadiul nefisurat, exceptînd elementele cu deschidere relativ redusă (elementele „scurte”), fracțiunea din deformație datorată forței tăietoare, este neglijabilă în raport cu cea datorată eforturilor de încovoiere.

Fisurarea în exploatare a elementelor de beton armat (prin fisuri normale și înclinate față de axa acestora) reduce însă în proporție sensibil mai mare rigiditatea de forfecare decît cea de încovoiere. În cazul grinzilor și plăcilor relativ flexibile, solicitate la forțe tăietoare moderate, efectul forfecării asupra săgeților în exploatare rămîne neglijabil. În cazul unor grinzi însă avînd inima subțire și care sînt solicitate la forțe tăietoare importante, în special la valori reduse ale raportului între deschidere și înălțimea secțiunii ( $\frac{l}{h} < 5$ ), deformațiile de forfecare pot căpăta valori de același ordin

de mărime cu cele de încovoiere. Pentru a ilustra aceasta, în fig. 5.69 se reproduce din [55] variația săgeților măsurate la aceeași încărcare pentru 4 grinzi avînd practic aceeași capacitate portantă și aceeași rigiditate de încovoiere, dar lățimi diferite de inimi și deci rigidități de forfecare diferite. Se constată că fracțiunea din săgeata totală datorată distorsiunilor de forfecare este cu atît mai mare cu cît fracțiunea din forța tăietoare preluată prin armătura transversală este mai mare.

Deși există încercări de a stabili modele analitice pentru determinarea deformațiilor de forfecare a elementelor de beton armat cum sînt de exemplu cele propuse în [23], nici unul din aceste modele nu este satisfăcător, atît în ceea ce privește corespondența cu comportarea reală cît și în ceea ce privește posibilitatea de utilizare practică.

În aceste condiții, în STAS 10107/0-90 s-a preferat să se adopte un procedeu aproximativ care constă în amplificarea săgeții din deformațiile de încovoiere cu un factor supraunitar care să țină seama de sporul de săgeată datorat deformațiilor de forfecare.

$$f_{total} = f \left[ 1 + \beta \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] \quad (5.143)$$

în care  $\beta$  este un coeficient care depinde de modul de încărcare a grinzii. Valorile  $\beta$  sînt date în tabelul 5.11.

Corecția săgeții prin componenta deformațiilor de forfecare devine necesară numai pentru elementele la care raportul  $\frac{l}{h} > 5$  valoare la care sporul corespunzător aplicării expresiei (5.143) devine mai substanțial.

Este evident că stabilirea deformațiilor de forfecare prin procedeul prezentat nu poate reprezenta o soluție definitivă. Pe măsură ce se vor înregistra progrese în perfecționarea modelului de element de beton armat soli-

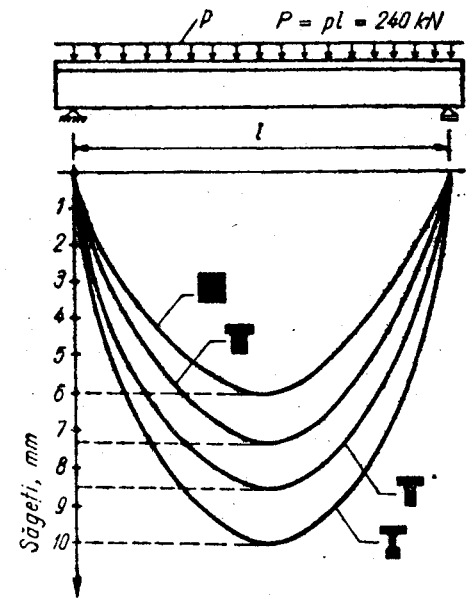
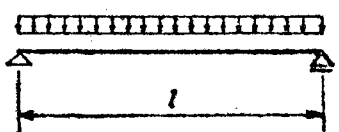
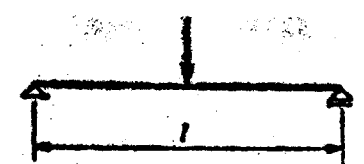
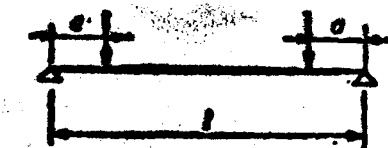


Fig. 5.69

Tabelul 5.11. Valorile coeficientului  $\beta$  pentru calculul săgeților din deformațiile de încovoiere ale grinzilor de beton armat

Schema de încărcare a grinzii	$\beta$
	15
	18
	$\frac{36l^2}{3l^2 - 4a^2}$

citat la forță tăietoare va fi necesară înlocuirea expresiei (5.143) cu procedee mai riguroase.

O stare de solicitare la fel de dificil de interpretat printr-un model de calcul se întâlnește în cazul plăcilor plane, armate pe două direcții. În acest caz alături de momente încovoietoare și forță tăietoare intervin și momente de torsiune, iar după fisurarea betonului se manifestă ca o pondere ce depinde de flexibilitatea plăcii și un mecanism spațial de arce cu tirant (cupolă) pentru transferul încărcărilor la reazeme. Deși este cunoscut faptul că prin fisurare raportul între rigiditățile de încovoiere, forfecare și de răsucire se modifică brutal, în absența unor date suficiente pentru adoptarea unui model analitic specific, prescripțiile de proiectare utilizează pentru calculul săgeților plăcilor de beton armat expresiile din teoria elasticității în care rigiditatea de încovoiere este stabilită pentru stadiul II de lucru al elementelor de beton armat.

În literatura de specialitate sînt date o serie de expresii empirice pentru calculul săgeților plăcilor de beton armat, dintre care este de reținut cea propusă în [46], pentru buna corespondență cu datele experimentale.

#### 5.7.4. Stabilirea rigidităților în calculul eforturilor în structuri

Problema stabilirii rigidităților intervine și la calculul eforturilor în structuri static nedeterminate în care caz, însă, în situația obișnuită a încărcărilor cu forțe, nu interesează valorile absolute ale rigidităților elementelor care compun structura, ci valorile lor relative.

În cazul calculului la acțiunea deformațiilor impuse (din temperatură, tasări de reazeme etc.), rigiditățile intervin cu valorile absolute.

În cazurile curențe de calcul al structurilor se admite în mod aproximativ ca valorile rigidităților elementului structural de beton armat să se determine pe baza momentelor de inerție (sau ariilor, în cazul elementelor solicitate axial) ale secțiunilor de beton, afectînd valorile modulului de elasticitate al betonului, cu coeficienți subunitari în corelare cu gradul de fisurare a elementelor respective. Gradul de fisurare depinde de natura eforturilor fiind mai mare în elementele încovoiate și întinse excentric și mai redus în elementele supuse la compresiune.

La structurile în cadre se admit în mod curent pentru modulii de elasticitate convenționali valorile  $0,6E_b$  în cazul grinzilor și  $E_b$  în cazul stîlpilor, eventual valori mai reduse (circa  $0,8E_b$ ) în cazul stîlpilor de colț și de margine la care componenta efortului axial din efectul indirect al forțelor orizontale (în mod obișnuit din acțiunea seismică) reprezintă un efort de întindere relativ mare.

În cazul structurilor cu pereți de beton armat reducerea modulului de elasticitate convențional pentru grinzile de cuplare trebuie să fie mai mare (pînă la  $0,15-0,25 E_b$ ) avînd în vedere efectul unei pronunțate prefisurări din contracție, asupra rigidității acestor elemente și efectul foarte pronunțat al fisurării înclinate.

## 5.8. PRINCIPII DE ALCĂTUIRE A ARMĂTURILOR

Generalizarea utilizării la elementele de beton armat a oțelurilor cu rezistențe sporite, din categoria PC 52, PC 60, STNB, STPB și a unor procedee cu grad mărit de industrializare la confecționarea și montajul armăturilor (implicînd plase și carcace sudate, tendința de restrîngere a utilizării barelor înclinate la grinzi, procedee moderne de înnădire a barelor) a determinat necesitatea unei studii mai aprofundate a alcătuirii constructive de detaliu a armăturilor și a influenței acestora asupra fenomenelor locale ce intervin în vecinătatea contactului lor cu betonul. Literatura de specialitate și prescripțiile mai noi [3; 55; 57; 82; 98; 105; 114] acordă o importanță mult mai mare decît se dădea în trecut acestor aspecte, nu totdeauna îndeajuns cuantificabile prin calculele obișnuite și pentru stăpînirea cărora trebuie să se apeleze în mare măsură și la cunoștințele acumulate din urmărirea comportării construcțiilor în exploatare și din cercetările experimentale, mult aprofundate și diversificate în ultimii ani. S-a ajuns chiar să se vorbească despre o „artă a armării” [57].

Pentru construcțiile din zone seismice, cum sînt cele din țara noastră, intervin cerințe suplimentare legate de asigurarea unei bune comportări la solicitările produse de cutremure puternice, îndeosebi pentru armăturile din zonele plastice potențiale ale elementelor structurale, care trebuie să răspundă și cerințelor legate de:

- asigurarea unei ductilități satisfăcătoare a elementelor de beton armat, inclusiv printr-un grad sporit de confinare a betonului;

- ancorarea și înnădirea armăturilor în zonele unde, pe de o parte ele pot intra în curgere și pot ajunge să fie solicitate la eforturi unitare peste limita de curgere (fenomenul de consolidare), iar pe de altă parte aderența cu betonul este expusă deteriorării.

O altă categorie de probleme specifice intervin la elementele prefabricate, la care unele armături trebuie să îndeplinească în plus rolurile de:

- preluare a solicitărilor din timpul diferitelor faze intermediare ale execuției (decofare, transport, montaj), cînd schema statică a elementului poate fi alta decît în construcția terminată;

- conectori, la elementele prefabricate cu suprabetonare monolită considerată ca activă și la unele tipuri de îmbinări prin monolitizare.

Datele necesare pentru alcătuirea de detaliu a armăturilor la unele tipuri curențe de elemente structurale, cum sînt stîlpii, grinzile, pereții structurali (diafragmele) cu și fără goluri și plăcile plane rezemate pe contur sînt cuprinse în capitolul 8 al prezentului îndrumător unde sînt dezvoltate prevederile capitolului 6 din STAS 10107/0-90. În capitolul de față se prezintă comentarii, în special în legătură cu acele aspecte asupra cărora există încă puncte de vedere diferite între prescripțiile din diverse țări și între autorii celor mai cunoscute tratate de specialitate. De altfel, în aceste probleme și în țara noastră, la elaborarea în ultima formă a STAS-ului 10107/0-90 și a celorlalte prescripții înrudite (normative sau instrucțiuni tehnice pe categorii de elemente, structuri sau sisteme constructive) au fost discuții în contradictoriu. Desigur, dacă nu s-a putut ajunge la păreri unanime în toate privințele, este numai datorită faptului că datele teoretico-experimentale și cele din practică, deținute pînă în prezent nu sînt încă în totalitate convințătoare.



### 5.8.1. Ancorarea armăturilor

Este știut că în principiu lungimea de ancorare a unei armături se stabilește din condiția ca pe această lungime, inclusiv prin cîrligele de capăt dacă există, să se transmită eforturile de la armătură la beton, astfel ca efortul capabil al ancorajului să fie cel puțin egal cu cel maxim al barei respective.

Dacă nu se contează pe cîrligele de capăt, rezultă:

$$T_{cap} = ul_a \tau_{a,med} \geq A_a \sigma_a \quad (5.144)$$

unde  $A_a$ ,  $u$  sînt aria și perimetrul secțiunii barei;  $l_a$  — lungimea de ancoraj;  $\tau_{a,med}$  — efortul unitar mediu de aderență capabil;  $\sigma_a$  — efortul unitar în armătură în secțiunea față de care se măsoară lungimea de ancoraj.

Din (5.144), care la limită se scrie ca egalitate, rezultă:

$$l_a(\text{necesară}) = \frac{A_a}{u} \frac{\sigma_a}{\tau_{a,med}}$$

Înlocuind  $A_a = \pi d^2/4$  și  $u = \pi d$ , se obține:

$$l_a = \frac{\pi d^2 \sigma_a}{4\pi d \tau_{a,med}} = \frac{\sigma_a}{4 \tau_{a,med}} d$$

deci  $l_a$  necesară este direct proporțională cu  $d$ . De regulă se preferă să se exprime  $\tau_{a,med}$  în funcție de  $R_t$ , cu care este practic proporțională, prin relația:

$$\tau_{a,med} = \frac{R_t}{4 n_{anc}}$$

unde  $n_{anc}$  este un coeficient, ale cărui valori sînt date în tabelul 8.7.

Se obține atunci:

$$l_a = n_{anc} \frac{\sigma_a}{R_t} d$$

Față de lungimea de ancoraj stabilită teoretic, se admite ca necesar un supliment notat cu  $\lambda_{a0}$ , pentru a acoperi variațiile destul de mari ale rezistenței betonului la întindere și ținînd seama de mecanismul mai complex și de fiabilitate relativ redusă al ancorării armăturilor în beton. Se ajunge astfel la expresia:

$$l_a = \left( n_{anc} \frac{\sigma_a}{R_t} + \lambda_{a0} \right) d \quad (5.145)$$

care poate fi scrisă prescurtat sub forma:  $l_a = \lambda_a d$  (5.146)

unde s-a notat:

$$\lambda_a = n_{anc} \frac{\sigma_a}{R_t} + \lambda_{a0} \quad (5.147)$$

Valorile coeficientului  $\lambda_a$  sînt date în tabelul 8.8.

În cazurile curente, cînd armăturile sînt solicitate la capacitatea lor portantă sau foarte aproape de aceasta, în relațiile (5.144) ... (5.147) se ia

$\sigma_a = R_t$ , formă sub care este scrisă formula 8.2 (vezi și observația de după tabelul 8.8).

Structura formulelor (5.145) ... (5.147) și valorile factorilor  $n_{anc}$  și  $\lambda_{a0}$  au fost stabilite în corelare cu prescripțiile rusești [121] și cu datele experimentale suplimentare acumulate la INCERC. Ceea ce apare nou față de ediția anterioară a prescripțiilor este în special diferențierea acestor valori în funcție de condițiile de solicitare a elementului și de condițiile de realizare a aderenței (vezi tabelele 8.7 și 8.8). Alte prescripții [104; 110; 114] iau în considerare și dependența efortului de aderență capabil de alți parametri, ca: distanțele între barele de armătură, grosimea stratului de acoperire cu beton, armarea transversală. În STAS 10107/0-90, pentru simplificare, s-a ținut seama numai în mod indirect de acești parametri, fără ca ei să fie evidențiați în mod explicit.

Datorită condițiilor mai bune de aderență ale barelor comprimate, se prescriu pentru acestea lungimi de ancorare mai mici decît pentru cele întinse. Sub acest aspect este însă necesar să se facă diferențierea între ancorarea barelor solicitate la compresiune și ancorarea în betonul comprimat a barelor solicitate la întindere. De regulă, se recomandă, sau chiar se impune, ca armăturile întinse să fie ancorate în beton în zone în care acesta este comprimat, considerîndu-se că prin umflarea transversală a betonului solicitat longitudinal la compresiune, aderența cu armăturile este îmbunătățită (crește fracțiunea „freacă” din componența aderenței). Este de subliniat că după cercetări mai recente [55; 70] acest punct de vedere este pus în discuție: compresiunea paralelă cu axa unei bare de armătură generează în beton eforturi transversale de întindere, care favorizează formarea de fisuri longitudinale (efect de „despicare” a betonului), dezavantajînd aderența.

Pornind de la această observație, se ajunge la recomandarea ca barele de armătură solicitate la întindere să fie de preferință ancorate în zone de beton cu compresiuni transversale (perpendiculare pe axul barelor de armătură). Astfel de zone intervin de exemplu la partea inferioară a grinzilor (fig. 5.70), datorită „bielilor” comprimate înclinate care se crează între fisurile înclinate (mecanismul de grindă cu zăbrele). Pentru barele longitudinale întinse care se întrerup înainte de reazem ar apărea chiar, în acest context, mai favorabilă o ușoară înclinare a lor în zona de capăt, ca în figură, pentru a se apropia de normala la direcția bielilor comprimate și a primi astfel compresiunile transversale sub un unghi mai avantajos.

Invers, ancorarea în zone cu eforturi transversale de întindere defavorizează aderența armăturilor, ca în cazul arătat în fig. 5.71: o grindă de planșeu la care datorită momentelor negative din placă acționează la talpa superioară a grinzii eforturi de întindere transversale, care influențează în sens defavorabil ancorarea unor bare înclinate oprite în zona respectivă.

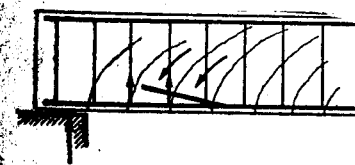


Fig. 5.70

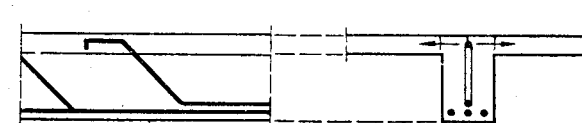


Fig. 5.71

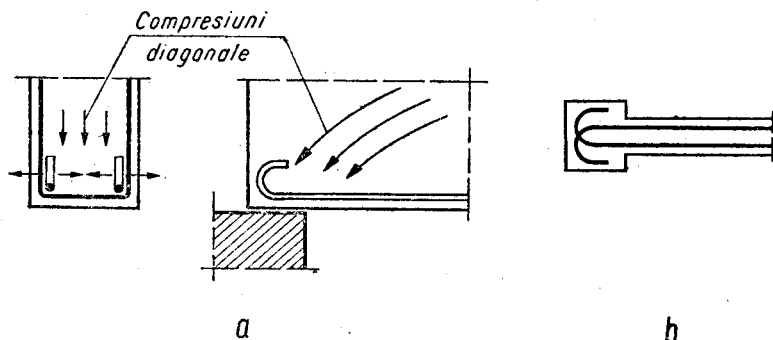


Fig. 5.72

Un efect de desplicare analog pot provoca cîrligele în plan vertical la grinzile cu lățimi reduse, cum sînt de obicei grinzile-pereti (fig. 5.72), la care, din acest motiv, este indicată dezvoltarea cîrligelor în plan orizontal, evazate dacă este necesar în lățimea reazemului sau bulbului de capăt (fig. 5.72, b) (vezi și fig. 8.3, a).

Pericolul de desplicare poate interveni și în cazul barelor longitudinale fără cîrlige la extremități, dacă sînt situate în imediata apropiere a fețelor laterale ale grinzii, ceea ce se poate evita prin îndoiri spre interior. O vedere în plan este arătată în fig. 5.73.

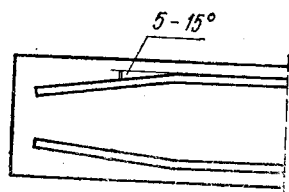


Fig. 5.73

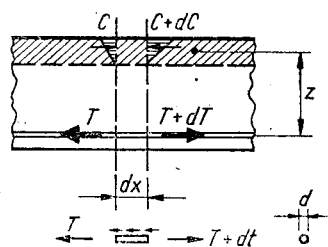


Fig. 5.74

Unele prescripții străine [104] [110] [114] prevăd și obligativitatea verificării eforturilor unitare de aderență, care nu trebuie să depășească limitele prescrise. Considerînd un tronson de lungime  $dx$  dintr-o grindă solicitată la încovoiere, eforturile de aderență însumate pe lungimea  $dx$  trebuie să preia variația de efort de întindere  $dT$  din armătură (fig. 5.74):

$$\tau_a = u dx = dT = \frac{dM}{z}$$

unde s-a notat cu  $u$  suma perimetrelor armăturilor din secțiune. Rezultă:

$$\tau_a = \frac{1}{uz} \cdot \frac{dM}{dx} = \frac{Q}{uz} \quad (5.148)$$

Dacă  $\tau_a$  astfel calculat depășește valoarea limită admisă, devine necesară o prelungire corespunzătoare a barelor dincolo de zona de efort maxim. sau o mărire a perimetrului total  $u$  prin folosirea de bare de diametre mai mici

Se observă că  $\tau_a$ , fiind direct proporțional cu forța tăietoare  $Q$  și invers proporțional cu perimetrul armăturilor, respectiv cu cantitatea de armătură longitudinală din secțiune, va fi cu atît mai mare cu cît raportul  $Q/M$  este mai mare, deci poate deveni periculos în special la grinzile scurte cu încărcări mari, la grinzile cu forțe concentrate mari aplicate în apropierea reazemelor și în general în situațiile cînd armătura longitudinală este redusă în raport cu mărimea forței tăietoare.

În STAS 10107/0-90 o asemenea verificare nu este cerută, nefiind de altfel standardizate nici valori de calcul pentru  $\tau_a$ . În schimb, la determinarea lungimii de ancoraj necesare, grinzile încărcate cu forțe concentrate mari în apropierea reazemelor sînt incluse în categoria elementelor cu condiții defavorabile de solicitare, deci pentru care rezultă lungimi de ancorare mai mari.

### 5.8.2. Înnădirea armăturilor prin suprapunere

Într-o înnădire prin suprapunere, transferul forțelor între barele care se înnădesc se realizează prin intermediul betonului. Eficacitatea înnădirii depinde deci de capacitatea betonului de a transmite aceste forțe fără a se deteriora sau deforma excesiv.

a. **Bare întinse.** În fig. 5.75 este reprezentată schema de transfer a efortului în înnădirea unei bare supuse la întindere. Datorită faptului că efortul  $T$  se transmite cu o excentricitate  $e_0$ , ia naștere o stare de solicitare care se poate schematiza prin modelul de grindă cu zăbrele din fig. 5.75, b, cu diagonale (biele) comprimate și montanți întinși. Eforturile de întindere din montanți, care tind să producă fisuri longitudinale în beton ca în fig. 5.75, c, trebuie să fie preluate prin etrierii îndesiți din zona înnădirii. Se observă similitudinea cu solicitarea conectorilor la rostul dintre două betoane turnate la date diferite (efectul de „shear friction”, discutat la paragraful 5.3.6).

Se recomandă ca, ori de cîte ori este posibil, barele care se înnădesc să nu fie prevăzute alăturate, ci distanțate, astfel ca betonul dintre ele să aibă o grosime suficientă pentru a-și îndeplini rolul de preluare și transmitere a eforturilor după modelul din fig. 5.75, b. În fig. 5.76 sînt arătate modurile recomandate de distanțare a barelor la un perete structural (diafragmă) și la un stîlp.

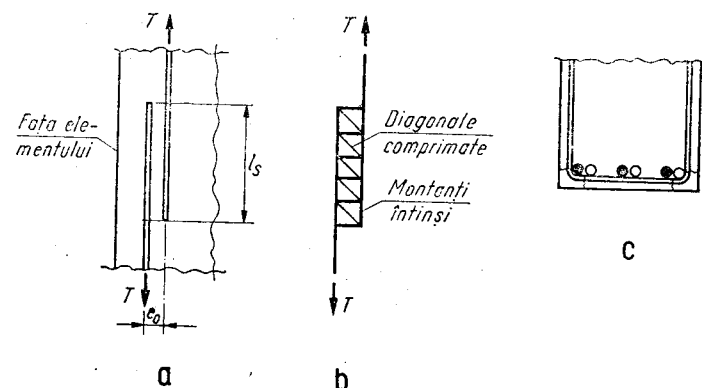


Fig. 5.75

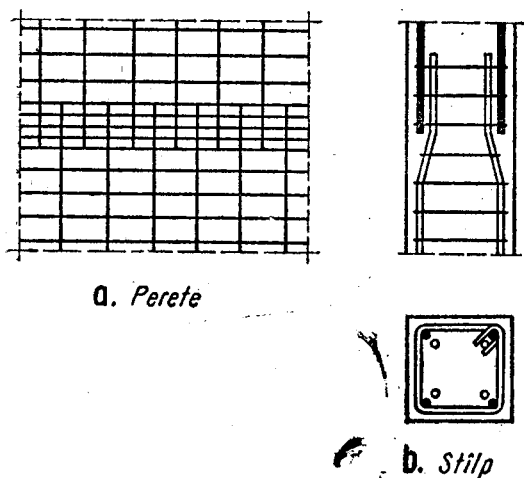


Fig. 5.76

și modul de cedare al înădărilor, care la armări transversale slabe are un caracter casant.

— Cu tot efectul favorabil al măririi procentului de armare transversală, înădărea rămâne totuși o zonă slăbită, neputându-se evita dislocări, între barele înădite și cedări premature.

Pe aceasta se bazează prevederile din unele prescripții care interzic amplasarea de înădări prin suprapunere în zonele plastice potențiale ale elementelor supuse la solicitări seismice severe. Prevederi în acest sens au fost adoptate și în STAS 10107/0-90, în care se face însă excepție pentru înădările armăturilor stâlpilor situate la bazele etajelor, soluție considerată ca dificil de evitat și pentru care se prescriu măsuri speciale de îndesire a etrierilor pe înălțimea înădării.

Capetele libere ale barelor înădite reprezintă discontinuități ale armării, care generează local concentrări de eforturi transversale de întindere în beton și prin aceasta tind să producă fisuri longitudinale de despicare. Sub acest aspect, la elementele la care se înădesc mai multe bare în secțiuni apropiate, prezintă importanță modul de decalare a înădărilor. Dintre cele 3 moduri de decalare arătate în fig. 5.77 [70], cel mai defavorabil este tipul b, la care în aceeași secțiune se află două capete libere de bare.

În cazul elementelor structurale la care efortul dominant este cel de întindere (întreaga secțiune este întinsă), condițiile de aderență sînt mai defavorabile și din acest motiv, într-o serie de cazuri (vezi paragraful 8.4.2), se impune utilizarea de înădări prin sudură. Este de observat că la elementele cu raport mare între înălțimea secțiunii și lățimea inimii, cum sînt turnurile tubulare ale castelelor de apă, coșurile de fum, pereții structurali etc., zona întinsă ocupă oricum o parte mare din secțiune, astfel că în ceea ce privește dimensionarea înădărilor armăturilor ar trebui să fie încadrate în aceeași categorie cu elementele solicitate dominant la întindere.

În cazul special al elementelor structurale care în exploatare sînt supuse la încărcări-descărcări repetate, cum sînt pereții celulelor de silozuri, aderența

O importanță deosebită capătă problema comportării înădărilor prin suprapunere cînd sînt amplasate în zone plastice potențiale ale elementelor participante la structuri antiseismice, ca de exemplu la stâlpii structurilor în cadre etajate cu armăturile înădite la baza fiecărui etaj. Încercările efectuate în Noua Zeelandă [71], la încărcări alternante simulînd pe cele seismice, au scos în evidență următoarele caracteristici:

— Cantitatea de armătură transversală (etrieri) influențează considerabil atît rezistența cît

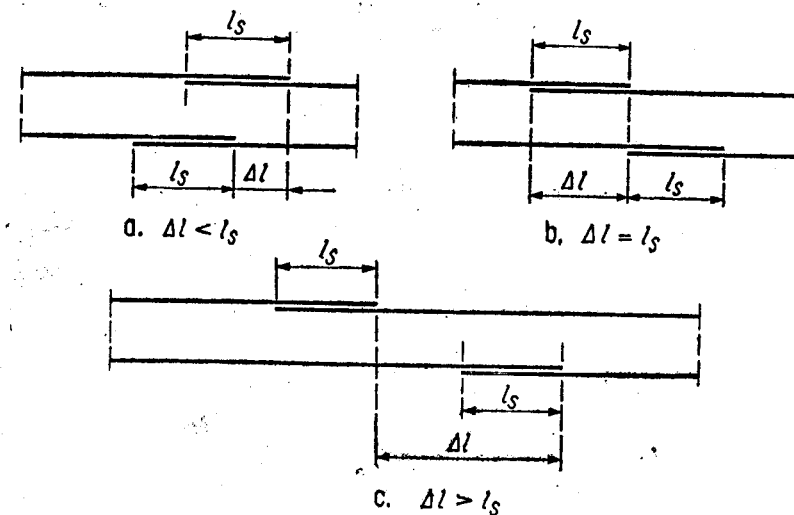


Fig. 5.77

între armături și beton este cu timpul slăbită, motiv pentru care se prescriu lungimi mai mari de înădare a armăturilor întinse.

b. **Bare comprimate.** Caracteristic pentru înădările barelor comprimate este faptul că o fracțiune importantă a efortului din armătură, uneori chiar totalitatea acestuia, se transmite prin presiunile exercitate pe beton la capete. Studii experimentale efectuate [55; 57; 70] au evidențiat pentru barele de armătură cu diametre  $\geq 16$  mm cedări provocate, în majoritatea cazurilor, de zdrobirea betonului la capetele barelor (fig. 5.78). Comportarea înădării se îmbunătățește substanțial dacă în zonele respective se prevăd etrieri suplimentari de confinare, ca în figură.

Ținînd seama că în majoritatea situațiilor la elementele structurale verticale (stâlpi, diafragme) intervin în armături atît eforturi de compresiune cît și de întindere, după sensul de acțiune al forțelor orizontale, în STAS 10107/0-90 s-au adoptat numai soluții cu etrieri îndesiți pe toată lungimea înădărilor barelor longitudinale.

### 5.8.3. Alte sisteme de înădare

În capitolul 8 nu sînt tratate înădările cap la cap prin dispozitive mecanice, care în țara noastră nu au fost încă introduse în practică, deși se manifestă tot mai mult preocuparea pentru introducerea lor.

Dintre diferitele sisteme de înădare prin dispozitive mecanice, folosite pe larg în alte țări, sînt de amintit cele cu manșoane cilindrice din oțel moale, care se presează la rece pe suprafețele laterale ale armăturilor cu profil

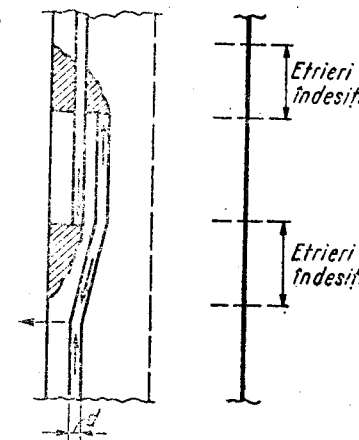


Fig. 5.78

periodic, obligînd nervurile acestora să se înfigă în grosimea manșonului. Lungimea necesară a înnădirii este mult mai mică decît în soluțiile obișnuite (suprapunere, sudură), fiind nevoie de un manșon cu lungime de numai  $2d$  peste fiecare capăt de bară.

#### 5.8.4. Armături pentru preluarea eforturilor transversale de întindere

În elementele structurale obișnuite din beton armat solicitate la încovoiere cu sau fără efort axial, eforturile unitare transversale ( $\sigma_y$ ) au de regulă valori mici și pot fi neglijate la dimensionare atît timp cît sînt eforturi de compresiune. Într-o serie de cazuri însă, datorită modului de aplicare a încărcărilor sau forme neregulate ale elementului sau a armăturilor longitudinale, se dezvoltă eforturi  $\sigma_y$  de întindere, care trebuie preluate prin armături transversale dimensionate și dispuse corespunzător. În cele ce urmează se dau cu caracter exemplificativ cîteva astfel de cazuri caracteristice, care însă evident nu pot epuiza diversitatea de situații ce pot interveni de la caz la caz.

a. **Încărcări suspendate. Rezemări de nivel.** Exemple de grinzi cu încărcări suspendate aplicate la talpa inferioară și modul cum trebuie dimensionați și conformați etrierii de suspendare sînt arătate în fig. 8.37 și 8.38.

Într-o categorie similară intră și rezemările „de nivel” ale grinzilor secundare pe grinzi principale, ca în fig. 5.79. Dacă grinda secundară este continuă, atunci datorită momentelor negative de continuitate fisurile la partea ei superioară se dezvoltă ca în figură, de o parte și de alta a grinzii principale, astfel că reacțiunile se transmit acesteia la nivelul tălpii inferioare prin efectul de boltă (zona hașurată). Rezultă că grinda secundară este practic suspendată de cea principală, iar fenomenul este cu atît mai marcat cu cît înălțimile celor două grinzi sînt mai apropiate între ele.

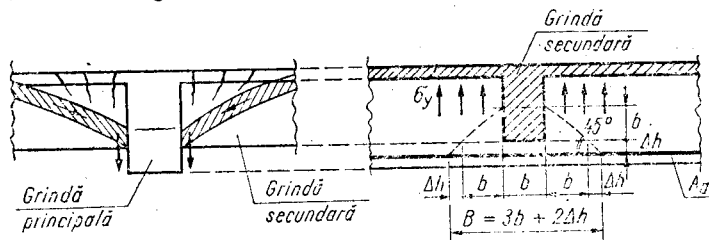


Fig. 5.79

Se admite că pentru preluarea eforturilor  $\sigma_y$  de suspendare sînt activi etrierii de pe lățimea  $B = 3b + 2\Delta h$ , de unde  $b$  și  $\Delta h$  au semnificațiile din figură. Unii autori recomandă valoarea mai acoperitoare  $B = b + 2\Delta h$ .

b. **Eforturi transversale de „deviere” datorite forme neregulate ale elementului de beton.** O primă categorie de elemente structurale de formă neregulată o constituie cele care prezintă frîngeri ale axei sau ale uneia din tălpi. Probleme speciale la armarea transversală se pun numai dacă aceste frîngeri conduc la eforturi  $\sigma_y$  de întindere, ceea ce se întîmplă în situații ca în fig. 5.80 și anume:

— Unghiuri intrinse la talpa întinsă (fig. 5.80, a), în care caz eforturile din armăturile longitudinale întinse dau o rezultantă dirijată spre exterior,

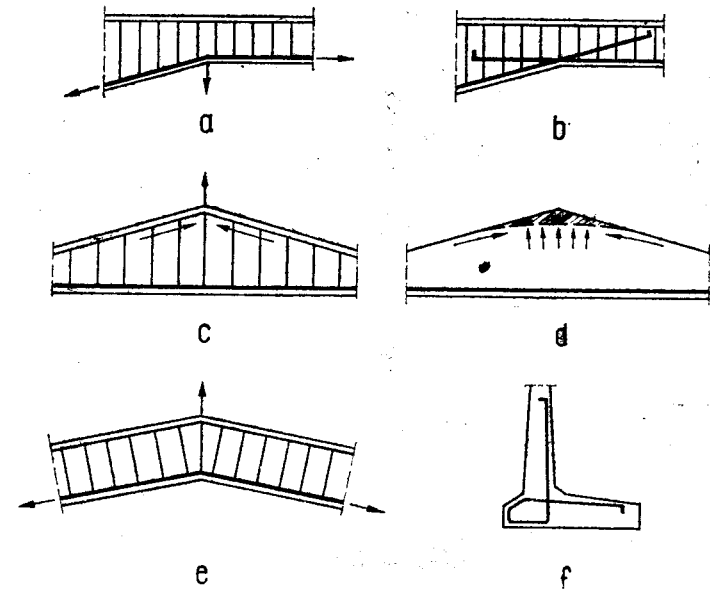


Fig. 5.80

care tinde să dizloce armăturile respective din beton și care trebuie preluată printr-o armare transversală cu etrieri suplimentari, concentrați în apropierea punctului de frîngere (deviere). Fiecare bară longitudinală trebuie să fie prinsă la un colț de etrier. Astfel de soluții sînt de regulă evitate prin folosirea sistemului cu barele longitudinale încrucișate ca în fig. 5.80, b.

— Unghiuri ieșinde la talpa comprimată (fig. 5.80, c), în care caz situația este similară cu cea din cazul precedent, rezultanta forțelor de compresiune fiind dirijată tot spre exterior și producînd tot eforturi  $\sigma_y$  de întindere. Mai exact, devierea eforturilor în zona respectivă se prezintă ca în fig. 5.80, d, cu o racordare curbă care atenuează în mare măsură fenomenul.

— Suprapunerea ambelor situații de mai sus, la o grindă frîntă cu tălpi paralele (fig. 5.80, e). Și în această situație soluția cu armăturile întinse încrucișate din fig. 5.80, b este totdeauna preferată. Cînd armăturile sînt cu diametrul mai mic de 12 mm, cum este cazul la armarea verticală a pereților de rezervoare încastrați la bază în fundație, poate fi folosit în mod avantajos sistemul cu bucle din fig. 5.80, f.

O a doua categorie de elemente neregulate o formează cele curbe sau cu talpă curbă concavă. Tendința de dislocare a armăturilor longitudinale din beton este de același tip ca la barele cu frîngeri, cu deosebirea că forțele transversale neechilibrate sînt aici distribuite, solicitînd la întindere etrierii de pe toată lungimea porțiunii curbe (fig. 5.81). Dacă intradosul este în formă de arc de cerc, efortul pe unitatea de lungime, care trebuie să fie preluat prin etrieri este:

$$p = \frac{T}{r} = \frac{A_a R_a}{r} \quad (5.149)$$

unde  $T = A_a R_a$  este forța de întindere în armătura longitudinală;  $r$  — raza de curbura la nivelul armăturii longitudinale.

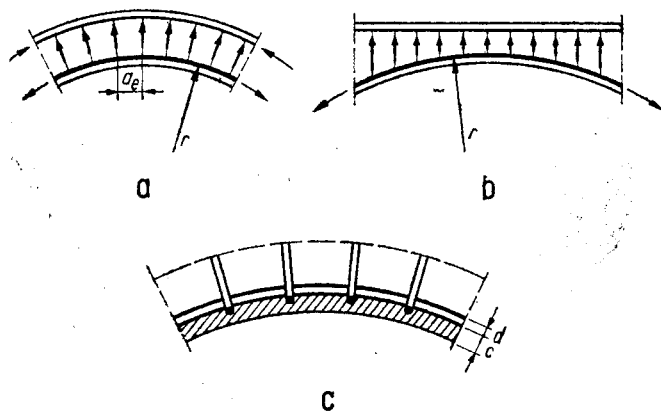


Fig. 5.81

Dacă  $r$  este suficient de mare, stratul de acoperire cu beton poate prelua singur forțele transversale  $p$ , lucrînd la compresiune ca arc (fig. 5.81, c). Valoarea minimă a razei de curbură pentru a fi satisfăcută această condiție se poate determina cu relația [55]:

$$r = \rho \frac{d^2}{c} \quad (5.150)$$

unde  $d$  și  $c$  au semnificațiile din figură, iar  $\rho = 300$  pentru beton Bc 15 și  $\rho = 240$  pentru beton de marcă mai mare decît Bc 20.

Se recomandă ca în sens longitudinal distanța între etrieri să fie  $a_e \leq 100$  mm, la nivelul armăturii întinse.

În sens transversal (fig. 5.82), dacă nu se prevăd colțuri de etrier la fiecare bară longitudinală, distanța între ramurile verticale ale etrierilor nu trebuie să depășească  $10d_e$ , pentru ca ramura orizontală să poată prelua în bune condiții prin încovoiere forțele  $p$  transmise de barele longitudinale.

În ambele cazuri (elemente cu frîngeri bruște și elemente curbe), etrieri trebuie să fie ancorați în zona comprimată ca etrieri de suspendare, la fel ca în cazul din fig. 8.37 – 8.38.

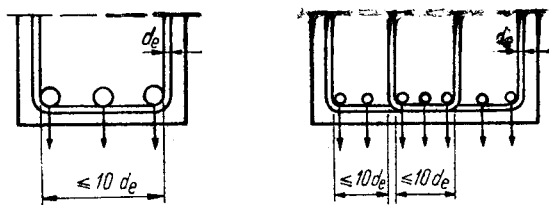


Fig. 5.82

**c. Eforturi transversale datorite formei neregulatii a armăturilor longitudinale.** La unele elemente structurale sau îmbinări între elemente prefabricate se întîlnește situația cînd în imediata vecinătate a feței superioare sau inferioare sînt amplasate, într-un plan paralel cu fața respectivă, armături întinse cu traseu curb. În fig. 5.83 sînt arătate două exemple:

— o înnădire cu bucle, de tipul tratat la paragraful 8.4.5 (fig. 5.83, a);

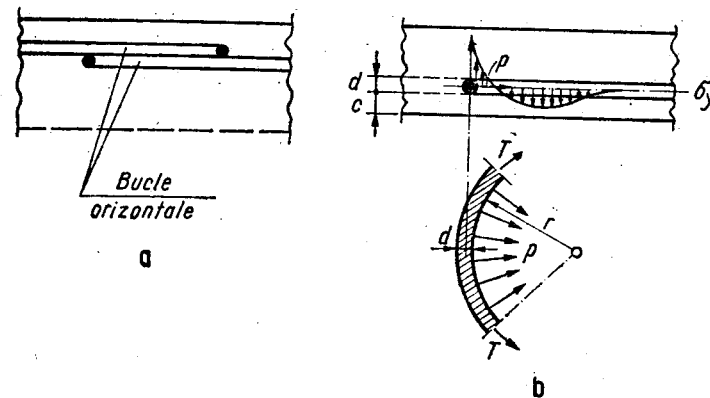


Fig. 5.83

— o bară circulară de armare a unei plăci plane de formă circulară (fig. 5.83, b).

În ambele cazuri, în planul curburii armăturii se dezvoltă presiuni  $p = T/r$  îndreptate spre interior și care la rîndul lor generează eforturi  $\sigma_y$  dirijate perpendicular pe planul curburii, cu tendința de expulzare a stratului de acoperire cu beton.

Raza de curbură minimă necesară a armăturii pentru a nu se produce această expulzare se poate calcula [55] cu o expresie identică cu (5.150), în care  $\rho = 115$  pentru beton Bc 15 și  $\rho = 90$  pentru beton  $\geq$  Bc 20. La raze de curbură mai mici, devine necesară o ancorare în beton a armăturilor curbe, prin bare verticale. Un efect similar apare la grinzile la care o bară înclinată este amplasată în imediata apropiere a unei fețe laterale (fig. 5.84). Presiunile  $p$  din zona de racordare la înclinarea barei generează eforturi transversale care pot produce fisuri de despicare ca în figură. De aceea, amplasarea de bare înclinate, mai ales de diametre mari, lângă fețele laterale ale grinzilor este contraindicată.

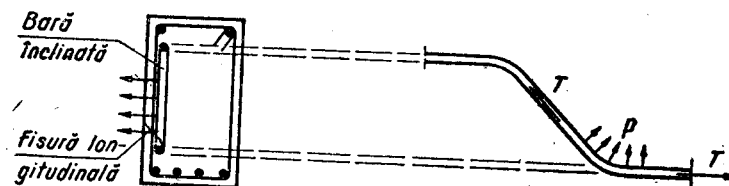


Fig. 5.84

**d. Încărcări concentrate.** La rezemările elementelor care transmit încărcări importante, ca de exemplu la rezemarea unei grinzi principale prefabricate pe un stîlp (fig. 5.85) devin semnificative eforturile transversale din zona pe care eforturile unitare de compresiune se distribuie de la lățimea  $b$  a grinzii la lățimea  $h$  a reazemului (stîlpului) și anume pe o înălțime de stîlp aproximativ egală cu  $h$ . Pe această zonă, evazarea treptată a lățimii active la compresiune este însoțită de eforturi transversale  $\sigma_y$ , distribuite pe înălțime ca în fig. 5.85, b (compresiuni la extremitatea superioară și apoi întinderi pe restul zonei). Distribuția de eforturi poate fi schematizată în mod simplificat ca în fig. 5.85, c.

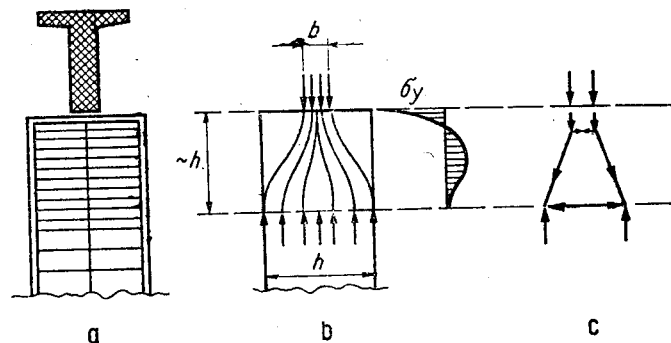


Fig. 5.85

Eforturile  $\sigma_y$  de întindere necesită prevederea unor armături orizontale suplimentare locale, pe ambele direcții, fie prin îndesirea etrierilor stîlpului, fie sub formă de plase suprapuse.

### 5.8.5. Armarea transversală a grinzilor. Etrieri sau bare înclinate

Pe măsură ce cerințele tehnico-economice legate de industrializarea execuției construcțiilor de beton armat și în special de reducerea consumului de manoperă pe șantier devin preponderente, capătă importanță simplificarea pe toate căile a formei și armării elementelor de beton armat. O tendință în acest sens este și suprimarea sau limitarea la strictul necesar a utilizării barelor înclinate și preluarea forțelor tăietoare în principal prin etrieri, ceea ce simplifică și reduce manopera de fasonare și montaj a armăturilor. Măsura este practic generalizată la grinzile prefabricate armate cu carcasa sudate, dar se aplică din ce în ce mai larg și la cele monolite.

Pe lângă avantajele legate de industrializare, preluarea forțelor tăietoare prin armături transversale „distribuite” (etrieri) în locul celor „concentrate” (bare înclinate) prezintă avantaje și din punctul de vedere al comportării elementelor de beton armat, sub mai multe aspecte:

a. *Deschiderea fisurilor înclinate.* În fig. 5.86 sînt arătate rezultatele unor încercări efectuate de Leonhardt și Walter [55], comparativ pentru aceeași grindă cu trei tipuri de armări transversale: bare înclinate (1), etrieri verticali (2) și etrieri înclinați (3), cu evidențierea modului cum cresc deschiderile fisurilor înclinate pe măsura creșterii încărcării. Din compararea curbelor (1), (2) și (3) se vede că deschiderile fisurilor sînt sensibil mai mari în cazul armării cu bare înclinate „concentrate” decît la armări transversale distribuite. Se vede de asemenea că etrierii înclinați conduc la o comportare mai avantajoasă sub aspectul fisurilor înclinate decît cei verticali, care însă, după cum este știut, în stadiul ultim prezintă o capacitate portantă mai mare în raport cu aceiași etrieri dispuși înclinat.

b. *Fisurarea longitudinală.* Așa cum se vede și din fig. 5.84, barele înclinate cu diametre mari, în special dacă sînt amplasate excentric în secțiune, prin concentrările de eforturi din zona înclinării, generează eforturi transversale care pot produce fisuri longitudinale (de despicare).

c. *Confinare.* Mărirea cantității de etrieri prin suprimarea barelor înclinate conduce implicit la o mai bună confinare a zonei comprimate a secțiunii.

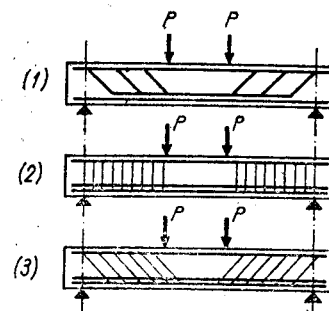


Fig. 5.86

Folosirea barelor înclinate rămîne o soluție avantajoasă la elementele cu solicitări puternice la forță tăietoare de sens alternant, din acțiunea cutremurelor, cum sînt riglele de cuplare înalte ale diaframelor cu goluri, în care caz barele înclinate trebuie dispuse încrucișat. Considerații în legătură cu aceste cazuri sînt prezentate în cadrul capitolului 6 al prezentului îndrumător

La grinzile obișnuite, o armare economică în condițiile renunțării la barele înclinate pune cu mai multă acuitate problema întreruperii unora din barele longitudinale din cîmpuri înainte de reazeme. În legătură cu aceasta este de menționat că în STAS 10107/0-90 s-a admis un mod simplificat de stabilire a secțiunilor în care se întrerup aceste armături, pe baza unei diagrame de momente înfășurătoare corectate prin dilatare cu  $0,5h$  la scara lungimilor de fiecare parte. Prin acest procedeu adoptat și de alte prescripții de proiectare din străinătate, se poate realiza într-o manieră implicită asigurarea la moment încovoietor în secțiuni înclinate.

Modul concret în care se determină secțiunile de întrerupere a armăturilor longitudinale pe baza diagramei de momente dilatate este explicat și exemplificat la paragraful 8.6.4.

În cazul utilizării barelor înclinate (fig. 5.87.) deplasarea cu  $0,5h$  a secțiunii de înclinare (B) față de ultima secțiune normală la axa în care bara este integral necesară din calculul la încovoiere (A), asigură în (A) pentru verificarea la momentul încovoietor după o secțiune înclinată la  $45^\circ$  un braț de pîrghie practic egal cu cel din secțiunea normală (z), deci același moment capabil.

### 5.8.6. Armarea transversală a stîlpilor

La stîlpi, dimensionarea etrierilor din condiția de rezistență la forță tăietoare intervine rar, de regulă numai la stîlpii scurți cu forțe

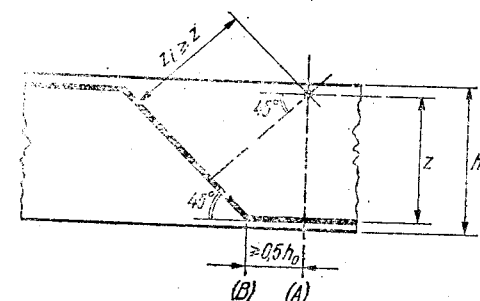


Fig. 5.87

tăietoare importante (în categoria stîlpilor scurți trebuie inclus și cazul ilustrat în fig. 8.17). În restul cazurilor, forțele tăietoare sînt preluate de beton, astfel că etrierii se dimensionează pentru a corespunde altor funcțiuni pe care le îndeplinesc (împiedicarea flambajului barelor longitudinale, confinarea zonei comprimate a secțiunii de beton, preluarea eforturilor transversale locale în dreptul innădirilor barelor longitudinale) și care se consideră în mod diferențiat pentru:

— zonele plastice potențiale ale stîlpilor participanți la structuri antiseismice;

- zonele de innădire a barelor longitudinale;
- restul înălțimii stîlpilor.

a. *Distanțele maxime admise între etrieri.* Pentru stîlpi supuși la încărcări monoton crescătoare, distanța maximă între etrieri admisă în standard ( $a_e \leq 15 d$ ) este confirmată ca satisfăcătoare de datele experimentale. În zonele plastice potențiale ale stîlpilor participanți la structuri antiseismice, unde intervin incursiuni în domeniul plastic sub solicitări alternante, forța critică de flambaj a armăturilor longitudinale se reduce considerabil datorită efectului *Bauschinger* (vezi cap. 3), astfel că lungimile pe care se poate produce flambajul ajung la (6 ... 8)  $d$ , uneori chiar la mai puțin [70].

În prescripțiile românești anterioare (normativul P. 100-81) se prevedea în aceste condiții ca etrierii să fie îndesiți în zonele respective la  $a_e = 100$  mm, ceea ce pentru diametre mari ale barelor longitudinale era prea acoperitor. În STAS 10107/0-90 s-a introdus o condiție mai rațională, în funcție și de diametrul barelor longitudinale ( $a_e \leq 6 d$ ,  $a_e \leq h/5$ ), cu limitarea inferioară  $a_e \geq 100$  mm pentru a asigura și condițiile unei bune pătrunderi a betonului între etrieri la turnare. Aceleași prevederi sînt valabile și pentru etrierii îndesiți pe alte considerente conform paragrafului 8.5.4, b.

b. *Diametrul minim al etrierilor.* Condiția ca diametrul etrierilor să fie cel puțin 1/4 din cel al barelor longitudinale derivă din cerința, legată de împiedicarea flambajului acestora, ca forța de plastificare (curgere) a etrierilor să fie egală cu cel puțin 1/16 din cea a barelor longitudinale.

c. *Necesitatea etrierilor neperimetrari (agrafelor).* Pentru zonele curente ale stîlpilor, în STAS 10107/0-90 s-a menținut prevederea din prescripțiile anterioare ca barele longitudinale să fie cel puțin din două în două situate la colțuri de etrieri (agrafe).

În zonele plastice potențiale ale stîlpilor participanți la structuri antiseismice, normativul P. 100-81 prevedea condiția ca fiecare bară longitudinală să fie legată la un colț de etrier (agrafă). Cercetările experimentale mai noi atestă însă că această prevedere este prea severă, fiind suficientă și legarea barelor longitudinale din două în două la colțuri de etrieri (agrafe) dacă distanța între ramurile lor nu depășește 200 mm (vezi fig. 8.18). Această prevedere adoptată în prescripțiile străine mai recente, a fost preluată și în standardul românesc.

Pentru ca agrafele intermediare să influențeze în sens favorabil și rigiditatea etrierilor, cîrligele de la capetele agrafelor trebuie să fie legate de etrieri, în vecinătatea barelor longitudinale adiacente și nu de acestea (fig. 5.88).

Este de observat că etrierii intermediari reprezintă o soluție cu un grad superior de asigurare în raport cu agrafele.

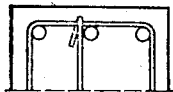


Fig. 5.88

## 6.

# PRINCIPII ALE PROIECTĂRII ANTISEISMICE A ELEMENTELOR STRUCTURALE DE BETON ARMAT

## 6.1. CONSIDERAȚII INTRODUCȚIVE

### 6.1.1. Metoda de proiectare antiseismică

În țara noastră, ca de altfel în toate țările cu teritoriul expus fenomenului seismic, proiectarea antiseismică a structurilor curente de beton armat are la bază o procedură care constă în esență din parcurgerea următoarelor etape:

a. Se determină eforturile în elementele structurale pe baza calculului structurii în domeniul elastic la o încărcare seismică:

$$S = \psi S_{el} \quad (6.1)$$

unde  $S_{el}$  reprezintă teoretic încărcarea seismică ce solicită structura în ipoteza că aceasta ar răspunde elastic la cutremurul maxim prevăzut de cod pentru amplasamentul construcției respective, iar  $\psi$  este un factor subunitar care ia în considerare capacitatea structurii de a absorbi și a disipa energia indusă de seism prin deformarea inelastică a betonului și a armăturii.

b. Se determină eforturile secționale maxime,  $S_{max}^*$ , însumînd eforturile de calcul din seism cu eforturile produse de alte încărcări care pot apărea concomitent cu acțiunea seismică, în ipotezele cele mai dezavantajoase (în gruparea specială de încărcări).

c. Se dimensionează elementele de beton armat la eforturile  $S_{max}$ , stabilindu-se armarea longitudinală și cea transversală a acestora.

În țara noastră determinarea forței seismice  $S$  și a distribuției acesteia pe orizontală și pe verticala structurii de rezistență se face pe baza prevederilor normativului P 100 [119], combinarea ei cu celelalte categorii de încărcări în cadrul grupării speciale de încărcări se face pe baza prevederilor STAS 10101/0A (vezi cap. 1), iar dimensionarea elementelor de beton armat se face pe baza prevederilor STAS 10107/0-90 [123], la care se pot adăuga prevederi de detaliu cuprinse în instrucțiuni de proiectare specifice anumitor categorii de structuri de rezistență (de exemplu, [116; 118]).

\* În prescripțiile de proiectare din țara noastră cu litera  $S$  se notează atât forța seismică de calcul cit și în mod generic efortul secțional (moment încovoietor, moment de torsiune, forțe tăietoare, forță axială), ceea ce este de natură să conducă uneori la confuzii. Notafiile utilizate în Codul CEB, preluate de prescripțiile naționale din tot mai multe țări (de exemplu în ultima perioadă au fost preluate și de normele din Rusia sînt  $S$  pentru eforturi secționale în general și  $F$  pentru forțe seismice.

Față de modul de evaluare a eforturilor de calcul din acțiunea seismică sînt de făcut o serie de observații.

Astfel, caracterul dinamic al acțiunii seismice și al răspunsului structural este luat în considerare într-o manieră simplificată la stabilirea forțelor apelînd la metoda spectrului de răspuns (standardizat). Pentru determinarea eforturilor sectionale se utilizează fie metoda forței statice echivalente (în cazul unor structuri mai simple și cu înălțimi relativ reduse, la care modul 1 de vibrație este preponderent), asociată modelului dinamic cu un grad de libertate, fie metoda analizei modale (la clădiri mai complexe sau mai înalte, la care efectul modurilor superioare de vibrație este mai important), care apelînd la procedeul suprapunerii efectelor este limitată tot la comportarea elastică a materialelor.

Pe de altă parte nivelul forțelor seismice de calcul presupune apariția unor zone plastificate în cadrul structurii de rezistență la cutremurul maxim prevăzut de prescripții. Localizarea lor, precum și mărirea deformațiilor inelastice produse de acțiunea cutremurului în aceste zone nu pot fi stabilite prin metoda de proiectare prezentată.

La caracterul dinamic și cel inelastic al răspunsului structurii la un cutremur de intensitate ridicată trebuie adăugat și caracterul spațial al comportării structurale. Dificultăți legate de stabilirea unui model analitic de comportare spațială și/sau de volumul foarte important de calcule (de introducere a datelor și de interpretare a rezultatelor în cazul utilizării programelor de calcul automat) destinate unor astfel de modele fac ca în proiectarea curentă structura spațială să fie fracționată în două serii de structuri plane, conlucrarea spațială, inclusiv din torsiunea generală fiind luată în considerare în mod simplificat prin coordonarea deplasărilor prin intermediul planșeelor considerate elemente infinit rigide în planul lor.

De asemenea, este de menționat faptul că neglijarea aportului structural al elementelor de compartimentare sau de închidere nu are, în cazul acțiunii seismice, un caracter totdeauna acoperitor, așa cum este de regulă cazul pentru încărcările gravitaționale.

Și în ceea ce privește dimensionarea elementelor structurale sînt de făcut mai multe precizări importante:

i. Determinarea cantităților de armături longitudinale și transversale la starea limită de rezistență se face pe baza condiției (1.1) analizată în capitolul 1:

$$S_{max} \leq S_{cap}$$

în toate secțiunile structurii, practic însă într-un număr limitat de secțiuni considerate caracteristice. Această condiție de siguranță exprimată în eforturi nu mai este suficientă pentru elementele structurale care se plastifică în timpul unei acțiuni seismice intense. Conform celor arătate la capitolul 1, pentru aceste elemente, la care eforturile  $S_{max}$  ating valori practic egale cu  $S_{cap}$  condiția de siguranță trebuie exprimată prin inegalitatea (1.6):

$$\Delta_{max} < \Delta_{cap}$$

unde  $\Delta_{max}$  este deplasarea maximă a elementului produsă de acțiunea cutremurului iar  $\Delta_{cap}$  este deplasarea lui capabilă. Cu cît valoarea  $\Delta_{max}$  este mai apropiat de valoarea  $\Delta_{cap}$  cu atît elementul structural suferă avarii mai pronunțate. Ambii termeni în relația (1.6) reprezintă deplasări ale elementului în raport cu sistemul său local de coordonate și trebuie calculate în exact aceleași

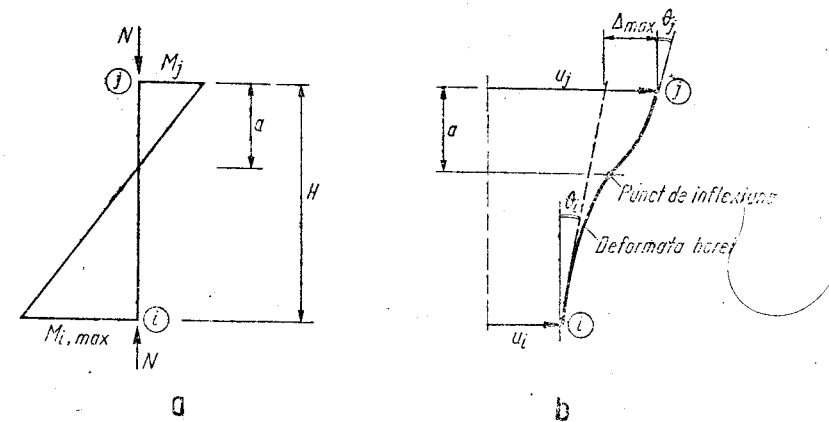


Fig. 6.1

condiții. De exemplu, pentru stîlpul unui cadru deformat în planul lui, deplasarea  $\Delta_{max}$  marcată în fig. 6.1 este dată de relația:

$$\Delta_{max} = u_j - u_i - \theta_i H \quad (6.2)$$

unde  $u_j$ ,  $u_i$  și  $\theta_i$  sînt deplasările structurii (deplasări orizontale și rotații de nod) în timpul acțiunii seismice care produc cea mai mare valoare  $\Delta$ . La momentul de timp cînd apar  $u_i$ ,  $u_j$  și  $\theta_i$  presupunînd că stîlpul este plastificat la capătul  $i$ , și deci condiția de verificare are forma (1.6),  $M_{i,max} \approx M_{i,cap}$ , momentul încovoietor la capătul opus,  $M_j$ , și forța axială  $N$  pe stîlp avînd anumite valori. Deplasarea  $\Delta_{cap}$  trebuie calculată pe baza aceleiași forțe axiale  $N$  și aceleiași poziții ale punctului de anulare a diagramei de momente pe stîlp ca cele înregistrate în momentul atingerii lui  $\Delta_{max}$ .

Valoarea deplasării capabile se asociază de regulă cu situația în care în secțiunea cea mai solicitată a elementului se atinge deformația ultimă fie a betonului comprimat fie a armăturii întinse.

Calculul deplasării capabile implică însumarea deformațiilor (rotirilor) sectionale, plastice sau elastice, în lungul stîlpului.

ii. În timp ce valoarea  $S_{cap}$  în condiția (1.1) depinde de caracteristicile betonului și ale armăturii într-o secțiune a unui element, valoarea  $\Delta_{cap}$  în condiția (1.6) depinde de caracteristicile materialelor pe întreg elementul, iar valorile  $S_{max}$  și  $\Delta_{max}$  depind de caracteristicile materialelor pe ansamblul structurii. Aceasta ar implica, ținînd seama și de caracterul global al cedării structurale, care stă la baza concepției de asigurare a construcțiilor la acțiuni seismice, necesitatea considerării în condițiile de siguranță menționate a valorilor efective  $R_c$ ,  $R_t$ ,  $R_a$  ale rezistențelor betonului și armăturii apropiate statistic de valorile medii ale acestor rezistențe și, deci, mai mari decît valorile de calcul,  $R_c$ ,  $R_t$  și  $R_a$  folosite în mod curent în metoda stărilor limită în țara noastră. Pe baza coeficienților de variație statistică a rezistențelor în jurul mediei, se poate afirma că (vezi capitolele 2 și 3).

$$\frac{R_t}{R_t} > \frac{R_c}{R_c} > \frac{R_a}{R_a} \quad (6.3)$$

Pentru a nu complica proiectarea curentă, STAS 10107/0-90 prevede ca verificarea la starea limită de rezistență pentru gruparea specială de încărcări



cări să se facă tot pe baza valorilor de calcul ale rezistențelor ca și pentru grupa-rea fundamentală de încărcări. Evident, însă, inegalitățile (6.3) trebuie avute în vedere când se evaluează gradul de protecție antisismică oferit de condițiile (1.1) și (1.6)\* și la calibrarea factorului  $\psi$  din compunerea coeficientului seismic (vezi și 1.3 și 1.5).

iii. În cadrul metodei curente de proiectare, verificarea explicită prin calcul a condiției (1.6) nu este posibilă întrucât nu se cunosc nici valorile  $\Delta_{max}$  și ale celorlalți parametri (vezi i) asociați lui  $\Delta_{max}$  necesari pentru calculul lui  $\Delta_{cap}$ , nici care sînt elementele structurale care se plastifică. În aceste condiții, pe lângă verificarea condiției obișnuite de rezistență (1.1) se prevăd măsuri suplimentare care vizează dirijarea apariției zonelor plastice în structură și înzestrarea acestora cu capacități de deformare  $\Delta_{cap}$  suficiente în elementele cu zone plastice potențiale. În felul acesta, în proiectarea antisismică curentă, verificarea condiției (6.3) nu are un caracter explicit, aceasta considerându-se satisfăcută implicit prin măsurile menționate. Principiile acestor măsuri suplimentare se prezintă la paragraful 6.1.3.

iv. Un caz particular în proiectarea antisismică este constituit de structurile care se pot modela din punct de vedere dinamic prin penduli cu un grad de libertate (fig. 6.2). Simplitatea modelului ușurează evaluarea sau aprecierea deplasării  $\Delta_{max}$  (de exemplu, prin folosirea spectrelor răspunsului inelastic [44]). Reducerea structurii la una sau mai multe console de beton armat, cu forță axială constantă și poziție fixă a punctului de anulare a diagramei de moment încovoietor, simplifică și evaluarea deplasării  $\Delta_{cap}$ , pentru calculul căreia se pot folosi schema și expresia date în fig. 6.3.

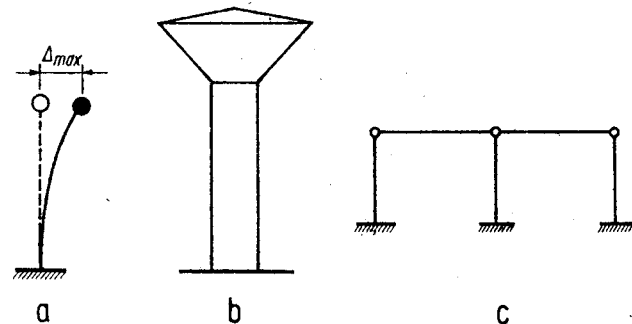


Fig. 6.2

În felul acesta, pentru structurile cu un grad de libertate dinamică se poate face cu ușurință și o verificare explicită prin calcul a condiției (1.6).\*\*

S-a notat:  $M_u$  și  $\Phi_u$ , valorile ultime ale momentului încovoietor și ale rotirii specifice la epuizarea capacității portante a secțiunii transversale a barei,  $M_p$  și  $\Phi_p$ , momentul încovoietor și rotirea specifică la limita domeniului elastic de comportare al secțiunii transversale (asociată de obicei cu inițierea curgerii în armătura întinsă),  $l_p$  este lungimea zonei plastice adică a zonei

\* În standard condiția (1.6) se asigură printr-o condiție derivată constînd în limitarea înălțimii zonei comprimate în anumite secțiuni, aceasta stabilindu-se pe baza rezistențelor de calcul

\*\* Verificarea explicită a capacității de deformare impune considerarea în calcul a rezistențelor efective. În relația (1.6)  $\Delta_{cap}$  se înlocuiește cu  $\Delta_u$  avînd semnificația de deplasare ultimă, corespunzătoare capacității de rezistență ultime  $S_u$ .

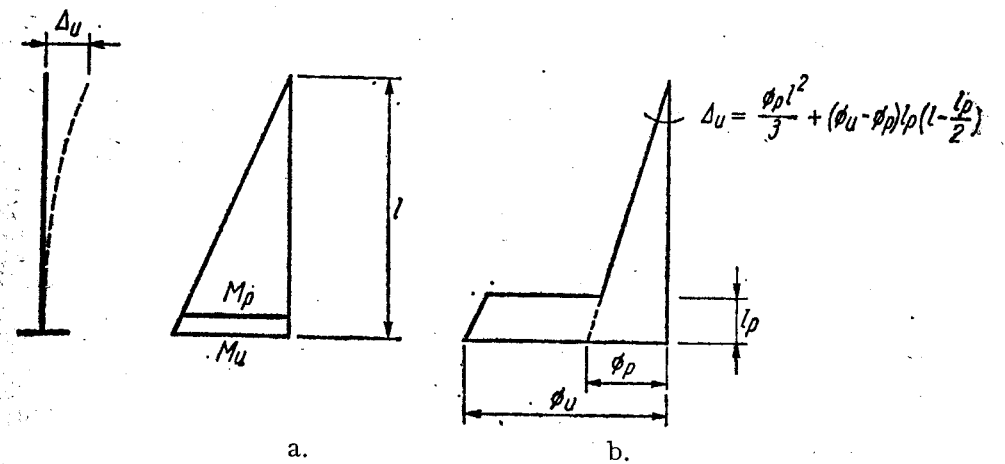


Fig. 6.3

în care armătura longitudinală întinsă a secțiunii este solicitată dincolo de pragul de curgere. Din cauza efectului fisurilor înclinate (forței tăietoare), al alunecării armăturii în beton ca urmare a solicitărilor alternante în zona plastică, precum și a eventualei solicitări a armăturii în domeniul de consolidare a oțelului  $l_p$  este în realitate mai mare decât lungimea zonei (fig. 6.3, a) în care momentul încovoietor este mai mare sau egal cu  $M_p$ , iar distribuția rotirilor secționale în zona plastică se poate aproxima ca în fig. 6.3, b. Valorile  $M_u$ ,  $\Phi_u$  și  $M_p$ ,  $\Phi_p$  se calculează pe baza condițiilor statice și geometrice în secțiune, considerînd valorile efective  $\bar{R}_c$  și  $\bar{R}_a$  ale rezistențelor betonului și armăturii. Se pot admite simplificări ale schemei de calcul ale acestor valori, exprimînd de exemplu, relația moment încovoietor-rotire specifică printr-o lege biliniară (fig. 6.4), cu anumite rapoarte între  $M_u$  și  $M_p$  și respectiv între  $\Phi_u$  și  $\Phi_p$ .

Pentru structurile cu un grad de libertate dinamică condiția de siguranță (1.6) se poate exprima și sub forma

$$\mu_{\Delta, max} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_p} \leq \mu_{\Delta, cap} = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} \quad (6.4)$$

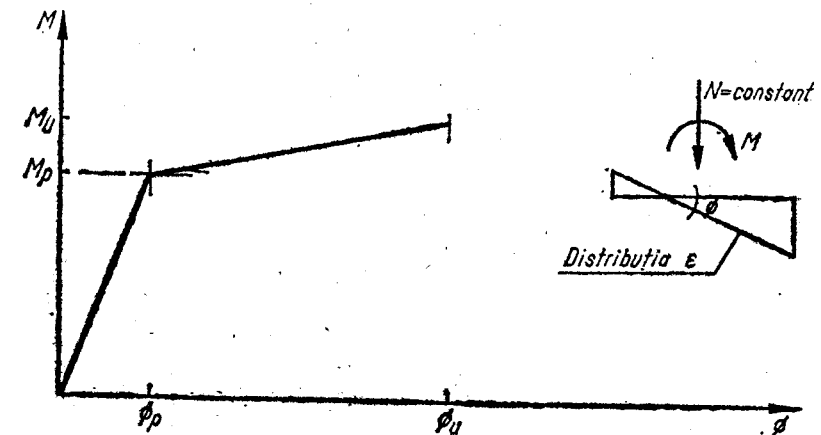


Fig. 6.4

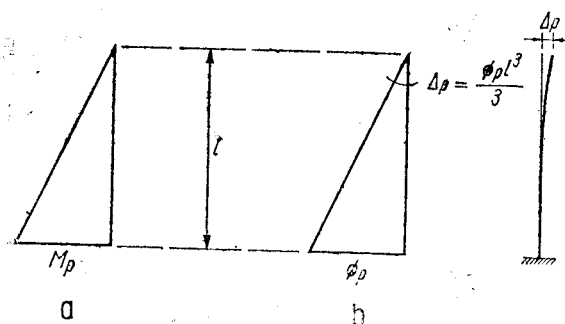


Fig. 6.5

unde  $\Delta_p$  și  $\Delta_u$  sînt valorile deplasării  $\Delta$  la atingerea momentului  $M_p$  în secțiunea de la baza consolei (vezi fig. 6.5), respectiv a momentului  $M_u$ . Valoarea adimensională  $\mu_\Delta$  reprezintă *indicele de ductilitate la deplasarea  $\Delta$  a elementului*. Valoarea capabilă a indicelui de ductilitate rezultă sub forma

$$\mu_{\Delta, cap} \approx 1 + 3 (\mu_\Phi - 1) \bar{l}_p \quad (6.5)$$

în funcție doar de doi parametri: indicele de ductilitate la rotirea secțiunii

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_p} \quad (6.6)$$

și lungimea relativă a zonei plastice,

$$\bar{l}_p = \frac{l_p}{l} \quad (6.7)$$

Pentru determinarea valorilor  $\mu_\Phi$  și  $\bar{l}_p$  se pot da relații simple [38] sau abace [10].

Este important de menționat, însă, că pentru elemente de beton armat care nu sînt console, indicele de ductilitate  $\mu_\Delta$  își pierde din interes. Într-adevăr, nu numai că, așa cum s-a arătat deja în fig. 6.1, valoarea  $\Delta_u$  depinde de poziția punctului de anulare al diagramei de moment la atingerea lui  $M_{max}$ , dar același lucru se întîmplă și cu  $\Delta_p$  cînd se atinge  $M_p$  în aceeași secțiune cu  $M_{max}$ , iar pozițiile punctelor de inflexiune ale celor doua deformate rareori coincid. În plus forța axială  $N$  și deci relația  $M - \Phi$  se pot modifica în timpul acțiunii seismice ca urmare a variației efortului axial, datorată efectului indirect (sub formă de solicitări axiale) al forțelor horizontale seismice. Pe aceste considerente formularea condiției de siguranță a răspunsului seismic sub forma relației (1.6) este totdeauna preferabilă. În cele ce urmează prin DUCTILITATE se va desemna *capacitatea elementului de beton armat de a dezvolta deformații inelastice*. Evident, elementul de beton armat este mai ductil, respectiv are un  $\Delta_u$  mai mare, dacă zona plasticată este mai lungă ( $l_p$  mai mare) și dacă secțiunea sa transversală în zona plastică este mai ductilă ( $\Phi_u$  sau  $\mu_\Phi$  mai mare).

### 6.1.2. Posibilități de proiectare pe baza analizei răspunsului inelastic

Condiția (1.6) implică considerarea răspunsului inelastic al structurii, iar aceasta nu se poate evalua decît dacă se cunoaște armarea. Rezultă, deci, că proiectarea pe baza verificării prin calcul a condiției (1.6) necesită în principiu parcurgerea unui proces de aproximații succesive în care soluția inițială este cea furnizată de metoda curentă de proiectare antiseismică descrisă în paragraful 6.1.1.

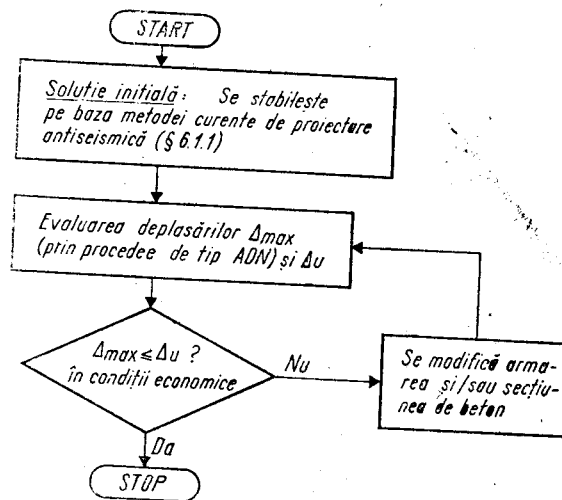


Fig. 6.6

Definitivarea dimensiunilor secțiunilor de beton și armătură rezultă dintr-o serie de verificări ale condiției (1.6) îmbunătățind soluțiile pînă la satisfacerea acesteia (fig. 6.6).

În principiu, sînt posibile două modalități de evaluare a termenilor  $\Delta_{max}$  și  $\Delta_u$ :

- analizînd răspunsul static nelinier al structurii (ASN);
- analizînd răspunsul dinamic nelinier al structurii (ADN).

Cu excepția unor cazuri simple de structuri, ambele procedee implică folosirea unor programe de calcul automat.

În *procedeele ASN* condiția (1.6) se verifică pentru ansamblul structural. Se consideră forța tăietoare  $S$  la baza structurii presupusă crescînd monoton în pași  $\Delta S$  și avînd o distribuție dată pe orizontală și verticala structurii de rezistență (corespunzînd de regulă, fie modulul fundamental de vibrație, fie distribuției furnizate de analiza modală) și se determină creșterile deplasării  $\Delta$  la un anumit nivel al structurii, considerat nivel caracteristic, rezolvînd iterativ sistemul de ecuații de echilibru static

$$[K_T] \{\Delta x\} = \{\Delta F\} \quad (6.8)$$

în care:

$[K_T]$  este matricea de rigiditate tangentă a structurii, care se modifică pe măsură ce se plasticifică elementele structurii;

$\{\Delta x\}$  este vectorul creșterilor de deplasare ale nodurilor structurii și reprezintă necunoscuta în sistemul (6.8);

$\{\Delta F\}$  este vectorul creșterilor de forțe la nodurile structurii, care rezultă pe baza sporirii date  $\Delta S$  forței tăietoare de bază păstrînd constantă distribuția ei pe verticală și pe orizontala structurii.

Deplasarea  $\Delta$  se determină prin cumularea valorilor  $\Delta x_i$  de pe direcția lui  $\Delta$ . Se obține astfel, prin procedeele de calcul biografic, așa numita relație

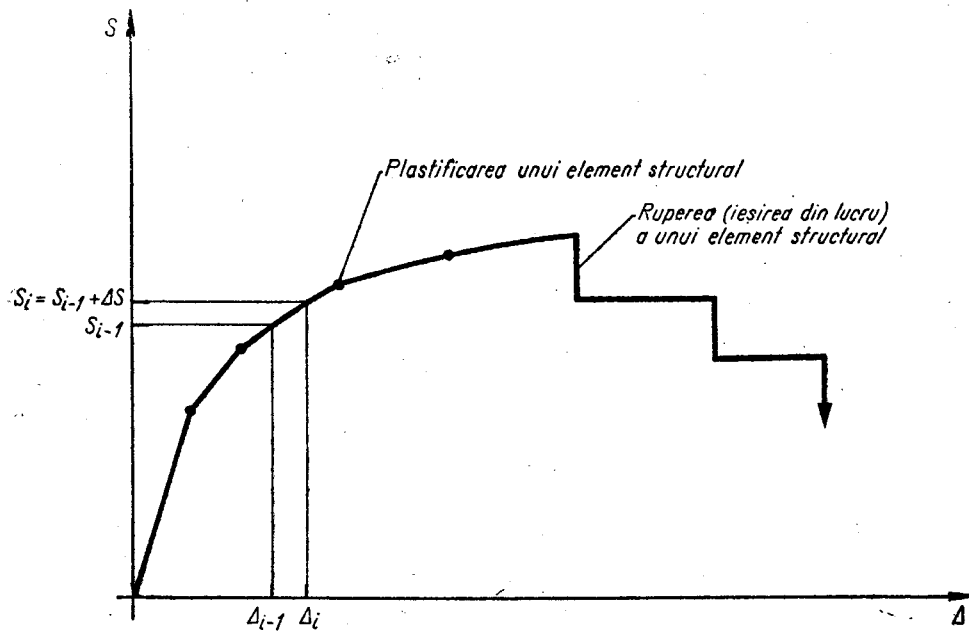


Fig. 6.7

$S-\Delta^*$  (fig. 6.7) în care  $\Delta_u$  reprezintă valoarea lui  $\Delta$  la cedarea primului element structural din cele considerate vitale pentru siguranța structurii în ansamblu.

Diagrama  $S-\Delta$  oferă o imagine sintetică, sugestivă a comportării a structurii pe întreg intervalul de solicitare pînă la rupere.

Dacă se pune problema verificării explicite a condiției (1.6) aceasta nu se poate realiza decît într-o manieră aproximativă, ceea ce implică echivalarea structurii printr-un sistem cu un grad de libertate dinamică, caracterizat de relația  $S-\Delta$  la nivelul unde se aplică rezultanta  $S$  a încărcărilor orizontale.

Evaluarea mărimii  $\Delta_{max}$  se poate face fie utilizînd o metodă de tip energetic (pornind de la valorile spectrale ale răspunsului elastic [52]) în care caz valoarea obținută trebuie considerată numai o aproximare grosieră a valorii reale, fie utilizînd procedeul ADN pentru un pendul dinamic caracterizat de relația  $S-\Delta$  stabilită pentru determinarea lui  $\Delta_u$  la nivelul caracteristic al structurii.

Acest ultim procedeu furnizează de fapt valoarea spectrală a deplasării în răspunsul inelastic, printr-o metodă mai riguroasă decît cea curent utilizată pentru stabilirea spectrelor inelastice, în care pendulii dinamici sînt caracterizați, alături de perioada oscilațiilor proprii, de factorul de amortizare și de indicele de ductilitate convențional.

Verificarea prin procedeul ASN are un caracter global referindu-se la structura în ansamblu.

\* În literatura de specialitate se utilizează pentru această diagramă denumirea  $P-\Delta$ . Aici s-a preferat denumirea  $S-\Delta$ , în acord cu notațiile din prescripțiile din țara noastră și pentru a evidenția faptul că problemele se pun diferit în cazul acțiunii seismice față de cazul încărcării neseismice (vezi § 1.3).

Referindu-ne din nou la fig. 6.7 este important de observat că valoarea forței  $S_u$  stabilită pe baza rezistențelor efective ale betonului și oțelului, reprezentînd valoarea maximă („ultimă”) a forței orizontale cu care se poate încărca structura, nu coincide nici cu valoarea de calcul a forței seismice, nici cu valoarea  $S_{el}$  a forței seismice în răspuns elastic (vezi relația 6.1). De regulă  $S < S_u < S_{el}$ , dar există și situații, la structuri la care se urmărește obținerea unui răspuns seismic elastic sau la care simpla aplicare a regulilor de armare minimă dotează structura cu o capacitate de rezistență foarte mare, cînd  $S_u > S_{el}$ .

În procedeul ADN condiția (1.6) se verifică pentru fiecare element structural în parte. Se discretizează în pași de timp  $\Delta t$  o accelerogramă seismică  $\ddot{u}$  (înregistrată sau generată artificial) și se determină deplasarea  $\Delta_{max}$  produsă de seism în fiecare element, rezolvînd pentru fiecare pas de timp („time-history”) sistemul de ecuații de echilibru dinamic

$$[M] \{\Delta \ddot{x}\} + [C] \{\Delta \dot{x}\} + [K_T] \{\Delta x\} = -[M] \{\Delta \ddot{u}\} \quad (6.9)$$

în care, în afara notațiilor din sistemul (6.8),

$[M]$  este matricea maselor structurii presupuse concentrate (de obicei la noduri) pentru ca ecuațiile în sistemul (6.9) să rezulte algebrice și nu diferențiale;

$[C]$  este matricea de amortizare;

$\{\Delta \ddot{x}\}$  și  $\{\Delta \dot{x}\}$  sînt vectorii variațiilor accelerațiilor și ai vitezelor relative asociate variațiilor deplasărilor  $\{\Delta x\}$ . Între cele trei variații  $\{\Delta \ddot{x}\}$ ,  $\{\Delta \dot{x}\}$  și  $\{\Delta x\}$  există două relații cinematice astfel încît sistemul de ecuații (6.9) se reduce la un sistem de ecuații de condiție în raport cu un vector necunoscut, de exemplu  $\{\Delta x\}$ . Pentru o accelerogramă și o structură date se obține localizarea zonelor plastice (fig. 6.8) și pentru fiecare element structural plasticizat se înregistrează valoarea  $\Delta_{max}$  împreună cu poziția punctului de anulare al momentului încovoietor și cu forța axială  $N$  concomitente cu  $\Delta_{max}$  (vezi fig. 6.1). Cu aceste date, presupuse constante, se calculează separat valoarea  $\Delta_u$  printr-un calcul static considerînd distribuția de momente încovoietoare și a curburilor corespunzătoare stadiului ultim în secțiunea cea mai solicitată a stîlpului.

În raport cu procedeele ASN, procedeul ADN interpretează mult mai fidel comportarea reală a structurii caracterizată prin aspectul dinamic al solicitării. Procedeul furnizează, cu un înalt grad de credibilitate, scenariul mobil al apariției și închiderii „articulațiilor plastice” (mai riguros, al incursiunilor în domeniul inelastic al diferitelor zone ale elementelor) și permițînd în același timp, prin verificarea condiției (1.6) pentru fiecare element și la diferite intervale de timp, identificarea mecanismului de cedare a structurii.

Pe lîngă ipotezele fundamentale ale celor două procedee, deja menționate în legătură cu calculul lui  $\Delta_{max}$  și  $\Delta_u$ , mai sînt de subliniat cîteva aspecte importante privind matricea de rigiditate  $[K_T]$  a structurii care se generează cu ajutorul matricelor de rigiditate tangentă ale elementelor structurale:

i. În ambele procedee, se pot calcula deocamdată numai subsansambluri plane formate din elemente liniare. Considerarea altor elemente decît a acestora, de exemplu a elementelor bidimensionale de beton armat, nu este încă posibilă datorită faptului că în prezent nu se dispune de o modelare analitică satisfăcătoare a comportării acestor elemente în stadiile postfisurare și postelastice.

ii. Caracterul spațial al structurilor de beton armat nu poate fi, de asemenea, încă introdus în programele de calcul din categoriile ASN sau ADN, decît într-o manieră aproximativă (prin coordonarea deplasărilor subsansam-

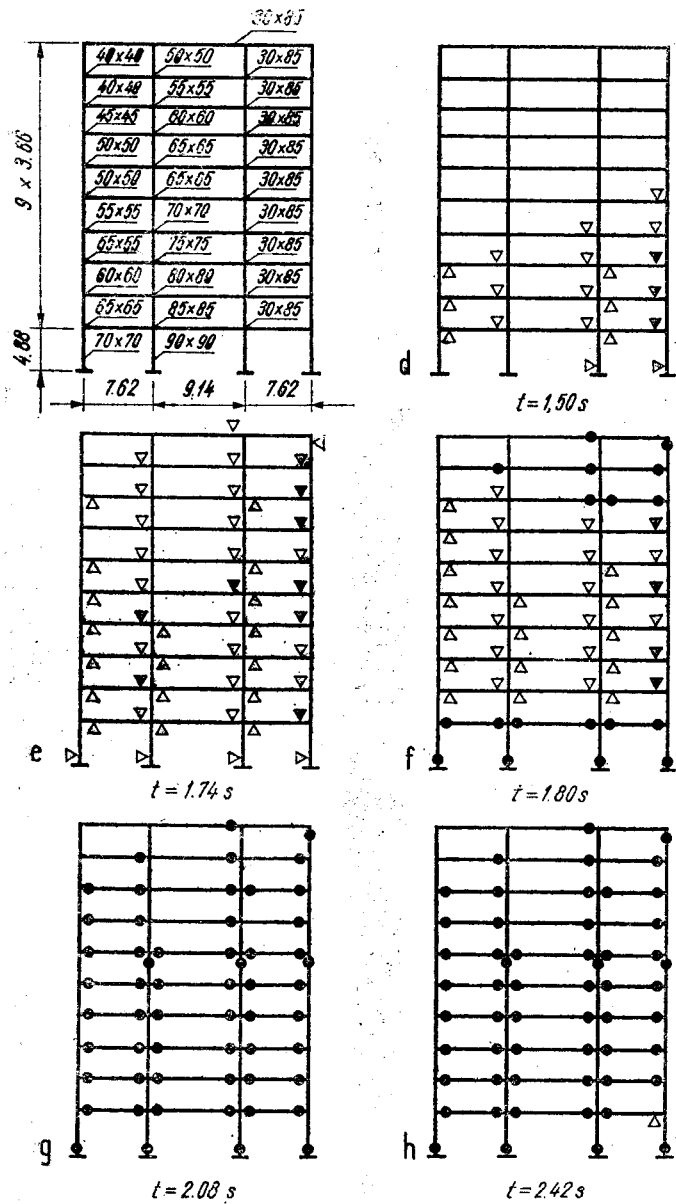
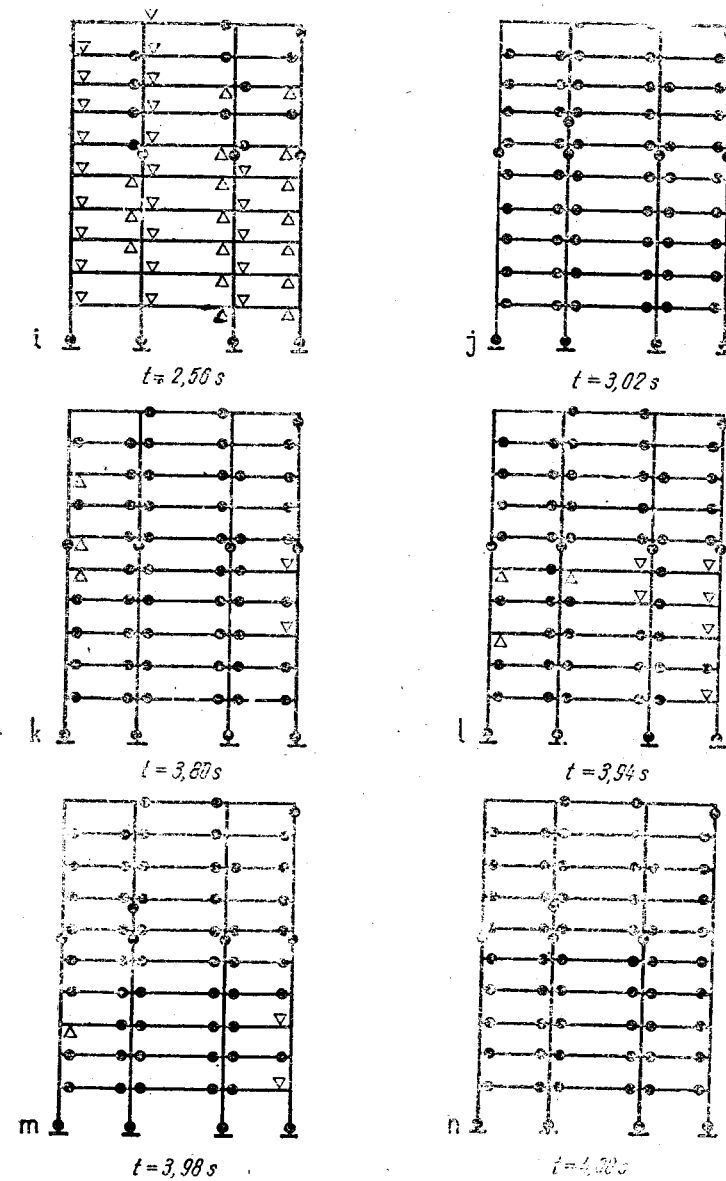


Fig. 6.8. Distribuția articulațiilor plastice în barele unui cadru de beton armat (a) solicitat seismic la diferite momente de timp (d...n).

Rezultatele sînt obținute prin utilizarea programului ANELISE considerînd componenta N-S a acceleroamei INCERC



București din 4 martie 1977 cu valorile reduse cu 24%. Structura este proiectată în conformitate cu prevederile normativului P100/82 și standardului STAS 10.107/0-90.

- marchează deschiderea articulației plastice la fața barei de partea căreia este marcat triunghiul
- marchează închiderea articulațiilor plastice.

blurilor structurale plane prin intermediul planșelor considerate infinit rigide modelând o comportare quasispațială, deocamdată numai pentru componenta translație a deplasării laterale), datorită absenței unor modele de calcul în măsură să interpreteze suficient de corect comportarea postelastice a elementelor liniare de beton armat la solicitări compuse încovoiere pe două direcții — torsiune.

iii. Stabilirea termenilor matricei de rigiditate se face pe baza unor ipoteze privind deformarea din încovoiere cu efort axial, parte dintre ele discutate la 5.2. Nu se introduc termenii corespunzători deformațiilor produse elementelor de beton armat de către forța tăietoare sau de lunecarea armăturii în beton, nici pentru aceste aspecte neexistând modelări de calcul satisfăcătoare. Implicit, nu se pot lua în considerare eventuale cedări premature datorate acțiunii forței tăietoare sau pierderii ancorării armăturilor.

Toate aceste ipoteze de calcul reduc sensibil *gradul de fidelitate* al procedurilor în raport cu realitatea. În plus procedeele ASN și ADN implică un mare efort de calcul și de interpretare a rezultatelor care nu face posibilă practic considerarea unei game variate de cutremure probabile.

În aceste condiții, proiectarea curentă antiseismică, atât în țara noastră cât și în celelalte țări al căror teritoriu este expus unui risc seismic important, nu se face pe baza procedurii iterativ descris în fig. 6.6 ci se limitează la determinarea soluției date de metoda aproximativă prezentată la paragraful 6.1. Procedeele ASN și, în special, ADN se folosesc ca instrumente de cercetare teoretică în vederea îmbunătățirii, din punct de vedere tehnic și economic, a măsurilor de ductilizare prevăzute în prescripții pentru metoda curentă de proiectare antiseismică, iar ca instrument de proiectare numai în situații deosebite (structuri cu înălțime mare, sisteme structurale noi, structuri pentru clădiri tip, ce urmează să se execute într-un număr foarte mare de exemplare).

### 6.1.3. Bazele măsurilor de ductilizare

După cum s-a arătat în paragraful 6.1.1, măsurile de ductilizare vizează satisfacerea condiției (1.6) pentru elementele structurale care se plastifică în timpul acțiunii seismice intense. Aceste măsuri nu sînt necesare în elementele, în subansamblurile structurale sau în structurile a căror capacitatea de rezistență este superioară eforturilor  $S_{max}$  corespunzătoare unui răspuns seismic elastic. În principiu, măsurile de ductilizare trebuie să fie asociate valorii factorului  $\psi$  (din relația 6.1). Cu cât coeficientul  $\psi$  de reducere al forței seismice în răspuns elastic este mai mic, cu atât măsurile de ductilizare trebuie să fie mai severe. Analizînd în contextul sistemului de siguranță asociat metodei de proiectare, valoarea reală a acestui factor, s-o notăm cu  $\psi_{real}$ , se constată că aceasta este mai mare decît valoarea prevăzută explicit în prescripții, prin relația (6.1), atât datorită diferenței între valorile de calcul ale rezistențelor betonului și armăturii și valorile lor efective, cât și datorită unor simplificări cu caracter acoperitor adoptate la modelarea construcției în calcul.

În condițiile în care, în cadrul metodei curente de proiectare antiseismică, nu se pot evidenția valorile  $\psi_{real}$ , și nu se pot preciza cu certitudine care elemente structurale se vor plastifica cînd structura va fi acționată de un cutremur de intensitate ridicată și care vor fi valorile deplasărilor  $\Delta_{max}$  impuse acestor elemente, măsurile de ductilizare urmăresc să înzestreză zonele plastice potențiale ale elementelor structurale cu capacități suficient de mari de deformare postelastice (valori  $\Delta_u$  suficient de mari). În urmărirea acestui

scop, măsurile de ductilizare prevăzute în prezent de prescripțiile de proiectare păstrează un pronunțat caracter empiric și reprezintă în fond cel mai convenabil compromis între tendința de a evita consumuri nejustificate de materiale și tendința de a reduce gradul de avariere al construcției la acțiunea seismică. Altfel spus, măsurile de ductilizare avute în vedere la proiectarea pe baza procedurii curente, reflectă atât posibilitățile economice cât și gradul actual de cunoaștere. Constatările în urma cutremurelor cit și rezultatele experimentărilor fizice și numerice sînt sursele de informații care contribuie la îmbunătățirea continuă a acestor măsuri.

În general, creșterea deformației capabile impune următoarele tipuri de măsuri:

- dirijarea apariției zonelor plastice în cadrul structurii în așa fel încît acestea să apară mai întîi sau, dacă este posibil, numai în acele elemente structurale care au prin natura solicitării o capacitate de deformare mai mare;
- asigurarea unei valori minime  $\Delta_u$  a elementelor structurale cu zone plastice potențiale prin asigurarea unei capacități minime de rotire specifică,  $\Phi_u$ , în aceste zone în condițiile evitării riscului apariției unor ruperi premature, neductile, datorate forței tăietoare sau pierderii ancorării armăturii în beton.

În legătură cu aceste măsuri de ductilizare sînt de făcut unele observații cu caracter general.

a. *Evitarea ruperii din forță tăietoare* se face la starea limită de rezistență prin relația (vezi 5.3 \*)

$$Q \leq Q_{cap} \quad (6.10)$$

În vederea evitării ruperii premature în elementele structurale cu zone potențial plastice, forța tăietoare de calcul  $Q$  se determină ca forță tăietoare asociată mecanismului de plastificare a elementului iar la evaluarea lui  $Q_{cap}$  în zona plastică se reduce contribuția datorată betonului,  $Q_b$ , cu atât mai mult cu cât este mai mare riscul degradării mai pronunțate a betonului ca urmare a incursiunilor repetate, uneori și alternante în domeniul postelastic.

b. *Degradarea aderenței între bara de armătură longitudinală și beton*, în special în zona ei de ancorare, care în marea majoritate a cazurilor practice reprezintă zona de îmbinare (nodul structural) între elementele structurale la limită poate scoate din lucru bara respectivă și deci reduce capacitatea portantă. În cazul acțiunii seismice acest risc este amplificat de efectul încărcărilor ciclice, deseori alternante, și de efectul fisurării betonului în lungul barei în zona nodului structural (vezi fig. 6.9). Pentru reducerea acestui risc

- se folosesc cu prioritate bare cu profil periodic;

- se iau măsuri speciale de ancorare;

- se sporește lungimea de ancoraj a barelor. În STAS 10107/0-90 se prevede sporirea cu circa 30—40% a lungimilor de ancoraj ale barelor longitudinale întinse în elemente făcînd parte din structuri cu rol antiseismic, în raport cu lungimile de ancorare ale armăturilor cu condiții normale de solicitare. În prescripțiile din alte țări se prevăd sporuri și mai mari.

\* Așa cum s-a arătat la capitolul 1, pentru simplificarea scrierii relațiilor de calcul, s-a renunțat la indicele max. pentru desemnarea eforturilor secționale de calcul.

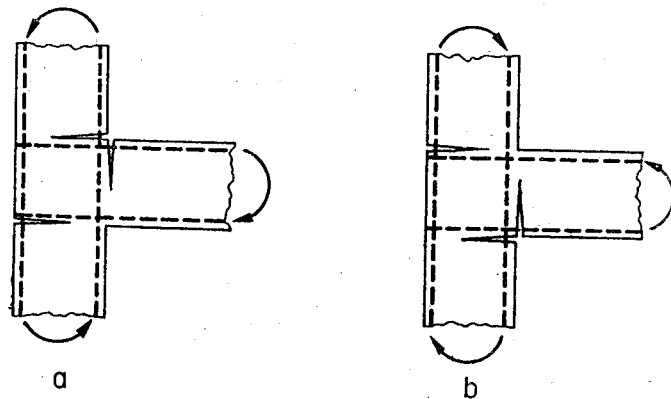


Fig. 6.9

— se evită innădirile (în special cele prin suprapunere fără sudură) în zonele expuse plasticării.

Pentru asigurarea unei bune ancorări a etrierilor cu rol de fretare în zonele plastice potențiale din elementele structurale verticale (stâlpi sau bulbi de diafragme), cârligele acestor etrieri au forma și dimensiunile din fig. 6.10, a. Prin pătrunderea cârligului în miezul de beton al secțiunii (fig. 6.10 b) se crează condiții de ancorare mai bune decât prin poziționarea lui în imediata apropiere a stratului de beton de acoperire care se poate pierde la o solicitare seismică intensă.

c. Capacitatea de rotire secțională în zona plastică este dată de relațiile (fig. 6.11):

$$\Phi_u = \frac{\epsilon_{bu}}{\bar{x}} \quad (6.11, a)$$

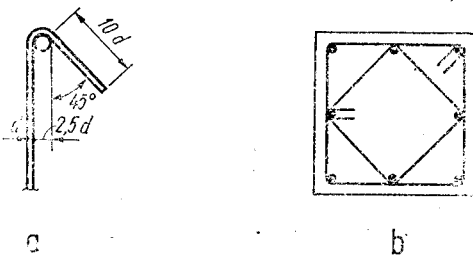


Fig. 6.10

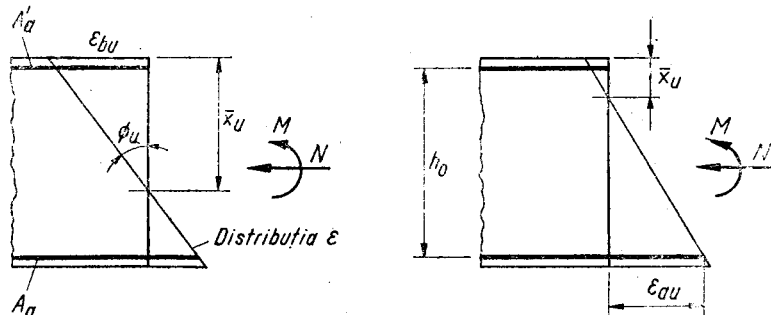


Fig. 6.11

sau

$$\Phi_u = \frac{\epsilon_{au}}{h_0 - \bar{x}} \quad (6.11, b)$$

după cum cedarea (ruperea) în secțiune se atinge prin depășirea deformației ultime de compresiune  $\epsilon_{bu}$  a betonului sau a deformației ultime  $\epsilon_{au}$  a armăturii întinse. Cu  $\bar{x}$  s-a notat înălțimea zonei comprimate.

Valorile  $\Phi_u$  în situațiile în care acestea sînt stabilite prin relația (6.11, b) (întilnite la unele elemente supuse la întindere excentrică sau, mai rar, la compresiune excentrică cu forțe axiale reduse) asigură, de regulă în exces, cerințele de ductilitate asociate unei comportări favorabile la solicitări seismice.

În vederea asigurării unei valori suficiente a rotirii secționale  $\Phi_u$ , în zonele plastice potențiale se limitează superior valoarea  $\bar{x}$  la o mărime mai redusă decât cea corespunzătoare situației de balans (vezi subcapitolul 5.2), diferențiată funcție de natura solicitării elementelor și se acționează prin măsuri minime de armare transversală pentru sporirea valorii  $\epsilon_{bu}$  în raport cu cea corespunzătoare betonului simplu. Armarea cu etrieri a zonei plastice, pe lângă efectul de creștere a deformabilității betonului, are și rolul de a împiedica flambajul barelor comprimate, favorizat de efectul Bauschinger asociat regimului de solicitare alternantă (vezi capitolul 3). În același timp se obține o limitare a degradării betonului din inima secțiunii pentru a conserva, cel puțin parțial, capacitatea acestuia de a prelua forțe tăietoare.

Limitarea maximă a valorii  $\bar{x}_u$  se asigură prin relația

$$\xi \leq \xi_{lim} \quad (6.12)$$

unde  $\xi$  este dat de relația (5.9) și se stabilește în calculul la starea limită de rezistență. Rotirea capabilă  $\Phi_u$ , a secțiunii este cu atît mai mare cu cît deformația postelastice a armăturii întinse în momentul cedării zonei comprimate a secțiunii este mai mare astfel că, așa cum s-a arătat anterior,  $\xi_{lim}$  în relația (6.12) este mai mic decât  $\xi_b$  din tabelul 5.1. Valorile  $\xi_{lim}$  sînt stabilite plecînd de la valorile  $\Phi_u$  considerate ca necesare pentru diferite tipuri de elemente țînînd cont și de relațiile dintre valorile rezistențelor de calcul și valorile rezistențelor medii ale betonului și armăturii

Deplasarea capabilă  $\Delta_{cap}$  a elementului depinde nu numai de valoarea  $\Phi_u$  ci și de lungimea zonei plastice  $l_p$  (vezi, de exemplu, fig. 6.3). S-a arătat deja că  $l_p$  cuprinde lungimea pe care momentul încovoietor este mai mare decât  $M_p$  la care se adaugă o lungime care ține seama de efectul de sporire a eforturilor unitare în armătura longitudinală prin fisurare înclinată (forței tăietoare) și de efectul alunecării barelor longitudinale în beton.

Se apreciază că valorile  $l_p$ , prescrise de unele norme (de exemplu [111]) sînt în general acoperitoare față de valorile rezultate din cercetările experimentale.

d. Prin alcătuirea structurii și prin modul de armare se urmărește să se dirijeze dezvoltarea deformațiilor postelastice cu prioritate în grinzi care sînt, în general, mai ductile decât stâlpii pe baza faptului că secțiunea de beton armat are o rotire capabilă,  $\Phi_u$ , mai mare la încovoiere decât la compresiune excentrică. Acest principiu, denumit în practică *grindă slabă-stîlp puternic* are și alte avantaje. Astfel, cedarea unui element vertical poate iniția colapsul progresiv (în lanț) al construcției și de aceea evitarea unor deformații plastice ample în elementele verticale este vitală pentru siguranța seismică a ansamblului structural.

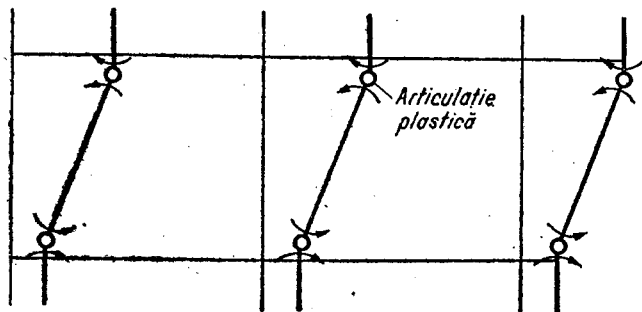


Fig. 6.12

În plus, plastificarea simultană la ambele capete a tuturor stîlpilor unui nivel al structurii poate conduce la apariția unui mecanism de plastificare local, (mecanism „de etaj”), care trebuie în general evitat (fig. 6.12) întrucît ar implica cerințe foarte mari de ductilitate pentru stîlpi care se pot realiza cu deosebită dificultate și în condiții neeconomice. Există, totuși, situații în practică, în care mecanismul de plastificare al structurii implică în mod inevitabil dezvoltarea unor deformații plastice importante în elementele verticale, cum se întîmplă, de exemplu, în cazul turnurilor castelelor de apă, a stîlpilor nivelurilor flexibile ale structurilor rigide în rest. Asemenea situații necesită o abordare specială.

Este de subliniat, de asemenea, că, în general, nu se poate evita în condiții economice, plastificarea la bază (la nivelul teoretic de încastrare a infrastructurii) a stîlpilor clădirilor etajate supuse la solicitări seismice intense. În aceste situații se urmărește prin măsurile de alcătuire, limitarea încursiunilor în domeniul postelastice de deformare.

În cele ce urmează se comentează măsurile de ductilizare prevăzute în STAS 10107/0-90. Ca și în alte prescripții de proiectare antiseismică (vezi, de exemplu, [104]; [111]; [114]), ele se referă în special la elementele structurilor curente.

În general, măsurile de ductilizare prevăzute de prescripții sînt detaliate în funcție de tipul elementului structural (grindă, stîlp, perete) și se aplică indiferent de poziția elementului în cadrul structurii (vezi, de exemplu, [104]). Se are în vedere că pentru diferitele tipuri de structuri prescripțiile de proiectare antiseismică prevăd valori reduse ale coeficienților  $\psi$  din relația (6.1), care implică plastificări relativ importante ale elementelor structurale.

În Codul Model CEB-FIP de proiectare antiseismică [111], aceste măsuri sînt diferențiate pe trei niveluri de ductilitate corespunzînd la trei valori ale coeficientului  $\psi$  dar ele se aplică de asemenea, pentru fiecare tip de element structural indiferent de poziția lui în cadrul structurii.

În cadrul discuțiilor purtate în legătură cu elaborarea STAS 10107/0-90, a existat propunerea \* ca măsurile de ductilizare să fie diferențiate pe trei nivele de ductilitate în cadrul aceiași structuri pentru a ține seama de diferențele care apar în cerințele de ductilitate (valoarea lui  $\Delta_{max}$  în relația (1.6)) în funcție de poziția elementului structural în cadrul structurii și în funcție de particularitățile ansamblului structural. Este evident că o asemenea abordare a măsurilor de ductilizare consideră mai rațională condiția (1.6) decît

\* Propunere prezentată de ing. Emilian Țîțaru.

oricare alta din abordările existente în prezent. Din păcate, cunoștințele existente în prezent nu permit precizarea situațiilor în care trebuie adoptat unul sau altul din aceste niveluri de ductilitate în cadrul structurii. Propunerea menționată vizează în fond o distribuție mai rațională a consumului de materiale în cadrul structurii prin asigurarea mai uniformă pe ansamblul structural a condiției (1.6). Ea va trebui luată, deci, în considerare fie de o ediție ulterioară a STAS 10107/0-90, fie de instrucțiunile de proiectare specializate pe categorii de structuri după ce se va cunoaște mai bine distribuția cerinței de ductilitate,  $\Delta_{max}$ , pe ansamblul structural prin sintetizarea unui mare număr de studii bazate pe procedeul ADN.

Este de observat că abordarea problemei ductilizării structurii, în mod diferențiat pe diferite zone ale structurii, apare mai accesibilă pentru structurile cu pereți de beton armat, decît pentru cele în cadre. În viitoarea redactare a prescripțiilor specifice structurilor cu diagrame de beton în clădirile etajate (P85) se intenționează introducerea unui asemenea concept de proiectare.

În forma sa actuală, STAS 10107/0-90 prevede unele măsuri care au în vedere conceptul de diferențiere a măsurilor de ductilizare în funcție de cerințele probabile de ductilitate, dîndu-se o clasificare a elementelor structurale în acest scop.

Astfel se identifică trei categorii de elemente:

1. *elemente participante la structuri antiseismice solicitate la cutremure puternice* (corespunzînd zonelor seismice de calcul A...E);
2. *elemente participante la structuri antiseismice solicitate de cutremure moderate* (corespunzînd zonei seismice de calcul F.);
3. *elemente neparticipante la structuri antiseismice* (în această categorie intrînd elementele ale căror deformații laterale sub acțiunea cutremurelor sînt în mare măsură împiedicate prin prezența altor elemente mult mai rigide, de exemplu cadrele din structurile etajate asociate cu diagrame verticale de mare rigiditate, precum și elemente care sub acțiunea unor forțe orizontale se deplasează fără a se deforma, cum sînt grinzi prefabricate articulate pe stîlpi).

În cadrul primei categorii se diferențiază:

- elemente care capătă deformații postelastice semnificative, prevederile fiind diferite pentru zonele plastice potențiale ale acestor elemente și pentru restul elementelor respective;
- elemente pentru care se pune condiția ca sub acțiunea seismică să rămînă în stadiul elastic, pentru a-și îndeplini rolul structural de legătură rigidă a elementelor componente ale structurii (de exemplu, planșeele lucrînd ca șaibe, nodurile de cadru, îmbinările verticale de monolitizare ale structurilor cu panouri mari etc) sau pentru a asigura etanșeitățile necesare (de exemplu pereții recipientilor de lichide sau gaze);
- elemente care sub acțiuni seismice rămînd în domeniul elastic datorită faptului că din aceste acțiuni le revin solicitări reduse sub capacitatea de rezistență asociată prevederilor minime de armare (de exemplu, diafragme verticale de beton armat la clădiri joase cu structura de tip fagure).

Este important de subliniat că standardul permite proiectantului să reducă numărul zonelor plastice potențiale și să considere măsuri mai diferențiate de ductilizare ori de cîte ori apar justificări bazate fie pe particularitățile de alcătuire ale ansamblului structural fie pe analize ale răspunsului seismic al structurii mai aprofundate decît metoda curentă de calcul.

Măsurile de ductilizare, fie că sînt exprimate prin condiții de verificare prin calcul, fie că sînt exprimate prin măsuri constructive, vor fi comentate în comun în continuare, evidențiind scopul prevederilor. În cadrul acestui capitol se prezintă numai măsurile constructive impuse de cerințele de ductilizare a elementelor de beton armat, completînd măsurile constructive cu caracter general discutate la subcapitolul 5.8.

Avînd în vedere că la data intrării în vigoare a standardului 10107/0-90 și a apariției prezentului Indrumător, redactarea Instrucțiunilor de proiectare a structurilor în cadre de beton armat și a noii ediții a instrucțiunilor P85, de proiectare a structurilor cu diafragme de beton armat nu era încheiată, în cele ce urmează se comentează și o serie de prevederi specifice celor două prescripții și care nu fac în mod explicit obiectul standardului, în intenția de a realiza un cadru cît mai cuprinzător pentru discutarea problematicii proiectării antiseismice a structurilor de beton armat.

Din motive evidente, exprimarea concretă a prevederilor respective trebuie considerată ca avînd un caracter preliminar, forma lor finală urmînd să fie adoptată în cele două instrucțiuni.

## 6.2. DUCTILIZAREA ELEMENTELOR STRUCTURILOR ÎN CADRE DE BETON ARMAT

### 6.2.1. Dirijarea mecanismului de disipare de energie

Calculul dinamic nelinier reprezintă instrumentul cel mai puternic cu ajutorul căruia se poate controla cel mai riguros și dirija mecanismul disipator de energie. Așa cum s-a arătat anterior, în prezent nu este încă posibilă aplicarea pe scară largă, a acestui instrument avansat de investigare a comportării seismice a structurii. Din acest motiv, în proiectarea curentă se aplică o serie de proceduri simplificate, aproximative, implicînd anumite condiții de conformare a elementelor structurale din punct de vedere al rigidității și al capacității de rezistență, modalități de evaluare a eforturilor de dimensionare etc. Aceste proceduri sînt stabilite pe baza unor studii parametrice, efectuate tot prin metoda de tip ADN.

În prezent s-a impus concepția potrivit căreia pe durata cutremurelor puternice disiparea de energie în cadrele multietajate trebuie să se realizeze cu prioritate în grinzi și în cît mai mică măsură în stîlpi, astfel încît să nu apară mecanisme de tip etaj slab.

În unele prescripții de proiectare în intenția de a se evita asemenea situații se prevede pentru elementele care converg într-un mod structural o condiție de forma:

$$M_{cap}^{sup} + M_{cap}^{inf} \geq \alpha(M_{cap}^{st} + M_{rot}^{st}) \quad (6.13)$$

unde  $M_{cap}^{sup}$  și  $M_{cap}^{inf}$  reprezintă momentele capabile ale stîlpului de la partea superioară și, respectiv, inferioară a nodului, corespunzătoare valorii minime a forței axiale rezultate din calculul static (situația mai defavorabilă), iar  $M_{cap}^{st}$  și  $M_{rot}^{st}$  reprezintă momentele capabile ale grinzilor la stînga și la dreapta nodului, valorile respective fiind stabilite în funcție de rezistențele de calcul. Se consideră ambele sensuri de rotație a nodului (fig. 6.13) iar atunci cînd în

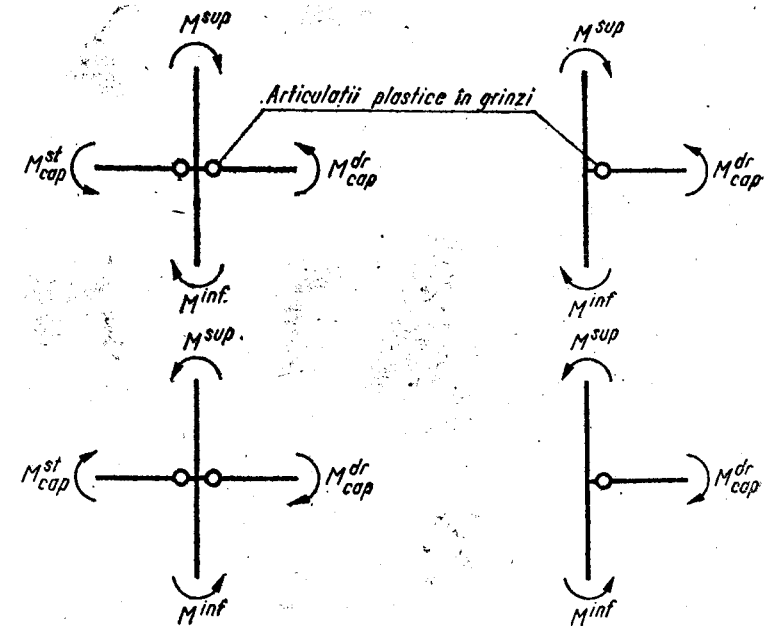


Fig. 6.13

nod converg grinzi pe două direcții, condiția (6.13) se verifică pentru fiecare direcție.

Factorul  $\alpha$  are rolul unui coeficient de siguranță. În proiectul de Instrucțiuni de proiectare a clădirilor cu structura în cadre acesta era apreciat preliminar la 1,2, valoare adoptată și în prescripțiile americane [104]. Este de observat că valoarea reală a lui  $\alpha$ , care corespunde exprimării momentelor capabile în funcție de rezistențele efective (vezi relația 6.3) este mai mare, datorită faptului că în timp ce momentele capabile ale grinzilor depind în esență de rezistența armăturii, momentele capabile ale stîlpilor depind atît de rezistența armăturii cît și de rezistența betonului comprimat.

Cu toate acestea este de apreciat (vezi de exemplu [74]) că adoptarea valorii  $\alpha = 1,2$  în relația (6.13) nu este în măsură să evite apariția deformațiilor plastice în stîlpi.

Argumente pentru o asemenea afirmație sînt următoarele:

i. Incursiunile în domeniul postelastice ale grinzilor de cadru la cutremure intense implică deseori solicitarea oțelului în domeniul de consolidare și creșteri corespunzătoare (de ordinul  $10 \div 25\%$ ) ale momentelor față de valorile asociate eforturilor unitare de curgere.

ii. Armăturile din placă, paralele cu armătura longitudinală a grinzilor contribuie cu valori cuprinse între 10 și 30%, la valoarea momentului capabil negativ. În general contribuția acestor armături este ignorată la dimensionarea la încovoire a grinzilor.

iii. Capacitatea portantă a stîlpilor (în special a celor marginali) este puternic influențată de forțele axiale induse de cutremur, a căror valoare poate fi mult mai mare decît cea rezultată din calculul la încărcările seismice de calcul. Valoarea acestor forțe depinde de numărul de articulații plastice formate în grinzi adiacente stîlpului, iar acesta nu poate fi apreciat corect fără



instrumental analizei dinamice liniare. Pe de altă parte, stabilirea efortului axial considerând totalitatea grinzilor respective plastificate poate reprezenta în multe cazuri o soluție prea acoperitoare.

iv. Distribuția momentelor încovoietoare în lungul stîlpilor cadrelor etajate pe durata acțiunii seismice poate diferi substanțial de cea furnizată de calculul elastic la forțele statice echivalente. Răspunsul dinamic neliniar evidențiază faptul că poziția punctului de inflexiune se modifică permanent.

În [74] se arată că la structuri respectînd condiția din prescripțiile americane (6.13) pot apărea relativ frecvent situații (în special la nivelurile superioare) în care se formează articulații plastice în stîlpi sub grinzi, în timp ce secțiunile de deasupra acestora sînt supuse la momente cu valori foarte reduse.

De altfel însuși calculul elastic pune în evidență situații în care momentele pe stîlpi, deasupra și dedesubtul grinzii sînt de același semn (fig. 6.14), atunci cînd grinzile sînt relativ flexibile în raport cu stîlpii. În aceste cazuri condiția (6.13) ar trebui înlocuită în principiu cu o relație de forma:

$$M_{cap}^{sup} - M_{coresp}^{inf} \geq \alpha(M_{cap}^{st} + M_{st}^{dr}) \quad (6.14, a)$$

sau

$$M_{cap}^{inf} - M_{coresp}^{sup} \geq \alpha(M_{cap}^{st} + M_{st}^{dr}) \quad (6.14, b)$$

după cum momentul în stîlp deasupra nodului, furnizat de calculul elastic este mai mare sau mai mic decît cel din secțiunea de sub grindă. Cu  $M_{coresp}^{inf}$  și  $M_{coresp}^{sup}$  s-au notat momentele care intervin în stîlp, în secțiunile de sub nod, și de deasupra nodului, în situația în care stîlpul se plastifică deasupra nodului, respectiv dedesubtul nodului. O valoare aproximativă a acestor momente se obține amplificînd valorile rezultate din calculul static la încărcări

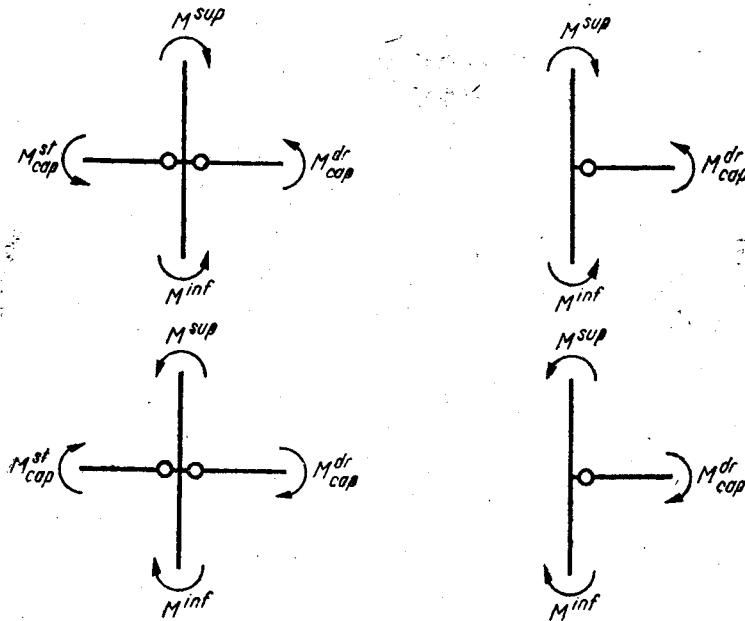


Fig. 6.14

seismice de calcul cu raportul între suma momentelor capabile în grinzile adiacente în nod și suma momentelor în grinzi rezultate din calculul static la încărcările de calcul.

v. Un stîlp proiectat pe fiecare direcție în acord cu condiția (6.13) poate să fie descoperit sub aspectul capacității portante atunci cînd este supus eforturilor asociate unui cutremur acționînd oblic față de axele principale de inerție, implicînd plasticizarea simultană a tuturor grinzilor care converg în nod. Într-adevăr, în asemenea situații termenul din dreapta relației (6.13) crește în timp ce termenul din stînga scade ca urmare a reducerii de capacitate portantă la acțiune oblică (vezi 5.2.5). Este de observat, totuși, că această situație limită are o probabilitate mai mică de apariție.

În [74] se face aprecierea că pentru a evita plasticizarea stîlpilor termenul  $\alpha$  din (6.13) trebuie să aibe valori cuprinse între 2 și 2,5. Deși aparent aceste valori sînt excesiv de mari în practică ele se pot realiza cu relativă ușurință, fără implicații negative sub aspectul consumului de materiale, obținîndu-se o serie de avantaje importante:

a. Menținerea stîlpilor în domeniul elastic de comportare face ca fretarea (confinarea) miezului de beton al stîlpului să nu mai fie necesară, astfel că măsurile de armare transversală se pot reduce substanțial.

b. Capacitatea de a prelua forță tăietoare a betonului din stîlpi, în zonele de la capetele stîlpilor, care nu mai sînt zone plastice potențiale, sporește.

c. Se îmbunătățesc condițiile de aderență ale armăturilor ca urmare a faptului că acestea nu mai sînt solicitate ciclic alternant în domeniul plastic. Ca urmare se pot accepta îmbinări prin suprapunerea barelor verticale pe lungimi reduse, corespunzătoare condițiilor normale de solicitare.

d. Faptul că stîlpii nu se plastifică îmbunătățește comportarea nodurilor grindă-stîlp.

Pentru calibrarea coeficientului  $\alpha$  singura bază riguroasă o constituie studiile parametrice utilizînd instrumental ADN. Asemenea studii sînt în curs de desfășurare rezultatele acestora urmînd să fie folosite la redactarea prevederilor Instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea structurilor în cadre, printre altele și la precizarea valorii coeficientului  $\alpha$ .

E de observat, de asemenea, că practic nu se poate elimina complet posibilitatea apariției articulațiilor plastice în stîlpi. Astfel, plasticizarea stîlpilor la bază (la incastarea în infrastructură) este, de regulă, pusă în evidență de orice analiză dinamică la un cutremur intens. La nivelul superior al clădirilor cu multe etaje sau la clădirile cu unul, două niveluri este dificil sau neeconomic să se realizeze stîlpii mai puternici decît rigele. Plasticizarea stîlpilor în aceste situații nu este periculoasă datorită cerințelor reduse de ductilitate în articulațiile plastice din stîlpi și datorită faptului că eforturile de compresiune relativ reduse permit dezvoltarea unor deformații plastice importante fără măsuri speciale de armare transversală.

În cazul stîlpilor marginali, în situația în care sînt descărcați parțial sau total prin efectul indirect al forțelor orizontale, se poate accepta, de asemenea, plasticizarea. În cazul în care efortul axial are valori reduse de compresiune sau reprezintă chiar efort de întindere, ductilitatea secțională este substanțială. Plasticizarea locală a unui singur stîlp din șirul de stîlpi ai unui etaj nu este periculoasă pentru că nu implică dezvoltarea unor mecanisme de etaj. Pe de altă parte asigurarea condiției (6.13) ar atrage o sporire excesivă a armăturii longitudinale.

Este de observat că dirijarea mecanismului dissipator de energie prin intermediul relației de verificare (6.13) prezintă dezavantajul că poate implica

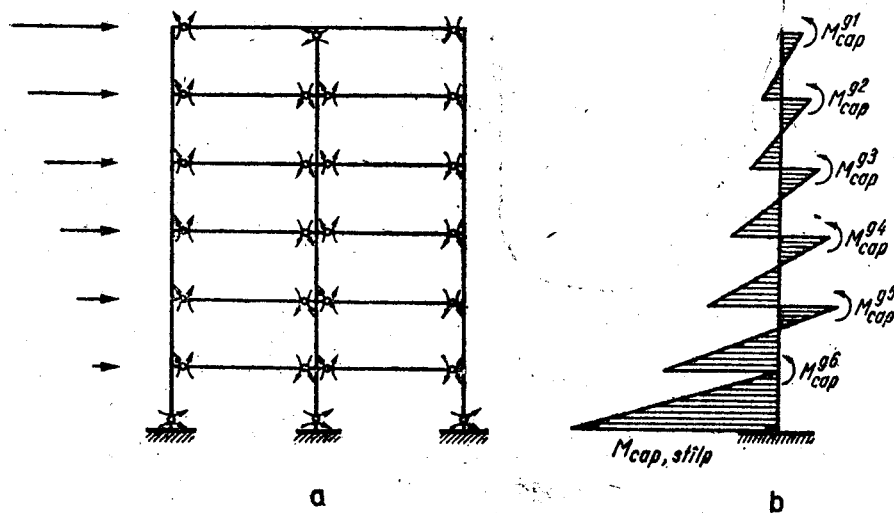


Fig. 6.15

numeroase iterații în procesul de stabilire a capacității portante a elementelor. În literatura de specialitate există propuneri de metode de proiectare antisismică la care capacitatea portantă a elementelor structurale asociată unui mecanism de plastificare favorabil (fig. 6.15) se determină direct prin dimensionare la valori de eforturi stabilite corespunzător. Asemenea metode au fost propuse de Thomas Paulay, iar în țara noastră de ing. Em. Țîțaru și D. Căpătină. În esență aceste metode implică dimensionarea stîlpilor la momente încovoietoare cu valori apreciate suficient de mari pentru a evita apariția deformațiilor plastice în aceste elemente, cu excepția bazei stîlpilor și a ultimului nivel. Expresia momentului de calcul (de dimensionare) în stîlpi  $M_s^i$  are forma (fig. 6.16, a):

$$M_s^i = k_M \beta M_s \quad (6.15)$$

în care  $M_s$  este momentul din stîlpi din încărcările de calcul;  $\beta^*$  — raportul dintre valorile însumate ale momentelor plastice (capabile) ale grinzilor de la nivelul considerat și valorile corespunzătoare încărcărilor de calcul;  $k_M$  — coeficient supraunitar ce ia în considerare abaterile de la distribuția considerată în calcul a încărcărilor orizontale seismice și a momentelor încovoietoare, efectul modurilor superioare pe structura plastificată etc; coeficientul  $k_M$  are anumite valori pentru cadrele plane și alte valori (mai mari) pentru cadrele spațiale, atunci cînd și la aceste structuri dimensionarea se face numai după direcțiile principale ale clădirii.

Pentru a evita ruperile premature la acțiunea forțelor tăietoare, valoarea forței tăietoare de calcul în stîlpi  $Q_s^i$  corespunde nivelului maxim de solicitare care poate apărea, corelîndu-se cu mecanismul de plastificare proiectat:

$$Q_s^i = k_Q \beta Q_s \quad (6.16)$$

s-a notat cu  $Q_s$  forța tăietoare din încărcările de calcul;  $k_Q$  — coeficientul de amplificare dinamică, similar coeficientului  $k_M$  din (6.15).

În instrucțiunile pentru proiectarea structurilor în cadre, în curs de elaborare, se intenționează introducerea unei asemenea proceduri de proiectare,

\*) În P 100-92, apărut ulterior standardului 10107/0-9; pentru acest raport se utilizează notația  $\omega$

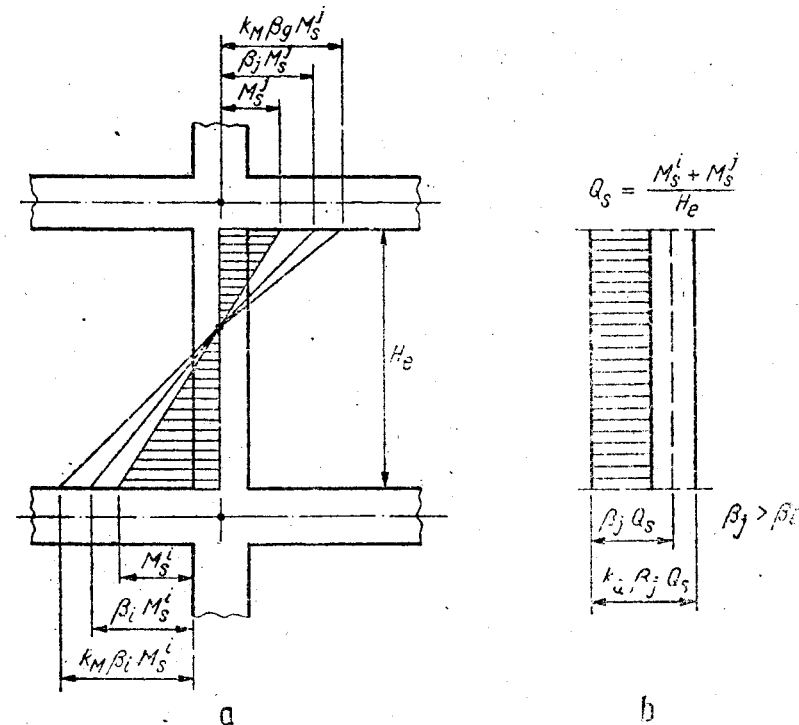


Fig. 5.16

țare, aceasta implicînd calibrarea coeficienților  $k_M$  și  $k_Q$  pentru condițiile de realizare a construcțiilor în cadre etajate în țara noastră.

Pînă la rezolvarea acestor probleme, tînînd seama de ansamblul considerentelor expuse, în special de incertitudinile privind identificarea zonelor plastice potențiale, se propune ca măsurile de ductilizare să se aplice astfel:

— toate grinzile și toți stîlpii structurii se asigură împotriva ruperii la forțe tăietoare, prin verificarea condiției (6.10) în care efortul de dimensionare  $Q_{max}$  este asociat situației de solicitare maximale corespunzătoare mecanismului plastificare;

— toate extremitățile grinzilor se consideră zone plastice potențiale, aceasta implicînd asigurarea în aceste zone a condițiilor de ductilitate secțională minimă (6.12) și de armare transversală minimă pe lungimea  $l_p$ ;

— se consideră zone plastice potențiale în stîlpi, zonele de la extremitățile acestora, măsurile de armare transversală minime pe considerente de confinare a betonului comprimat prevăzîndu-se totdeauna în partea inferioară a fiecărui nivel, iar la partea superioară numai dacă intensitatea efortului

axial de compresiune  $n = \frac{N}{bh_0 R_c} > 0,3$ .

Ultima prevedere presupune că dacă deformațiile plastice pot apărea eventual și la extremitatea superioară a stîlpilor, incursiunile în domeniul post-elastic sînt așa cu matestă calculul dinamic nelinier moderate. Dacă și eforturile axiale în stîlpi sînt moderate, nu sînt necesare măsuri speciale de confinare în aceste zone, armătura transversală dispusă pe alte criterii fiind suficientă.

## 6.2.2. Ductilizarea grinzilor

a. **Localizarea zonelor plastice.** Stadiul de solicitare maximă al unei rigle de cadru de beton armat la acțiunea unor cutremure puternice poate implica apariția simultană a două articulații plastice deschise la fibre opuse. Sub efectul combinat al încărcării gravitaționale și al acțiunii seismice, diagrama de momente încovoietoare are, la limită, formele din fig. 6.17, corespunzând celor două sensuri de deformare maximă. Pozițiile în lungul grinzii ale celor două articulații plastice depind de maniera în care diagrama de momente capabile „îmbracă” diagrama de momente încovoietoare maxime. Două situații posibile sînt ilustrate în fig. 6.18 pentru diagrama de momente din fig. 6.17, a. Astfel, în cazul reprezentat în fig. 6.18, a articulațiile plastice apar la extremitățile grinzilor iar în situațiile din fig. 6.18, b și fig. 6.19, b o articulație plastică

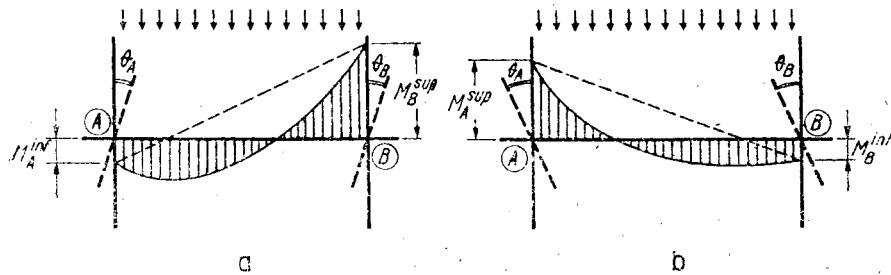


Fig. 6.17

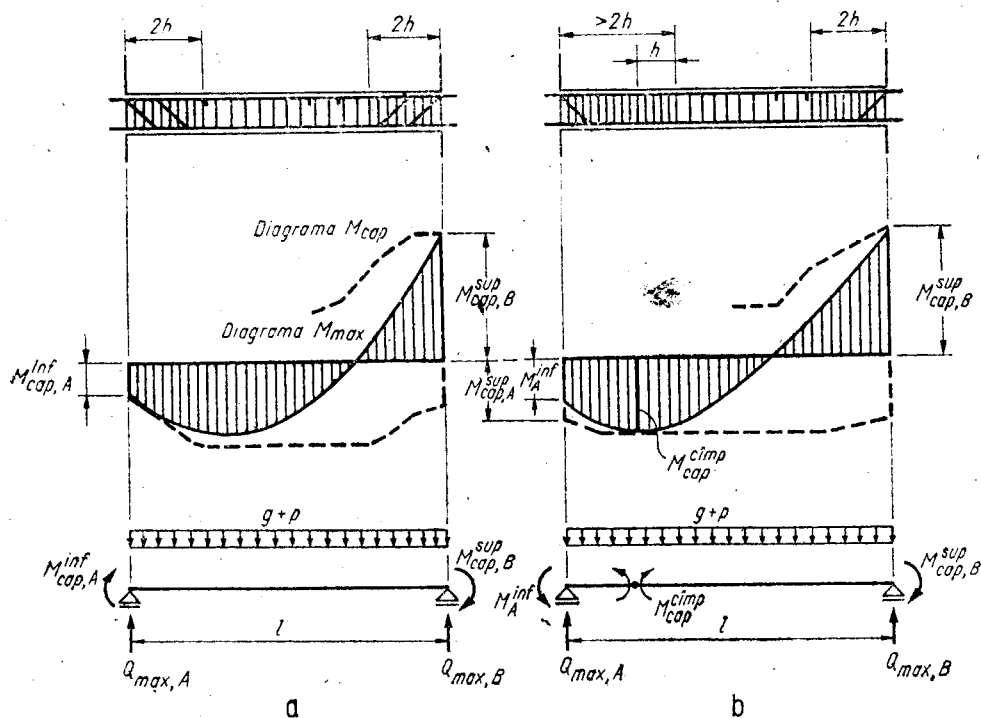


Fig. 6.18

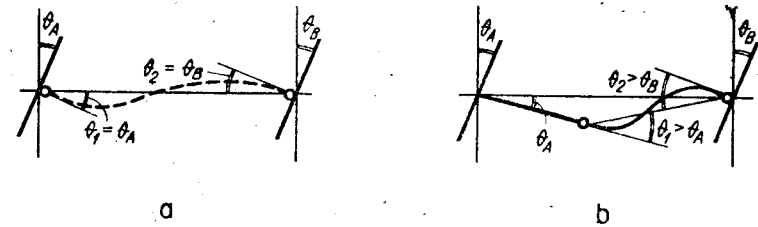


Fig. 6.19

apare la o extremitate a grinzii în timp ce cealaltă apare în cîmpul grinzii. Există mai multe argumente care fac ca prima situație să fie considerată mai avantajoasă. Într-adevăr, atunci cînd articulațiile plastice apar la capetele grinzii:

- pentru aceleași rotații de noduri, deformațiile impuse grinzii și, deci, cerința de ductilitate la rotație secțională în zona plastică sînt mai mici (fig. 6.19)
- forța tăietoare asociată mecanismului de plastificare al grinzii, poate fi mai mică;
- armarea transversală minimă prevăzută pentru zona plastică se întinde pe o lungime mai mică; în fig. 6.18, a și b care ilustrează cazurile distincte care pot apărea în practică se indică și modul specific de armare transversală a grinzii.

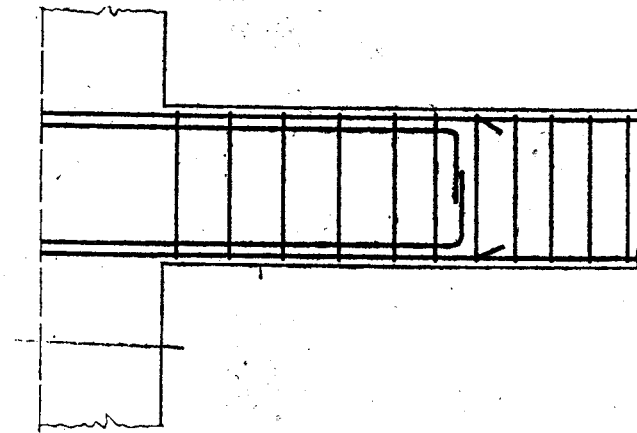


Fig. 6.20

Există și situații, cînd urmărindu-se în principal protejarea nodului prin modul concret de realizare a armăturii longitudinale a grinzii se dirijează apariția zonelor plastice la distanțe suficiente de mari de extremitățile grinzii evitîndu-se în acest mod plastificarea (curgerea) și alunecarea armăturii în nodul structurii și implicit degradarea betonului din nod (fig. 6.20).

Față de probabilitatea mare de apariție în aproape toate grinzile unei structuri curente în cadre de beton armat a cîte două articulații plastice deschise la fibre opuse, apare rațional ca alcătuirea armării grinzii să aibă în vedere cîte două zone plastice potențiale în toate riglele.

b. **Asigurarea unei capacități minime de rotație secțională în zona plastică.** Pe baza faptului că, la grinzii, diferența între valorile momentelor încovoietoare

care produc ruperea secțiunii și inițierea curgerii în armătura întinsă este relativ mică, se recomandă să se considere următoarele lungimi  $l_p$  ale zonei plastice (vezi fig. 6.17):

— atunci cînd articulația plastică apare la capătul grinzii, lungimea  $l_p$  a zonei plastice se ia egală cu de două ori înălțimea  $h$  a grinzii pentru a ține seama de efectul forței tăietoare importante din această zonă (vezi pct. d).

— atunci cînd articulația plastică apare în cîmpul grinzii, zona plastică se consideră pe cite o lungime  $h$  de fiecare parte a secțiunii de moment încovoietor maxim pentru a ține seama de variația mai lentă a diagramei de momente pozitive în această situație.

Așa cum s-a arătat în paragraful 6.1.3, în această zonă se impune o limitare mai severă a înălțimii relative a zonei comprimate,  $\xi$ , și asigurarea unui minim de armare transversală cu etrieri.

Valoarea  $\xi_{lim}$  în relația (6.12) se ia în cazul grinzilor

$$\xi_{lim} = 0,25 \quad (6.17)$$

Astfel, pe baza relațiilor din tabelul 5.2, condiția (6.12) devine

$$\rho - \rho' \leq 25 \frac{R_c}{R_a} \quad (6.18)$$

unde  $\rho$  și  $\rho'$  sînt procentele de armare longitudinală la fața întinsă și, respectiv, comprimată.

De asemenea, pentru a conferi riglelor de cadru un minim de capacitate portantă și implicit o limitare a incursiunilor în domeniul postelastice se mai pune condiția:

$$\rho > \rho_1 \quad (6.19)$$

în care, în cazul riglelor structurilor din zone seismice de calcul A—E  $\rho_1 = 0,45\%$ , pentru armăturile de preluare a momentelor negative pe reazeme și  $0,15\%$  pentru celelalte armături întinse. În cazul riglelor structurilor proiectate în zona seismică de calcul F procentele  $\rho_1$  sînt  $0,30\%$  și respectiv  $0,10\%$ , ultima valoare reprezentînd și procentul minim de armare pentru riglele neparticipante la structuri antiseismice.

Pentru a evita o degradare accentuată a capacității portante a secțiunilor de la reazem, atunci cînd în urma fisurării alternante pronunțate în anumite momente fisura este deschisă pe toată înălțimea secțiunii și zona comprimată poate fi asigurată numai de armătura longitudinală inferioară, se impune ca

$$\rho'/\rho \geq 0,3 \quad (6.20)$$

Relația (6.20) reprezintă în același timp o condiție de ductilitate secțională care însoțește condiția exprimată prin relația (6.18). Dacă membrul drept al relației (6.20) este mai mare decît  $1 - \frac{25R_c}{\rho R_a}$ , atunci procentul armăturii comprimate este stabilit de relația (6.20), în caz contrar de relația (6.18).

În zonele de cîmp ale grinzii, unde poate exista moment încovoietor negativ (vezi fig. 6.17), se impune ca momentul capabil negativ să fie cel puțin egal cu  $25\%$  din momentul capabil negativ al secțiunii de pe reazem.

În vederea confinării zonelor plastice (creșterea lui  $\epsilon_{ou}$  în relația 6.11, a), se prevede ca distanța între etrieri în aceste zone să nu depășească 200 mm

sau  $\frac{h}{4}$ , asigurînd în același timp un procent de armare transversală de cel puțin  $0,2\%$ .

În raport cu alte prescripții aceste condiții sînt mai largi. Este de remarcat, totuși, că etrierii rezultă în general din condiția de asigurare la forță tăietoare și nu din condițiile anterioare.

Este de observat că în condițiile în care rigla de cadru are o secțiune în formă de T, ca urmare a conlucrării cu placa planșeului se poate asigura o capacitate de rotire substanțială sub momente pozitive, fără măsuri suplimentare de armare transversală datorită faptului că înălțimea zonei comprimate este suficient de redusă ( $\xi < 0,15$ ). La astfel de grinzi, zona de îndesire a etrierilor la extremități este dictată de asigurarea capacității de rotire sub momente negative, astfel că în situația din fig. 6.18,  $b$  lungimea pe care se îndesesc etrierii este  $2h$ .

c. Asigurarea ancorării barelor longitudinale.

Cu excepția armăturii de la partea superioară pe reazemele intermediare ale grinzilor, armătura longitudinală este ancorată în nodurile de cadru aflate în vecinătatea zonelor plastice potențiale din grinzi și stâlpi (vezi fig. 6.9). Pentru aceste situații se prevăd regulile de ancorare din fig. 6.21, care urmăresc să compenseze pierderea parțială a aderenței (lunecarea armăturii) practic de neevitat în condițiile solicitării alternante generate de acțiunea cutremurelor.

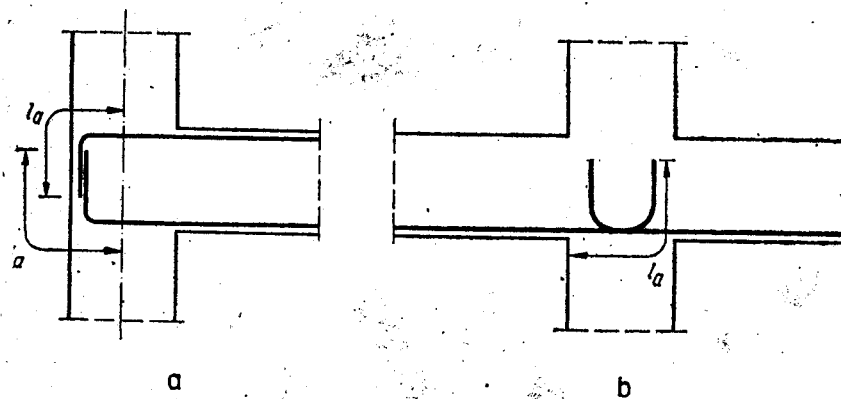


Fig. 6.21

d. Asigurarea împotriva ruperii din forță tăietoare. Probabilitatea apariției mecanismului disipator de energie cu articulații plastice deschise la fețe opuse (fig. 6.17) este foarte mare în cazul grinzilor structurilor curente în cadre solicitate de cutremure puternice (vezi fig. 6.8). Pe această bază, forța tăietoare  $Q_{max}$  din relația (6.10) se determină ca forță asociată mecanismului de plastificare. La capătul B al grinzii din fig. 6.18, a se obține:

$$Q_{max,B} = \frac{M_{cap,B}^{sup} + M_{cap,A}^{inf}}{l} + 0,5 l(g + \rho) \quad (6.21 a)$$

și

$$Q_{min,B} = - \frac{M_{cap,B}^{inf} + M_{cap,A}^{sup}}{l} + 0,5 l(g + \rho) \quad (6.21 b)$$

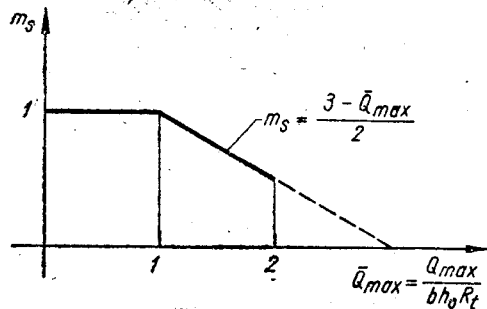


Fig. 6.22

unde  $g$  este încărcarea permanentă iar  $p$  este încărcarea temporară (variabilă) ambele luate cu valorile lor din gruparea specială de încărcări (vezi capi tolu 1). Momentele încovoietoare  $M_{cap}$  se introduc cu valorile lor absolute.

Atunci când valorile  $Q_{max}$  și  $Q_{min}$  din relațiile (6.21, a și b) sînt de semn opus, există riscul apariției unor fisuri diagonale încrucișate care pot deteriora practic complet capacitatea betonului de a prelua forța

tăietoare. Se observă că acest risc este mai mare la grinzi cu deschideri și încărcări permanente mici. În această situație trebuie ca relația (6.10) să se verifice și pe ntru  $Q_{min}$ , atunci când armarea transversală este realizată și cu bare înclinate.

În zonele plastice potențiale se impune condiția:

$$Q_{max} \leq 2bh_0R_t \quad (6.27)$$

Această limitare, mai severă decît în relația (5.70) are scopul de a impune realizarea unor elemente mai puțin sensibile la ruperi fragile datorate forței tăietoare, avînd în vedere și efectul degradării betonului la solicitări intense repetate.

Forța tăietoare capabilă  $Q_{cap}$  se determină conform relației (5.58) din paragraful 5.3 ținînd seama de următoarele observații:

1. Capacitatea betonului  $Q_b$  se reduce prin înmulțirea cu coeficientul  $m_s$  dat de relația (fig. 6.22):

$$m_s = \frac{3 - Q_{max}}{2} \leq 1 \quad (6.23)$$

unde  $Q_{max} = \frac{Q_{max}}{bh_0R_t}$ , un parametru adimensional care exprimă nivelul de solicitare la forța tăietoare.

În calculul practic, coeficientul  $m_s$  se poate aplica direct rezistenței  $R_t$ .

2. În cazul în care valorile forțelor  $Q_{max}$  și  $Q_{min}$  furnizate de relațiile (21, a și b) rezultă de semn contrar și ambele depășesc valoarea  $bh_0R_t$  se consideră că nu se poate conta pe aportul betonului de a prelua forța tăietoare în zonele plastice potențiale și în consecință  $Q_b = 0$ .

În aceste situații la stabilirea valorii  $Q_{cap}$  se consideră că înclinarea fisurii, critică este  $45^\circ$ .

3. Capacitatea  $Q_i$  a armăturii înclinate se ia în considerare numai dacă pentru semnul forței tăietoare la care se face verificarea, această armătură este supusă la întindere.

## 6.2.3. Ductilizarea stîlpilor

a. **Interacțiunea dintre efectele momentului încovoietor, forței tăietoare și al forței axiale.** Caracterul ruperii unui stîlp este dependent de interacțiunea complexă între efectele celor trei categorii de eforturi care acționează elementul: momentul încovoietor, forța tăietoare și efortul axial.

În cazul stîlpilor structurilor cu rol antisismic tendința de degradare și rupere (mai puțin ductilă) prin forța tăietoare este accentuată de faptul că aceasta are de regulă sens alternant la acțiuni seismice intense.

Pe de altă parte, efortul axial de compresiune are ca efect, de asemenea, prin sporirea înălțimii zonei comprimate (vezi 6.11) o diminuare și uneori chiar pierderea completă a caracterului ductil al cedării specifice elementelor de beton armat încovoiate.

Comportarea stîlpilor de beton armat la cutremure de intensitate ridicată poate fi caracterizată în mod global funcție de doi parametri adimensionali, reflectînd sensibilitatea lor la ruperi prin forța tăietoare și respectiv efectul fragilizant al efortului axial de compresiune ([52], fig. 6.23) și anume:

— raportul  $\frac{H_e}{h}$ , între înălțimea liberă a stîlpului și latura secțiunii

transversale, proporțional în cazul stîlpilor cu raportul  $\frac{\sigma}{\tau}$  între eforturile unitare normale și cele tangențiale, de care depinde caracterul cedării la încovoiere cu forța tăietoare (vezi 5.3);

— indicele intensității efortului axial  $n = \frac{N}{bh_0R_c}$ , care în cazul curent al stîlpilor armați simetric reprezintă o măsură a înălțimii zonei comprimate.

Din fig. 6.23 rezultă că situația de solicitare cea mai defavorabilă corespunde stîlpilor scurți cu forțe axiale relativ mari. În aceste cazuri ruperea

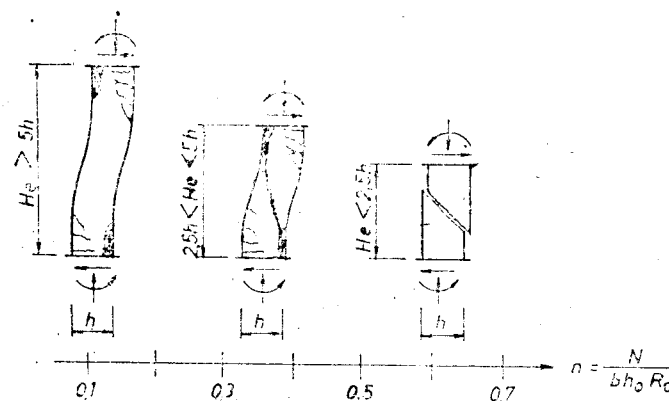


Fig. 6.23

poate fi extrem de casantă, printr-o fractură înclinată în raport cu axa elementului, în lungul căreia intervine brusc dislocarea stîlpului, ca efect al efortului axial de compresiune și al forței tăietoare. Acest mod de cedare este denumit în literatura de specialitate rupere „clivaj exploziv“, datorită asemănării cu fenomenul de clivaj specific unor categorii de roci. Asemenea situații de solicitare trebuie întotdeauna evitate în structurile de beton armat cu rol antisismic.

Dimpotrivă, în cazul stîlpilor lungi,  $\left(\frac{H_e}{h} > 5\right)$  și cu valori reduse ale intensității efortului axial de compresiune ductilitatea cedării este maximă, similară celei specifice elementelor încovoiate (vezi relația 6.17).

Între cele două cazuri limită se înscriu o multitudine de situații de solicitare, la care corespund ruperi de tip încovoiere-forfecare (după fisuri apărute la fibra întinsă cu orientare inițial normală la axă, care se dezvoltă ulterior după o direcție înclinată ca efect al acțiunii forței tăietoare, vezi cap. 5.3), cu capacități ultime ale rotirii secționale, invers proporționale cu valoarea efortului axial de compresiune.

Este de subliniat că pe măsură ce parametrii  $\frac{h}{H_e}$  și  $n$  au valori mai mari, crește rolul armării transversale cu etrieri în asigurarea la forță tăietoare și pentru sporirea deformabilității și, de asemenea, că parametrul  $h/H_e$  poate caracteriza numai aproximativ efectele interacțiunii dintre momentul încovoietor și forța tăietoare asupra modulului de cedare a stîlpului, el fiind, prin relația directă cu raportul  $\tau/\sigma$ , un parametru specific pentru caracterizarea comportării elastice.

În realitate, în cazul stîlpilor de beton, printr-o proiectare judicioasă a armăturii longitudinale și a celei transversale, a secțiunii de beton, se pot obține moduri de cedare de tip ductil, chiar la stîlpi foarte scurți.

În cele ce urmează se analizează în special prevederile pentru stîlpii medii și lungi  $\left(\frac{H_e}{h} > 2,5\right)$ , care constituie cazul curent. Referirile mai sumare la cazul mai rar al stîlpilor scurți  $\left(\frac{H_e}{h} < 2,5\right)$  se datoresc și faptului că pentru aceste elemente modelul de calcul și detaliile de armare nu pot fi considerate încă complet clarificate.

**b. Localizarea zonelor plastice.** Datorită modului de variație a momentelor încovoietoare în stîlpi, zonele plastice pot apărea numai la extremitățile acestora. La pct. 6.2.1 s-a discutat problema localizării articulațiilor plastice în stîlp. Sînt de făcut următoarele observații suplimentare:

i. Așa cum rezultă din analizele dinamice neliniare, în general, nu se poate evita apariția deformațiilor plastice la baza stîlpilor, în zona situată imediat deasupra încastrării în infrastructură, decît cu prețul sporirii dimensiunilor stîlpilor dincolo de limitele acceptabile în mod obișnuit.

ii. În cazul structurilor rigide (cu pereți portanți de beton armat sau cu zidărie înrămată în cadre de beton armat), la care există intercalate și niveluri

flexibile, dezvoltarea unui mecanism de cedare de etaj este foarte probabilă și în consecință ambele capete ale stîlpilor acestor niveluri trebuie considerate zone plastice potențiale, cu măsuri specifice de armare transversală.

iii. La structurile curente în cadre, ca urmare a modului de variație a momentelor încovoietoare și a adoptării unei armări continue pe înălțimea fiecărui nivel, deformațiile plastice se pot localiza fie la extremitatea superioară (în special în partea superioară a structurii), fie la extremitatea inferioară (de obicei la nivelurile inferioare ale structurii).

În schimb, pentru stîlpii de la nivelurile inferioare cele două condiții menționate pot să nu fie suficiente pentru a evita incursiuni mai substanțiale în domeniul postelastice și nici pentru a asigura capacități de deformare suficiente, astfel încît sînt necesare și condiții de tipul (6.12).

iv. La cadrele de beton armat conlucrînd solidar cu pereții de compartimentare sau de închidere, executați din zidărie de blocuri din diferite materiale, în stadii avansate de solicitare, degradarea zidăriei, care precede de regulă degradarea structurală și desprinderea ei parțială de rama de beton armat, poate conduce la apariția unor situații de solicitare specifice grinzilor scurte și mai ales stîlpilor scurți pentru elementele cadrului.

În asemenea situații, pot apărea solicitări foarte importante la forța tăietoare și în plus controlul formării articulațiilor plastice este mult mai dificil de realizat.

Aceste particularități ale comportării stîlpilor structurilor în cadre au condus la adoptarea prevederii din prescripții de a considera toate capetele de stîlpi ca zone plastice potențiale cu măsuri diferite de armare transversală a zonelor de la partea inferioară și superioară, după cum se arată în continuare.

**c. Asigurarea unei capacități minime de rotire secțională în zona plastică**  
Așa cum s-a arătat, procedeele curente de proiectare nu sînt în măsură să evite cu certitudine apariția unor deformații plastice în stîlpii cadrelor proiectate în zonele seismice de calcul A...E. În aceste condiții secțiunile de stîlpi trebuie înzestrate cu o capacitate de rotire secțională suficientă în raport cu deformațiile postelastice asociate nivelului forțelor seismice de calcul.

În raport cu normativul P 100-81 în care condiția referitoare la ductilitatea secțională minimă se exprimă prin limitarea intensității efortului axial, STAS 10 107/0-90 prevede condiția mai generală și mai riguroasă de limitare a înălțimii comprimate:

$$\xi \leq 0,4 \quad (6.24)$$

Această exprimare are avantajele că poate fi utilizată la orice formă de secțiune și că introduce și influența modului de distribuire a armăturilor longitudinale asupra înălțimii zonei comprimate a secțiunii.

STAS 10 107/0-90 aduce modificări și prevederilor de armare transversală cu etrieri din vechea redactare a standardului și din normativul P 100-89.

Măsurile de armare transversală cu scopul evitării flambajului armăturilor longitudinale (inclusiv în condițiile ciclurilor de solicitare alternantă în domeniul postelastice) au fost prezentate la cap. 5.8. În cele ce urmează se rețin

pentru discuție acele prevederi de armare transversală care urmăresc sporirea deformațiilor (confinarea) betonului comprimat din stâlpi.

i. Așa cum s-a arătat la 6.2.1 se consideră zone plastice potențiale în stâlpi, zonele de deasupra și dedesubtul nodurilor, dar măsuri suplimentare de confinare se prevăd numai la baza fiecărui nivel, unde de regulă se face și innădirea armăturilor longitudinale, iar la partea superioară numai dacă  $n \geq 0,3$ . Se apreciază astfel că la valori  $n$  mai mici, ductilitatea este suficientă față de incursiunile postelastice limitate care pot interveni la extremitățile superioare, chiar în condițiile în care armătura transversală este constituită numai de etrierii rezultați din dimensionarea la forță tăietoare. Măsurile de armare transversală suplimentară de la extremitatea inferioară contribuie și la realizarea unor condiții mai favorabile de aderență pentru innădirea armăturilor longitudinale din această zonă.

De asemenea, se îndesesc etrierii la ambele extremități ale stâlpilor de la nivelurile flexibile ale unor construcții rigide. După necesitate se îndesesc și etrierii la extremitățile superioare ale stâlpilor la cadrele cu umplutură din zidărie masivă, la care desprinderea locală a zidăriei de stâlpi sub acțiuni seismice puternice poate transforma zona respectivă a stâlpului în stâlp scurt (vezi pct. e).

Zonele plastice potențiale au lungimea  $l_p$ , măsurată de la fața nodului egală cu cea mai mare din valorile  $H_e/6$  ( $H_e$  = înălțimea liberă a stâlpului), înălțimea secțiunii  $h$  și 600 mm (fig. 6.24).

La nivelul parterului, la construcțiile fără subsol, lungimea  $l_p$ , stabilită prin condițiile anterioare se suplimentează cu distanța între fața superioară a pardoselii rigide și secțiunea de încastrare a stâlpului.

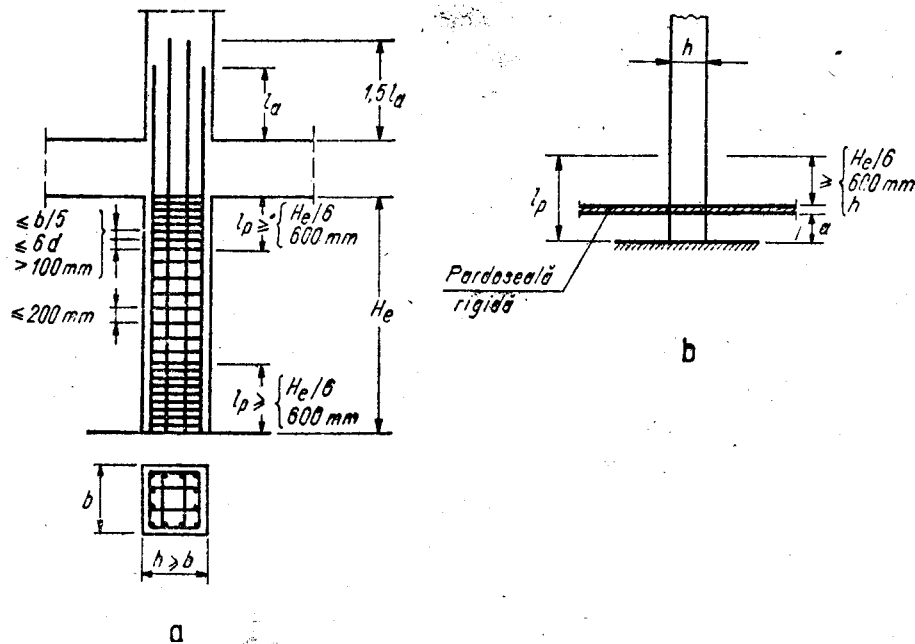


Fig. 6.24

ii. Procentul de armare transversală  $p_e$  în zonele plastice potențiale trebuie să respecte condiția:

$$p_e \geq 10 \frac{R_c}{R_a} (0,4 + n) \quad (6.25)$$

în care:

$$p_e = \frac{A_e n_e}{a_e b} 100 (\%) \quad (6.26)$$

S-a notat cu  $A_e$  aria secțiunii unei ramuri de etrieri;  $n_e$  — numărul de ramuri de etrieri intersectate de un plan paralel cu latura  $b$ ;  $a_e$  — distanța între etrieri pe înălțimea stâlpului

$$n = \frac{N}{bh_0 R_c}$$

Dacă armăturile transversale fac un unghi diferit de  $90^\circ$  față de planul paralel cu latura  $b$ , acestea intervin în valoarea lui  $p_e$ , prin aria echivalentă, rezultată din proiecție pe normala la acest plan.

Condiția (6.25) a rezultat prin convertirea relației similare din normele neo-zeelandeze [114], la rîndul ei inspirată din ACI 318. În comentariile normelor neo-zeelandeze [115] se citează studii experimentale care atestă că în cazul stâlpilor a căror armătură transversală în zona plastică a fost dimensionată pe baza relației (6.25) s-au obținut factori ai ductilității secționale de circa 15, valoare cu totul suficientă pentru stâlpii cadrelor curente de beton armat cu rol antisismic.

iii. Standardul permite ca în situațiile în care considerente estetice sau de alt ordin impun dimensiuni limitate ale stâlpilor să se depășească valoarea  $\xi_{lim}$  din relația (6.24) până la valoare  $\xi$ , corespunzătoare situației de balans, cu condiția sporirii procentului armăturii transversale față de cea rezultată din aplicarea relației (6.25):

$$p_e \geq 10 \frac{R_c}{R_a} (0,4 + n) + 30,5(\xi - 0,4) \quad (6.27)$$

Prin aceasta se presupune că aportul de deformabilitate a betonului comprimat obținut printr-o fretare suplimentară compensează în bună parte efectul creșterii înălțimii zonei comprimate (vezi relația 6.11).

În aceste situații îndesirea etrierilor se face pe o înălțime  $1,5l$  apreciindu-se că prin efectul de fretă corespunzător unei armături transversale puternice cum este cea dată de relația (6.27) se obține și un spor substanțial de rezistență a betonului și implicit al capacității portante a zonei confinate, apărînd astfel riscul de cedare imediat deasupra acestei zone, dacă ea este redusă ca lungime.

iv. Distanța  $a_e$  între etrierii din zona plastică potențială va respecta condițiile:  $a_e \leq 6d$ ,  $a_e \leq \frac{b}{5}$  ( $b$ , latura mică a secțiunii stâlpului), dar nu mai puțin

de 100 mm, condiții mai nuanțate decît cele prevăzute de P 100-81, care impunea numai condiția  $a = 100$  mm.

Prima dintre condiții urmărește așa cum s-a arătat la paragraful 5.8, evitarea flambajului barelor longitudinale comprimate, în urma unor cicluri de solicitare alternantă intensă.

Cea de a doua condiție este legată direct de rolul armăturii de a freta betonul, prin acțiune de arc între etrieri, agrafe și armăturile longitudinale. Cu cât distanța dintre etrieri este mai mare, cu atât mai mare este zona neconfinată din miezul de beton cuprins în interiorul armăturilor. Este evident de aceea că distanța maximă dintre armăturile transversale trebuie să depindă de dimensiunile secțiunii stîlpului, fiind mai mare pentru secțiunile mari și mai mică pentru secțiunile reduse, deoarece o pătrundere mai adîncă a zonei de beton neconfinat în secțiunea stîlpului este mai puțin importantă în cazul stîlpilor groși. Astfel, condiția prevăzută în noua redactare a STAS 10107/0-90, apare mai rațională decît condiția prescrisă de normativul P 100-81.

v. Regulile privind distribuția barelor longitudinale și a ramurilor etrierilor în secțiunea transversală a stîlpului sînt discutate la cap. 5.8.

### Observație

Prin utilizarea procedeelor de proiectare a capacităților de rezistență ale riglelor și stîlpilor cadrului de beton armat, urmărind dirijarea formării articulațiilor plastice în grinzi (cum sînt cele citate la pct. b din prezentul subcapitol), necesarul de armătură transversală pentru confinarea betonului este mai redus, în aceste situații fiind de așteptat numai incursiuni limitate ale stîlpilor în domeniul inelastic, chiar în situațiile de solicitare extremă. De asemenea prin utilizarea procedeei recomandată în normele neo-zeelandeze [114], care ia în considerare solicitarea armăturilor din grinzi în domeniul de consolidare a oțelului, efectele modurilor superioare de vibrație și acțiunea oblică a cutremurului în raport cu axele stîlpilor pentru a stabili eforturile de dimensionare a stîlpilor (care rezultă astfel cu valori sensibil crescute). se estimează ca armătura necesară pentru confinare scade la circa jumătate, față de cea furnizată de condiții de tipul relației (6.25). Face excepție zona de la baza stîlpilor (la legătura cu infrastructura) unde nu se pot evita plastificări mai importante.

d. **Înnădirea barelor longitudinale.** În practica curentă din țara noastră, armătura longitudinală a stîlpilor se înnădește, pe considerente de simplitate a execuției, în zona de deasupra nodului structural, adică într-o zonă potențial plastică. Deoarece decalarea înnădirii armăturilor ar întinde zona de înnădire pe cea mai mare parte a înălțimii stîlpului, se adoptă de obicei întreruperea tuturor barelor într-o singură secțiune, ceea ce conduce la necesitatea unei suprapuneri pe  $1,5 l_a$  ( $l_a$  = lungimea de ancorare).

Condițiile defavorabile de solicitare ale zonelor de înnădire la acțiunea cutremurelor de intensitate ridicată, implicînd cicluri alternante de solicitare, în care armătura de oțel poate avea incursiuni, uneori importante, în domeniul postelastice, reclamă măsuri suplimentare de asigurarea a ancorajului (înnădirii) barelor, față de cele corespunzătoare încărcărilor din grupările fundamentale. STAS 10107/0-90 încadrează condițiile de solicitare ale armăturilor din zonele plastice ale elementelor participante la preluarea acțiunii seismice în categoria condițiilor defavorabile de solicitare la care corespund valori  $l_a$  cu cca 20% mai mari decît pentru condiții normale de solicitare. De asemenea, pentru acești stîlpi nu se ține seama la stabilirea lungimii de suprapunere, de faptul că la capătul superior al zonei de înnădire efortul unitar din armăturile verticale este sensibil mai mic decît efortul unitar capabil ( $R_a$ ), care, teoretic, se atinge în secțiunea de la extremitatea inferioară a stîlpului.

La baza clădirii (la încastrarea în infrastructură), unde sînt de așteptat deformațiile plastice cele mai ample ce se pot dezvolta în stîlpi, înnădirea armăturilor trebuie în principiu evitată, de exemplu prin realizarea unor armături cu lungimi pe 2-3 niveluri. Dacă totuși, o asemenea rezolvare poate fi prea dificilă în anumite situații, înnădirea armăturilor trebuie făcută numai prin sudură, în condiții de calitate care pot asigura performanțele de rezistență și de ductilitate necesare.

Alte prescripții impun ca înnădirea armăturilor din stîlpi să se realizeze în zona de la mijlocul înălțimii acestuia, deci în afara zonei plastice potențiale.

Este de dorit ca și în țara noastră, pe măsura perfecționării procedeelor de execuție (de exemplu prin introducerea unor dispozitive mecanice de înnădire a armăturilor) înnădirea armăturilor din stîlpi să se realizeze în afara zonelor plastice.

Pe lângă avantajul unei comportări superioare a stîlpului ca elemente de structură, se obține și avantajul unei economii de oțel, prin reducerea lungimii de ancorare necesare  $l_a$ .

Armătura de confinare dispusă, conform standardului, la baza fiecărui nivel, este superioară ca secțiune armăturii transversale minime necesare în zonele de înnădire ale armăturilor longitudinale.

e. **Asigurarea împotriva ruperii din forță tăietoare.** Pe baza faptului că plastificarea simultană la ambele capete ale stîlpului este foarte puțin probabilă, în cazurile curente, forța tăietoare maximă  $Q_{max}$  în relația (6.10) se determină cu relația (6.28), similară relației (6.16) dacă forțele tăietoare din încărcările gravitaționale nu sînt semnificative:

$$Q_{max} = k_Q \beta Q_s \leq \frac{2M_{cap}}{H_e} \quad (6.28)$$

unde (v. fig. 6.16, b)  $Q_s$  este forța tăietoare maximă în stîlp în gruparea specială de încărcare. Coeficientul  $\beta$  reprezintă raportul între suma momentelor capabile din grinzile adiacente stîlpului și suma momentelor respective în gruparea specială de încărcări, dintre cele două valori, una stabilită pentru extremitatea superioară și cealaltă pentru extremitatea inferioară reținîndu-se în relația (6.28) valoarea maximă.

Coeficientul  $k_Q \geq 1$  urmărește să ia în considerare sporul posibil de forță tăietoare care poate apărea în unele momente ale acțiunii seismice față de valoarea corespunzătoare plastificării grinzilor de la extremitățile stîlpului considerat.

Valorile coeficientului  $k_Q$  urmează să fie precizate în instrucțiunile de proiectare a structurilor în cadre de beton armat. Calibrarea coeficientului implică studii parametrice ample, pe baza procedeelor de calcul dinamic nelinear al structurilor.

Orientativ, o valoare medie, nu întotdeauna acoperitoare, poate fi considerată  $k_Q = 1,25$ . În [111] se prevăd valorile 1,3 pentru cazul cadrelor plane și 1,5 pentru cadrele spațiale în situația în care dimensionarea se face numai după direcțiile principale.

În cazul nivelului de la baza structurii schema de calcul a forței tăietoare se asociază cu plastificarea zonei de deasupra nivelului teoretic de încastrare în infrastructură.



Din rațiuni de simplificare a calculului STAS 10 107/0-90 permite ca la fiecare nivel forța tăietoare de calcul să se stabilească prin amplificarea forței tăietoare  $Q_s$  cu raportul dintre momentul capabil al stîlpului și momentul maxim  $M$ , din încărcările seismice de calcul, înregistrat la extremitatea inferioară sau superioară a stîlpului considerat.

Valoarea  $\frac{2M_{cap}}{H_e}$  din relația (6.28) corespunde situației plastificării stîlpului la ambele extremități, reprezentînd evident, limita superioară a valorii forței tăietoare care poate acționa stîlpul.

Este de remarcat faptul că pot exista situații cînd valoarea forței tăietoare de calcul  $Q_{max}$  poate depăși, ca urmare a unei capacități portante ridicate la încovoiere, valoarea  $\frac{Q_s}{\psi}$ , care teoretic reprezintă forța tăietoare în răspuns

elastic și care reprezintă o limită superioară a acțiunii (este adevărat la nivelul întregii structuri). În asemenea cazuri apare indicată, în vederea obținerii unor soluții mai economice efectuarea unor redistribuții ale eforturilor de calcul între elementele structurii în sensul suplimentării forțelor acelor elemente, care prin armarea minimă impusă de norme prezintă disponibilități de încărcare și reducerea corespunzătoare a forțelor aferente elementelor celor mai încărcate.

Ca și în cazul grinzilor, dimensiunile secțiunii de beton a stîlpilor trebuie să asigure verificarea condiției (6.22).

Forța tăietoare capabilă a stîlpilor,  $Q_{cap}$  din relația (6.10) se calculează conform STAS 10 107/0-90 la fel ca pentru încărcări neseismice (vezi 5.3). În cazul stîlpilor nu se aplică reducerea forței tăietoare  $Q_s$ , preluate de beton, considerîndu-se că în expresia acestei componente a rezistenței la forță tăietoare (5.67) efectul favorabil al efortului axial de compresiune este subevaluat, rezultînd o valoare sub care nu se coboară, chiar în condițiile unei degradări limitate a betonului ca urmare a solicitării seismice.

Trebuie semnalat însă că, atît în cazul grinzilor cit și în cazul stîlpilor, alte prescripții de proiectare antiseismică, cum sînt de exemplu Codul model CEB-FIP [111] și normele neo-zeelandeze [114], consideră reduceri mai importante ale lui  $Q_s$  decît STAS 10 107/0-90.

În ceea ce privește armarea minimă cu etrieri a stîlpilor, STAS 10 107/0-90 prevede ca procentul minim de armare cu etrieri a stîlpului să fie:

$$p_{etr, min} = 0,15\% \quad (6.29, a)$$

la stîlpi în zonele seismice de calcul A...E și

$$p_{etr, min} = 0,1\% \quad (6.29, b)$$

la stîlpi în zona F.

În zona elastică a stîlpilor se prevăd aceleași tipuri de etrieri (ca formă și diametru minim) ca în zonele plastice potențiale, la distanța cel mult de 200 mm.

Prevederile menționate privind asigurarea împotriva ruperii din forță tăietoare se aplică tuturor stîlpilor structurilor curente în cadre. În două cazuri particulare aceste prevederi suferă unele modificări.

i. Stîlpii de la nivelurile flexibile ale construcțiilor cu pereți portanți de beton armat sau cu pereți din zidărie de cărămidă de cel puțin 250 mm

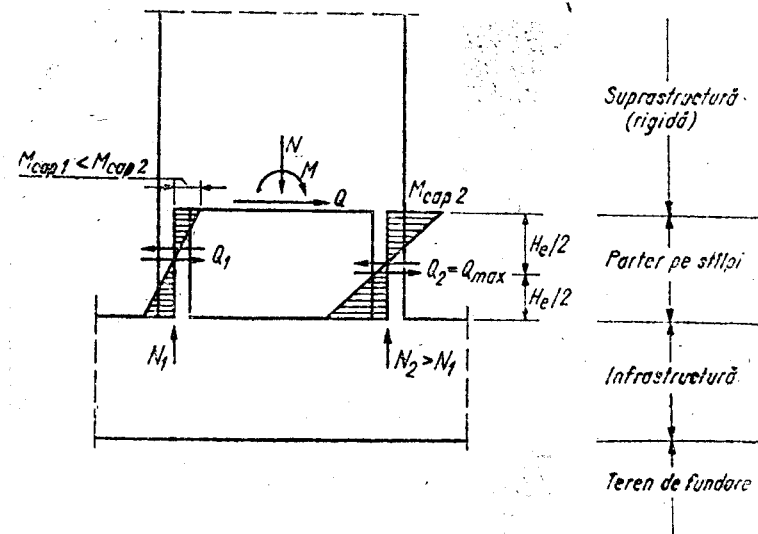


Fig. 6.25

grosime, înrămate de cadre de beton armat sînt expuși cu probabilitate mare la plastificarea la ambele extremități. La acești stîlpi se va lua:

$$Q_{max} = \frac{2M_{cap}}{H_e} \quad (6.30)$$

La asemenea structuri forțele axiale suplimentare în stîlpi produse de așa numitul efect indirect al forțelor orizontale sînt foarte importante, ca urmare a rigidității foarte mari a suprastructurii rezemate pe stîlpi.

Drept urmare:

— forțele tăietoare se distribuie diferit între stîlpi, solicitînd preponderent stîlpii comprimați suplimentar de efectul indirect al forței orizontale, avînd o rigiditate substanțial mai mare decît stîlpii descărcați de efort axial și care la limită, în situația cînd devin întinși, practic nu mai sînt în măsură să preia forțe tăietoare;

— eforturile de compresiune în stîlpi în situația cînd sînt încărcăți suplimentar pot avea valori foarte mari, antrenînd sporirea momentelor capabile și implicit a forței tăietoare asociate mecanismului de disipare a energiei specifice acestor structuri.

În consecință stîlpii acestor structuri trebuie prevăzuți cu o armare transversală foarte puternică, pe toată înălțimea lor, atît pentru asigurarea la forțele tăietoare mari, cit și pentru a asigura efectul de confinare a betonului, impus de concentrările de compresiune din acești stîlpi.

ii. Stîlpi scurți. S-a arătat anterior că în cazul stîlpilor la care raportul  $H_e/h$  este redus (orientativ  $< 2,5$ ) în condițiile unor solicitări intense la compresiune și forță tăietoare, apare riscul unor ruperi caracteristice, extrem de fragile, (fig. 6.26 a). Comportare de stîlp scurt apare uneori chiar la stîlpii lungi, dar la care interacțiunea cu pereții de compartimentare sau de închidere, cu parapetii, conduce la reducerea înălțimii lor libere.

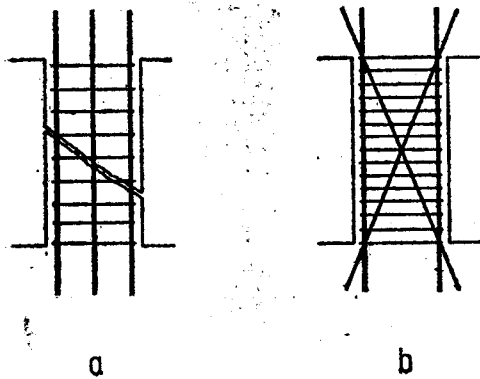


Fig. 6.26

în secțiunea de beton nu prea este mare (orientativ  $< 1,5 R_t$ ) și dacă armătura transversală este suficientă. Unele experimentări numerice efectuate în perioada de pregătire a standardului au pus în evidență faptul că dacă forța tăietoare de calcul se stabilește cu relația (6.30) care presupune plastificarea la ambele extremități, armătura orizontală (etrierii) rezultați din calcul, este apropiată de cea evidențiată ca necesară prin studiile experimentale.

Pierderea ancorării armăturilor longitudinale reprezintă o problemă critică a stîlpilor scurți (ca urmare a faptului că eforturile de aderență, cu valori ridicate, au practic același sens de acțiune pe toată înălțimea stîlpului). Pentru îmbunătățirea comportării din acest punct de vedere este necesar să se evite înnădirea armăturilor longitudinale pe înălțimea liberă, pe de o parte, și să se aleagă soluții cu armături de diametru mai redus ( $d \leq 22$  mm).

La stîlpi foarte scurți ( $\frac{H}{h_c} < 2$ ), cu solicitări importante la forțe axiale și forțe tăietoare, soluția de armare cea mai eficientă este cu bare diagonale (fig. 6.26, b), care așa cum rezultă din studiile experimentale poate asigura un mecanism de rezistență stabil.

Este de subliniat că problema consolidării stîlpilor scurți avariați în urma cutremurelor puternice este deosebit de dificilă, ea comportînd de regulă cămășuiri, care sporesc secțiunea stîlpilor pînă la secțiuni, de multe ori inacceptabile. O posibilitate de a evita asemenea situații o constituie proiectarea stîlpilor cu o capacitate portantă superioară eforturilor corespunzătoare răspunsului seismic elastic ( $Q_{max} > \frac{1}{\psi} Q_s$ ). Asemenea soluții sînt

de considerat la proiectarea stîlpilor de la baza silozurilor dar și la stîlpii de la nivelurile inferioare ale unor construcții civile multietajate.

f. Noduri de cadre. Cedarea nodului între grindă și stîlp reduce sensibil rigiditatea și capacitatea portantă a structurii în cadre la acțiunea seismică. Acest fenomen a fost pus în evidență de studii experimentale efectuate cu subsansambluri grindă-stîlp supuse la cicluri severe de încărcare alternantă [115]. Într-un stadiu avansat de solicitare, asociat cu plastificarea grinzilor adiacente nodului, (fig. 6.27), în nod apare o forță tăietoare maximă  $Q_{max}$  dată de relația (6.31)

$$Q_{max} = A_{a1}R_a + A_{a2}R_a - Q_s^{sup} \quad (6.31)$$

Pînă în prezent nu s-a reușit construirea unui model analitic satisfăcător pentru calculul acestor stîlpi, în măsură să exprime interacțiunea complexă între cele trei tipuri de eforturi  $N, M, Q$ . În aceste condiții proiectarea stîlpilor scurți se bazează pe cîteva reguli deduse din experimentări pe modele de asemenea stîlpi. Sînt de reținut următoarele:

Comportarea în stadiul de cedare este substanțial îmbunătățită dacă valoarea efortului  $\tau_{med} = \frac{Q}{bh_0}$

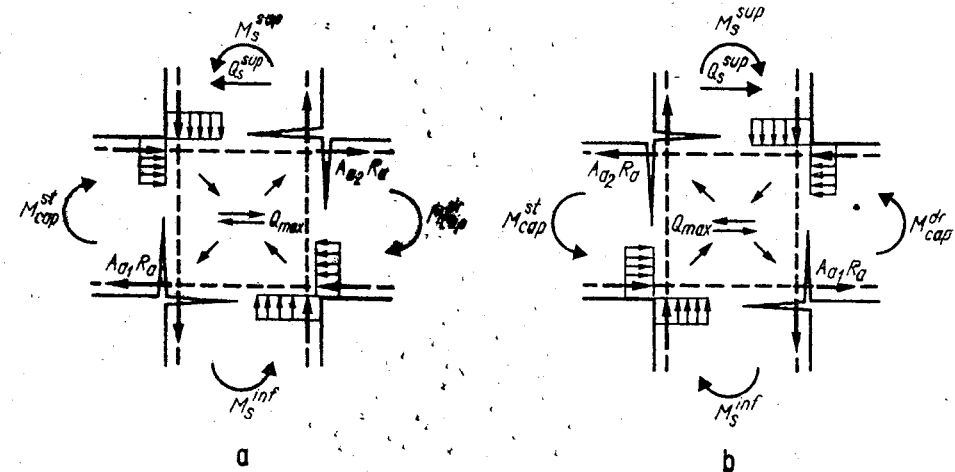


Fig. 6.27

Studii teoretice și experimentale recente au scos în evidență mecanismul de preluare a forței tăietoare  $Q_{max}$ . Înainte de fisurarea nodului, forța tăietoare este preluată în principal prin biela diagonală comprimată de beton (fig. 6.28, a) iar după fisurare, forța tăietoare este preluată printr-un mecanism de tip grindă cu zăbrele multiple, în care betonul asigură diagonalele comprimate iar întinderea este preluată de rețeaua ortogonală de armătură (fig. 6.28, b).

Trebuie observat că dacă structura este de tip stîlpi slabi, grinzi puternice, implicînd un mecanism de cedare de etaj, nodul poate fi mai expus la acțiunea forței tăietoare verticale, care se stabilește pe baza eforturilor capabile din armăturile stîlpului, printr-o relație similară relației (6.31).

Instrucțiunile tehnice pentru proiectarea nodurilor structurilor în cadre, aflate în curs de elaborare prevăd condiții de dimensionare a secțiunii de beton și a armăturilor din nod bazate pe modelul de grindă cu zăbrele, așa cum se procedează, și în alte norme naționale [111] sau internaționale [114].

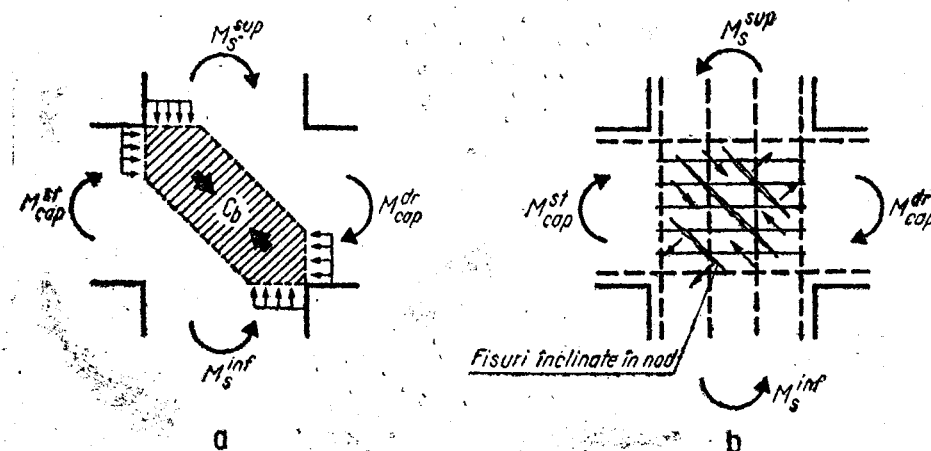


Fig. 6.28

### 6.3. DUCTILIZAREA PEREȚILOR STRUCTURALI DE BETON ARMAT

#### 6.3.1. Considerații generale

Concepția actuală în proiectarea antisismică a structurilor cu pereți de rezistență de beton armat urmărește să asigure dezvoltarea unor mecanisme de rezistență ductile cu zonele plastice concentrate la capetele riglelor de cuplare și la baza montanților verticali. Această concepție se aplică atât pereților structurali monoliți cât și celor din panouri mari prefabricate.

Spre deosebire de cazul structurilor în cadre, dirijarea dezvoltării zonelor plastice la acțiuni seismice severe în structurile cu pereți de rezistență se poate obține aproape cu certitudine. Plasticizarea riglelor de cuplare este practic inevitabilă în cazul acțiunii unor cutremure puternice, ca urmare a distorsiunilor ample în care sînt angajate aceste elemente și a deschiderii lor mici, zonele plastice apărînd, evident, la extremităților riglelor. Necesitatea asigurării plasticizării peretelui de beton armat la baza sa este impusă de asigurarea unei cât mai mari deplasări  $\Delta_{cap}$  în relația (1.6). Această situație impune asigurarea unei distribuții corespunzătoare a capacității portante pe înălțimea construcției și, deci, controlul distribuției armăturii longitudinale pe verticala peretelui.

Concentrarea deformațiilor plastice numai într-o zonă restrînsă de la baza pereților, aduce și avantajul important din punct de vedere economic că măsurile mai severe de armare transversală (pentru preluarea forțelor tăietoare și pentru confinarea betonului) care se impun în zonele plastice vor fi limitate numai la această zonă.

Pentru proiectarea antisismică a pereților structurali monoliți de beton armat, proiectantul dispune de Instrucțiunile tehnice P 85 [118]. În principiu, aceste instrucțiuni se pot aplica și pereților din panouri mari prefabricate cu observația că îmbinările orizontale și verticale trebuie să se comporte elastic sub acțiunea forțelor de lunecare asociate mecanismului de plasticizare a peretelui.

Din acest motiv în STAS 10107/0-90 prevederile referitoare la structurile cu pereți de beton armat au un caracter general, pentru prevederile de detaliu făcîndu-se trimitere la Instrucțiunile P 85. Comentariile prevederilor de proiectare antisismice a structurilor cu pereți cuprinse în prezentul capitol se referă la o problemă mai largă decît cea care face obiectul explicit al standardului, în special pentru a evidenția unele diferențe față de structurile în cadre de beton armat.

Datorită faptului că la intrarea în vigoare a standardului 10107/0-90, Instrucțiunile P 85-81 se aflau în revizuire comentariile cuprinse în capitolul 6.3 se vor referi mai cu seamă la aspectele calitative ale comportării și proiectării antisismice ale structurilor cu pereți de beton armat și mai puțin la prevederile concrete de detaliu.

#### 6.3.2. Ductilizarea riglelor de cuplare

În diafragmele cu goluri, riglele de cuplare (buiandrugii) joacă rolul grinzilor de la structurile în cadre. De aceea tot ce este prevăzut în STAS 10107/0-90 pentru grinzile cu rol antisismic (paragraful 6.2.2) este valabil

și pentru riglele de cuplare cu observația că acestea din urmă reprezintă, în mod curent, un caz particular de grinzi scurte cu deschiderea foarte mică în raport cu înălțimea  $h$  a secțiunii. Comentariile care urmează sînt impuse de această particularitate.

a. *Localizarea zonelor plastice.* Din cauza valcii mici a încărcării gravitaționale aterente riglei de cuplare, diagrama de momente are practic o variație liniară pe deschiderea  $l$  astfel încît mecanismul de disipare a energiei al buiandrugului corespunde situației din fig. 6.17, a cu articulații plastice la extremități. Se consideră că acest mecanism poate apărea în toți buiandrugii de pe înălțimea construcției.

b. *Asigurarea unei capacități minime de deformare inelastică.* La deformația  $\Delta$  a unui element scurt, cum este în mod curent rigla de cuplare, contribuie cu pondere comparabilă atât deformația din încovoierie cât și deformația din forță tăietoare (fig. 6.29 a). În principiu capacitatea de rotire secțională este foarte mare pe baza faptului că secțiunea transversală este simetric armată și deci diferența  $p - p'$  în relația (6.18) este egală cu zero. Cu toate acestea, datorită puternicii deformații alternante, fisurile de încovoierie deschise succesiv la cele două fețe se pot uni și rămîine deschise datorită deformațiilor plastice remanente substanțiale din armăturile longitudinale întinse. Aceasta împreună cu lunecarea, practic de neevitat, a armăturilor în beton implică reducerea substanțială a rigidității la reîncărcare pînă cînd fisura se reînchide (betonul reintră în lucru) ca urmare a anulării deformație remanente din întindere prin comprimarea armăturii. Această comportare

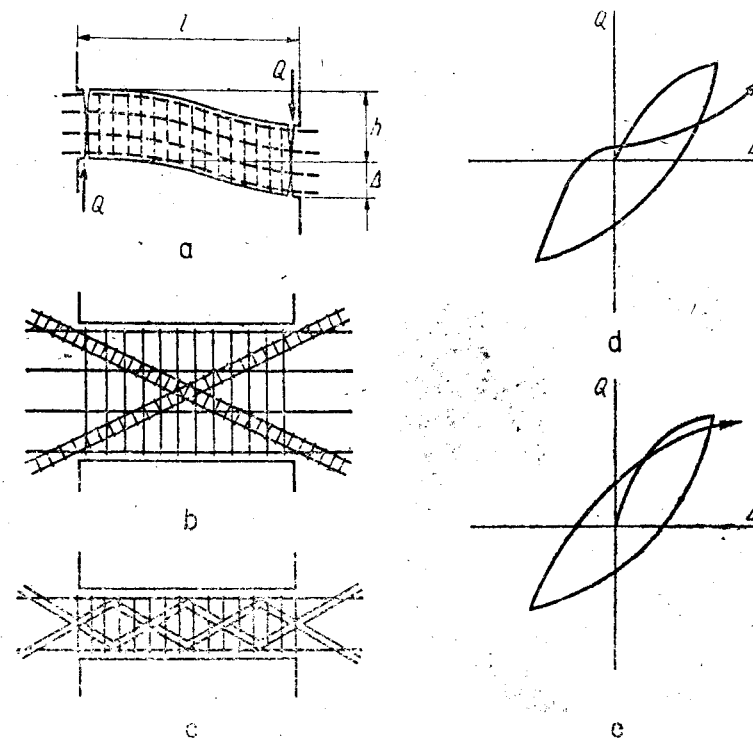


Fig. 6.29

evidențiată de strângulările specifice care apar pe buclele histeretice, are ca efect reducerea capacității de absorbție și de disipare a energiei (fig. 6.29, d). Forța tăietoare în lungul fisurii normale, deschise pe toată înălțimea  $h$  nu poate fi preluată decît prin efectul de dorn al armăturii longitudinale. La încărcarea alternantă a riglei de cuplare se poate ajunge la o rupere caracteristică prin dislocare în lungul fisurii normale de la reazem (vezi fig. 6.29, a).

Riglele foarte scurte ( $\frac{l}{h} < 1,20$ ) prezintă în plus o serie de particula-

rități de comportare. Solicitarea ciclică alternantă, implicînd incursiuni substanțiale în domeniul postelastice de deformare, conduce la pierderea treptată a aderenței armăturilor longitudinale și la propagarea eforturilor unitare de curgere în lungul acestora. Dacă armătura orizontală își păstrează ancorajul la extremități, buiandrugul mai poate dezvolta o capacitate portantă semnificativă numai printr-un mecanism de rezistență bazat pe dezvoltarea unor compresiuni diagonale. Dacă solicitarea la forță tăietoare este mare, rigla de cuplare prezintă o rupere caracteristică printr-o fractură diagonală.

Comportarea buiandrugilor scurți se poate îmbunătăți substanțial prin prevederea unor armături înclinate după două direcții (fig. 6.29, b), dimensionată pentru a prelua întreaga forță tăietoare pe grindă. Dacă flambajul barelor înclinate comprimate, este evitat prin dispunerea unor etrieri sau agrafe suficient de dese, atunci răspunsul histeretic al grinzii de cuplare are o formă stabilă, similar răspunsului unei grinzi metalice (vezi fig. 6.29, e).

Armarea longitudinală cu bare dispuse după diagonale este eficientă numai dacă raportul  $l/h$  este suficient de mic (orientativ  $l/h < 1,25$ ). La valori  $l/h$  mai mari barele sînt prea puțin înclinate față de axa grinzii și apar indicate soluții de armare ca în fig. 6.29, c.

Barele înclinate complică însă armarea și în consecință sînt greu acceptate în execuție. Instrucțiunile P 85 nu impun armarea cu bare înclinate ci o recomandă, numai, atunci cînd buiandrugii diafragmei au  $l/h \leq 1,5$  și grosimea peretelui  $b \geq 220$  mm. În alte prescripții, de exemplu [111] și [114], armarea cu bare înclinate este obligatorie dacă valoarea efortului tangențial mediu pe secțiunea grinzii de cuplare depășește o anumită valoare limită.

c. *Asigurarea împotriva ruperii din forță tăietoare.* Datorită faptului că eforturile produse de încărcarea gravitațională sînt neglijabile, forța tăietoare care solicită riglele de cuplare are un caracter alternant. În condițiile în care, de regulă, valoarea forței tăietoare depășește pragul fisurării înclinate rigla de cuplare este expusă la o fisurare înclinată pe două direcții care are ca efect degradarea brutală a capacității betonului de a prelua forța tăietoare. Pe această bază, prescripțiile românești consideră  $Q_0 = 0$  la evaluarea forței tăietoare capabile.

### 6.3.3. Ductilizarea montanților

a. **Localizarea zonelor plastice.** În cazul pereților structurali de beton armat dezideratul concentrării deformațiilor plastice exclusiv în zona de la bază impune ca rapoartele între momentele capabile  $M_{cap}$  ale secțiunilor și momentele  $M_s$ , produse de încărcările seismice de calcul să aibă valoarea minimă în secțiunea de la bază. Astfel valoarea momentului încovoietor de calcul (de dimensionare),  $M_{max}$ , la un nivel al clădirii se stabilește cu o relație de forma

$$M_{max} = k_M \frac{M_{cap,0}}{M_{s,0}} M_s \quad (6.33)$$

în care  $M_{cap,0}$  și  $M_{s,0}$  sînt valorile momentului capabil, respectiv ale momentului din încărcările seismice de calcul în secțiunea de la bază, iar  $k_M \geq 1$ , coeficienții din fig. 6.30, a. Se apreciază că, în cazurile curente ale clădirilor pînă la 10–12 niveluri, valorile  $k_M$  pot acoperi sporurile de momente datorate modurilor superioare de vibrație pe structura plasticificată.

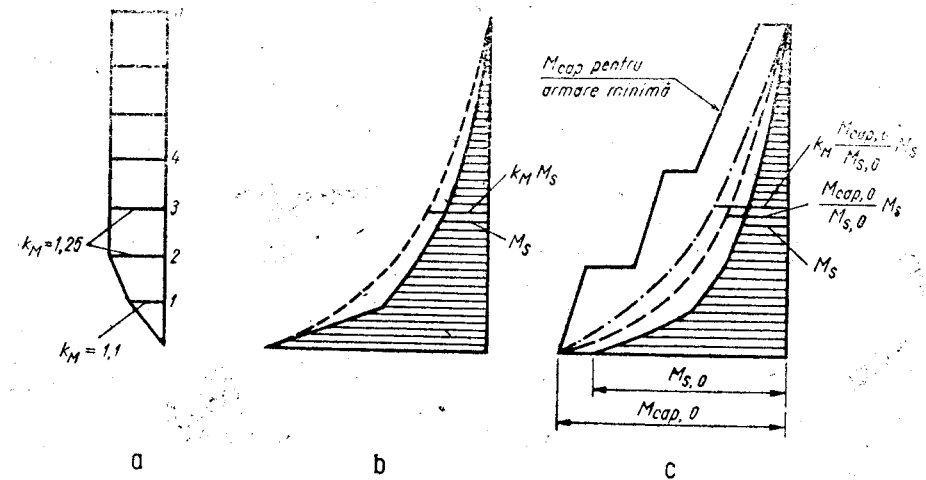


Fig. 6.30

În cazul în care armătura verticală în perete nu este dictată de minimumul constructiv, localizarea zonei plastice la baza peretelui se poate realiza direct prin dimensionarea armăturii verticale la momentele încovoietoare  $M_{max} = k_M M_s$  (fig. 6.30, b).

În cazul în care armătura verticală în perete este dictată de valorile minime constructive, atunci verificarea poziției diagramei  $M_{cap}$  față de diagrama  $M_{max}$  este necesară practic numai la bază și la nivelul planșeului la care se reduce cu ntumul armăturii minime (fig. 6.30, c).

Zona plastică de la baza pereților este denumită în Instrucțiunile P 85 zona A, iar zona cu comportare elastică zona B.

Înălțimea zonei plastice se stabilește cu relația (6.34)

$$l_p = 0,05H + 0,4h \quad (6.34)$$

în care  $H$  este înălțimea totală a peretelui, iar  $h$  înălțimea secțiunii transversale, rotunjindu-se la un număr întreg de niveluri.

b. Asigurarea unei capacități minime de rotire secțională în zona plastică. Condiția (6.14) pentru secțiunea transversală din zona plastică a peretelui structural din beton armat, este exprimată în prescripțiile din țara noastră, în mod indirect printr-o condiție de limitare a intensității efortului de compresiune de forma:

$$n = \frac{N}{bh_0R_c} \leq 0,35 + 1,5 \frac{A_t}{A_s} \quad (6.35)$$

unde  $A_t/A_s$  reprezintă raportul între aria tălpii comprimate și aria inimii secțiunii. Dacă se ține seama că valoarea rezistenței betonului la compresiune din (6.34) este redusă printr-o serie de coeficienți de siguranță suplimentari față de valorile de bază se constată că, în exprimarea cea mai semnificativă, aceea în rezistențe efective (apropiate statistic de valorile medii ale rezistențelor) condiția (6.34) apare mult mai restrictivă la pereții structurali decât condiția corespunzătoare (6.24) din cazul stîlpilor structurilor în cadre. Aceasta a rezultat datorită faptului că pe de o parte probabilitatea de apariție a zonei plastice la baza peretelui este mai mare, iar, pe de altă parte, cerința de ductilitate este, de asemenea, mai mare avînd în vedere numărul mai mic de zone plastice care pot apărea la un perete structural față de un cadru. Este de remarcat, totuși, că deși condiția (6.35) este mai severă decât condiția 6.24 ea este mai ușor de realizat practic.

Așa cum s-a arătat în paragraful 6.1.3, pe lângă satisfacerea condiției (6.14) este necesară și creșterea gradului de fretare cu armare transversală în zonele comprimate ale secțiunilor din zonele plastice în vederea creșterii lui  $\epsilon_{bu}$  în relația (6.11a). În aceste zone se adoptă reguli de armare longitudinală și transversală apropiate de cele prescrise pentru zonele plastice ale stîlpilor (vezi fig. 8.47).

Este interesant de remarcat că alte prescripții ([111] și [114]) impun prevederea unor armături transversale speciale de confinare a zonelor comprimate din zona plastică numai dacă înălțimea  $x_u$  a zonei comprimate depășește o valoare critică și numai pe porțiunea cea mai comprimată a secțiunii (vezi fig. 6.31).

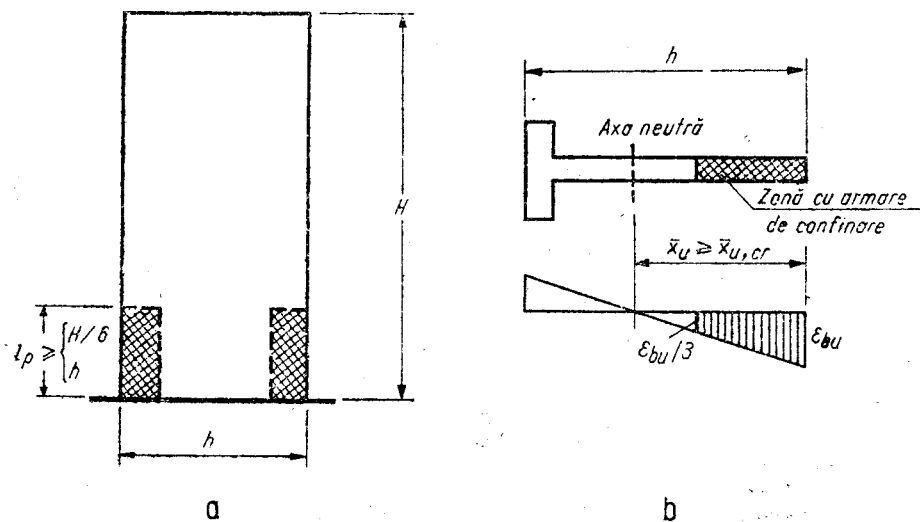


Fig. 6.31

c. Asigurarea împotriva ruperii din forță tăietoare. În mod similar cu alte prescripții de proiectare antisismică, Instrucțiunile P 85 prevăd ca forța tăietoare  $Q_{max}$  în peretele structural să se calculeze pe schema de echilibru limită asociată mecanismului cinematic de plastificare a peretelui (fig. 6.32):

$$Q_{max} = k_Q \times \frac{M_{cap,o} + 0,8 \sum Q_{r,max} L_r}{M_{s,o}} Q_s \quad (6.36)$$

S-a notat cu  $M_{s,o}$  momentul din forțele orizontale la baza peretelui (momentul de răsturnare);  $Q_{r,max}$  — forța tăietoare asociată plastificării buiandrugului la extremități;  $L_r$  — distanța interax între montanții extremi ai diafragmei cu goluri.

Coeficientul 0,8 care afectează momentele în rigle ia în considerare faptul că plastificarea simultană a tuturor riglelor unui perete, la un anumit moment al acțiunii seismice, este puțin probabilă, așa cum rezultă din calculul dinamic nelinier al structurilor cu pereți de beton armat. Coeficientul  $k_Q > 1$  are același rol ca în relația 6.26 din cazul stîlpilor. În viitoarea ediție a Instrucțiunilor P 85 se vor da valorile  $k_Q$  diferențiate pe tipuri de structuri și zone seismice.

În codul seismic CEB, ca și în nomele neo-zeelandeze majorările forței tăietoare prin coeficientul  $k_Q$  sînt de ordinul 40—80% funcție de numărul de niveluri al clădirii.

Deoarece în cazul structurilor cu pereți portanți, probabilitatea plastificării la bază, la acțiunea unor cutremure puternice este mare, condiția de limitare a nivelului de solicitare la forța tăietoare este mai severă decât în cazul stîlpilor.

$$Q_{max} \leq 1,5 bhR_t \quad (6.37)$$

În ceea ce privește capacitatea de preluare a forței tăietoare în montanți Instrucțiunile P 85 prevăd relația:

$$Q_{cap} = Q_b + Q_{ah} \quad (6.38)$$

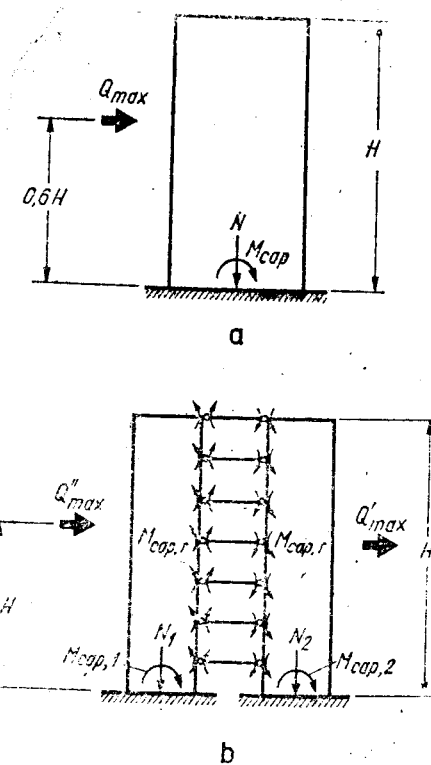


Fig. 6.32

unde  $Q_{ah}$  reprezintă forța tăietoare preluată de armătura orizontală din inima peretelui considerind fisura înclinată la  $45^\circ$  iar  $Q_b$  se ia

$$Q_b = 0,5bhR_t \quad (6.38 a)$$

în zona plastică potențială de la baza peretelui și



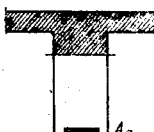
$$Q_b = 0,7bhR_t \quad (6.38 b)$$


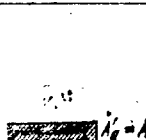
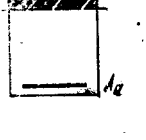
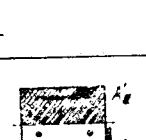
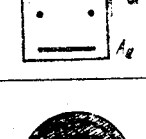
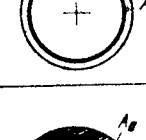
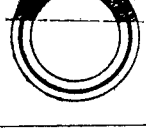
în restul peretelui structural de beton armat.

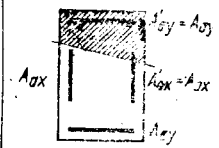
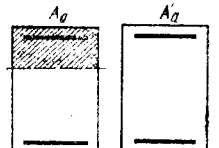
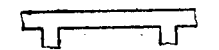
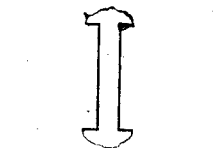
Și în ceea ce privește valorile concrete ale termenului  $Q_b$ , ca de altfel în general în privința calculului la forță tăietoare al pereților portanți de beton armat în zone seismice, prevederile STAS 10107/0-90 sînt apropiate de cele impuse de alte prescripții de proiectare antiseismică [104; 106; 111; 114]

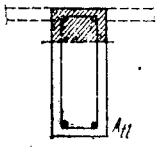
## SCHEME LOGICE PENTRU CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON ARMAT

### TIPURI DE SOLICITĂRI ȘI VERIFICĂRI

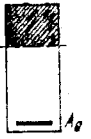
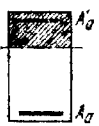
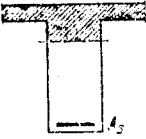
STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ		Schema	pag.		
1. Încovoiere	Notații		1.0	226	
		Determinarea capacității portante	1.1	228	
		Dimensionarea armăturilor	1.2	231	
		Dimensionarea secțiunii de beton	1.3	234	
		Determinarea capacității portante	1.4	236	
		Dimensionarea armăturilor	Secțiuni nesituate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	1.5	239
			Secțiuni situate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	1.6	242
		Stabilirea lățimii active a plăcii	1.7	247	
		Determinarea capacității portante	1.8	250	
		Dimensionarea armăturilor	1.9	253	

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ		Schema	pag.		
2. Compresiune excentrică (fără considerarea flexibilității)	Notaii	2.0	257		
	 $A_e = A_a$	Determinarea capacității portante	2.1	260	
	 $A_e$	Dimensionarea armăturilor	2.2	262	
	 $A_e = A_g$	Determinarea capacității portante	2.3	265	
		Dimensionarea armăturilor	Secțiuni nesituate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	2.4	268
			Secțiuni situate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	2.5	272
	 $A_e$ $A_w$ $A_e$	Determinarea capacității portante ținind seama și de influența armăturilor intermediare	2.6	277	
	 $A_e$	Determinarea capacității portante	2.7	282	
		Dimensionarea armăturilor	2.8	284	
	 $A_e$	Determinarea capacității portante	2.9	287	
Dimensionarea armăturilor		2.10	289		
3. Considerarea flexibilității la compresiune excentrică	Notaii — procedee de calcul	3.0	292		
	 $A_e$	Determinarea capacității portante	3.1	295	
		Dimensionarea armăturilor	3.2	298	

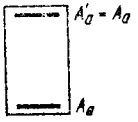
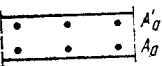
STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ		Schema	pag.	
4. Compresiune excentrică oblică	Notaii — procedee de calcul	4.0	303	
	 $A_{ax}$ $A_y$ $A_x$	Determinarea capacității portante	4.1	306
		cu optimizare	4.2	308
		Dimensionarea armăturilor	4.3	311
		dimensionarea armăturii de pe o direcție cînd armătura de pe cealaltă direcție este dată sau minimă constructivă		
cînd din condiții constructive se ia $A_{ax} = A_{ay}$	4.4	314		
5. Întindere excentrică	Notaii	5.0	317	
	 $A_e$ $A_e$	Determinarea capacității portante	5.1	318
		Dimensionarea armăturilor	5.2	321
6. Forță tăietoare	Notaii — procedee de calcul	6.0	326	
	 Elemente încovoiate	Dimensionarea armăturilor transversale (numai etrieri)	6.1	331
		Idem — etrieri + bare înclinate (procedeu simplificat)	6.2	335
		Idem — etrieri + bare înclinate (procedeu prin încercări)	6.3	342
	 Elemente comprimate excentric	Dimensionarea armăturilor transversale (numai etrieri)	6.4	345

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ		Schema	pag.
7. Torsiune cu încovoiere	Notății	7.0	349
	 Dimensionarea armăturilor transversale și a armăturilor longitudinale suplimentare	7.1	350


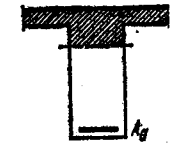


CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ȘI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU

8. Încovoiere	Notății	8.0	356
	 Calculul eforturilor unitare în beton și în armături	8.1	357
	 Idem	8.2	359
	 Idem	8.3	362


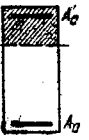
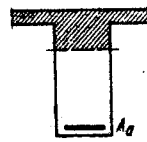
STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

9. Întindere centrică, încovoiere, întindere excentrică	Notății și relații de calcul		9.0	365
	Stabilirea ariei de înglobare a armăturilor ( $A_{st}$ ) și a valorii $s$ din expresia $\lambda_f$		9.1	368
	Întindere centrică	 Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	9.2	370
		 Idem. Calcul direct cu tabelul 17 A pentru pereți de recipiente	9.3	373

STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

Încovoiere	 Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	9.4	375
	 Idem. Plăci armate cu plase sudate din STNB	9.5	379
Întindere excentrică	 Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	9.6	381
			

STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚIE

10. Încovoiere	Notății	10.0	388
	 Verificarea săgeții	10.1	389
	 Verificarea săgeții	10.2	393
	 Verificarea săgeții	10.3	397



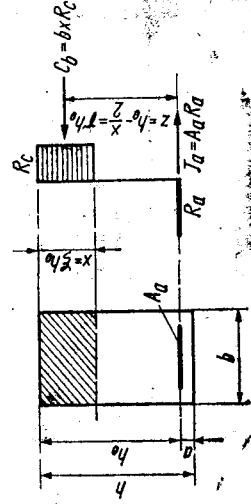
STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

Secțiuni dreptunghiulare

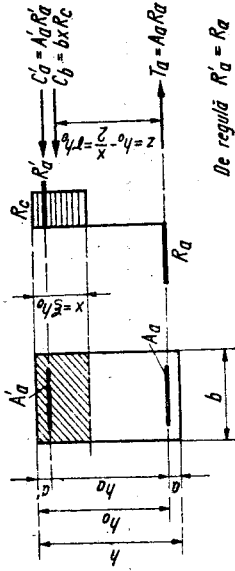
Încovoiere

Notații

1.0



Secțiuni dreptunghiulare simplu armate



Secțiuni dreptunghiulare dublu armate

De regulă  $R'_a = R_a$

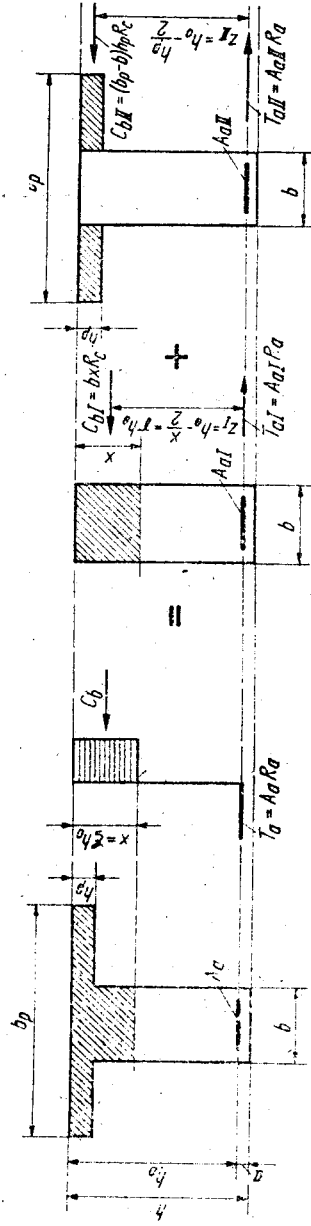
STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

Secțiuni în formă de T

Încovoiere

Notații

1.0

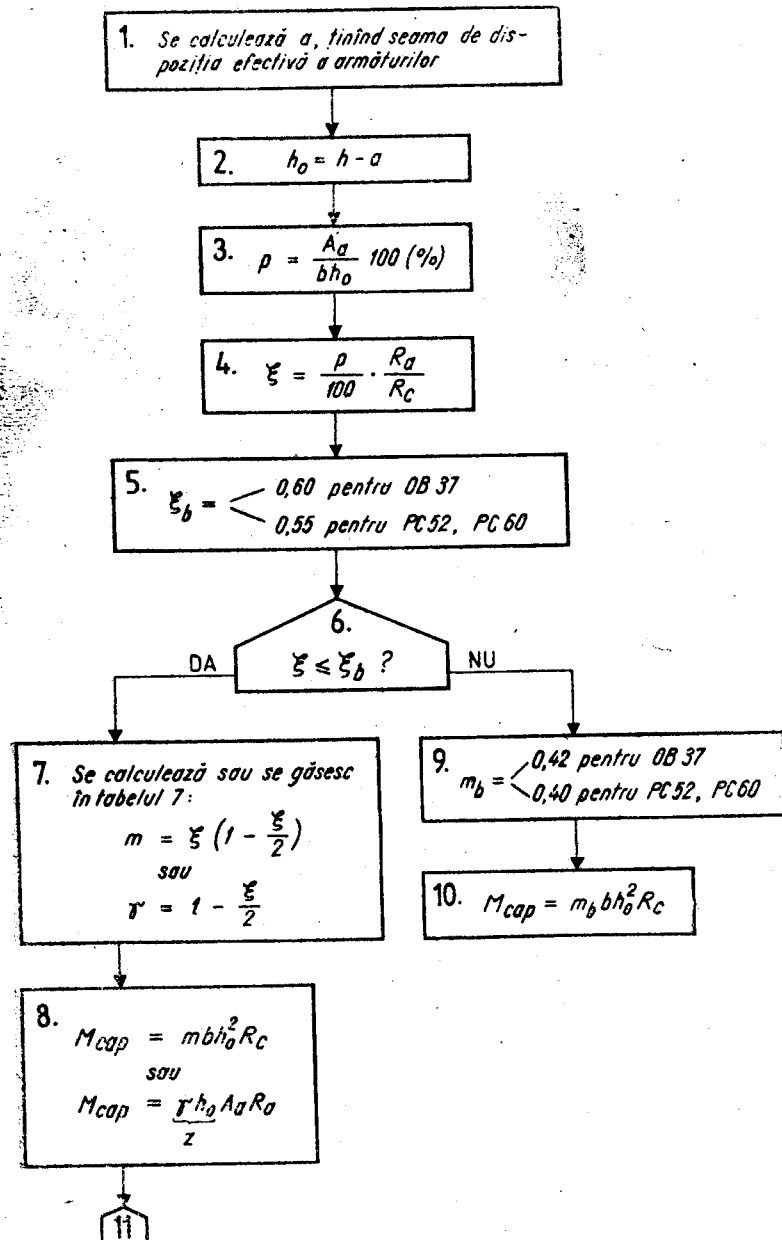


Secțiuni în formă de T simplu armate

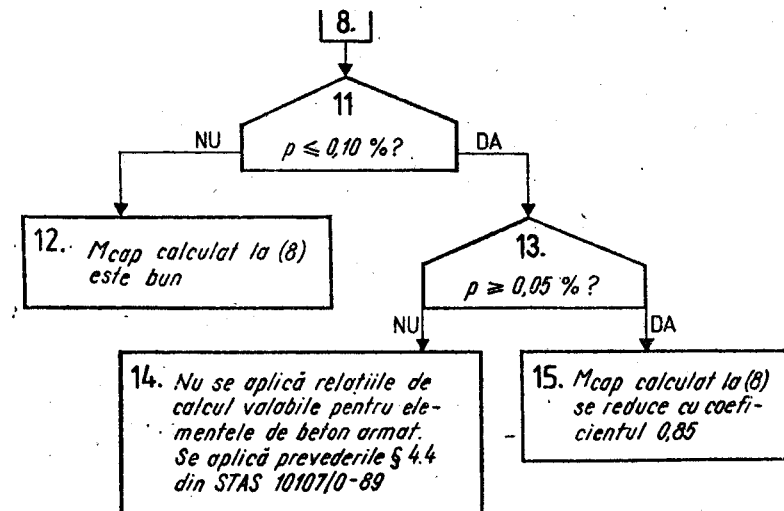
$A_{at} + A_{st} = a_y : M_y + M_{st} = M$   
 $M_y, M_{st}$  - momente axiale offsete ale armăturii  $A_{at}, A_{st}$

# STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare simplu armate
1.1	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, A_a, R_a, R_c, R_s$ Se cere: $M_{cap}$



Schema 1.1. (continuare)



### Observații

a. În cazurile curente, când este vizibil că  $0,10\% \leq \rho \leq \rho_{max}$ , se renunță la operațiile (4), (5) și (10) ... (14).

b. În cazurile speciale când se permit procente de armare  $< 0,05\%$  (de exemplu la tălpile fundațiilor pahar:  $\rho_{min} = 0,025\%$ ), acestea se introduc cu valorile respective în (12).

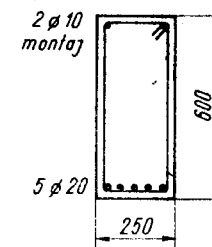
### Exemplu de calcul la schema 1.1

Să se calculeze momentul capabil al grinzii din figură.

Beton: Bc 15, cazul c ( $R_c = 9,5 \text{ N/mm}^2$ )

Oțel: PC 60 ( $R_a = 350 \text{ N/mm}^2$ )

$A_a = 5\phi 20 = 1571 \text{ mm}^2$ .



$$1. a = 25 + \frac{20}{2} = 35 \text{ mm.}$$

$$2. h_0 = 600 - 35 = 565 \text{ mm.}$$

$$3. \rho = \frac{1571}{250 \cdot 565} \cdot 100 = 1,11\%.$$

$$4. \xi = \frac{1,11}{100} \cdot \frac{350}{9,5} = 0,41.$$

$$5. \xi_b = 0,55.$$

$$6. \xi < \xi_b$$

$$7. m = 0,41 \left( 1 - \frac{0,41}{2} \right) = 0,326$$

sau se scoate din tabelul 7 din anexă, pentru  $\xi = 0,41$ ,  $m = 0,326$ .

$$8. M_{cap} = 0,326 \cdot 250 \cdot 565^2 \cdot 9,5 = 247 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 247 \text{ kNm.}$$

$$11. \rho > 0,10\%$$

12.  $M_{cap}$  calculat la (8) este bun.

Variantă la operațiile (7), (8):

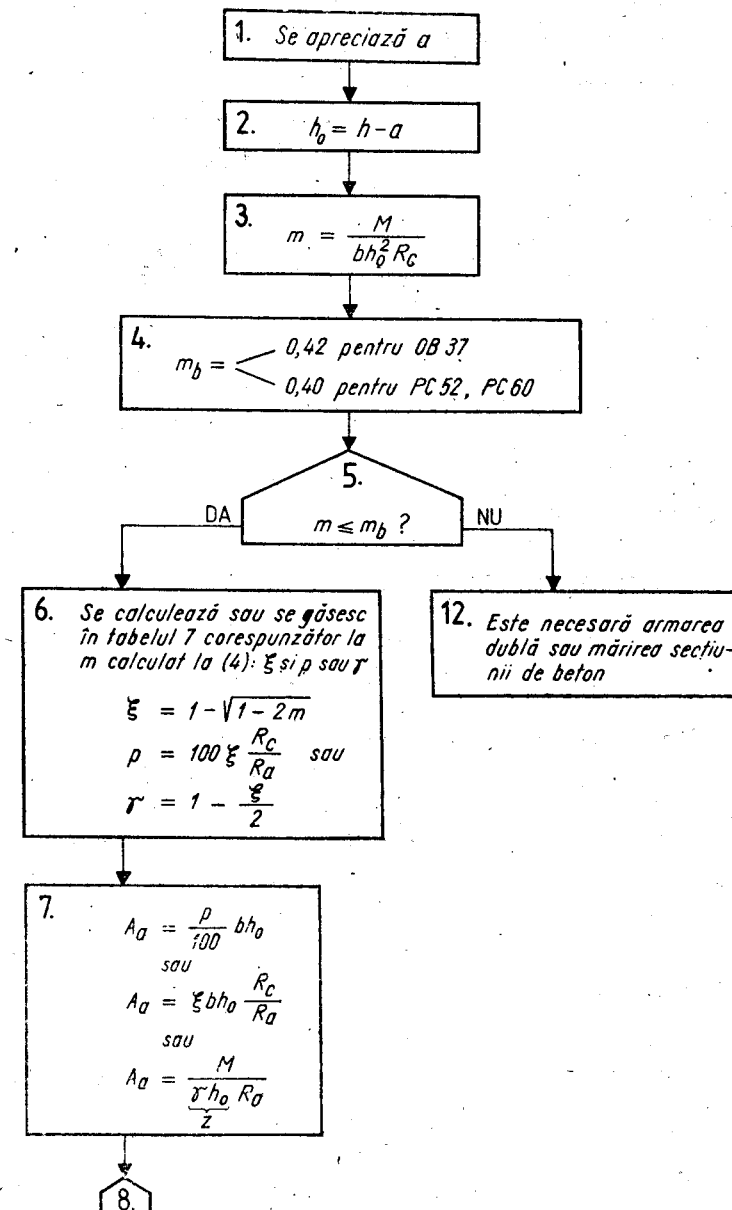
$$7. \gamma = 1 - \frac{0,41}{2} = 0,795 \text{ sau se scoate din tabelul 7 din anexă, pentru}$$

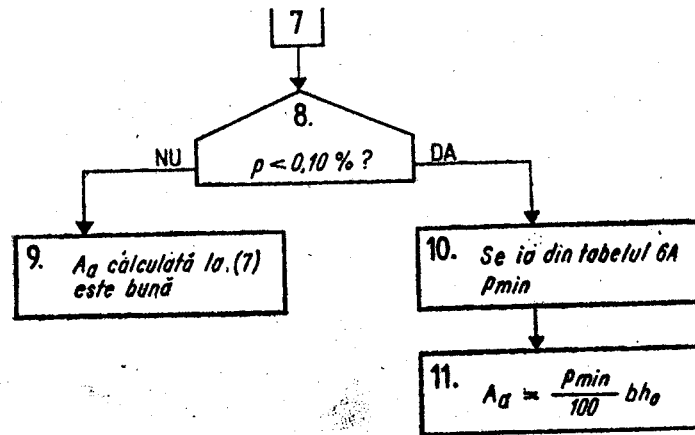
$$\xi = 0,41, \gamma = 0,795.$$

$$8. M_{cap} = 0,795 \cdot 565 \cdot 1571 \cdot 350 = 247 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 247 \text{ kNm.}$$

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare simplu armate
1.2	Dimensionarea armăturilor	Se dau: $b, h, R_c, R_a, M$ Se cere: $A_a$

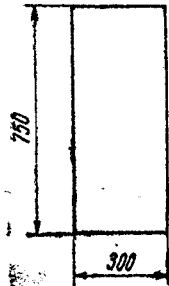




Observație

În cazurile speciale cind se permit procente de armare  $< 0,05\%$  (de exemplu la tălpile fundațiilor pahar:  $p_{min} = 0,025\%$ ), acestea se introduc cu valorile respective în (10), (11).

Exemplu de calcul la schema 1.2



Să se armeze grinda cu secțiunea din figură.

Beton: Bc 15, cazul c( $R_c = 9,5 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ );

$M = 240 \text{ kNm} = 240 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ .

1.  $a \approx 35 \text{ mm}$  (barele pe un singur rînd).
2.  $h_0 = 750 - 35 = 715 \text{ mm}$ .
3.  $m = \frac{240 \cdot 10^6}{300 \cdot 715^2 \cdot 9,5} = 0,165$
4.  $m_b = 0,40$ .
5.  $m < m_b$
6.  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,165} = 0,181$ ;  $\gamma = 1 - \frac{0,181}{2} = 0,909$

sau se scoate din tabelul 7, pentru  $m = 0,165$ ;  $\xi = 0,181$  sau  $\gamma = 0,909$ .

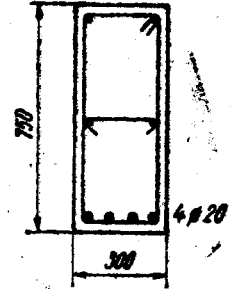
$$7. A_a = 0,181 \cdot 300 \cdot 715 \frac{9,5}{300} = 1\,230 \text{ mm}^2 \text{ sau:}$$

$$A_a = \frac{240 \cdot 10^6}{0,909 \cdot 715 \cdot 300} = 1\,230 \text{ mm}^2$$

$$8. p = \frac{1\,230}{300 \cdot 715} 100 = 0,57\% > 0,10\%$$

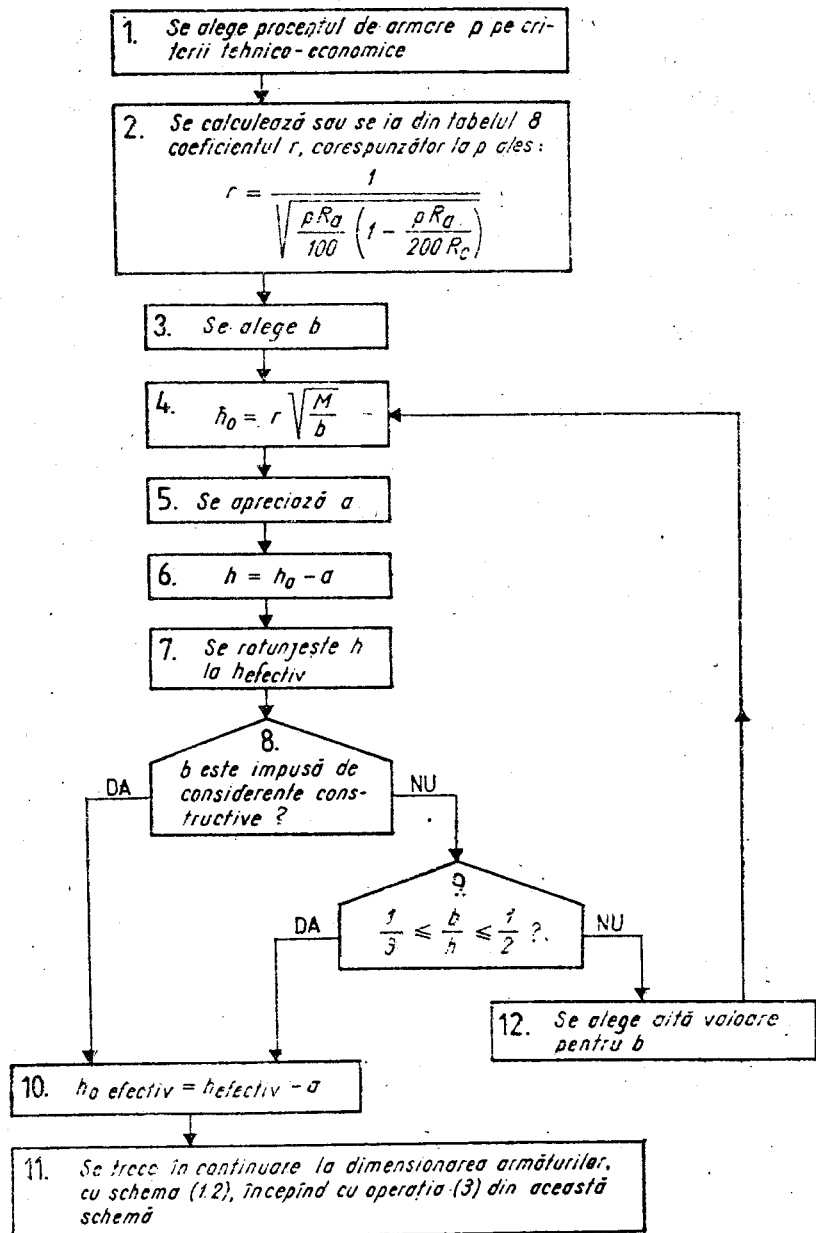
9.  $A_a$  calculată la (7) este bună.

Armare efectivă:  $4 \varnothing 20 = 1\,256 \text{ mm}^2 > 1\,230 \text{ mm}^2$ .



## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare simplu armate
1.3	Dimensionarea secțiunii de beton	Se dau: $R_c, R_a, M$ Se cer: $b, h$



### Observație

Pentru elementele din beton armat monolit, se recomandă, pe considerentul evitării unui consum ridicat de oțel, să nu fie depășite decît în cazuri temeinic justificate următoarele procente de armare:

- la plăcile armate pe o direcție: 0,8%;
- la plăcile armate pe două direcții: 0,5%;
- la grinzi: 1,2%;
- la grinzi, local în secțiunile de moment maxim: 1,5%.

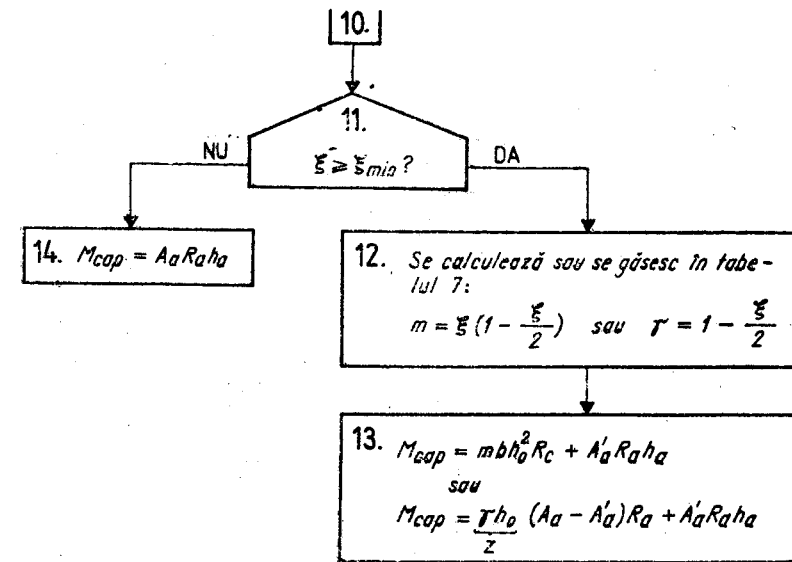
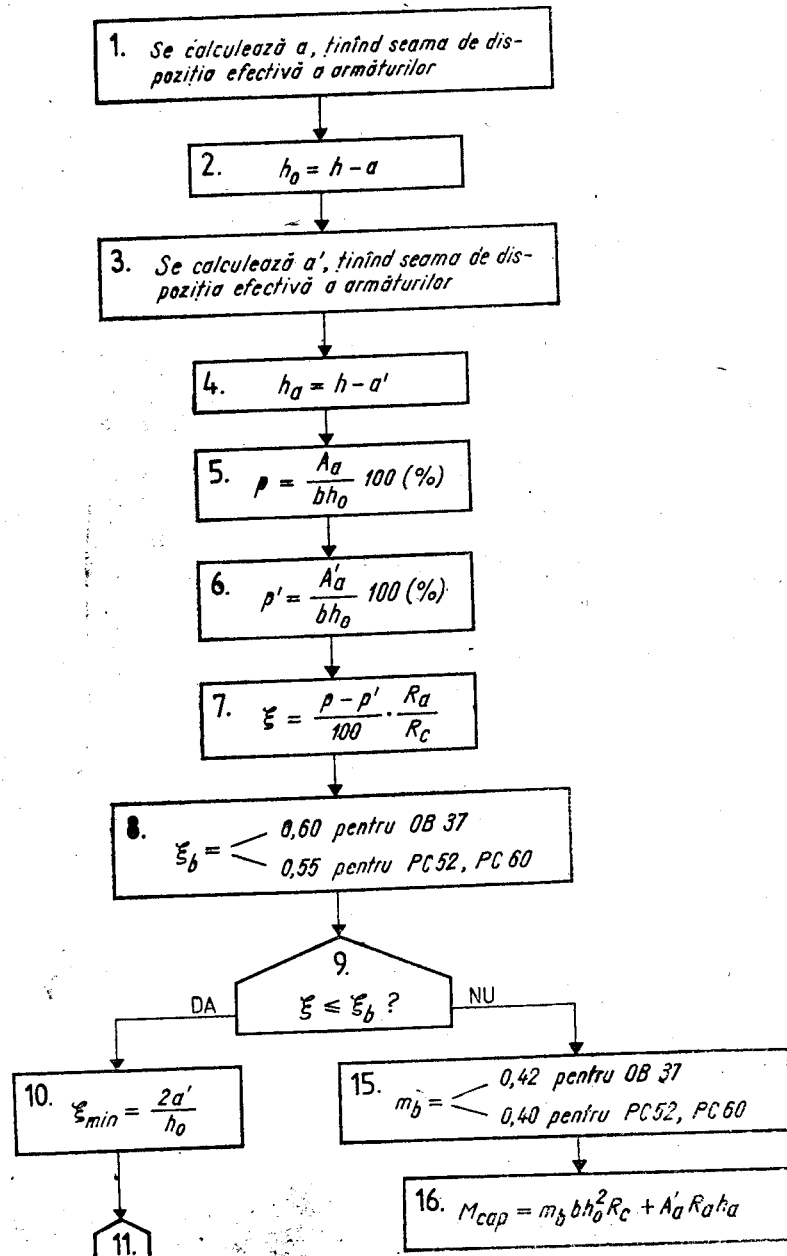
### Exemplu de calcul la schema 1.3

Să se dimensioneze secțiunea de beton a unei grinzi din Bc 20 armată cu PC 52, solicitată de un moment încovoiător  $M = 260 \text{ kNm} = 260 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ .

1. Se alege  $p = 1\%$ .
2. Din tabelul 8, pentru Bc 20, PC 52 și  $p = 1\%$ , se scoate  $r = 0,615$
3. Se alege  $b = 250 \text{ mm}$ .
4.  $h_0 = 0,615 \sqrt{\frac{260 \cdot 10^6}{250}} = 627 \text{ mm}$ .
5.  $a \approx 35 \text{ mm}$ .
6.  $h = 627 + 35 = 662 \text{ mm}$ .
7.  $h_{\text{efectiv}} = 650 \text{ mm}$  (prin rotunjirea în minus de la 662 la 650 mm, va rezulta un procent de armare  $> 1\%$ ).
8.  $b$  nu este impusă de considerente constructive.
9.  $\frac{b}{h} = \frac{250}{650} = \frac{1}{2,6}$ ;  $\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq \frac{1}{2}$
10.  $h_{0\text{efectiv}} = 650 - 35 = 615 \text{ mm}$ .

Rezultat: 250/650 mm.

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ		
1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
1.4	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, A_a, A'_a, R_c, R_a$ Se cere: $M_{cap}$



**Observații**

a. Fiind vorba de determinarea  $M_{cap}$  pentru o secțiune dată, nu s-au inclus condițiile suplimentare puse în cazul secțiunilor din zonele plastice potențiale la acțiuni seismice (valorile minime ale raportului  $A'_a/A_a$ ,  $p_{min}$  sporit,  $\xi \leq \xi_{lim}$ ).

b. Dacă din operația (9) rezultă  $\xi \leq \xi_b$ , înseamnă că  $A'_a$  nu este necesară din calculul în ipoteza de încărcare considerată, ci există din alte considerente (momente încovoietoare de semn contrar din alte ipoteze de încărcare etc.).

c. Dacă  $A'_a > A_a$ , ceea ce intervine în calculul secțiunilor de pe reazeme ale riglelor de cadru la momente pozitive, se aplică direct relația (14).

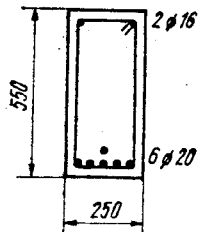
d. Dacă este vizibil că  $\xi \geq \xi_{min}$ , se renunță la operația (11), trecându-se direct la (12), (13).

e. La elementele dublu armate, situația  $p < 0,10\%$  intervine foarte rar. De aceea nu a fost cuprinsă în schema 1.4. În cazurile speciale când totuși se întâlnește această situație, se efectuează în plus operațiile (11) ... (15) din schema (1.1).

f. La plăcile și grinzile continue și la riglele de cadru care nu participă la preluarea solicitărilor seismice, în calculul armăturilor de la partea superioară în secțiunile de pe reazeme se ține seama de armătura inferioară ( $A'_a$ ) numai dacă lungimile de ancoraj sau de înădrire ale acesteia sînt dimensionate în consecință.

g. Cînd  $M_{cap}$  se determină în vederea unui calcul al structurii în domeniul postelastice la solicitări seismice,  $R_s$  și  $R_a$  se înlocuiesc cu  $\bar{R}_s = 1,75 R_s$  și  $\bar{R}_a = 1,35 R_a$ .

## Exemplu de calcul la schema 1.4



Să se calculeze momentul capabil al grinzii dublu armate din figură.

Beton: Bc 15, cazul c ( $R_c = 9,5 \text{ N/mm}^2$ ).

Oțel: PC 60 ( $R_a = 350 \text{ N/mm}^2$ );

$A_a = 6 \varnothing 20 = 1884 \text{ mm}^2$ ;  $A'_a = 2 \varnothing 16 = 402 \text{ mm}^2$

1.  $a = 43 \text{ mm}$ .
2.  $h_0 = 550 - 43 = 507 \text{ mm}$ .
3.  $a' = 33 \text{ mm}$ .
4.  $h_a = 507 - 33 = 474 \text{ mm}$ .
5.  $p = \frac{1884}{250 \cdot 507} \cdot 100 = 1,49\%$ .
6.  $p' = \frac{402}{250 \cdot 507} \cdot 100 = 0,32\%$ .
7.  $\xi = \frac{1,49 - 0,32}{100} \cdot \frac{350}{9,5} = 0,43$ .
8.  $\xi_b = 0,55$ .
9.  $\xi < \xi_b$
10.  $\xi_{min} = \frac{2 \cdot 33}{507} = 0,13$ .
11.  $\xi > \xi_{min}$ .
12. Se calculează  $m = 0,43 \left(1 - \frac{0,43}{2}\right) = 0,338$  sau se scoate din ta-

belul 7, pentru  $\xi = 0,43$ :  $m = 0,338$ .

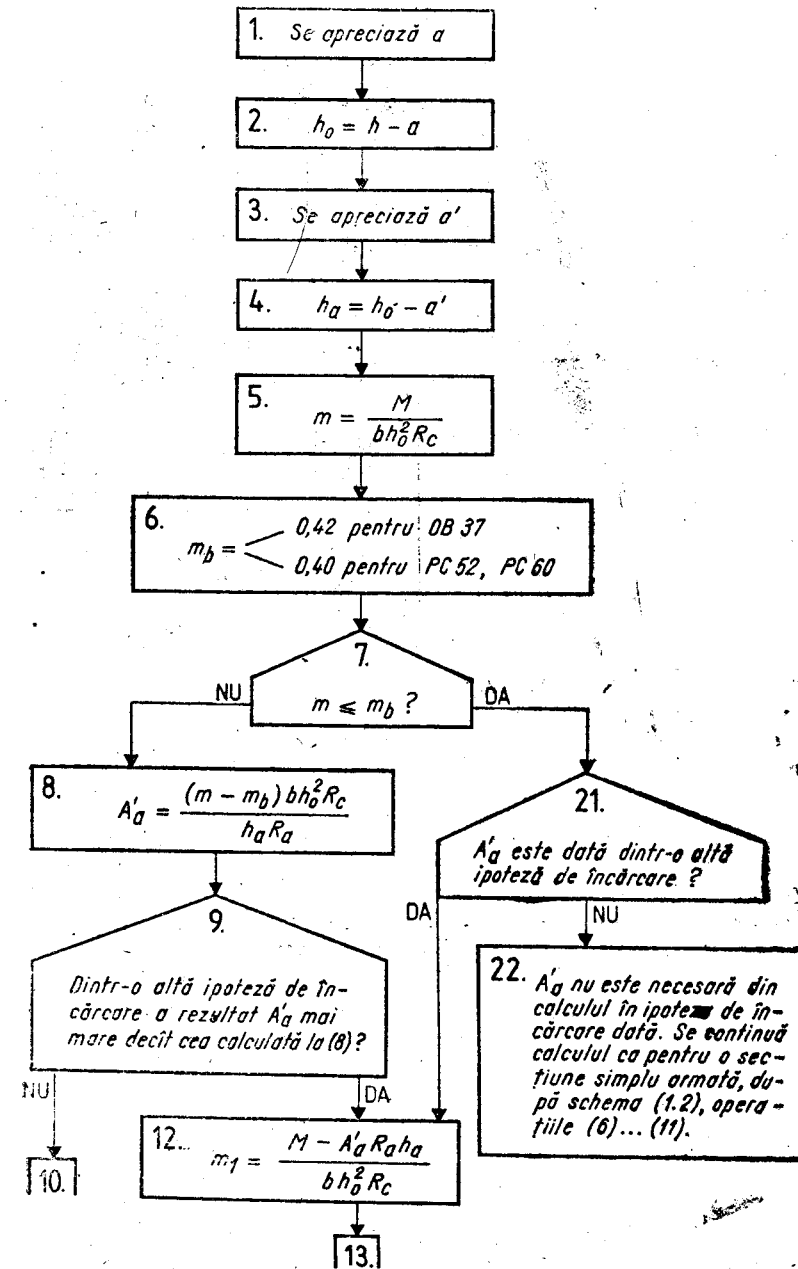
$$13. M_{cap} = 0,338 \cdot 250 \cdot 507^2 \cdot 9,5 + 402 \cdot 350 \cdot 474 = 273 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 273 \text{ kNm.}$$

## Varianta

12. Se calculează  $\gamma = 1 - \frac{0,43}{2} = 0,785$  sau se scoate din tabelul 7, pentru  $\xi = 0,43$ :  $\gamma = 0,785$ .

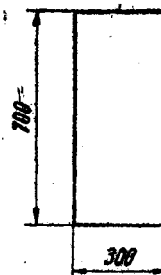
$$13. M_{cap} = 0,785 \cdot 507(1884 - 402) \cdot 350 + 402 \cdot 350 \cdot 474 = 273 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 273 \text{ kNm.}$$

1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
1.5	Dimensionarea armăturilor pentru secțiuni nesituate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	Se dau: $b, h, R_c, R_a, M$ Se cer: $A_a, A'_a$ (nu se știe de la început dacă armătura $A'_a$ este necesară în ipoteza de calcul dată)



Operațiile (10), (11) reprezintă o simplificare în raport cu (12) ... (16), în sensul că în loc să se introducă  $A'_e$  efectivă și să se calculeze în consecință  $p \neq p_{max}$ , se introduc în (11)  $A'_e$  calculată (nerotunjită constructiv) și  $p_{max}$ . Erorile la rezultate sînt neînsemnate, iar calculul este mai simplu.

Exemplu de calcul la schema 1.5



Să se ardeze grinda cu secțiunea din figură.

Beton: Bc 15, cazul c ( $R_c = 9,5 \text{ N/mm}^2$ )

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ )

$M = 550 \text{ kNm} = 550 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ .

1.  $a \approx 55 \text{ mm}$  (barele pe două rînduri)

2.  $h_0 = 700 - 55 = 645 \text{ mm}$

3.  $a' \approx 35 \text{ mm}$  (barele pe un rînd)

4.  $h_a = 645 - 35 = 610 \text{ mm}$

5.  $m = \frac{550 \cdot 10^6}{300 \cdot 645^2 \cdot 9,5} = 0,464$

6.  $m_b = 0,40$

7.  $m > m_b$

8.  $A'_e = \frac{(0,464 - 0,400) 300 \cdot 645^2 \cdot 9,5}{610 \cdot 300} = 414 \text{ mm}^2$

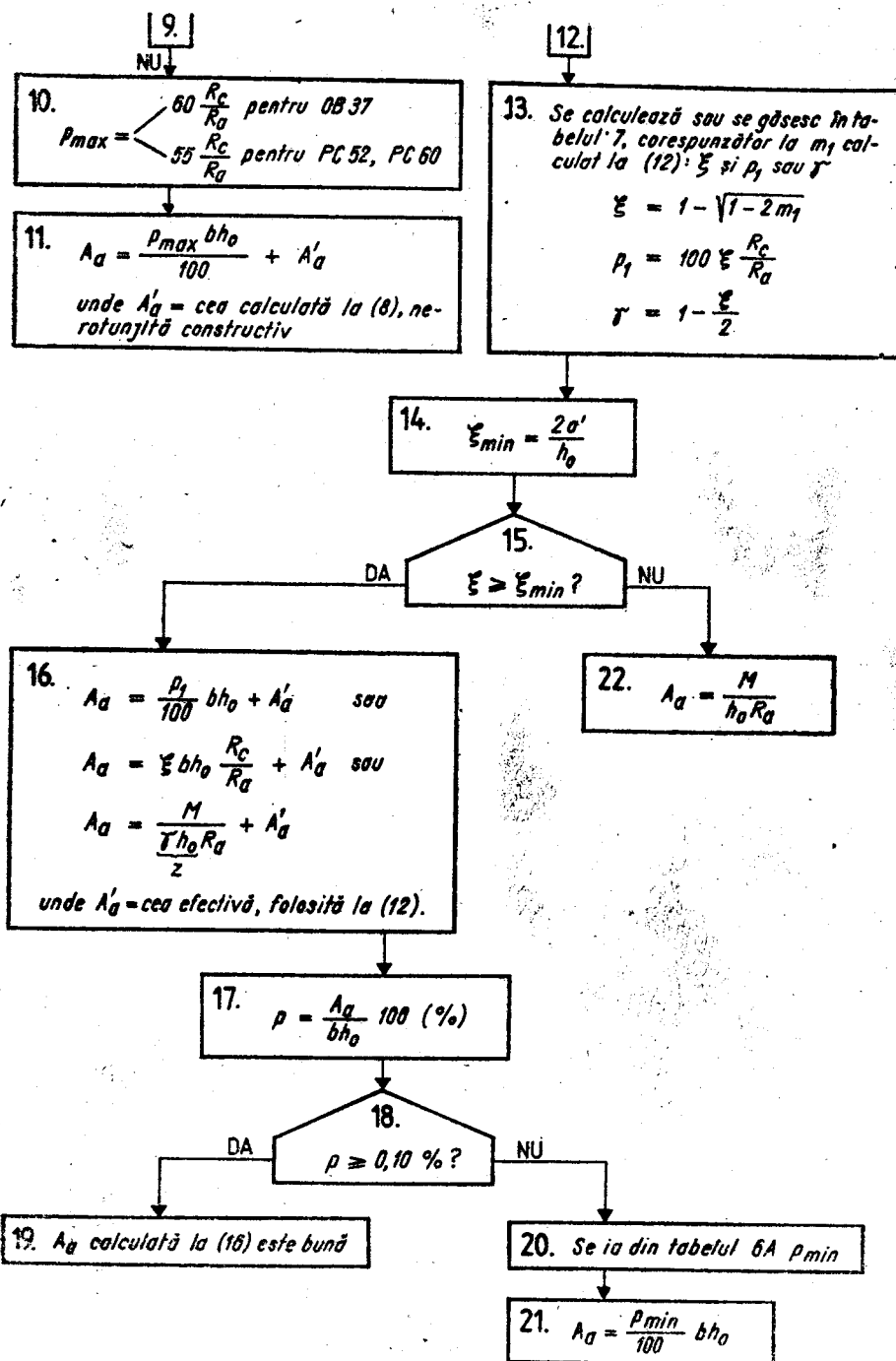
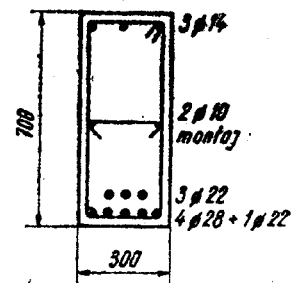
9. Din alte ipoteze de încărcare nu este dată  $A'_e > 414 \text{ mm}^2$ .

10.  $p_{max} = 60 \frac{9,5}{300} = 1,90\%$

11.  $A_s = \frac{1,9 \cdot 300 \cdot 645}{100} + 285 = 3962 \text{ mm}^2$

$A'_e$  efectivă =  $3 \varnothing 14 + 462 \text{ mm}^2 > 414 \text{ mm}^2$

$A_s$  efectivă =  $4 \varnothing 28 + 4 \varnothing 22 = 3983 > 3962 \text{ mm}^2$ .





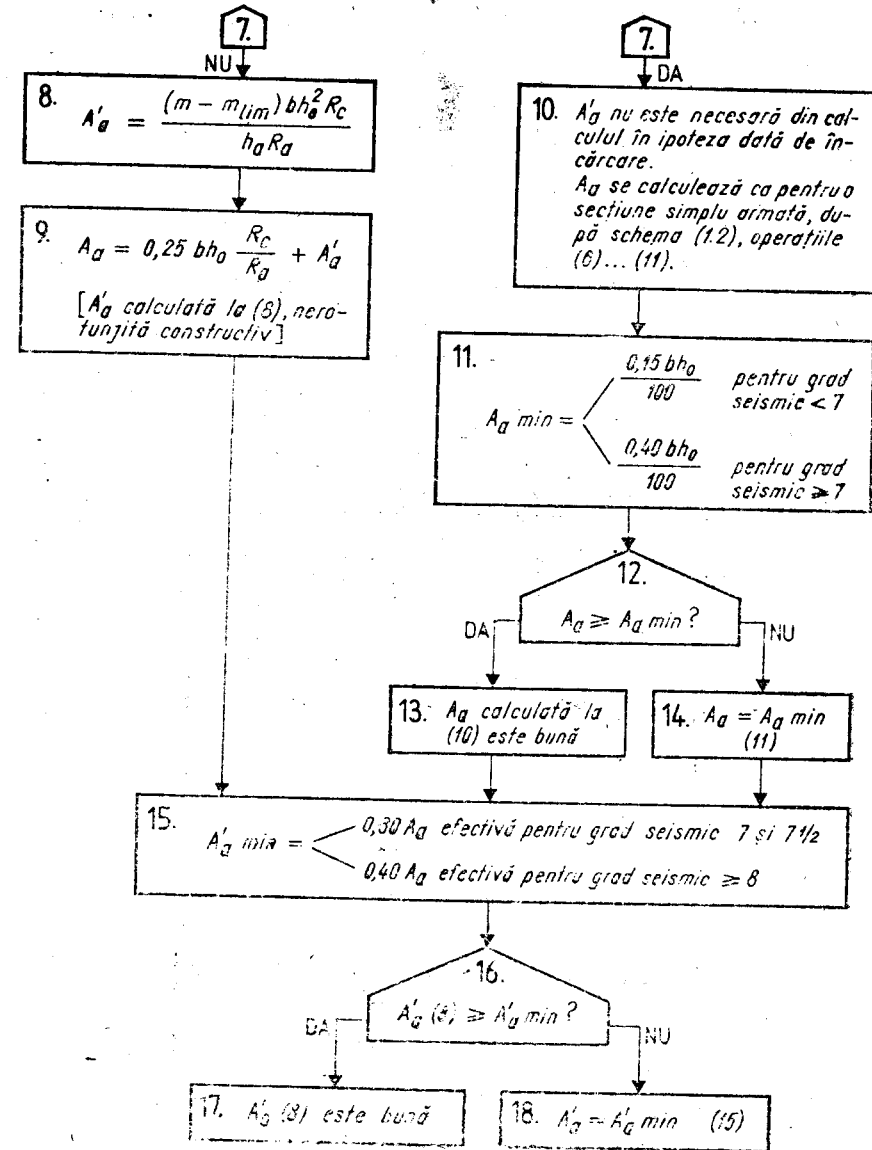
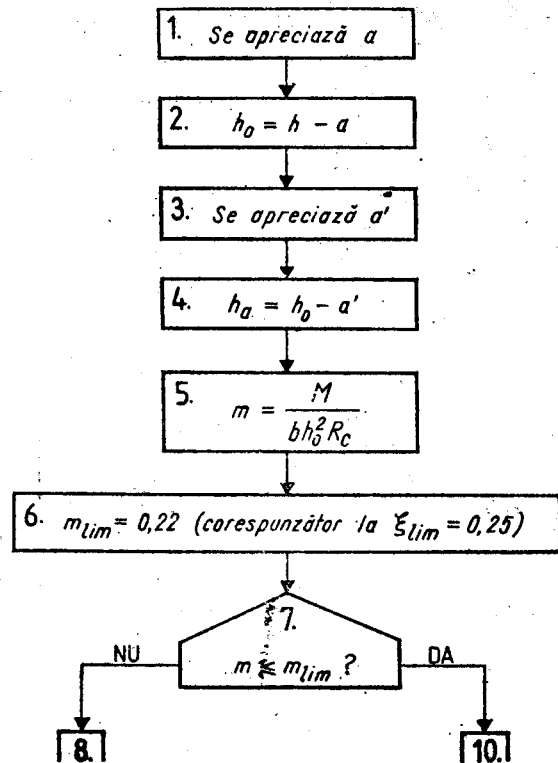
STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
1.6	Dimensionarea armăturilor pentru secțiuni situate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	Se dau: $b, h, R_c, R_a, M$ Se cer: $A_a, A'_a$

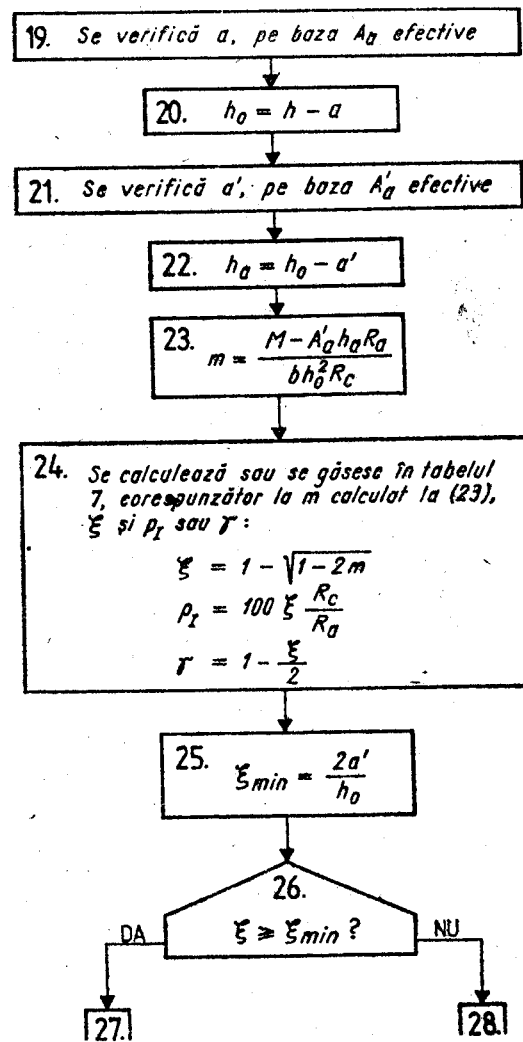
A. Dimensionarea armăturilor în secțiunile de reazem ale riglelor de cadru, la moment negativ

Observație preliminară

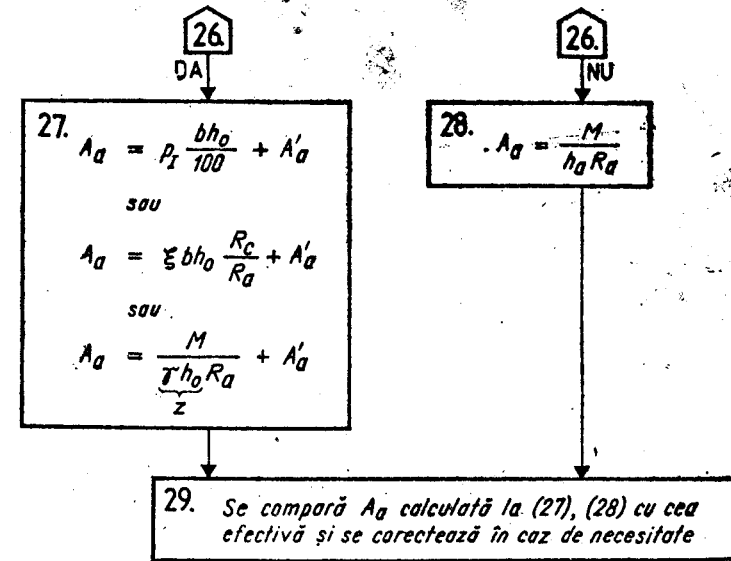
În cazul zonelor plastice potențiale sub solicitări seismice,  $\xi$  este plafonat la valoarea  $\xi_{lim} = 0,25$ . În aceste condiții, diferența între  $z = h_0(1 - \xi/2)$  și  $h_a$  devine nesemnificativă, astfel că  $A_a$  se poate calcula în mod simplificat fără a ține seama de prezența armăturii comprimate, dacă aceasta nu a rezultat din calcul (8).



**Observație.** Dacă se dorește o verificare finală a exactității calculului bazat pe simplificarea admisă în observația preliminară, se procedează în continuare în modul următor, introducând  $A'_a$  = cea efectivă, calculată la (17) sau (18), inclusiv rotunjirile constructive:

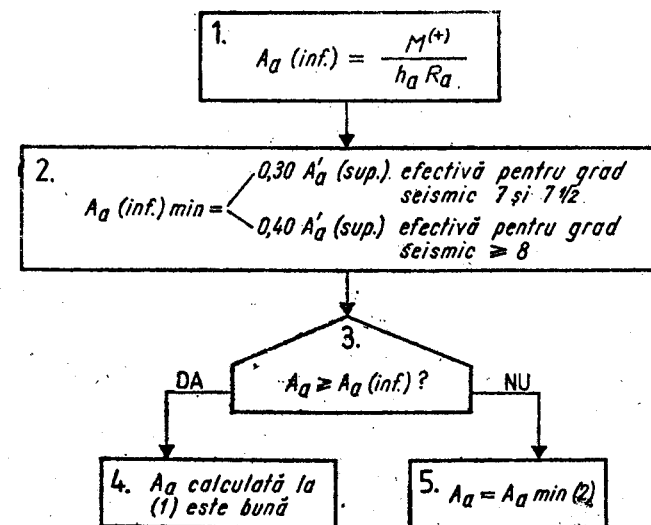


Schema 1.6. B (continuare)

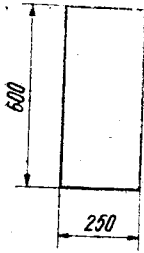


B. Dimensionarea armăturilor în secțiunile de reazem ale riglelor de cadru, la moment pozitiv

Avînd în vedere că totdeauna armătura de la partea inferioară (în acest caz  $A_a$ ) este mai mică decît cea de la partea superioară (în acest caz  $A'_a$ ), se calculează direct:



### Exemplu de calcul la schema 1.6



Să se armeze în secțiunea de reazem rigla de cadru cu secțiunea din figură (zonă plastică potențială).

Beton: Bc 15, cazul c ( $R_c = 9,5 \text{ N/mm}^2$ )

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ )

$M^{(-)} = 280 \text{ kNm} = 280 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ ;  $M^{(+)} = 105 \text{ kNm} = 105 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ .

Grad seismic: 8.

A. Pentru momentul negativ

1.  $a \approx 50 \text{ mm}$  (armătură pe două rinduri).

2.  $h_0 = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$ .

3.  $a' \approx 35 \text{ mm}$  (armătură pe un rind).

4.  $h_a = 550 - 35 = 515 \text{ mm}$ .

5.  $m = \frac{280 \cdot 10^6}{250 \cdot 550^2 \cdot 9,5} = 0,390$ .

6.  $m_{lim} = 0,22$ .

7.  $m > m_{lim}$ .

8.  $A'_a = \frac{(0,39 - 0,22) 250 \cdot 550^2 \cdot 9,5}{515 \cdot 300} = 791 \text{ mm}^2$ .

9.  $A_a = 0,25 \cdot 250 \cdot 550 \frac{9,5}{300} + 791 = 1879 \text{ mm}^2$ .  $6 \text{ } \varnothing 20 = 1884 \text{ mm}^2$

15.  $A'_a \text{ min} = 0,40 \cdot 1884 = 754 \text{ mm}^2$ .

16.  $A'_a = 791 > 754 \text{ mm}^2$ .

17.  $A'_a = 791 \text{ mm}^2$ .  $2 \text{ } \varnothing 20 + 1 \text{ } \varnothing 16 = 829 \text{ mm}^2$ .

B. Pentru momentul pozitiv

1.  $A_a(\text{inf}) = \frac{105 \cdot 10^6}{515 \cdot 300} = 680 \text{ mm}^2$

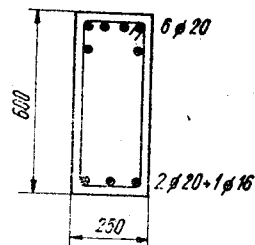
2.  $A_a(\text{inf}) \text{ min. (v. operația 15)} = 754 \text{ mm}^2$

3.  $A_a(\text{inf}) < A_a(\text{inf.}) \text{ min.}$

4.  $A_a(\text{inf}) = A_a(\text{inf.}) \text{ min} = 754 \text{ mm}^2$

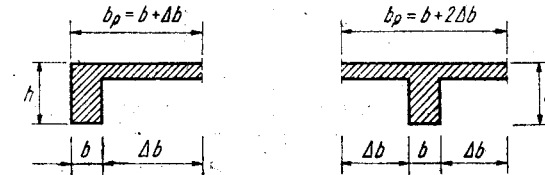
Dictează deci armarea pentru momentul negativ:

$A'_a(\text{inf.}) = 829 \text{ mm}^2$ .



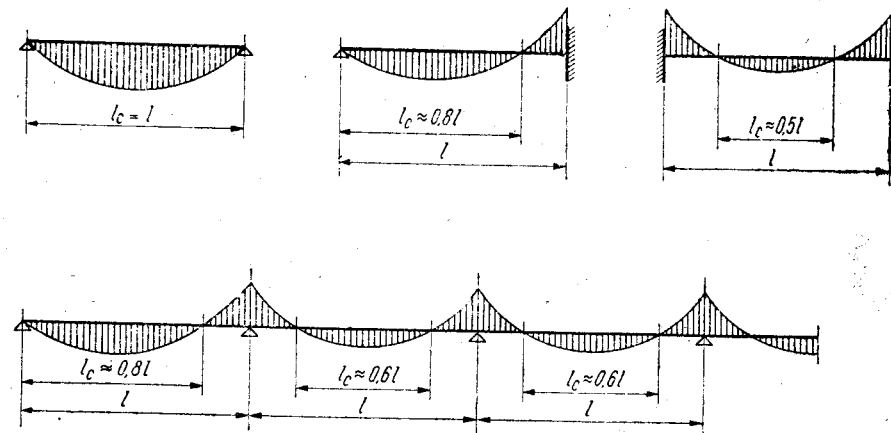
### STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni în formă de T cu placa în zona comprimată
1.7	Stabilirea lățimii active $b_p$ a plăcii	

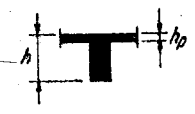

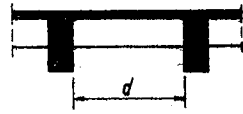


A. Se determină  $\Delta b$  în funcție de distanța  $l_c$  între punctele de moment nul ale grinzii:


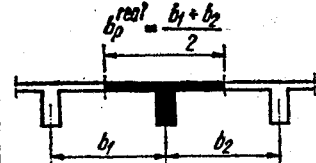
$$\Delta b = \frac{1}{6} l_c$$



B. Plafonări ale lăţimii active  $b_p$  determinate conform pct. A:

					
Grinzi independente sau cu placa în consolă		Grinzi de planşee nerigidizate prin grinzi transversale sau rigidizate prin grinzi la distanţe mai mari decît $d$		Grinzi de planşee rigidizate prin grinzi transversale la distanţe $\leq d$	
$h_p/h$	$b$	$h_p/h$	$b$	$b_p$ total = jumătate din lumina liberă între grinzile de rigidizare, dar cel puţin: $\Delta b \geq 6 h_p$	
$\geq 0,10$	$6 h_p$	$< 0,10$	$6 h_p$		
$0,05 - 0,10$	$3 h_p$	$\geq 0,10$	Nu sînt plafonări faţă de pct. A		
$< 0,05$	0				

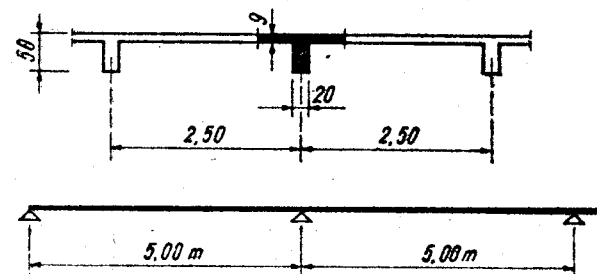
C. Se calculează lăţimea reală  $b_p^{real}$  a plăcii

Grinzi independente sau cu placa în consolă	Grinzi făcînd parte din planşee	<p><i>Observaţie.</i> În cazurile curen-te de grinzi de planşee la care axa neutră intră în placă la verificarea rezisten-ţei, se permite să se ia acoperitor în toate cazurile va-lorile de la grinzile independen-te.</p>
		

D.  $b_p$  calculat conform pct. A şi B  $\leq b_p^{real}$

Exemple de calcul la schema 1.7

1) Să se calculeze lăţimea activă a plăcii pentru cîmpul marginal al grinzii continue din figură (grindă secundară curentă a unui planşeu monolit).



A)  $l_c = 0,8 l = 0,8 \cdot 5\,000 = 4\,000$  mm

$\Delta b = \frac{1}{6} 4\,000 = 666$  mm

$b_p \leq 200 + 2 \cdot 666 = 1\,532$  mm

B) (Grindă nerigidizată prin grinzi transversale):

$h_p/h = \frac{90}{500} = 0,18 > 0,10$ , deci nu sînt plafonări faţă de pct. A.

C)  $b_p^{real} = 2\,500$  mm.

Dictează deci în acest caz condiţia A, care conduce la cea mai mică lăţime activă:  $b_p = 1\,532$  mm.

2) Să se calculeze lăţimea activă a plăcii pentru grinda principală marginală de planşeu, simplu rezemată, din figură.

Lumina liberă între grinzile secundare: 2 300 mm.

A)  $l_c = l = 8\,000$  mm;  $\Delta b = \frac{1}{6} 8\,000 = 1\,333$  mm;  $b_p \leq 300 + 1\,333 = 1\,633$  mm.

B) (Grindă rigidizată prin grinzi transversale):

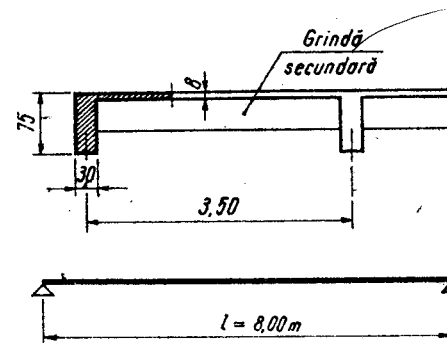
$\Delta b \geq 6 h_p = 6 \cdot 80 = 480$  mm

a.  $b_p \geq 300 + 480 = 780$  mm.

b.  $b_p \leq \frac{1}{2} 2\,300 = 1\,150$  mm.

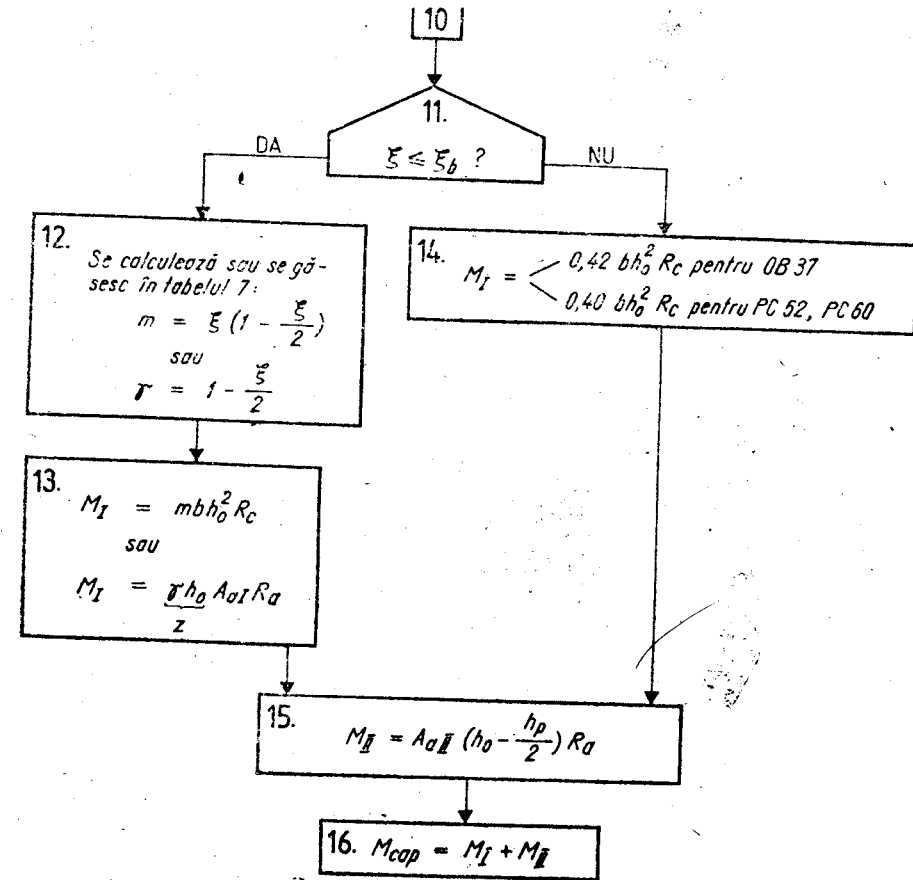
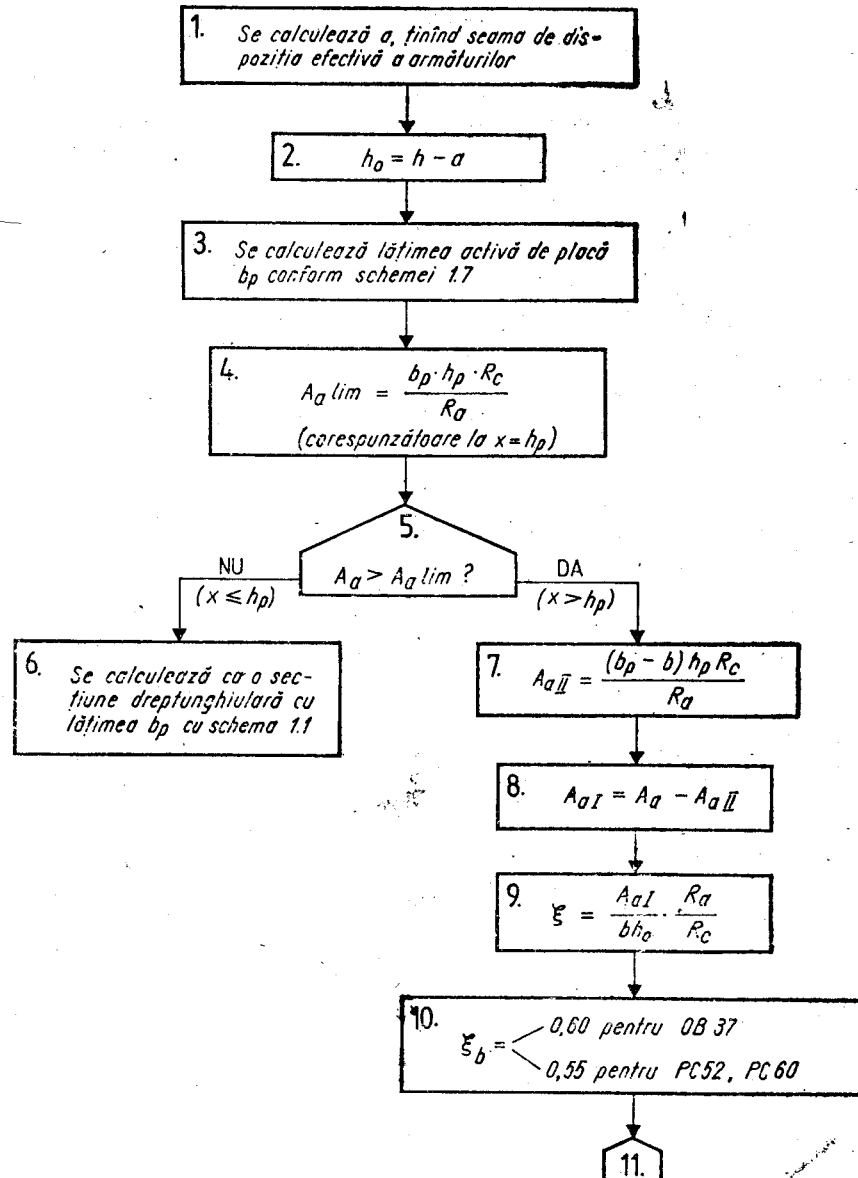
C)  $b_p^{real} = \frac{300}{2} + \frac{3\,500}{2} = 1\,900$  mm

Dictează deci în acest caz condiţia B.b, care conduce la cea mai mică lăţime activă:  $b_p = 1\,150$  mm.



STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni în formă de T cu placa în zona comprimată
1.8	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, b_p, h_p, A_a, R_c, R_a$ Se cere: $M_{cap}$



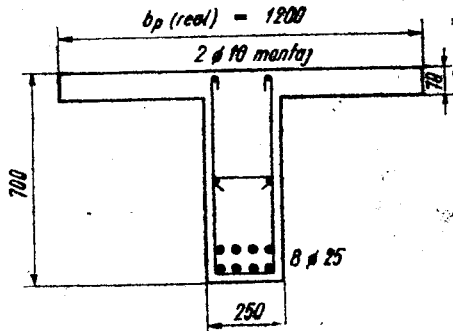
Observații

- Cazul  $A_a < A_a \min = \frac{\rho_{\min}}{100} b h_0$  nu intervine cînd axa neutră intră în inimă ( $x > h_p$ ), deci nu este necesară o verificare în acest sens.
- În cazul  $x \leq h_p$ , verificarea  $\rho \geq \rho_{\min}$  se face tot în raport cu  $b h_0$  [operațiile (11) ... (15) din schema 1.1].
- În cazul  $x \leq h_p$ , cînd calculul se face ca pentru o secțiune dreptunghiulară de lățime  $b_p$  [vezi operația (6)], folosind schema 1.1, rezultă în raport cu  $b_p h_0$  procente de armare foarte mici. În această situație, în operația (8) din schema 1.1 varianta cu folosirea coeficientului  $\gamma$  este preferabilă, dînd o aproximație mai bună decît cea cu folosirea coeficientului  $m$ , deoarece interpolarea în tabelul 7 se face între valori mai apropiate și este astfel mai puțin supusă la erori.
- Formulă simplificată pentru determinarea momentului capabil, admitînd  $z \approx h_0 - h_p/2$ :

$$M_{cap} \approx A_a R_a \left( h_0 - \frac{h_p}{2} \right)$$

### Exemplul de calcul la schema 1.8

Să se calculeze momentul capabil al grinzii din figură. Grinda este independentă (nu face parte dintr-un planșeu monolit), simplu rezemată și cu  $l = 6,00$  m.



Beton: Bc 10, cazul c ( $R_c = 6,5$  N/mm<sup>2</sup>)

Oțel: OB 37 ( $R_a = 210$  N/mm<sup>2</sup>)

$A_a = 8 \cdot \pi \cdot 25^2 = 3\,927$  mm<sup>2</sup>.

$$1. a = 25 + 25 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 63 \text{ mm}$$

$$2. h_0 = 700 - 63 = 637 \text{ mm.}$$

3. A)  $l_c = l = 6\,000$  mm;  $\Delta b = \frac{6\,000}{6} = 1\,000$  mm;  
 $b_p \leq 250 + 2 \cdot 1\,000 = 2\,250$  mm;  
 B)  $\frac{h_p}{h} = \frac{70}{700} = 0,10$ ;  $\Delta b = 6 \cdot 70 = 420$  mm;  
 $b_p \leq 250 + 2 \cdot 420 = 1\,090$  mm;  
 C)  $b_p(\text{real}) = 1\,200$  mm.

Dictează (B):  $b_p = 1\,090$  mm.

$$4. A_{a \text{ lim}} = \frac{1\,090 \cdot 70 \cdot 6,5}{210} = 2\,362 \text{ mm}^2$$

$$5. A_a = 3\,927 \text{ mm}^2 > A_{a \text{ lim}} = 2\,362 \text{ mm}^2.$$

$$7. A_{aII} = \frac{(1\,090 - 250) \cdot 70 \cdot 6,5}{210} = 1\,820 \text{ mm}^2.$$

$$8. A_{aI} = 3\,927 - 1\,820 = 2\,107 \text{ mm}^2$$

$$9. \xi = \frac{2\,107}{250 \cdot 637} \cdot \frac{210}{6,5} = 0,427$$

$$10. \xi_b = 0,60$$

$$11. \xi < \xi_b$$

12. Se ia din tabelul 7:  $\gamma = 0,786$  corespunzător la  $\xi = 0,427$  sau se calculează:

$$\gamma = 1 - \frac{0,427}{2} = 0,786$$

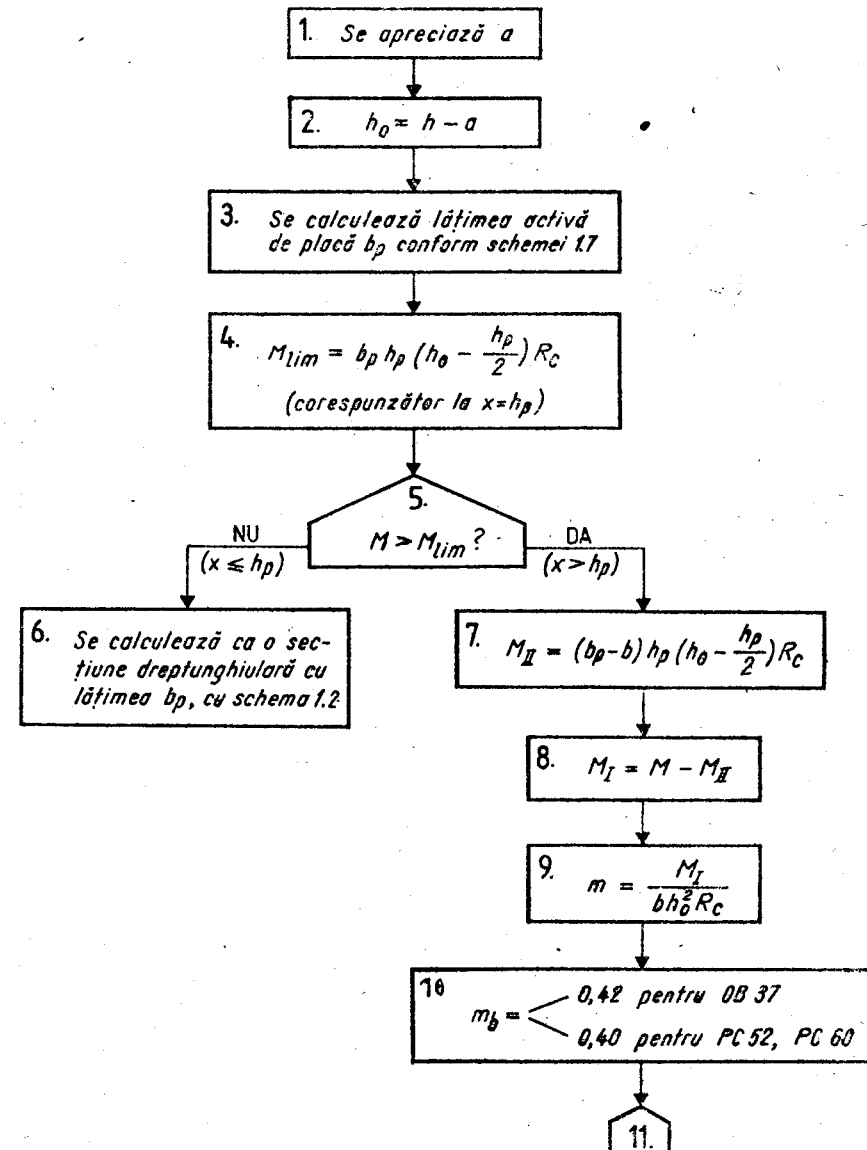
$$13. M_I = 0,786 \cdot 637 \cdot 2\,107 \cdot 210 = 222 \cdot 10^6 \text{ Nmm.}$$

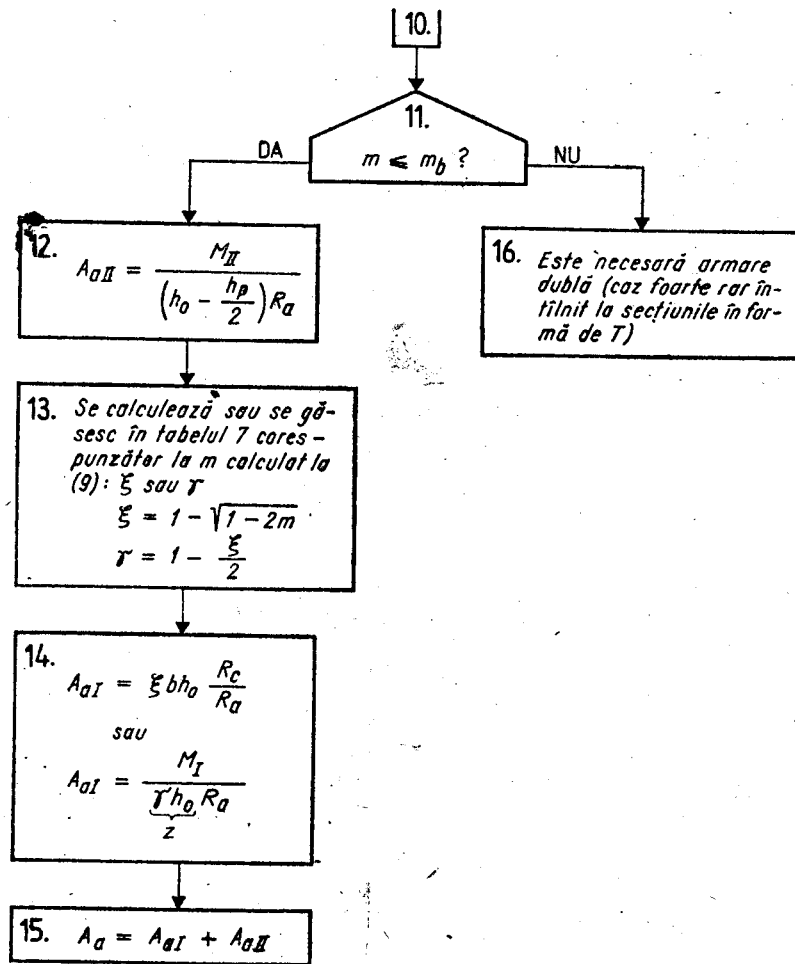
$$15. M_{II} = 1\,820 \left( 637 - \frac{70}{2} \right) 210 = 230 \cdot 10^6 \text{ Nmm.}$$

$$16. M_{cap} = (222 + 230) \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 452 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 452 \text{ KNm}$$

### STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni în formă de T cu placa în zona comprimată
1.9	Dimensionarea armăturilor	Se dau: $b, h, b_p, h_p, R_c, R_a, M$ Se cere: $A_a$





Observații

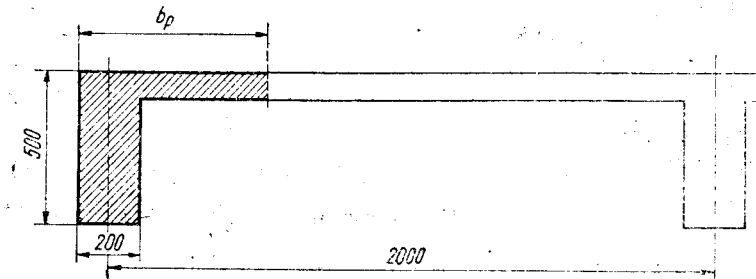
- a. Cazul  $A_a < A_{a, \min} = \frac{\rho_{\min}}{100} b h_0$  nu intervine cind axa neutră intră în inimă ( $x > h_p$ ), deci nu este necesară o verificare în acest sens.
- b. În cazul  $x \leq h_p$ , verificarea  $\rho \geq \rho_{\min}$  se face tot în raport cu  $b h_0$  [operațiile (8) ... (11) din schema 1.2].
- c. În cazul  $x \leq h_p$ , cind calculul se face ca pentru o secțiune dreptunghiulară de lățime  $b_p$  [vezi operația (6)], folosind schema 1.2, rezultă în raport cu  $b_p h_0$  procente de armare foarte mici. În această situație, în operația (7) din schema 1.2 varianta cu folosirea coeficientului  $\gamma$  este preferabilă, dînd o aproximație mai bună decît cea cu folosirea coeficientului  $m$ , deoarece interpolarea în tabelul 7 se face între valori mai apropiate și este astfel mai puțin supusă la erori.

d. Formulă simplificată pentru calculul secțiunii de armătură, admitînd  $x \approx h_0 - h_p/2$ :

$$A_a \approx \frac{M}{R_a(h_0 - h_p/2)}$$

Exemplul de calcul la schema 1.9

Să se armeze grinda secundară marginală de planșeu din figură. Grinda este continuă, cu  $l = 5,00$  m. Se cere armarea într-un cimp interior.



Beton: Bc 15, cazul c ( $R_c = 9,5$  N/mm<sup>2</sup>)

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300$  N/mm<sup>2</sup>)

$M = 200$  kNm =  $200 \cdot 10^6$  Nmm.

1.  $a \approx 55$  mm (armătură pe două rinduri).
2.  $h_0 = 500 - 55 = 445$  mm.
3.
  - A)  $l_c = 0,6 \cdot 5000 = 3000$  mm;  $\Delta b = \frac{3000}{6} = 500$  mm
  - $b_p = 200 + 500 = 700$  mm
  - B)  $h_p/h = 70/500 = 0,14 > 0,10$ , deci nu intervin plafonări față de (A).
  - C)  $b_p$  (real) =  $\frac{200}{2} + \frac{2000}{2} = 1100$  mm.

Dictează (A):  $b_p = 700$  mm.

4.  $M_{IIm} = 700 \cdot 70 \left( 445 - \frac{70}{2} \right) 9,5 = 191 \cdot 10^6$  Nmm.

5.  $M > M_{IIm}$

7.  $M_{II} = (700 - 200) 70 \left( 445 - \frac{70}{2} \right) 9,5 = 136 \cdot 10^6$  Nmm.

8.  $M_I = (200 - 136) 10^6 = 64 \cdot 10^6$  Nmm.

$$9. m = \frac{64 \cdot 10^6}{200 \cdot 445^2 \cdot 9,5} = 0,170$$

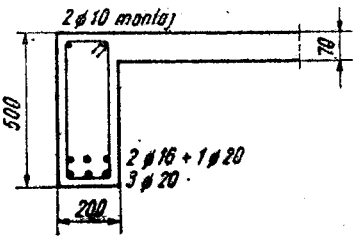
$$10. m = 0,40.$$

$$11. m < m_b.$$

$$12. A_{aII} = \frac{136 \cdot 10^6}{\left(445 - \frac{70}{2}\right) 300} = 1\,106 \text{ mm}^2$$

13. Din tabelul 7, pentru  $m = 0,170$ , se găsește  $\gamma = 0,906$ , sau se calculează:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,170} = 0,188 \text{ și:}$$



$$\gamma = 1 - \frac{0,188}{2} = 0,906$$

$$14. A_{aI} = \frac{64 \cdot 10^6}{0,906 \cdot 445 \cdot 300} = 529 \text{ mm}^2$$

$$15. A_a = 529 + 1\,106 = 1\,635 \text{ mm}^2$$

Armare efectivă:  $4\varnothing 20 + 2\varnothing 16 = 1\,658 \text{ mm}^2$ .

### STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

2. Compreseune excentrică fără considerarea flexibilității

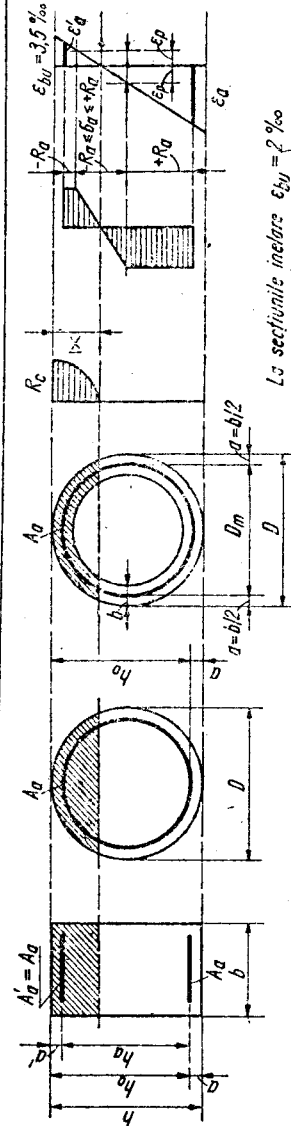
Secțiuni dreptunghiulare, circulare și inelare

2.0

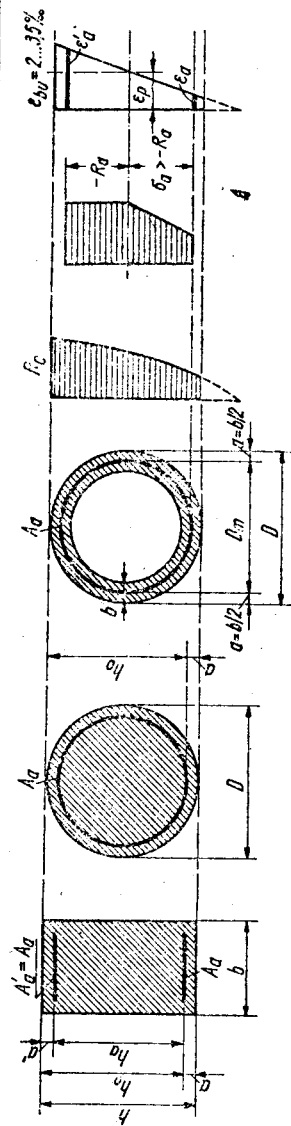
Notații — Diagrame de deformații specifice și eforturi unitare

A. Schema folosită la întocmirea tabelelor 9, 10, 11  
(secțiuni armate simetric)

CAZUL I  
de  
compreseune  
excentrică  
 $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_b$



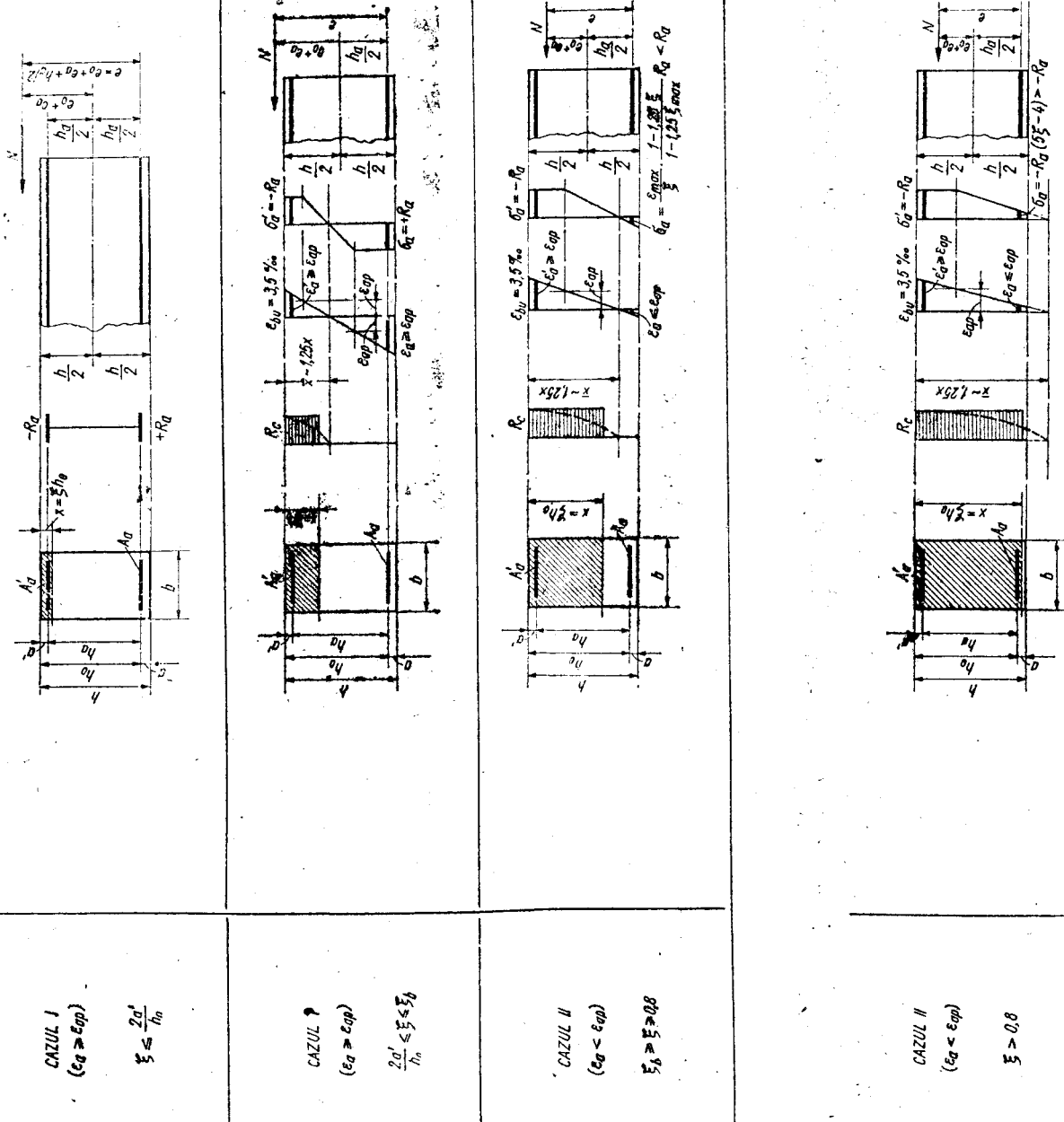
CAZUL II  
de  
compreseune  
excentrică  
 $\xi > \xi_b$



Observație. Tabelele 9, 10 și 11 servesc și pentru calculul la întindere excentrică (armare simetrică).



B. Schema simplificată folosită în calculul manual (fără tabele) pentru secțiuni dreptunghiulare armate nesimetrice



$N$  = efortul axial de calcul

$M$  = momentul încovoietor de calcul, rezultat din calculul structurii

$e_0 = M/N$

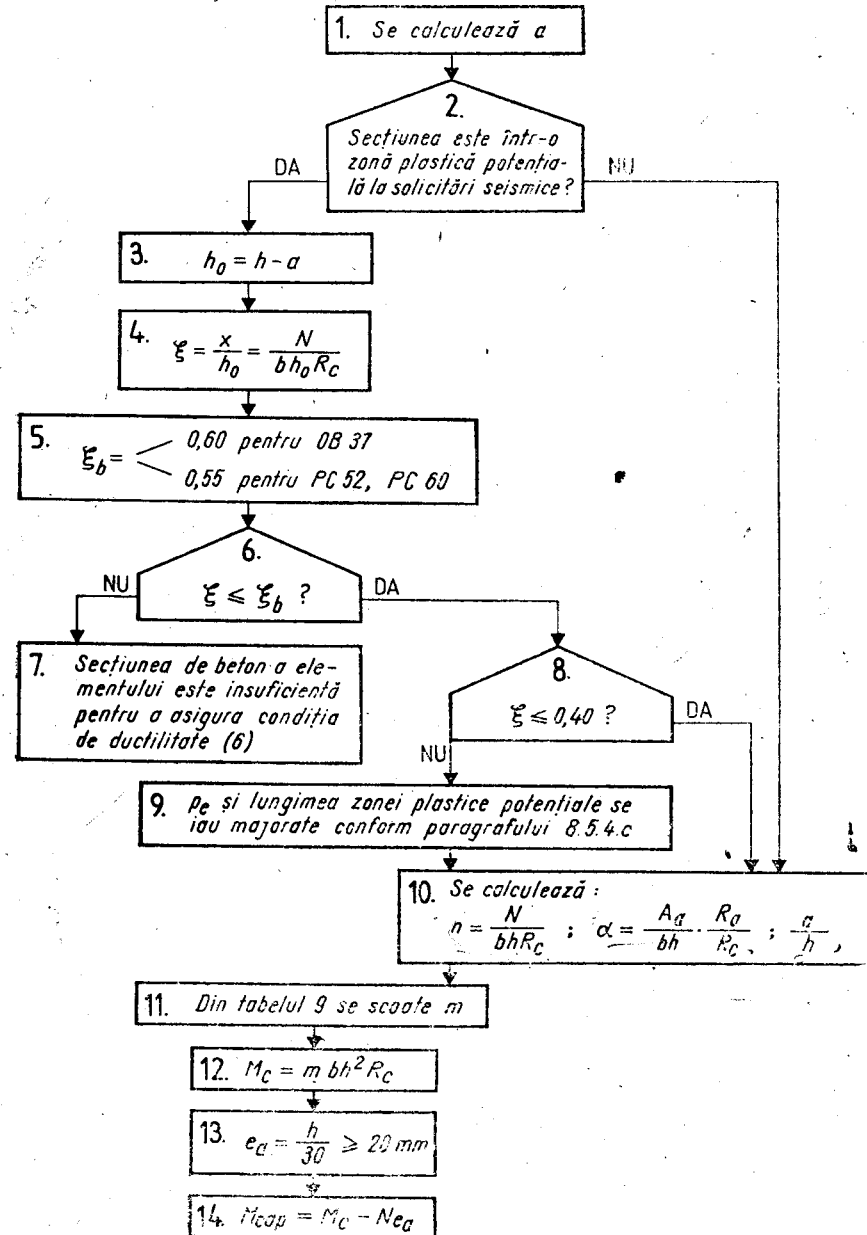
$e_a$  (excentricitatea adițională) =  $\frac{h}{30} \geq 20 \text{ mm}$

$M_c$  (momentul corectat) =  $N(e_0 + e_a)$

$M_a = Ne = N\left(e_0 + e_a + \frac{h_a}{2}\right)$

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ.

2	Compresiune excentrică fără considerația flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
2.1	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, A_a = A'_a$ Se cere: $M_{cap}$



Observație

Cînd  $M_{cap}$  se determină în vederea unei analize a structurii în domeniul post-elastic la solicitări seismice,  $R_c$  și  $R_a$  se înlocuiesc cu  $\bar{R}_c = 1,75 R_c$  și  $\bar{R}_a = 1,35 R_a$ .

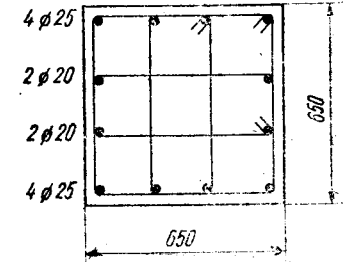
Exemplul de calcul la schema 2.1

Să se calculeze momentul capabil pentru stîlpul din beton armat monolit cu secțiunea din figură, încărcat cu  $N = 1\,000\,000\text{ N}$ . Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice.

Beton: Bc 15, cazul b (stîlp turnat în poziție verticală) ( $R_c = 8,0\text{ N/mm}^2$ )

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300\text{ N/mm}^2$ );

$$A_a = A'_a = 4 \cdot \varnothing 25 = 1\,963\text{ mm}^2.$$



$$1. a = 25 + \frac{25}{2} \approx 38\text{ mm.}$$

2. Da.

$$3. h_0 = 650 - 38 = 612\text{ mm.}$$

$$4. \xi = \frac{1\,000\,000}{650 \cdot 612 \cdot 8,0} = 0,314$$

$$5. \xi_b = 0,55$$

$$6. \xi = 0,314 < 0,55$$

$$8. \xi = 0,314 < 0,40$$

$$10. \begin{cases} n = \frac{1\,000\,000}{(650)^2 \cdot 8,0} = 0,296 \\ \alpha = \frac{1963 \cdot 300}{650^3 \cdot 8,0} = 174; \quad \frac{a}{h} = \frac{38}{650} = 0,058 \end{cases}$$

11. Din tabelul 9 A ( $a/h = 0,05$ ) se găsește  $m = 0,260$ .

$$12. M_c = 0,260 \cdot 650^3 \cdot 8,0 = 571 \cdot 10^6\text{ Nmm} = 571\text{ kNm.}$$

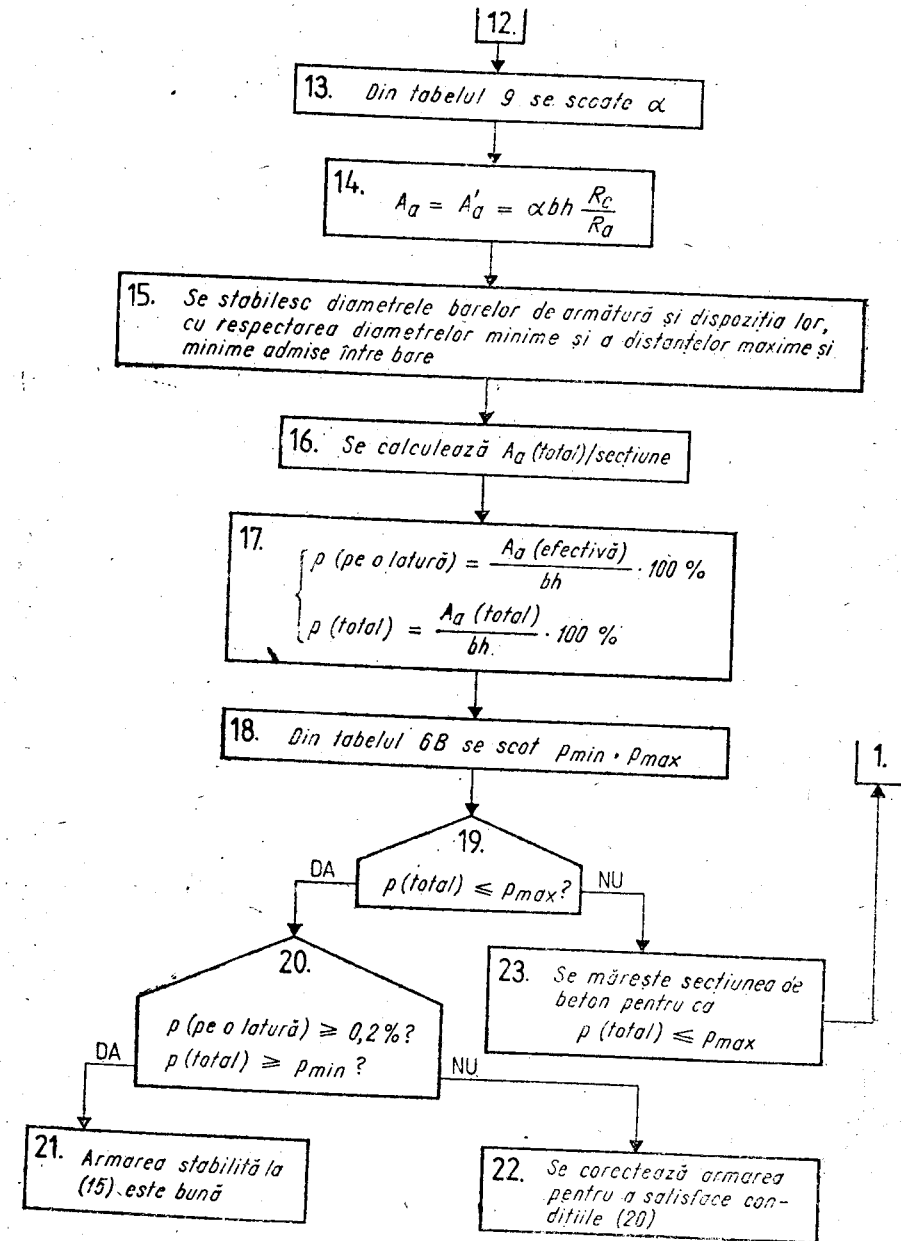
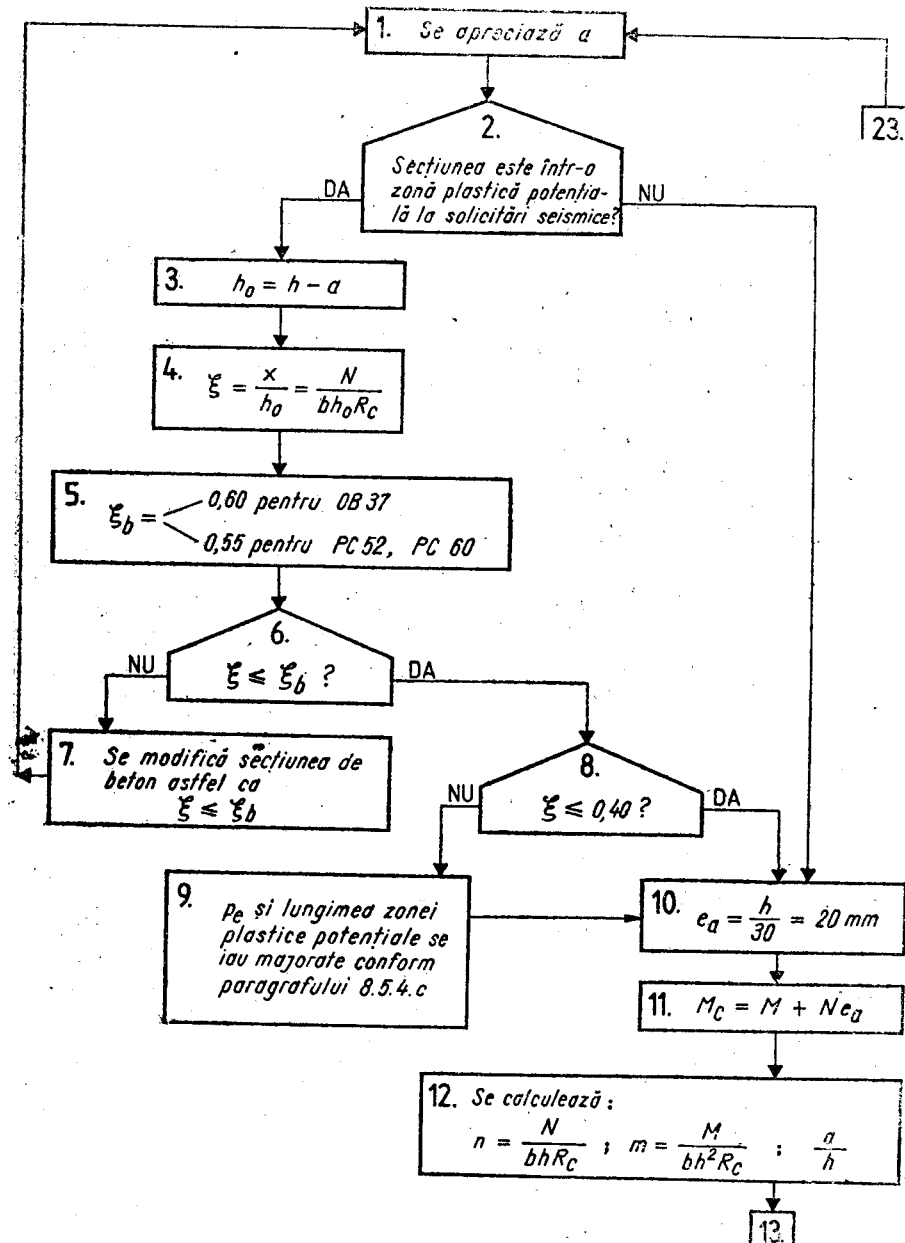
$$13. e_a = \frac{650}{30} = 22\text{ mm} = 0,022\text{ m.}$$

$$14. M_{cap} = 571 - 1\,000 \cdot 0,022 = 549\text{ kNm}$$

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

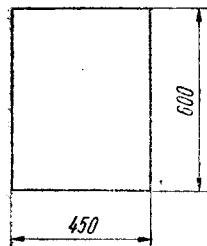
Schema 2.2. (continuare)

2	Compresiune excentrică fără considerația flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
2.2	Dimensionarea armăturilor	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M$ Se cer: $A_a = A'_a$



Exemplul de calcul la schema 2.2

Să se armeze stîlpul din beton armat prefabricat avînd secțiunea din figură (stîlp interior). Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice.



$$N = 400 \text{ kN} = 400\,000 \text{ N};$$

$$M = 350 \text{ kNm} = 350 \cdot 10^6 \text{ Nmm};$$

Beton:  $E_c$  20, cazul c (stîlp turnat în poziție orizontală) ( $R_c = 12,5 \text{ N/mm}^2$ )

Oțel: Pc 60 ( $R_a = 350 \text{ N/mm}^2$ ).

1.  $a \approx 40 \text{ mm}$ .

2. Da.

3.  $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$ .

4.  $\xi = \frac{400\,000}{450 \cdot 560 \cdot 12,5} = 0,127$

5.  $\xi_b = 0,55$

6.  $\xi = 0,127 < 0,55$

8.  $\xi = 0,127 < 0,40$

10.  $e_a = \frac{600}{30} = 20 \text{ mm} = 0,02 \text{ m}$

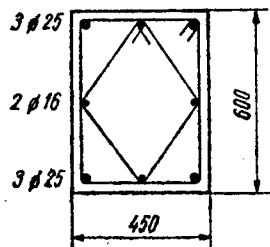
11.  $M_c = 350 + 400 \cdot 0,02 = 358 \text{ kNm} = 358 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ .

12. 
$$\left\{ \begin{aligned} n &= \frac{400\,000}{450 \cdot 600 \cdot 12,5} = 0,12; \\ m &= \frac{358 \cdot 10^6}{450 \cdot 600^2 \cdot 12,5} = 0,177; \quad \frac{a}{h} = \frac{40}{600} = 0,067 \end{aligned} \right.$$

13. Din tablul 9 B ( $a/h = 0,075$ ) se scoate  $\alpha = 0,148$ .

14.  $A_a = A'_a = 0,148 \cdot 450 \cdot 600 \frac{12,5}{350} = 1\,427 \text{ mm}^2$ .  $3 \varnothing 25 = 1\,473 \text{ mm}^2$

15. Se stabilește armarea din figură (barele intermediare  $2 \varnothing 16$  se presupun rezultate din calculul la moment încovoietor după cealaltă direcție).



16.  $A_a (\text{total}) = 6 \varnothing 25 + 2 \varnothing 16 = 3\,347 \text{ mm}^2$

17. 
$$\left\{ \begin{aligned} p (\text{pe o latură}) &= \frac{1\,473}{450 \cdot 600} 100\% = 0,54\% \\ p (\text{total}) &= \frac{3\,347}{450 \cdot 600} 100\% = 1,24\% \end{aligned} \right.$$

18. Din tabelul 6 B se găsește  $p_{min} = 0,6\%$ ;  $p_{max} = 2\%$ .

19.  $p (\text{total}) = 1,24\% < 2\%$

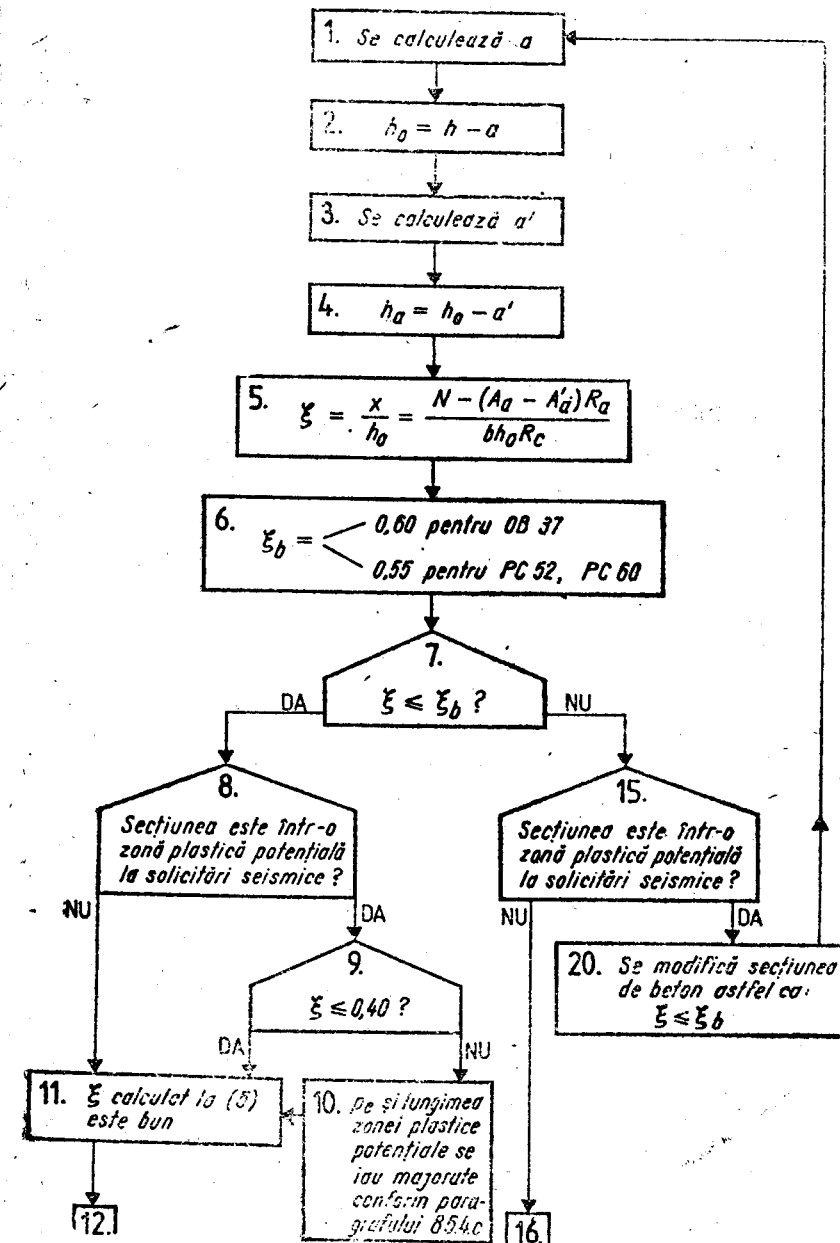
20.  $p (\text{pe o latură}) = 0,54\% > 0,2\%$

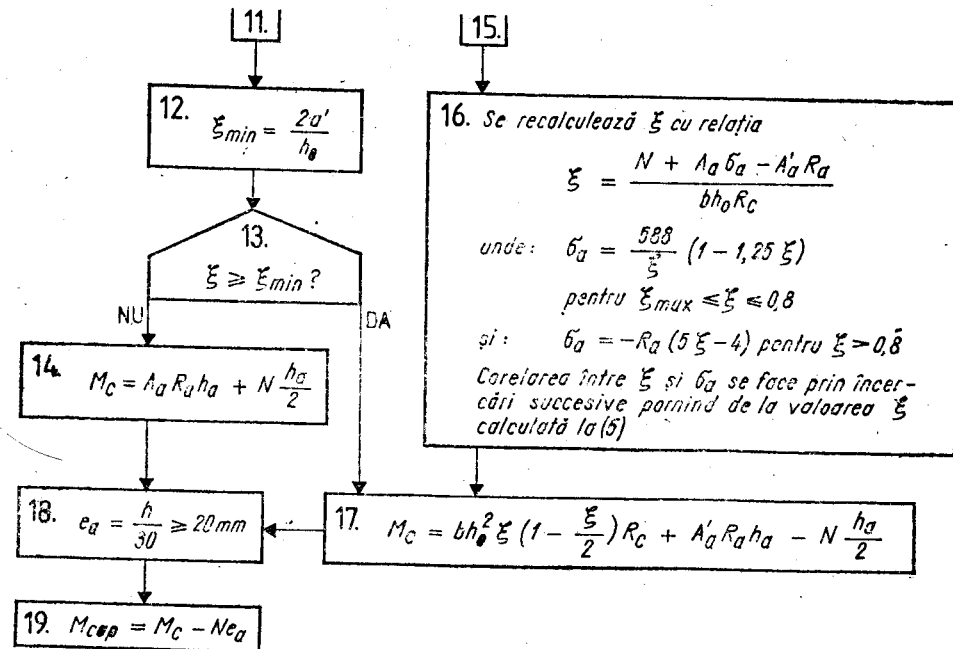
$p (\text{total}) = 1,24\% < 0,6\%$

21. Armarea stabilită la (15) este bună.

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare armate nesimetric
2.3	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, A_a, A'_a, R_c, R_a, N$ Se cere: $M_{cap}$



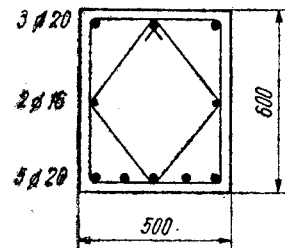


**Observații**

- Dacă  $A'_a > A_a$ , se aplică direct relația (14), deci ordinea operațiilor este: (1) ... (4), (14), (18), (19).
- Când  $M_{cap}$  se determină în vederea unei analize a structurii în domeniul post-elastic,  $R_c$  și  $R_a$  se înlocuiesc cu  $R_c = 1,75 R_c$  și  $R_a = 1,35 R_a$ .

**Exemple de calcul la schema 2.3**

I. Să se calculeze momentul pozitiv capabil pentru stîlpul din beton armat monolit cu secțiunea din figură, încărcat cu  $N = 800 \text{ kN} = 800\,000 \text{ N}$ . Secțiunea nu este situată într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice.



Beton: Bc 15, cazul b (stîlp turnat în poziție verticală) ( $R_c = 8,0 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: Pc 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ );

$A_a = 5 \cdot \pi \cdot 20^2 = 1\,571 \text{ mm}^2$ ;  $A'_a = 3 \cdot \pi \cdot 20^2 = 942 \text{ mm}^2$ .

1.  $a = 25 + \frac{20}{2} = 35 \text{ mm}$ .

2.  $h_0 = 600 - 35 = 565 \text{ mm}$ .

3.  $a' = a = 35 \text{ mm}$ .

4.  $h_a = 600 - 35 = 565 \text{ mm}$ .

5.  $\xi = \frac{800\,000 + (1\,571 - 942) \cdot 300}{500 \cdot 565 \cdot 8,0} = 0,437$

6.  $\xi_b = 0,55$

7.  $\xi = 0,437 < 0,55$ .

8. Nu.

11.  $\xi = 0,437$ .

12.  $\xi_{min} = \frac{2 \cdot 35}{565} = 0,124$ .

13.  $\xi = 0,437 > 0,124$ .

17.  $M_c = 500 \cdot 565^2 \cdot 0,437 \left(1 - \frac{0,437}{2}\right) 8,0 + 942 \cdot 300 \cdot 530 - 800\,000 \cdot \frac{530}{2} = 374 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 374 \text{ kNm}$ .

18.  $e_a = \frac{600}{30} = 20 \text{ mm} = 0,02 \text{ m}$

19.  $M_{cap} = 374 - 800 \cdot 0,02 = 356 \text{ kNm}$

II. Să se calculeze momentul pozitiv capabil pentru același stîlp, cînd  $N = 1\,600 \text{ kN} = 1\,600\,000 \text{ N}$ .

1-4. La fel ca mai sus.

5.  $\xi = \frac{1\,600\,000 + (1\,571 - 942) \cdot 300}{500 \cdot 565 \cdot 8,0} = 0,791$

6.  $\xi_b = 0,55$

7.  $\xi = 0,791 > 0,55$ .

15. Nu.

16. Prin încercări succesive se ajunge la  $\xi = 0,676 < 0,8$ .

$\sigma_a = \frac{588}{0,676} (1 - 1,25 \cdot 0,676) = 135 \text{ N/mm}^2$

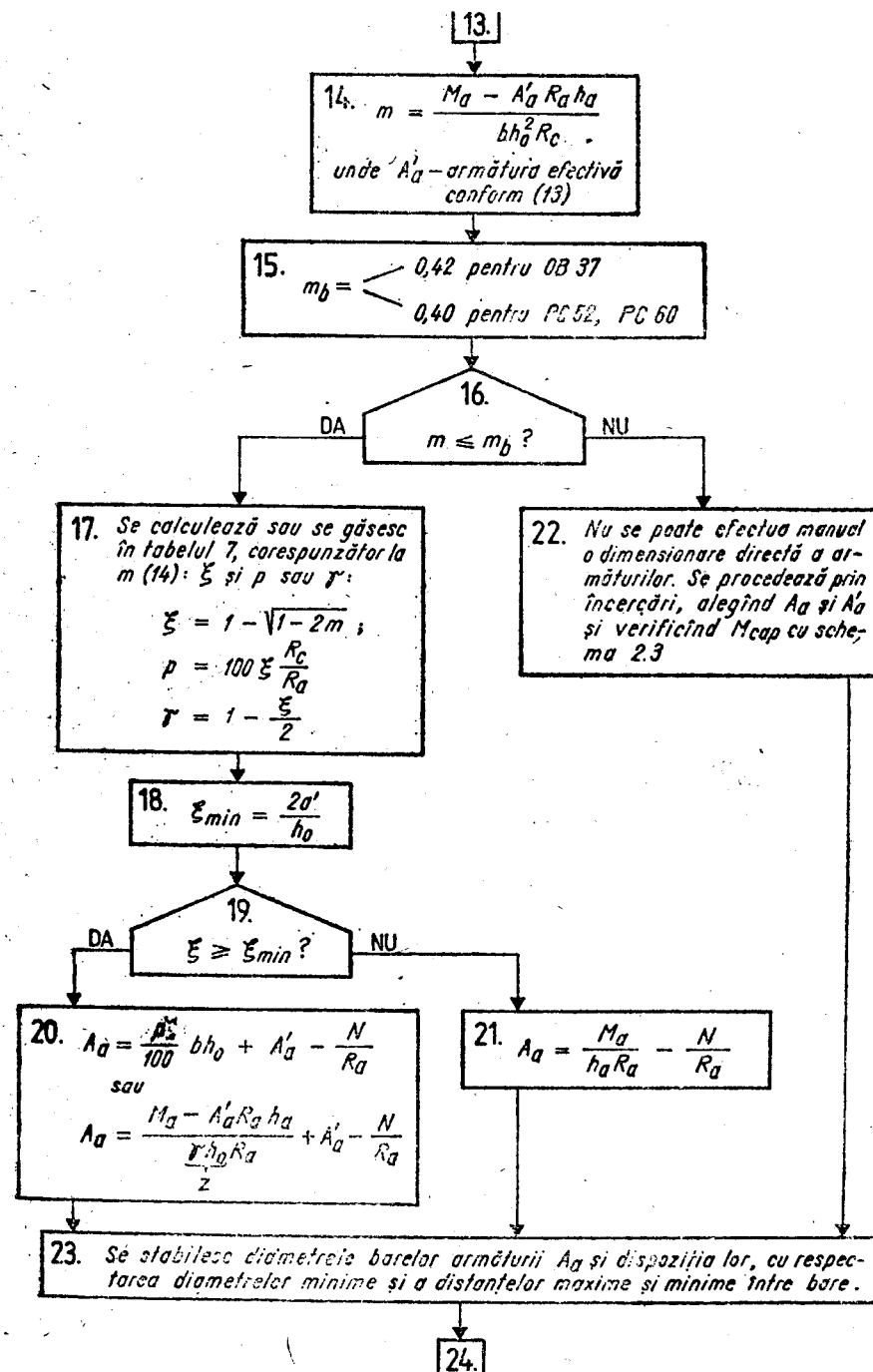
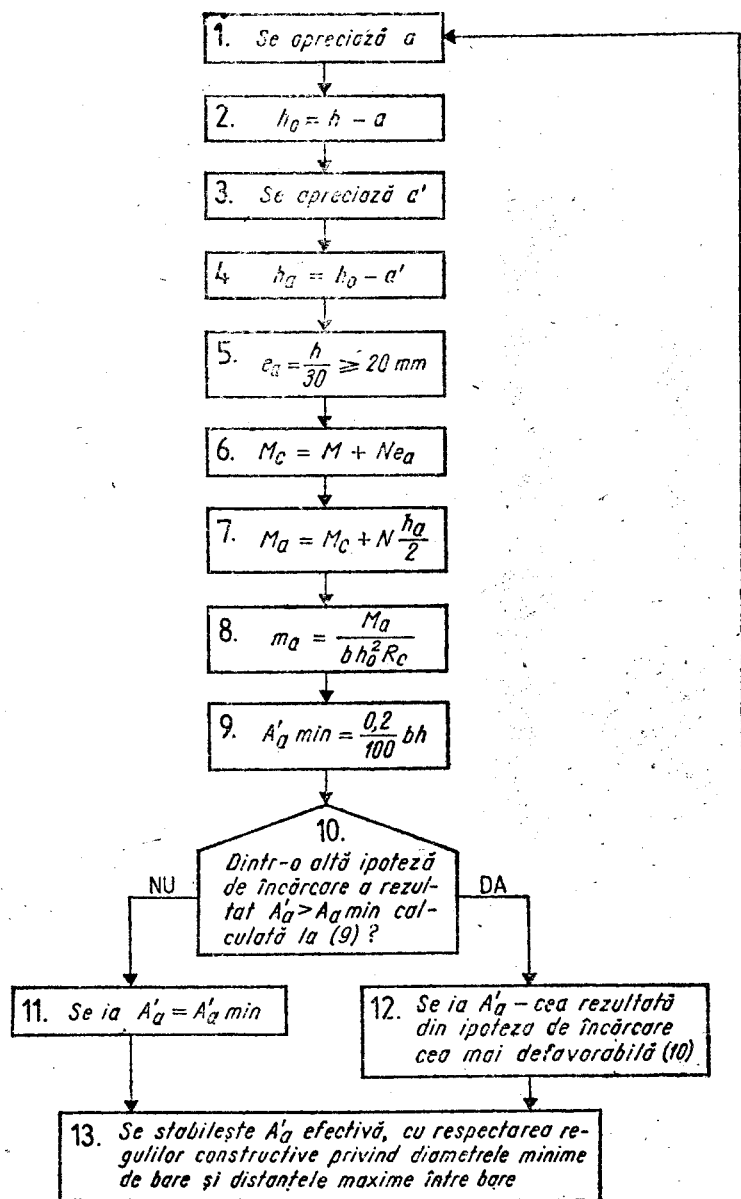
Verificare:  $\xi = \frac{1\,600\,000 + 1\,571 \cdot 135 - 942 \cdot 300}{500 \cdot 565 \cdot 8,0} = 0,676$

17.  $M_c = 500 \cdot 565^2 \cdot 0,676 \left(1 - \frac{0,676}{2}\right) 8,0 + 942 \cdot 300 \cdot 530 - 1\,600\,000 \cdot \frac{530}{2} = 297 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 297 \text{ kNm}$ .

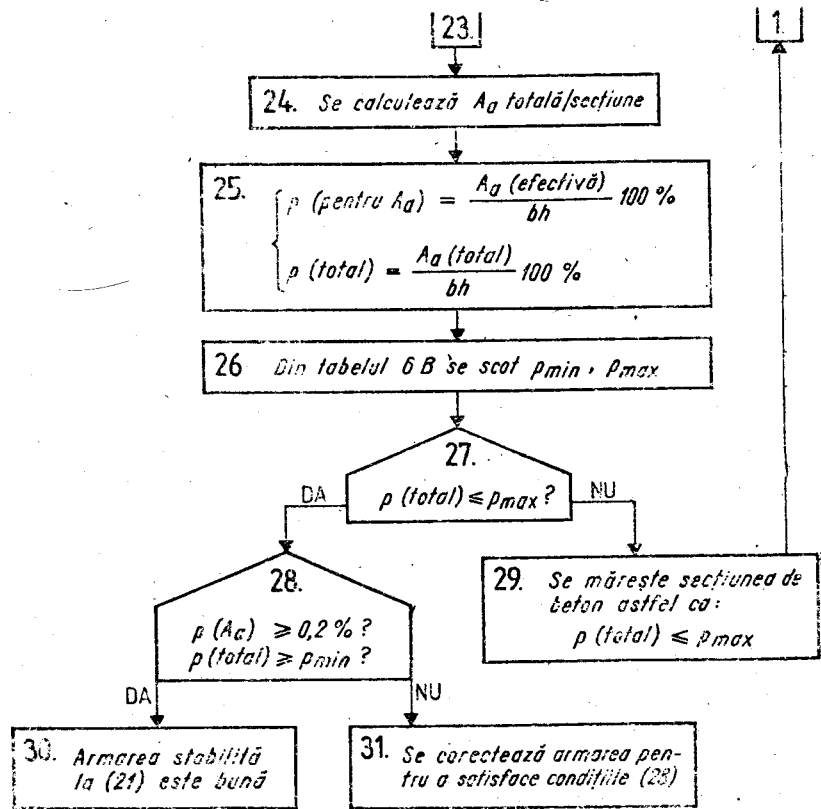
18.  $e_a = 0,02 \text{ m}$  la fel ca în exemplul precedent.

19.  $M_{cap} = 297 - 800 \cdot 0,02 = 281 \text{ kNm}$

2	Compresiune excentrică fără considerația flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare armate nesimetrice
2.4	Dimensionarea armăturilor pentru secțiuni nesituate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M$ Se cer: $A_a, A'_a$



Schema 2.4. (continuare)



**Observații**

- a. La (28) se verifică  $p \geq 0,2\%$  numai pentru armătura  $A_a$ , deoarece pentru  $A'_a$  s-a pus anterior (9) condiția  $p' \geq 0,2\%$ .
- b. În situația (22), în special la momente alternante, este de regulă mai rațională o armare simetrică. În acest caz se trece la schema 2.2.

**Exemplu de calcul la schema 2.4**

Să se armeze nesimetric stîlpul din exemplul de calcul la schema 2.2, în condițiile cînd stîlpul nu este participant la o structură antiseismică.

1.  $a \approx 38$  mm (bare  $\varnothing 25$ ).
2.  $h_0 = 600 - 38 = 562$  mm.
3.  $a' \approx 33$  mm (bare  $\varnothing 16$ ).
4.  $h_a = 562 - 33 = 529$  mm.
5.  $e_a = \frac{600}{30} = 20$  mm = 0,02 m.

6.  $M_c = 350 + 400 \cdot 0,02 = 358$  kNm.

7.  $M_a = 358 + 400 \frac{0,529}{2} = 463,8$  kNm =  $463,8 \cdot 10^6$  Nmm.

8.  $m_a = \frac{463,8 \cdot 10^6}{450 \cdot 562^2 \cdot 12,5} = 0,261$

9.  $A'_a \text{ min.} = \frac{0,2}{100} 450 \cdot 600 = 540$  mm<sup>2</sup>

10. Nu.

11. Se ia  $A'_a = A'_a \text{ min} = 540$  mm<sup>2</sup>

13.  $A'_a = 3 \varnothing 16 = 603$  mm<sup>2</sup>

14.  $m = \frac{463,8 \cdot 10^6 - 603 \cdot 350 \cdot 529}{450 \cdot 562^2 \cdot 12,5} = 0,198$

15.  $m_b = 0,40$

16.  $m = 0,198 < 0,40$ .

17. Din tabelul 7, pentru  $m = 0,198$ , se găsesc  $\xi = 0,224$  și  $\gamma = 0,888$ .

18.  $\xi_{min} = \frac{2 \cdot 33}{562} = 0,117$

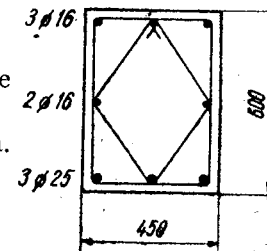
19.  $\xi = 0,224 > 0,117$ .

20.  $A_a = \frac{463,8 \cdot 10^6 - 603 \cdot 350 \cdot 529}{0,888 \cdot 562 \cdot 350} + 603 - \frac{400 \cdot 000}{350} = 1 \ 477$  mm<sup>2</sup>

23.  $A_a = 3 \varnothing 25 = 1 \ 473$  mm<sup>2</sup>. Dispoziția armăturilor este cea din figură.

24.  $A_a \text{ (total)} = 3 \varnothing 25 + 5 \varnothing 16 = 2 \ 478$  mm<sup>2</sup>

25.  $\left\{ \begin{array}{l} A_a > A'_a > \frac{0,2}{100} bh \text{ deci verificarea } p \text{ (pe} \\ \text{o latură)} \geq 0,2\% \text{ un mai este necesară.} \\ p \text{ (total)} = \frac{2 \ 478}{450 \cdot 600} 100\% = 0,92\% \end{array} \right.$



26. Din tabelul 6 B se găsește:  $p_{min} = 0,4\%$ ;  $p_{max} = 2\%$ .

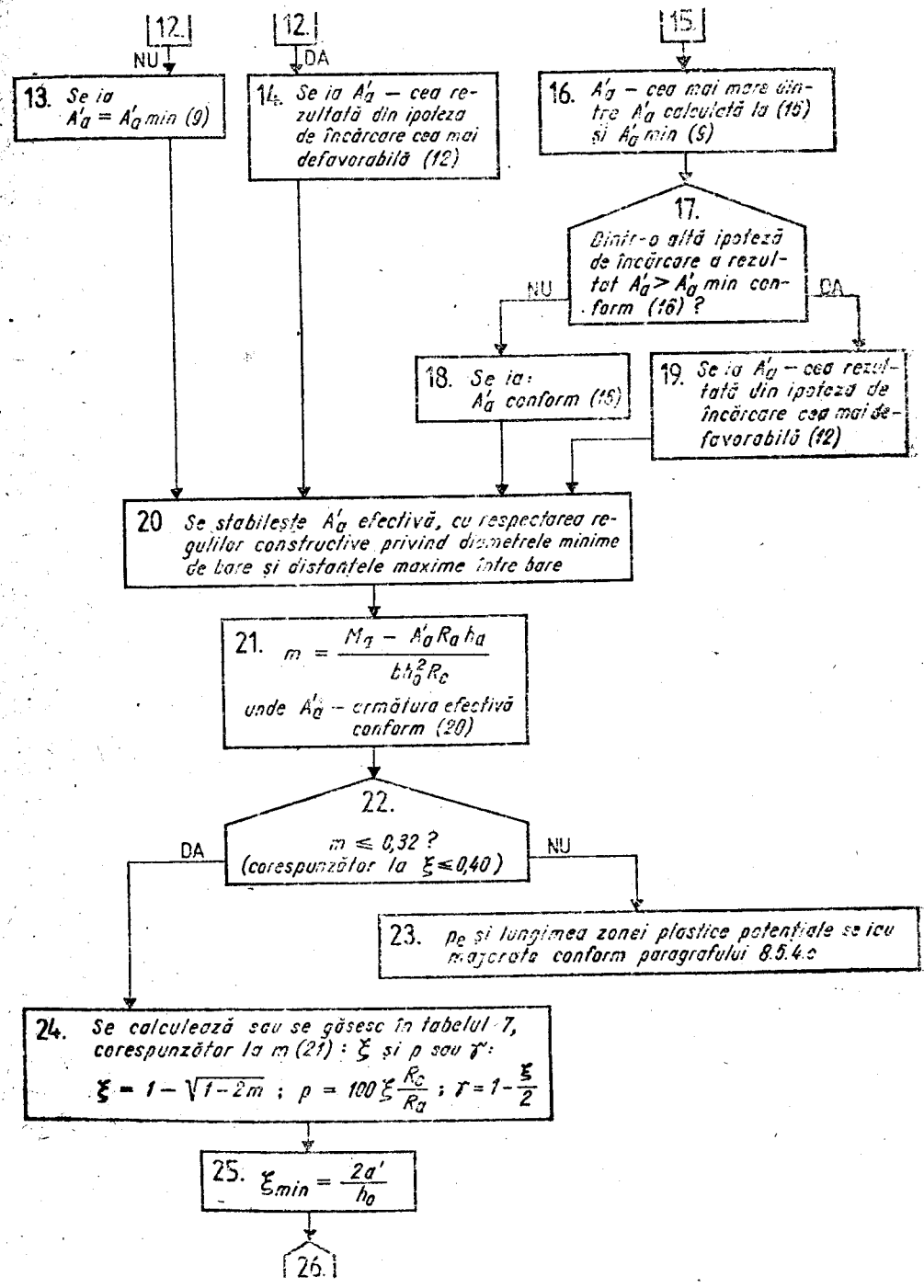
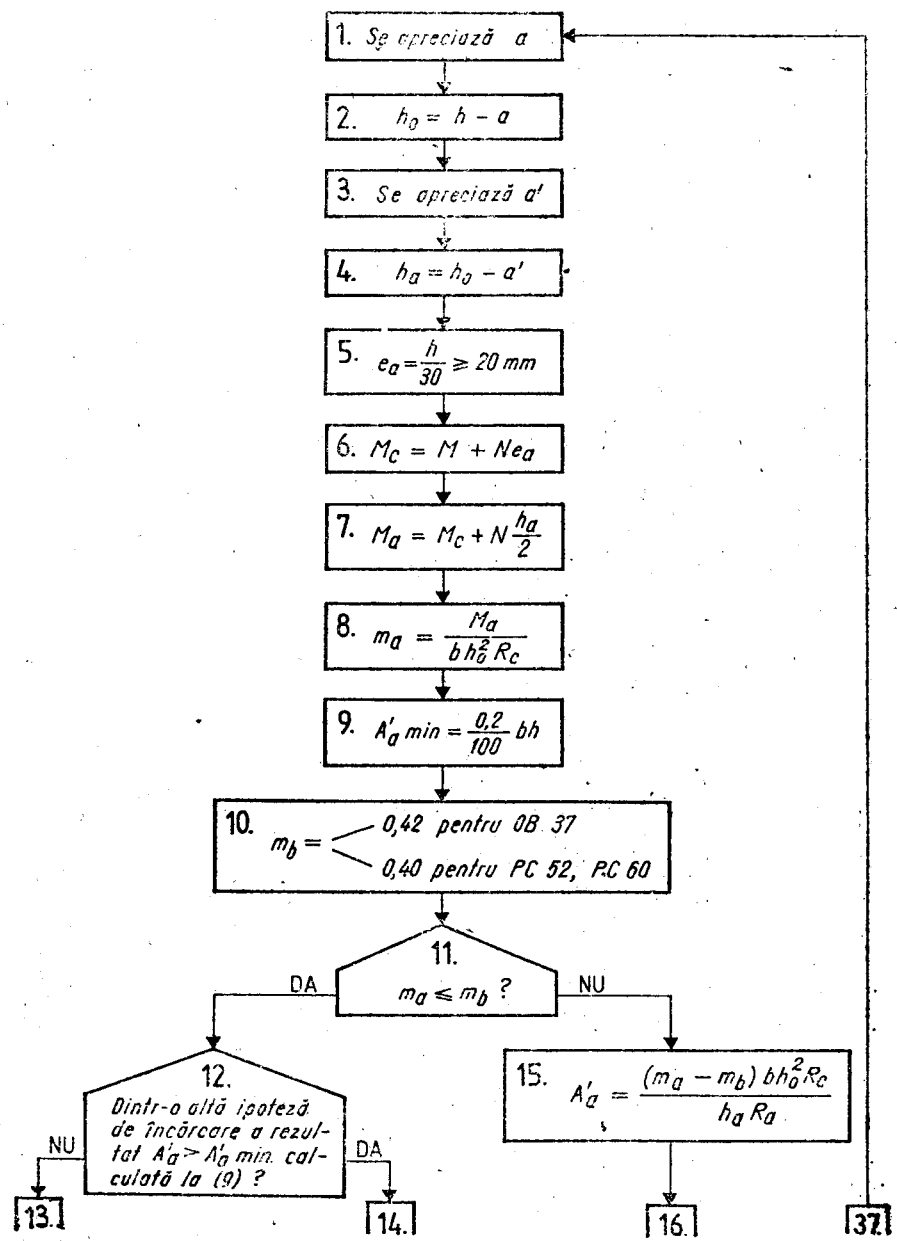
27.  $p \text{ (total)} = 0,92\% < 2\%$ .

28.  $p \text{ (total)} = 0,92 > 0,4\%$ .

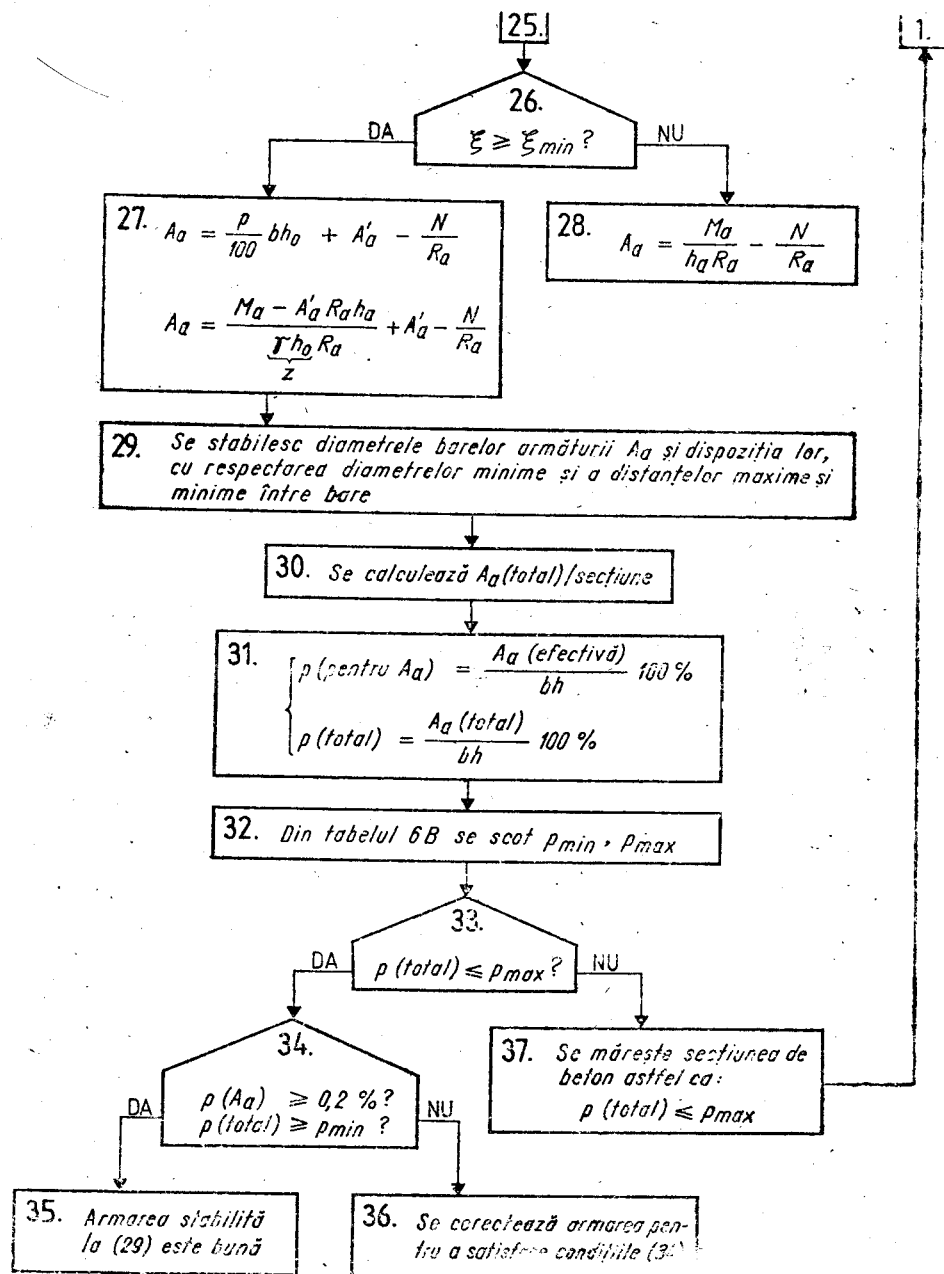
30. Armarea stabilită la (23) este bună.

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

2	Compreziune excentrică fără considerația flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare armate nesimetrice
2.5	Dimensionarea armăturilor pentru secțiuni situate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M$ Se cer: $A_a, A'_a$

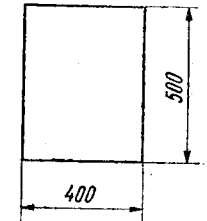






Exemplul de calcul la schema 2.5

Să se armeze stîlpul din beton armat prefabricat avînd secțiunea din figură (stîlp marginal). Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice. Grad seismic: 8. Din alte ipoteze de încărcare:  $A'_a = 520 \text{ mm}^2$ .



$N = 1000 \text{ kN} = 1\,000\,000 \text{ N}$ ;  $M = 310 \text{ kNm} = 310 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$

Beton: Bc 20, cazul c (stîlp turnat în poziție orizontală)

$(R_c = 12,5 \text{ N/mm}^2)$

Oțel: PC 60 ( $R_s = 350 \text{ N/mm}^2$ ).

1.  $a \approx 35 \text{ mm}$
2.  $h_0 = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$
3.  $a' \approx 35 \text{ mm}$
4.  $h_s = 465 - 35 = 430 \text{ mm}$
5.  $e_a = \frac{500}{30} = 17 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \rightarrow e_a = 20 \text{ mm} = 0,02 \text{ m}$
6.  $M_c = 310 + 1\,000 \cdot 0,02 = 330 \text{ kNm}$
7.  $M_a = 330 + 1\,000 \frac{0,43}{2} = 545 \text{ kNm} = 545 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
8.  $m_a = \frac{545 \cdot 10^6}{400 \cdot 465^2 \cdot 12,5} = 0,504$
9.  $A'_a \text{ min} = \frac{0,2}{100} 400 \cdot 500 = 400 \text{ mm}^2$
10.  $m_b = 0,40$
11.  $m_a = 0,504 > 0,40$
15.  $A'_a = \frac{(0,504 - 0,40) 400 \cdot 465^2 \cdot 12,5}{430 \cdot 350} = 747 \text{ mm}^2$
16.  $A'_a = 747 > A'_a \text{ min} = 400 \text{ mm}^2$
17. Din alte ipoteze de încărcare:  $A'_a = 520 \text{ mm}^2$   
 $A'_a = 747 > 520 \text{ mm}^2$
18.  $A'_a = 747 \text{ mm}^2$
20.  $A'_a \text{ efectivă} = 4 \varnothing 16 = 804 \text{ mm}^2$
21.  $m = \frac{545 \cdot 10^6 - 804 \cdot 350 \cdot 430}{400 \cdot 465^2 \cdot 12,5} = 0,392$

Observație.

La (34) se verifică  $p \geq 0,2\%$  numai pentru armătura  $A_s$ , deoarece pentru  $A'_a$  s-a pus anterior (9) condiția  $p' \geq 0,2\%$ .

22.  $m = 0,392 > 0,32$

23. Da.

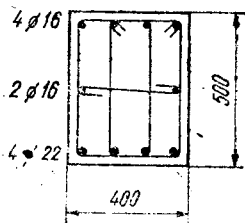
24. Din tabelul 7, pentru  $m = 0,392$ , se găsesc:  $\xi = 0,535$  și  $\gamma = 0,732$

25 - 26. Se poate trece peste această verificare, întrucît în mod evident  $\xi > \xi_{min}$ .

$$27. A_a = \frac{545 \cdot 10^6 - 804 \cdot 350 \cdot 430}{0,732 \cdot 465 \cdot 350} + 804 - \frac{1,00 \cdot 10^6}{350} = 1\,506 \text{ mm}^2$$

29.  $A_a$  efectivă =  $4 \varnothing 22 = 1\,520 \text{ mm}^2$

Dispoziția armăturilor este cea din figură.



30.  $A_a$  (total) =  $4 \varnothing 22 + 6 \varnothing 16 = 2\,726 \text{ mm}^2$

$$31. \begin{cases} \rho(A_a) > \rho'(A'_a) > 0,2\% \text{ de la (9);} \\ \rho(\text{total}) = \frac{2\,726}{400 \cdot 500} 100\% = 1,36\% \end{cases}$$

32. Din tabelul 6 B se scot:  $\rho_{min} = 0,7\%$ ,  $\rho_{max} = 2\%$ .

33.  $\rho(\text{total}) = 1,36\% < 2\%$

34.  $\rho(\text{total}) = 1,36\% > 0,7\%$

35. Armarea stabilită la (29) este bună.

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

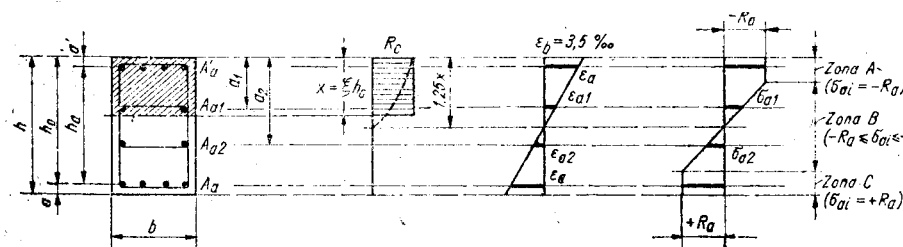
2	Compresiune excentrică fără consideraarea flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
2.6	Determinarea capacității portante ținînd seama și de influența armăturilor intermediare	Se dau: $b, h, A_a, A'_a, A_{a1}, a_i, R_c, R_a, N$ Se cere: $M_{cap}$

### Observație preliminară

Calculul capacității portante la compresiune excentrică ținînd seama și de influența armăturilor intermediare are un caracter mai laborios, întrucît nu se poate efectua decît prin încercări succesive. De aceea se recomandă să fie folosit numai în cazurile cînd această influență devine semnificativă, adică la elementele cu numeroase bare distribuite pe înălțimea inimii, cum sînt stîlpii cu secțiuni mari, cu cîte 5-6 bare pe fiecare latură, sau diafragmele cu armare verticală continuă pe inimă.

Schema 2.6 a fost dată exemplificativ, limitată la cazul I de compresiune excentrică ( $\xi \leq \xi_b$ ).

Pentru diafragme, la care influența armăturilor verticale de pe inimă asupra momentului capabil este mai importantă și se ia în considerare în mod curent, calcule similare sînt date în lucrarea [10], vol. II (exemplele de calcul 11 ... 14, pag. 38 ... 51).



### Notății suplimentare

$A_{a1}(A_{a1}, A_{a2} \dots)$  — ariile secțiunilor armăturilor intermediare;

$a_i(a_1, a_2 \dots)$  — distanțele de la centrele lor de greutate pînă la marginea comprimată a secțiunii;

$\sigma_{a1}(\sigma_{a1}, \sigma_{a2} \dots)$  — eforturile unitare în armăturile  $A_{a1}$ .

$$-R_a \leq \sigma_{a1} = \frac{588}{\xi} \left( \frac{a_i}{h_0} - 1,25 \xi \right) \leq +R_a$$

Din ecuația (15), punind condiția ca  $M_{cap}$  să rămână același ca în exemplul la schema 2.1, se poate determina cu cât s-ar putea reduce armăturile  $A_a = A'_a$  ca efect al influenței armăturilor intermediare.

Din exemplul la schema 2.1,  $M_c = 571$  kNm, deci  $M_a = 571 + 1\,000 \times \frac{0,574}{2} = 858$  kNm. Punind în (15)  $M_a = 858 \cdot 10^6$  Nmm și  $A'_a (= A_a)$  în loc de  $1\,963$  mm<sup>2</sup>, rezultă:  $A_a = A'_a = 1\,769$  mm<sup>2</sup>.  $3 \varnothing 25 + 1 \varnothing 20 = 1\,787$  mm<sup>2</sup> (9,1% reducere).

$$1. a = 25 + \frac{25}{2} \approx 38 \text{ mm}$$

$$2. h_0 = 650 - 38 = 612 \text{ mm}$$

$$3. a' = a = 38 \text{ mm}$$

$$4. h_a = 612 - 38 = 574 \text{ mm}$$

5. Prin încercări, s-a stabilit că  $A_{a1}$  este situată în zona (B), iar  $A_{a2}$  în zona (C).

$$6. \begin{cases} \sigma_{a1} = \frac{588}{\xi} \left( \frac{230}{612} - 1,25 \xi \right) = \left( \frac{221}{\xi} - 735 \right) \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{a2} = R_a = 300 \text{ N/mm}^2. \end{cases}$$

7. Armarea fiind simetrică,  $A'_a R_a - A_a R_a = 0$  și ecuația se reduce la:

$$1\,000\,000 = -628 \left( \frac{221}{\xi} - 735 \right) - 628 \cdot 300 + 650 \xi \cdot 612 \cdot 8,0$$

$$\text{sau: } \xi^2 - 0,228 \xi - 0,044 = 0. \text{ Rezultă: } \xi = 0,353.$$

$$8. \sigma_{a1} = \frac{221}{0,353} - 735 = -109 \text{ N/mm}^2 \text{ (compresiune)}$$

Dacă  $A_{a2}$  ar fi fost situată tot în zona (B), am fi avut:

$$\sigma_{a2} = \frac{588}{0,353} \left( \frac{420}{612} - 1,25 \cdot 0,353 \right) = 408 \text{ N/mm}^2 > R_a$$

Deci:  $-300 \leq \sigma_{a1} = -109 \leq +300$  [se confirmă că  $A_{a1}$  se află în zona (B)].

$\sigma_{a2} > R_a$  deci se confirmă că  $A_{a2}$  se află în zona (C).

$$11. \xi = 0,353.$$

12. Da.

$$13. \xi = 0,353 < 0,40.$$

$$15. M_a = 1\,963 \cdot 300 \cdot 574 + 628 \cdot 109 \cdot 342 - 628 \cdot 300 \cdot 192 + 650 \times \\ \times 612^2 \cdot 0,353 \left( 1 - \frac{0,353}{2} \right) 8,0 = 891,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 891,4 \text{ kNm}.$$

$$16. M_c = 891,4 - 1\,000 \frac{0,574}{2} = 604,4 \text{ kNm}.$$

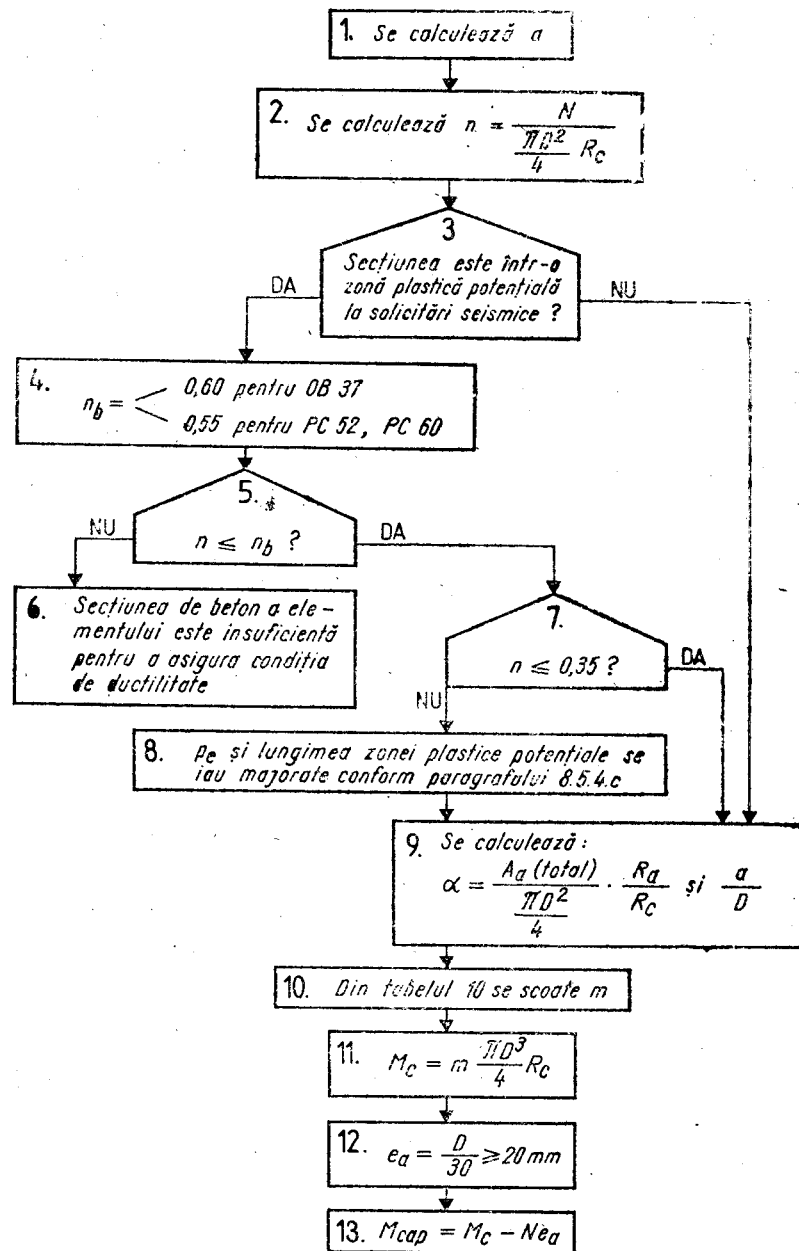
$$17. e_a = \frac{650}{30} = 22 \text{ mm} = 0,022 \text{ m}.$$

$$18. M_{cap} = 604,4 - 1\,000 \cdot 0,022 = 582,4 \text{ kNm}.$$

Rezultă deci față de calculul după schema 2.1 ( $M_{cap} = 549$  kNm) un spor de capacitate portantă de 6,1%.

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

2	Compresiune excentrică fără considerația flexibilității	Secțiuni circulare cu armătura distribuită uniform pe contur
2.7	Determinarea capacității portante	Se dau: $D, R_c, R_a, N, A_a$ Se cere: $M_{cap}$



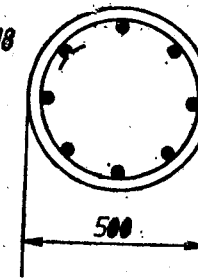
Exemplu de calcul la schema 2.7

Să se calculeze momentul capabil pentru stîlpul din beton armat monolit cu secțiunea din figură, încărcat cu  $N = 500 \text{ kN} = 500\,000 \text{ N}$ . Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice.

Beton: Bc 15, cazul b (stîlp turnat în poziție verticală) ( $R_c = 8,0 \text{ N/mm}^2$ )

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ );

$A_a = 8 \varnothing 18 = 2036 \text{ mm}^2$ .



$$1. a = 25 + \frac{1,8}{2} = 34 \text{ mm}$$

$$2. n = \frac{500\,000}{\frac{3,14 \cdot 500^2}{4} \cdot 8,0} = 0,318$$

3. Da.

$$4. n_b = 0,55$$

$$5. n < n_b$$

$$7. n = 0,318 < 0,35$$

$$9. \alpha = \frac{2\,036}{\frac{3,14 \cdot 500^2}{4}} \cdot \frac{300}{8,0} = 0,389; \quad \frac{a}{D} = \frac{34}{500} = 0,068$$

10. Se folosește tabelul 10 B, cu  $a/D = 0,075$ . Din tabel, pentru  $n = 0,318$  și  $\alpha = 0,389$ , se găsește  $m = 0,194$ .

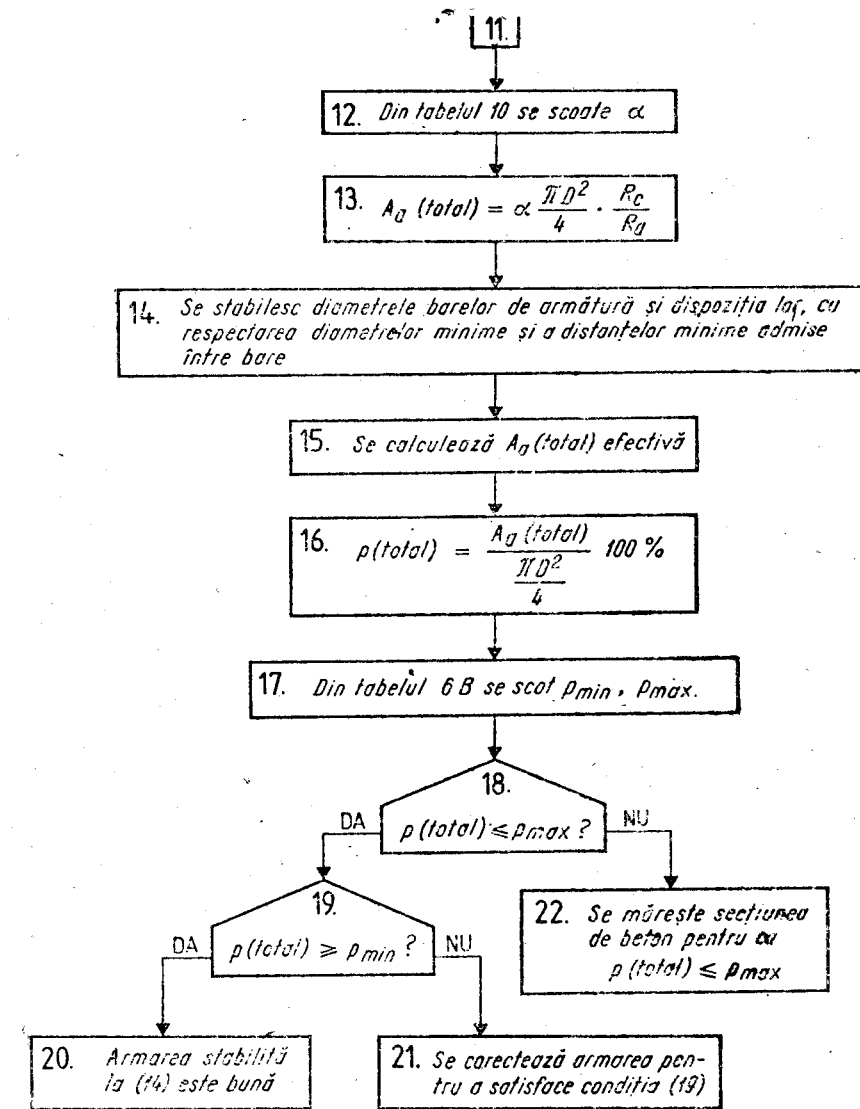
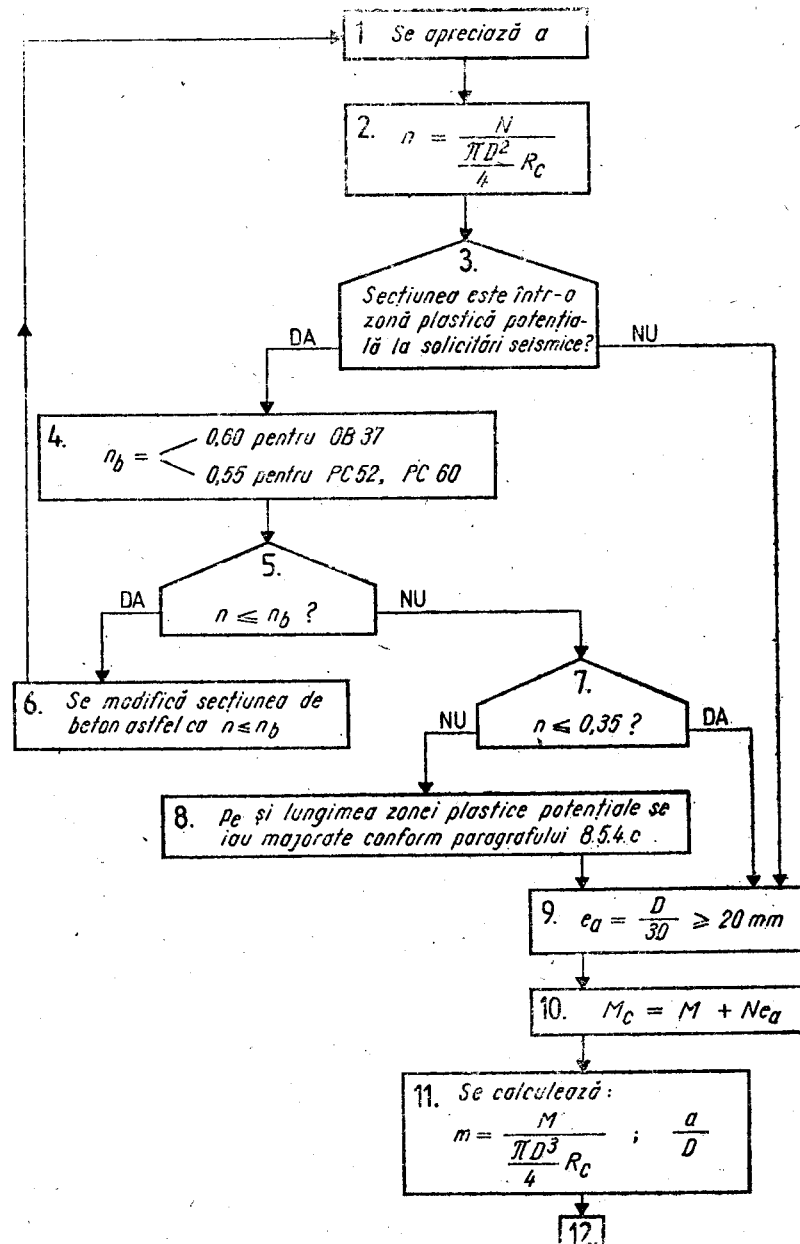
$$11. M_c = 0,194 \cdot \frac{3,14 \cdot 500^3}{4} \cdot 8,0 = 152 \cdot 10^6 \text{ Nmm.}$$

$$12. e_a = \frac{500}{30} = 16,7 \rightarrow 20 \text{ mm.}$$

$$13. M_{cap} = 152 \cdot 10^6 - 50\,000 \cdot 20 = 142 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 142 \text{ kNm.}$$

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

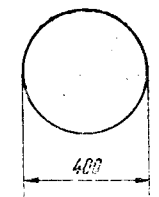
2	Compresiune excentrică fără considerația flexibilității	Secțiuni circulare cu armătura distribuită uniform pe contur
2.8	Dimensionarea armăturilor	Se dau: $D, R_c, R_a, N, M$ Se cere: $A_a$



Exemplu de calcul la schema 2.8

Să se armeze stîlpul din beton armat monolit avînd secțiunea din figură. Stîlpul nu este participant la o structură antiseismică.

$N = 400 \text{ kN} = 400\,000 \text{ N}$ ;  $M = 75 \text{ kNm} = 75 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$   
 Beton: Bc 20, cazul b (stîlp turnat în poziție verticală) ( $R_c = 10,5 \text{ N/mm}^2$ )  
 Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ )



1.  $a \approx 35 \text{ mm}$

2.  $n = \frac{400\,000}{\frac{3,14 \cdot 400^2}{4} \cdot 10,5} = 0,303$

3. Nu.

9.  $e_a = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ mm}$

10.  $M_c = 75 \cdot 10^6 + 400\,000 \cdot 20 = 83 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$

11.  $m = \frac{83 \cdot 10^6}{\frac{3,14 \cdot 300^3}{4} \cdot 10,5} = 0,157$ ;  $\frac{a}{D} = \frac{35}{400} = 0,0875$

12. Se folosește tabelul 10 B ( $a/D = 0,075$ ). Pentru  $n = 0,303$  și  $m = 0,157$ , se găsește  $\alpha = 0,26$ .

13.  $A_a(\text{total}) = 0,26 \cdot \frac{3,14 \cdot 400^2}{4} \cdot \frac{10,5}{300} = 1\,143 \text{ mm}^2$

14. Se alege:  $6 \varnothing 16$ .

15.  $A_a(\text{total}) \text{ efectivă} = 1\,206 \text{ mm}^2$

16.  $p(\text{total}) = \frac{1\,206}{\frac{3,14 \cdot 400^2}{4}} \cdot 100\% = 0,96\%$

17. Din tabelul 6 B:  $p_{\min} = 0,4\%$ ;  $p_{\max} = 2\%$ .

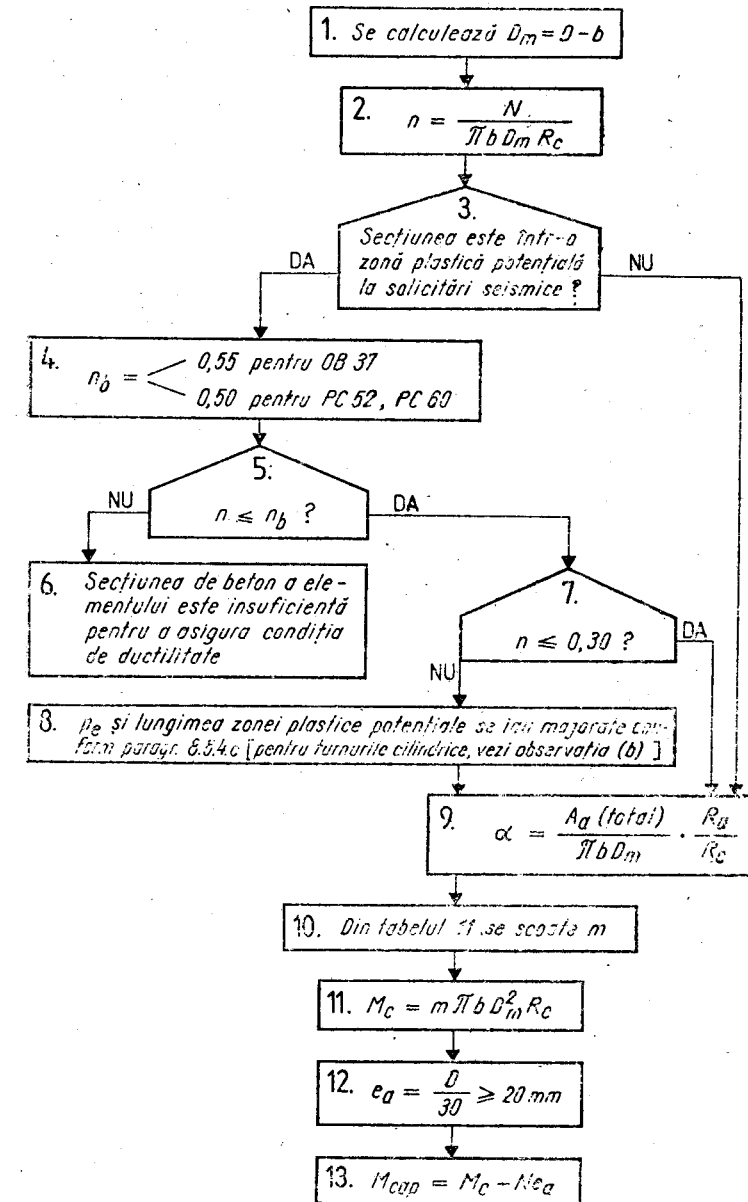
18.  $p(\text{total}) < p_{\max}$

19.  $p(\text{total}) > p_{\min}$

20.  $A_a = 6 \varnothing 16$ .

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

2	Compresiune excentrică fără considerația flexibilității	Secțiuni inelare cu armătură distribuită uniform pe contur
2.9	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, D, R_c, R_s, N, A_s$ Se cere: $M_{cap}$



### Observații

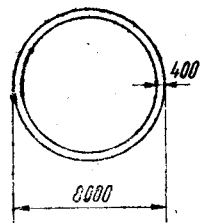
a. Valorile  $n_b$  din operația (4) diferă de cele date pentru secțiuni pline, deoarece se bazează pe  $\epsilon_{bu} = 2\text{‰}$  în loc de  $\epsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$  (compresiune practic uniformă pe toată grosimea  $b$  a peretelui inelar în zona de compresiuni maxime).

b. La turnuri de tipul celor ale castelelor de apă, o măsură suplimentară de confinare a secțiunii prin armături transversale constă în prevederea de etrieri de legătură între barele verticale ale plasei exterioare și cele ale plasei interioare (vezi proiectele tip de castele de apă elaborate de IPCT după 1977).

c. Tabelul 11 este întocmit pentru  $b/D = 0,10$ , dar poate fi utilizat cu suficientă aproximație și pentru alte valori ale raportului  $b/D$ .

### Exemplu de calcul la schema 2.9

Să se calculeze momentul capabil pentru secțiunea inelară din figură a turnului din beton armat monolit al unui castel de apă, având încărcarea verticală de calcul  $N = 40\,000\text{ kN} = 40 \cdot 10^6\text{ N}$ . Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice.



Beton: Bc 20, cazul b (turnare în poziție verticală)  
( $R_c = 10,5\text{ N/mm}^2$ )

Oțel: PC 60 ( $R_a = 350\text{ N/mm}^2$ ).

Armătura totală pe contur este formată din cîte 143  $\varnothing 22$  la fiecare față a peretelui.  $A_u$  (totală) =  $2 \cdot 143 \varnothing 22 = 108 \cdot 709\text{ mm}^2$

1. Diametrul mediu:  $D_m = 8\,000 - 400 = 7\,600\text{ mm}^2$

$$2. n = \frac{40 \cdot 10^6}{3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600 \cdot 10,5} = 0,399$$

3. Da.

4.  $n_b = 0,50$ ;

5.  $n < n_b$ ;

7.  $n > 0,30$ .

8. Pentru dimensionarea și alcătuirea armăturilor transversale, lungimea zonei plastice potențiale se ia majorată conform paragr. 8.5.4. c și se ține seama de observația (b) de la schema 2.9.

$$9. \alpha = \frac{108 \cdot 709}{3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600} \cdot \frac{350}{10,5} = 0,380$$

10. Din tabelul 11, pentru  $n = 0,399$  și  $\alpha = 0,380$ , se găsește  $m = 0,254$ .

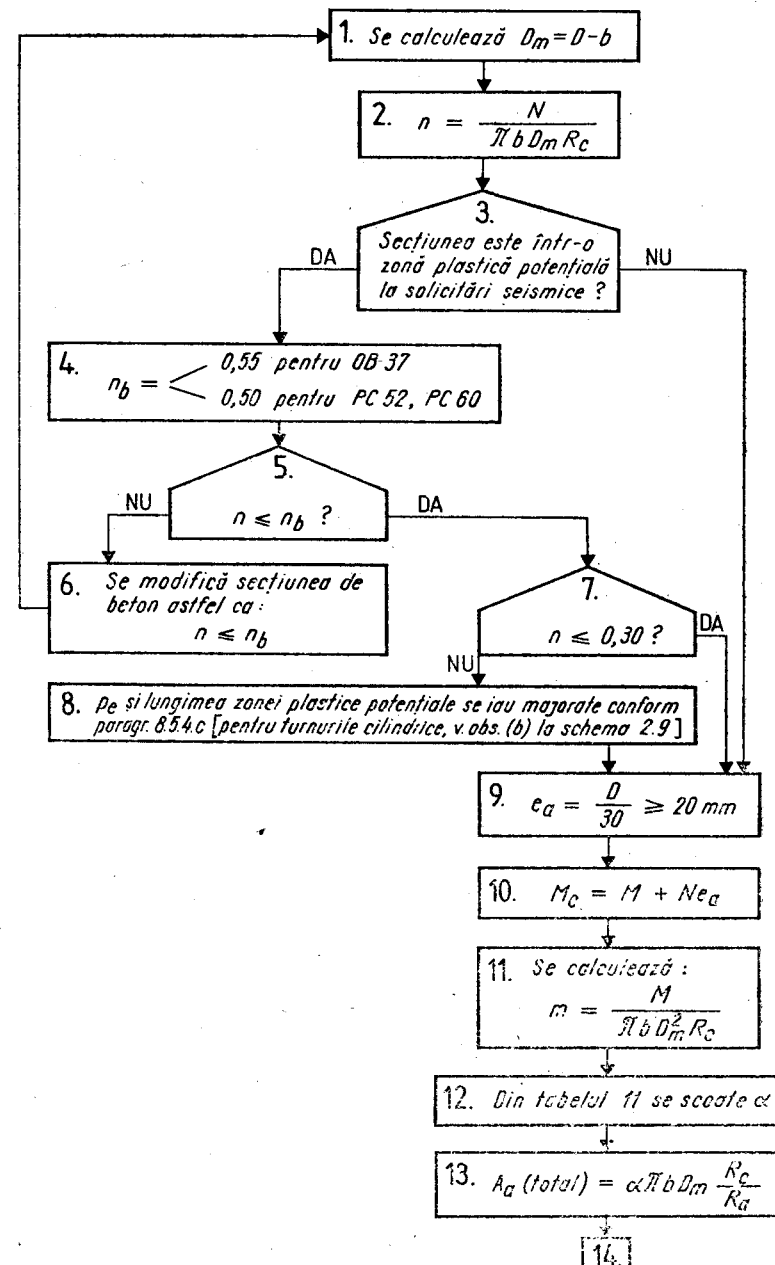
$$11. M_c = 0,254 \cdot 3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600^2 \cdot 10,5 = 19\,3480 \cdot 10^6\text{ Nmm}$$

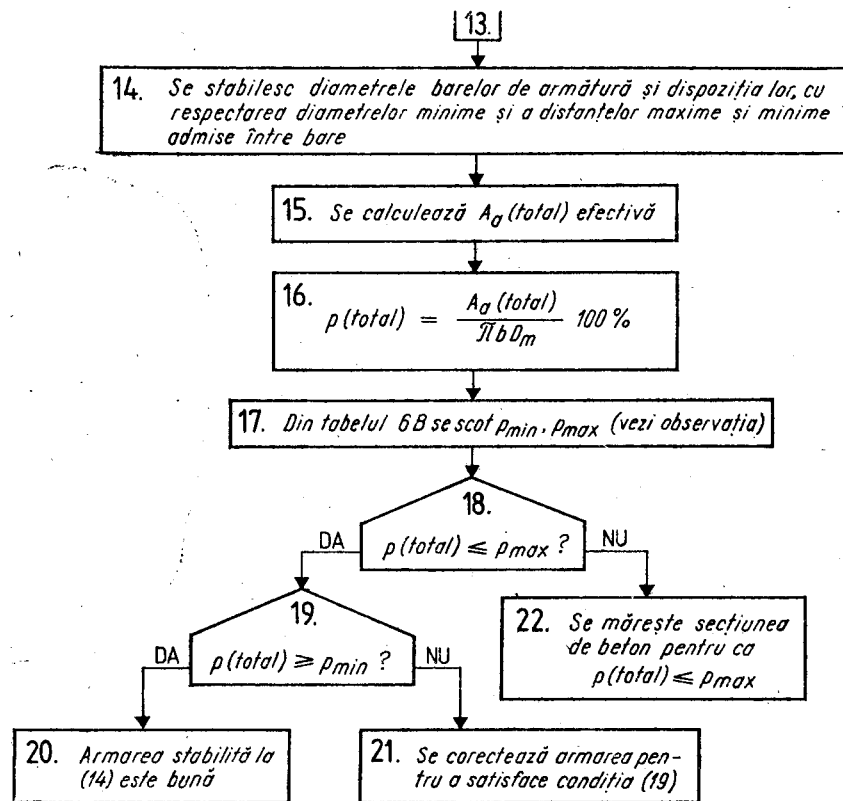
$$12. e_a = \frac{8\,000}{30} = 266\text{ mm}$$

$$13. M_{cap} = 193 \cdot 480 \cdot 10^6 - 40 \cdot 10 \cdot 266 = 182 \cdot 840 \cdot 10^6\text{ Nmm} = 182\,840\text{ kNm.}$$

### STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

2	Compresiune excentrică fără considerația flexibilității	Secțiuni inelare cu armătura distribuită uniform pe contur
2.10	Dimensionarea armăturilor	Se dau: $b, D, R_c, R_a, N, M$ Se cere: $M_{cap}$





**Observație**

La turnurile cilindrice de tipul celor ale castelelor de apă, coșurilor de fum etc., procentele de armare maxime și minime sînt stabilite prin prescripții specifice. În lipsa acestora, cele date în tabelul 6 B pentru stîlpi pot fi utilizate numai ca orientative.

**Exemplu de calcul la schema 2.10**

Pentru turnul cilindric din exemplul la schema 2.9, să se dimensioneze armătura longitudinală în ipoteza că nu se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice, iar  $M = 140\,000\text{ kNm} = 140\,000 \cdot 10^6\text{ Nmm}$ .

1.  $D_m = 8\,000 - 400 = 7\,600\text{ mm}$ .

2.  $n = \frac{40 \cdot 10^6}{3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600 \cdot 10,5} = 0,399$

3. Nu.

9.  $e_a = \frac{8\,000}{30} = 266\text{ mm}$ .

10.  $M_c = 140\,000 \cdot 10^6 + 40 \cdot 10^6 \cdot 266 = 150\,640 \cdot 10^6\text{ Nmm} = 150\,640\text{ kNm}$ .

11.  $m = \frac{150\,640 \cdot 10^6}{3,14 \cdot 400 \cdot (7\,600)^2 \cdot 10,5} = 0,198$

12. Din tabelul 11, pentru  $n = 0,399$  și  $m = 0,198$ , se găsește  $\alpha = 0,187$ .

13.  $A_a(\text{total}) = 0,187 \cdot 3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600 \frac{10,5}{350} = 53 \cdot 550\text{ mm}^2$

14. Se alege:  $\varnothing 16$  la  $180\text{ mm}$  (măsurat pe diametrul mediu). Rezultă  $2 \cdot 133 \varnothing 16 = 256 \varnothing 16$ .

15.  $A_a(\text{total})$  efectivă:  $266 \cdot 201 = 53 \cdot 466\text{ mm}^2$ .

16.  $\rho(\text{total}) = \frac{523\,466}{3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600} \cdot 100\% = 0,56\%$ .

În mod evident  $\rho_{\min} \leq \rho(\text{total}) \leq \rho_{\max}$ .



## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

3	Considerarea flexibilității la compresiune excentrică	Secțiuni dreptunghiulare
3.0	Notații — procedee de calcul	

**Mărimi și noțiuni care caracterizează efectele de ordinul II la elementele de beton armat**

1. Coeficientul de zveltețe se definește în mod convențional, pentru elementele de secțiune dreptunghiulară, prin raportul:

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{h}$$

unde:

- $l_{fl}$  — lungimea de flambaj a elementului;
- $h$  — latura secțiunii transversale, după direcția excentricității forței normale  $N$ , în ipoteza de încărcare considerată.

### Observații

a. Cu privire la sensul noțiunii de lungime de flambaj, în contextul calculului de ordinul II al structurilor din beton armat, vezi și comentariile din cap. 5.6.

b. Indicații pentru evaluarea lungimilor de flambaj ale stîlpilor diferitelor tipuri curente de structuri sînt date în [7], cap. 3.3, pag. 75—90.

### 2. Clasificarea stîlpilor după mărimea coeficientului de zveltețe

— Pentru  $\lambda \leq 10$  (stîlpi nezvelți), se admite să se neglijeze în calculul la starea limită de rezistență efectele de ordinul II. Momentele încovoietoare sînt cele rezultate dintr-un calcul de ordinul I (pe structura în poziție nedeformată).

— Pentru  $10 < \lambda \leq 30$  (stîlpi zvelți), este necesară luarea în considerare a efectelor de ordinul II în calculul la starea limită de rezistență, ceea ce se traduce printr-o majorare a momentelor încovoietoare în raport cu cele de ordinul I.

— Cazul  $\lambda > 30$  (stîlpi foarte zvelți) intervine rar în construcțiile civile și industriale. În acest caz cedarea stîlpilor, sub o creștere progresivă a efortului normal  $N$ , se produce prin pierderea stabilității (flambaj).

Schemele logice sînt date pentru situația curentă  $10 < \lambda \leq 30$ .

### 3. Coeficientul de majorare a momentului încovoietor de calcul:

$$\eta = \frac{M_{II}}{M_I} \quad (3.1)$$

unde:

- $M_I$  — momentul încovoietor rezultat dintr-un calcul de ordinul I al structurii;
- $M_{II}$  — momentul încovoietor rezultat dintr-un calcul de ordinul II (pe structura în poziție deformată).

Pentru  $\eta \leq 1,2$  se admite utilizarea unui calcul simplificat, denumit metoda „A” [7], în care se determină momentele de ordinul I și se majorează apoi cu coeficientul  $\eta$  calculat cu formula simplificată:

$$\eta \approx \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (3.2)$$

unde:

$N$  = efortul normal de calcul;

$$N_{cr}(\text{forța critică}) = \frac{\pi^2 EI}{l_{fl}^2} \quad (3.3)$$

$l_{fl}$  — se apreciază în funcție de legăturile elementului la capete.

Situația  $\eta \leq 1,2$  intervine de regulă la construcțiile în cadre etajate, rigidizate sau nu prin diafragme.

Pentru  $\eta > 1,2$  se efectuează un calcul de ordinul II al structurii. În domeniul  $1,2 \leq \eta < 1,5$  se admite simplificarea de a considera în acest calcul modulul de rigiditate  $EI$  constant independent de starea de solicitare (metoda denumită „B” [7]).

Se recomandă ca secțiunile de beton ale stîlpilor să fie astfel dimensionate încît să nu se depășească  $\eta \leq 1,5$ .

Situația  $\eta > 1,2$  intervine la stîlpii structurilor clădirilor parter de tip hală, cu grinzi principale de acoperiș prefabricate, articulate pe stîlpi. Dacă aceste structuri sînt proiectate pentru grade de protecție antiseismică  $\geq 7$ , condiții de ductilitate pot determina necesitatea unor secțiuni de beton mai mari ale stîlpilor, în care se caz se poate ajunge și pentru această categorie de stîlpi la  $\eta \leq 1,2$ .

### 4. Modulul de rigiditate $EI$ în starea limită de rezistență

În formula (3.3) din metoda „A” și în calculul de ordinul II din metoda „B” se poate lua pentru  $EI$  în starea limită de rezistență expresia:

$$EI = E_b I_b 0,15(1 + \sqrt{p(\text{total})}) \quad (3.4)$$

unde:

$E_b$  — modulul de elasticitate al betonului, după tabelul 3;

$$I_b = \frac{bh^3}{12}$$

$$p(\text{total}) = \frac{A_s(\text{total})}{bh} 100 \%$$

În cazurile speciale cînd există încărcări de lungă durată care produc structurii deplasări după direcția deformației dominante (de regulă deplasări laterale):

$$EI = \frac{E_b I_b 0,15(1 + \sqrt{p(\text{total})})}{1 + \frac{M_{ia}}{M}} \quad (3.5)$$

unde:

$M_{ia}$  = momentul produs de încărcările de lungă durată;  
 $M$  = momentul total.

Referitor la cazurile cînd intervin astfel de încărcări, vezi comentariile din cap. 5.6.

#### 5. Considerarea efectelor de ordinul II în schemele 2.1 – 2.6

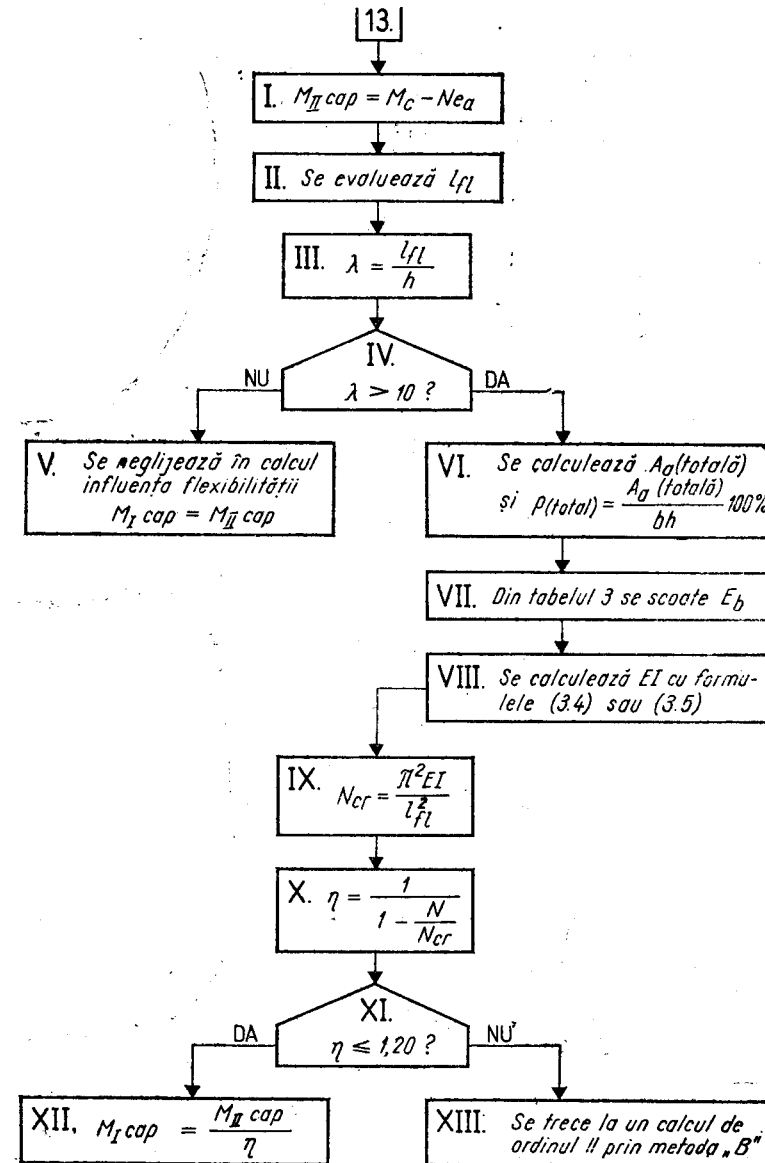
5.1. Dacă se efectuează un calcul de ordinul II al structurii (metoda „B”), schemele 2.1 – 2.6 rămîn neschimbate, iar ca momente încovoietoare de calcul se introduc momentele  $M_{II}$  rezultate din acest calcul. Se verifică în prealabil dacă  $\eta = M_{II}/M_I$  se înscrie în limitele admise.

5.2. Dacă se folosește metoda simplificată „A”, schemele 2.1 – 2.6 se completează conform schemelor 3.1, 3.2.

### STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

3	Considerarea flexibilității la compresiune excentrică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
3.1	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, A_a, A'_a, R_c, R_a, N, M_{ia}/M$ Se cere: $M_{cap}$

Pentru secțiuni armate simetric, se adaugă la schema 2.1, după operația (13):



Pentru secțiuni armate nesimetrice, se adaugă același bloc de operații (I — XIII) în schema 2.3, după operația (18).

De asemenea, în cazul folosirii schemei 2.6, același bloc de operații se adaugă după (17).

### Exemple de calcul la schema 3.1

I. La stîlpul din exemplul de calcul la schema 2.1, să se corecteze momentul capabil ținînd seama de flexibilitate, cu folosirea metodei „A”.  
 $l_{fl} = 12,09$  m;  $M_{td}/M = 0$ .

I. (14 din schema 2.1):  $M_{II\ cap} = 549$  kNm.

II.  $l_{fl} = 12,00$  m.

III.  $\lambda = \frac{12,00}{0,65} = 18,46$ .

IV.  $\lambda = 18,46 > 10$ .

VI.  $A_a(\text{total}) = 8 \varnothing 25 + 4 \varnothing 20 = 6\ 182$  mm<sup>2</sup>;  $\phi(\text{total}) =$   
 $= \frac{6\ 182}{650^2} 100\ \% = 1,46\ \%$

VII. Din tabelul 3, pentru Bc 15,  $E_s = 24\ 000$  N/mm<sup>2</sup> =  $24 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup>

VIII.  $EI = 24 \cdot 10^6 \frac{0,65^4}{12} 0,15(1 + \sqrt{1,46}) = 118\ 259$

IX.  $N_{cr} = \frac{(3,14)^2 118\ 259}{12,00^2} = 8\ 097$  kN.

X.  $\eta = \frac{1}{1 - \frac{1\ 000}{8\ 097}} = 1,14$ .

XI.  $\eta = 1,14 < 1,20$ .

XII.  $M_{I\ cap} = \frac{549}{1,14} = 482$  kNm.

II. La stîlpul din exemplul de calcul I la schema 2.3, să se corecteze momentul capabil ținînd seama de flexibilitate, cu folosirea metodei „A”.  
 $l_{fl} = 8,50$  m;  $M_{td}/M = 0$ .

I. (19 din schema 2.3):  $M_{II\ cap} = 356$  kNm.

II.  $l_{fl} = 8,50$  m.

III.  $\lambda = \frac{8,50}{0,60} = 14,2$ .

IV.  $\lambda = 14,2 > 10$ .

VI.  $A_a(\text{total}) = 8 \varnothing 20 + 2 \varnothing 16 = 2\ 916$  mm<sup>2</sup>;  $\phi(\text{total}) =$   
 $= \frac{2\ 916}{500 \cdot 600} 100\ \% = 0,97\ \%$ .

VII. Din tabelul 3, pentru Bc 15,  $E_s = 24\ 000$  N/mm<sup>2</sup> =  $24 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup>

VIII.  $EI = 24 \cdot 10^6 \frac{0,50 \cdot 0,60^3}{12} 0,15(1 + \sqrt{0,97}) = 64\ 310$

IX.  $N_{cr} = \frac{(3,14)^2 64\ 310}{8,50^2} = 8\ 776$  kN

X.  $\eta = \frac{1}{1 - \frac{800}{8\ 776}} = 1,10$ .

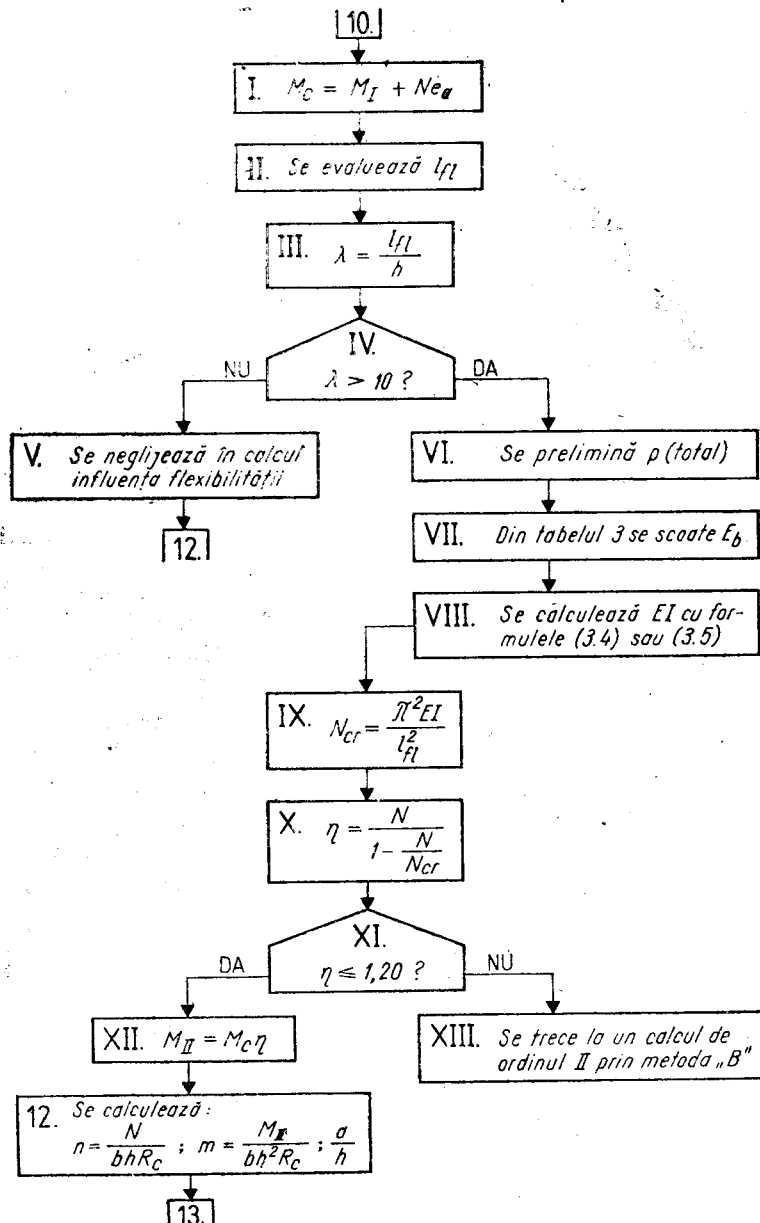
XI.  $\eta = 1,10 < 1,20$

XII.  $M_{I\ cap} = \frac{356}{1,10} = 323$  kNm.

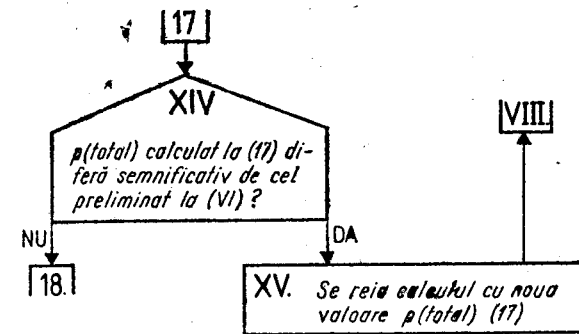
## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

3	Considerarea flexibilității la compresiune excentrică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
3.2	Dimensionarea armăturilor	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M_{Ia}/M$ Se cer: $A_a, A'_a$

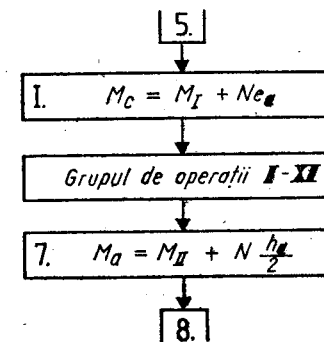
Pentru secțiuni armate simetric, se intercalează în schema 2.2, după operația (10):



iar între operațiile (17) și (18) se intercalează:



Pentru secțiuni armate nesimetric (schemele 2.4 și 2.5), se intercalează similar după operația (5):



iar grupul (XIV – XV) se introduce între (25) și (26) în schema 2.4, respectiv între (31) și (32) în schema 2.5, la fel ca mai sus.

### Exemple de calcul la schema 3.2

I. La stîlpul din exemplul de calcul la schema 2.2, să se redimensioneze armăturile ținînd seama de flexibilitate, cu folosirea metodei „A”.  $l_{fi} = 11,00$  m;  $M_{Ia}/M = 0$ .

I. (11 din schema 2.2):  $M_c = 358$  kNm.

II.  $l_{fi} = 11,00$  m.

III.  $\lambda = \frac{11,00}{0,60} = 18,3$ .

IV.  $\lambda = 18,3 > 10$ .

VI. Se preliminară  $p = 1,4\%$ .

VII. Din tabelul 3, pentru Bc 20, se găsește  $E_b = 27\,000$  N/mm<sup>2</sup> =  $27 \cdot 10^6$  kN/m<sup>2</sup>.

$$\text{VIII. } EI = 27 \cdot 10^6 \frac{0,45 \cdot 0,60^3}{12} 10,5(1 + \sqrt{1,4}) = 71\,620$$

$$\text{IX. } N_{cr} = \frac{(3,14)^2 71\,620}{11,00^2} = 5\,836 \text{ kN.}$$

$$\text{X. } \eta = \frac{1}{1 - \frac{400}{5\,836}} = 1,07$$

$$\text{XI. } \eta = 1,07 < 1,20$$

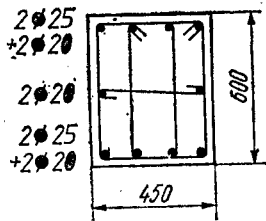
$$\text{XII. } M_{II} = 358 \cdot 1,07 = 383 \text{ kNm} = 383 \cdot 10^6 \text{ Nmm.}$$

$$12. \begin{cases} n = 0,12; \frac{a}{h} = 0,067 \text{ din exemplul la schema 2.2.} \\ m = \frac{383 \cdot 10^6}{450 \cdot 600^2 \cdot 12,5} = 0,189 \end{cases}$$

13. Din tabelul 9 B ( $a/h = 0,075$ ) se scoate  $\alpha = 0,160$ .

$$14. A_a = A'_a = 0,160 \cdot 450 \cdot 600 \frac{12,5}{350} = 1\,542 \text{ mm}^2. \quad 2 \varnothing 25 + 2 \varnothing 20 = 1\,610 \text{ mm}^2.$$

15. Se stabilește armarea din figură.



$$16. A_a(\text{total}) = 4 \varnothing 25 + 6 \varnothing 20 = 3\,847 \text{ mm}^2.$$

$$17. \begin{cases} p(\text{pe o latură}) = \frac{1\,610}{450 \cdot 600} 100\% = 0,60\% \\ p(\text{total}) = \frac{3\,847}{450 \cdot 600} 100\% = 1,42\% \end{cases}$$

XIV.  $p(\text{total}) = 1,42\% \approx p$  preliminar la (VI) = 1,4%.

$$18. p_{min} = 0,6\%; p_{max} = 2\%.$$

$$19. p(\text{total}) = 1,42\% < 2\%.$$

$$20. \begin{cases} p(\text{pe o latură}) = 0,60\% > 0,2\% \\ p(\text{total}) = 1,42\% < 0,60\% \end{cases}$$

21. Armarea stabilită la (14) este bună.

II. La stîlpul din exemplul de calcul la schema 2.5, să se redimensioneze armăturile ținînd seama de flexibilitate, cu folosirea metodei „A”.  $l_{II} = 6,50 \text{ m}$   $M_{II}/M = 0$ .

$$\text{I. (6 din schema 2.5): } M_c = 330 \text{ kNm.}$$

$$\text{II. } l_{II} = 6,50 \text{ m.}$$

$$\text{III. } \lambda = \frac{6,50}{0,50} = 13,00.$$

$$\text{IV. } \lambda = 13,00 < 10.$$

VI. Se preliminară  $p$  (total) = 1,7%.

VII. Din tabelul 3, pentru Bc 20, se găsește  $E_s = 27\,000 \text{ N/mm}^2 = 27 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ .

$$\text{VIII. } EI = 27 \cdot 10^6 \frac{0,40 \cdot 0,50^3}{12} 0,15(1 + \sqrt{1,7}) = 38\,877$$

$$\text{IX. } N_{cr} = \frac{(3,14)^2 38\,877}{6,50^2} = 90\,72 \text{ kN}$$

$$\text{X. } \eta = \frac{1}{1 - \frac{1\,000}{9\,072}} = 1,12.$$

$$\text{XI. } \eta = 1,12 < 1,20.$$

$$\text{XII. } M_{II} = 330 \cdot 1,12 = 370 \text{ kNm.}$$

$$7. M_a = 370 + 1\,000 \frac{0,43}{2} = 585 \text{ kNm} = 585 \cdot 10^6 \text{ Nmm.}$$

$$8. m_a = \frac{585 \cdot 10^6}{400 \cdot 465^2 \cdot 12,5} = 0,541$$

$$10. m_{max} = 0,40$$

$$11. m_a = 0,541 < 0,40$$

$$15. A'_a = \frac{(0,541 - 0,40) 400 \cdot 465^2 \cdot 12,5}{430 \cdot 350} = 1\,012 \text{ mm}^2$$

$$16. A'_a = 1\,012 > A'_{a,min} = 400 \text{ mm}^2$$

$$17. A'_a = 1\,012 > 520 \text{ mm}^2 \text{ (v. exemplul la schema 2.5).}$$

$$18. A'_a = 1\,012 \text{ mm}^2.$$

$$20. A'_a \text{ efectivă} = 4 \varnothing 18 = 1\,018 \text{ mm}^2$$

$$21. m = \frac{585 \cdot 10^6 - 1\,018 \cdot 350 \cdot 350 \cdot 430}{400 \cdot 465^2 \cdot 12,5} = 0,399$$

$$22. m = 0,399 > 0,32$$

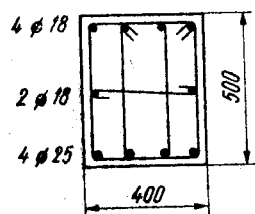
23. Da.

24. Din tabelul 7, pentru  $m = 0,399$ , se găsește  $\xi = 0,550$  și  $\gamma = 0,725$ .

25. — 26. Vezi exemplul la schema 2.5.

$$27. A_a = \frac{585 \cdot 10^6 - 1\,018 \cdot 350 \cdot 430}{0,725 \cdot 465 \cdot 350} + 1\,018 - \frac{1\,000\,000}{350} = 1820 \text{ mm}^2.$$

29.  $A_a$  efectivă =  $4 \varnothing 25 = 1\,963 \text{ mm}^2$ . Dispoziția armăturilor este cea din figură.



$$30. A_a(\text{total}) = 4 \varnothing 25 + 6 \varnothing 18 = 3\,490 \text{ mm}^2.$$

$$31. \rho(\text{total}) = \frac{3\,490}{400 \cdot 500} 100\% = 1,74\%.$$

$$\text{XIV. } \rho(\text{total}) = 1,74\% \approx \rho \text{ preliminar la (VI)} = 1,7\%.$$

$$32. \rho_{\min} = 0,6\%; \rho_{\max} = 2\%.$$

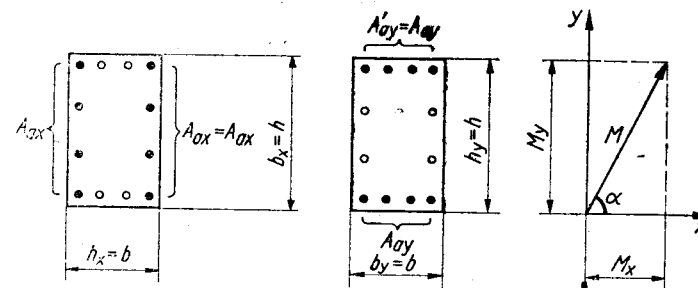
$$33. \rho(\text{total}) = 1,74\% < 2\%.$$

$$34. \rho(\text{total}) = 1,74\% > 0,6\%.$$

35. Armarea stabilită la (29) este bună.

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

4	Compresiune excentrică oblică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
4.0	Notății — procedee de calcul	



Notății:

$M_x = Ne_{0(x)}$  — momentul încovoietor corespunzător excentricității  $e_{0(x)}$  a forței  $N$  după direcția axei  $x$  (vectorul moment orientat după axa  $y$ );

$M_y = Ne_{0(y)}$  — momentul încovoietor corespunzător excentricității  $e_{0(y)}$  a forței  $N$  după direcția axei  $y$  (vectorul moment orientat după axa  $x$ );

Excentricități adiționale:

$$e_{a(x)} = \frac{b}{30} \geq 20 \text{ mm}; \quad e_{a(y)} = \frac{h}{30} \geq 20 \text{ mm}.$$

$$M_{cx} = M_x + Ne_{a(x)}; \quad M_{cy} = M_y + Ne_{a(y)}.$$

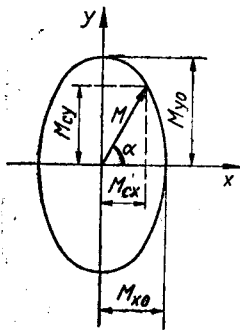
Procedee de calcul:

1. *Calculul riguros* la compresiune excentrică oblică comportă determinarea poziției axei neutre oblice și scrierea în consecință a condițiilor de echilibru. Un calcul de acest fel nu este practic abordabil manual, ci poate fi efectuat fie direct la calculator, dacă se dispune de programul necesar, fie folosind abace construite pe aceeași bază [48] [91].

Cînd se cere dimensionarea armăturilor, numărul mare de parametri care intervin face ca numărul de ecuații de echilibru să nu fie suficient pentru ca problema să fie determinată și soluția de armare să aibă un caracter unic — ci există mai multe soluții de armare posibile, în funcție de parametri ca: raportul  $A_{ax}/A_{ay}$  și dispoziția barelor armătură în secțiune. Deci, dacă pentru acești parametri nu sînt impuse condiții prestabilite din considerente constructive sau de calcul, dimensionarea armăturilor comportă opțiunea între mai multe soluții, adică pune problema unei optimizări a armării.

Din toate aceste motive, folosirea de abace care să acopere un domeniu suficient de larg de cazuri și să ofere posibilitatea unei optimizări ar conduce la necesitatea unui număr mare de abace.

2. Pentru secțiuni dreptunghiulare armate simetric, STAS 10 107/0-90 permite și folosirea unui *procedeu simplificat*, bazat pe admiterea unei legi simple de variație a momentului capabil în funcție de înclinarea  $\alpha$  a planului său de acțiune și anume [112; 8; 29] o elipsă de gradul  $\beta$  ca în figură, cu ecuația:



$$\left(\frac{M_{cx}}{M_{x0}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{cy}}{M_{y0}}\right)^\beta = 1 \quad (4.1)$$

unde:

$M_{x0}$  = momentul capabil, pentru efortul axial dat  $N$ , cînd  $M_y = 0$ ;

$M_{y0}$  = idem, cînd  $M_x = 0$ .

Metoda constă deci în a determina pe  $M_{x0}$  și  $M_{y0}$  în funcție de  $M_{cx}$  și  $M_{cy}$  și a dimensiona apoi armătura  $A_{ax}$  la  $N, M_{x0}$  și armătura  $A_{ay}$  la  $N, M_{y0}$ , reducînd problema la un calcul la compresiune excentrică monoaxială. Valorile recomandate pentru coeficientul  $\beta$  sînt date în tabelul 12 A. Privitor la fundamentarea lor, vezi comentariile din cap. 5.7.

Cu notațiile adimensionalizate:

$$n = \frac{N}{bhR_c}; \quad m_x = \frac{M_{cx}}{bh^2R_c}; \quad m_y = \frac{M_{cy}}{bh^2R_c}; \quad m_{x0} = \frac{M_{x0}}{bh^2R_c}; \quad m_{y0} = \frac{M_{y0}}{bh^2R_c}$$

formula (4.1) se poate scrie:

$$\left(\frac{m_x}{m_{x0}}\right)^\beta + \left(\frac{m_y}{m_{y0}}\right)^\beta = 1 \quad (4.2)$$

sau:

$$k_x^\beta + k_y^\beta = 1 \quad (4.3)$$

unde:

$$k_x = \frac{m}{m_{x0}} = \frac{M_{cx}}{M_{x0}}; \quad k_y = \frac{m}{m_{y0}} = \frac{M_{cy}}{M_{y0}} \quad (4.4)$$

În schemele 4.1 ... 4.4 este utilizată această metodă, în următoarele situații [8]:

**Schema 4.1:** Determinarea momentului capabil pentru o secțiune cu  $N, A_{ax}, A_{ay}$  date, sub forma verificării cu formula (4.1), scrisă ca inegalitate:

$$M \leq M_{cap} \quad \text{dacă} \quad \left(\frac{M_{cx}}{M_{x0}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{cy}}{M_{y0}}\right)^\beta \leq 1$$

**Schema 4.2:** Dimensionarea armăturilor pe baza condiției de optimizare  $A_{ax} + A_{ay} = \min.$ , scrisă sub forma:  $m_{x0} + m_{y0} = \min.$ , ceea ce conduce la valorile  $k_x, k_y$  optimizate date în tabelul 12 B din anexă.

**Schema 4.3:** Dimensionarea armăturilor cînd una din armături (de exemplu  $A_{ax}$ ) este dată (cunoscută din alte ipoteze de încărcare sau minimă constructivă). Atunci  $k_x$  este cunoscut și din (4.3) se scoate:

$$k_y = \beta \sqrt{1 - k_x^\beta} \quad (4.5)$$

**Schema 4.4:** Dimensionarea armăturilor cînd din considerente constructive  $A_{ax} = A_{ay}$ , deci  $m_{x0} = m_{y0}$ . Atunci ecuația (4.2) devine:

$$\begin{aligned} \left(\frac{m_x}{m_{x0}}\right)^\beta + \left(\frac{m_y}{m_{y0}}\right)^\beta &= \left(\frac{m_x \cdot m_y}{m_y \cdot m_{x0}}\right)^\beta + \left(\frac{m_y}{m_{y0}}\right)^\beta = \\ &= \left(\frac{m_x \cdot m_y}{m_y \cdot m_{y0}}\right)^\beta + \left(\frac{m_y}{m_{y0}}\right)^\beta = \left[\left(\frac{m_x}{m_y}\right)^\beta + 1\right] k_y^\beta = 1, \end{aligned}$$

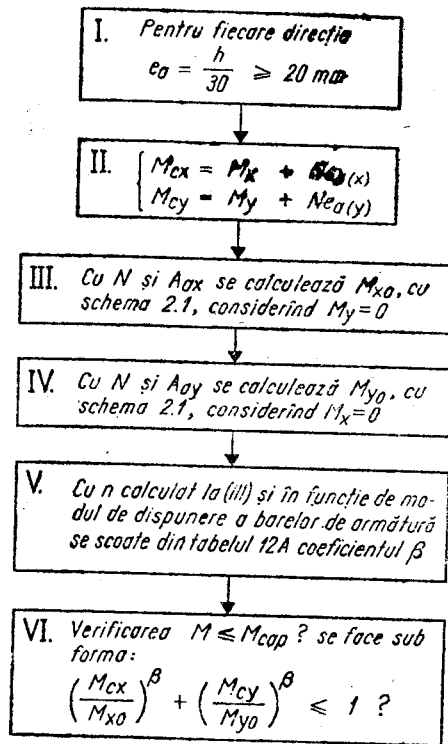
de unde:

$$k_y = \frac{1}{\sqrt[\beta]{\left(\frac{m_x}{m_y}\right)^\beta + 1}}$$

Pentru detalii, inclusiv demonstrarea relațiilor de optimizare folosite în schema 4.2, vezi [8].

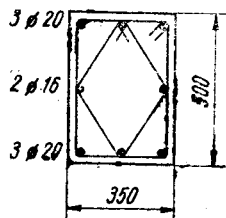
## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

4	Compresiune excentrică oblică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
4.1	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, A_{ax}, A_{ay}$ , dispoziția armăturilor, $M_x, M_y$ Se cere verificarea: $M \leq M_{cap}$ ?



### Exemplu de calcul la schema 4.1

Să se verifice secțiunea din figură a unui stîlp din beton armat prefabricat, încărcat cu  $N = 500 \text{ kN} = 500\,000 \text{ N}$ ,  $M_x = 80 \text{ kNm}$  și  $M_y = 130 \text{ kNm}$ . Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice..



Beton: Bc 20, cazul c (stîlp turnat în poziție orizontală) ( $R = 12,5 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 60 ( $R_a = 350 \text{ N/mm}^2$ );

$$A_{ax} = 2 \cdot \emptyset 20 + 1 \cdot \emptyset 16 = 829 \text{ mm}^2;$$

$$A_{ay} = 3 \cdot \emptyset 20 = 942 \text{ mm}^2.$$

I.  $e_{0(x)} = e_{0(y)} = 0,02 \text{ m}$ .

II. 
$$\begin{cases} M_{cx} = 80 + 500 \cdot 0,02 = 90 \text{ kNm}; \\ M_{cy} = 130 + 500 \cdot 0,02 = 140 \text{ kNm}. \end{cases}$$

III. Cu  $N = 500\,000 \text{ N}$  și  $A_{ax} = 829 \text{ mm}^2$ , cu schema 2.1:

1.  $a = 25 + \frac{20}{2} = 35 \text{ mm}$ .

2. Da.

3.  $h_0 = 350 - 35 = 315 \text{ mm}$

4.  $\xi = \frac{500\,000}{500 \cdot 315 \cdot 12,5} = 0,254$

5.  $\xi_b = 0,55$

6.  $\xi = 0,254 < 0,55$

8.  $\xi = 0,254 < 0,40$

10.  $n = \frac{500\,000}{500 \cdot 350 \cdot 12,5} = 0,23$ ;  $\frac{a}{h} = \frac{35}{350} = 0,10$ ;

$$\alpha = \frac{829}{500 \cdot 350} \cdot \frac{350}{12,5} = 0,133.$$

11. Din tabelul 9 C ( $a/h = 0,10$ ), se scoate  $m = 0,187$ .

12.  $M_{x0} = 0,187 \cdot 500 \cdot 350^2 \cdot 12,5 = 143 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 143 \text{ kNm}$ .

IV. Cu  $N = 500\,000 \text{ N}$  și  $A_{ay} = 942 \text{ mm}^2$ , cu schema 2.1:

1.  $a = 35 \text{ mm}$

2. Da.

3.  $h_0 = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$

4.  $\xi = \frac{500\,000}{350 \cdot 465 \cdot 12,5} = 0,246$

5.  $\xi_b = 0,55$ ;

6.  $\xi = 0,246 < 0,55$

10.  $n = 0,23$  la fel ca la (I);  $\frac{a}{h} = \frac{35}{500} = 0,070$ ;

$$\alpha = \frac{942}{500 \cdot 350} \cdot \frac{350}{12,5} = 0,151.$$

11. Din tabelul 9 B ( $a/h = 0,075$ ) se scoate  $m = 0,206$ .

12.  $M_{y0} = 0,206 \cdot 350 \cdot 500^2 \cdot 12,5 = 225 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 225 \text{ kNm}$ .

V. Din tabelul 12 A, pentru dispoziția de armături B și  $n = 0,23$ , se scoate  $\beta = 1,58$ .

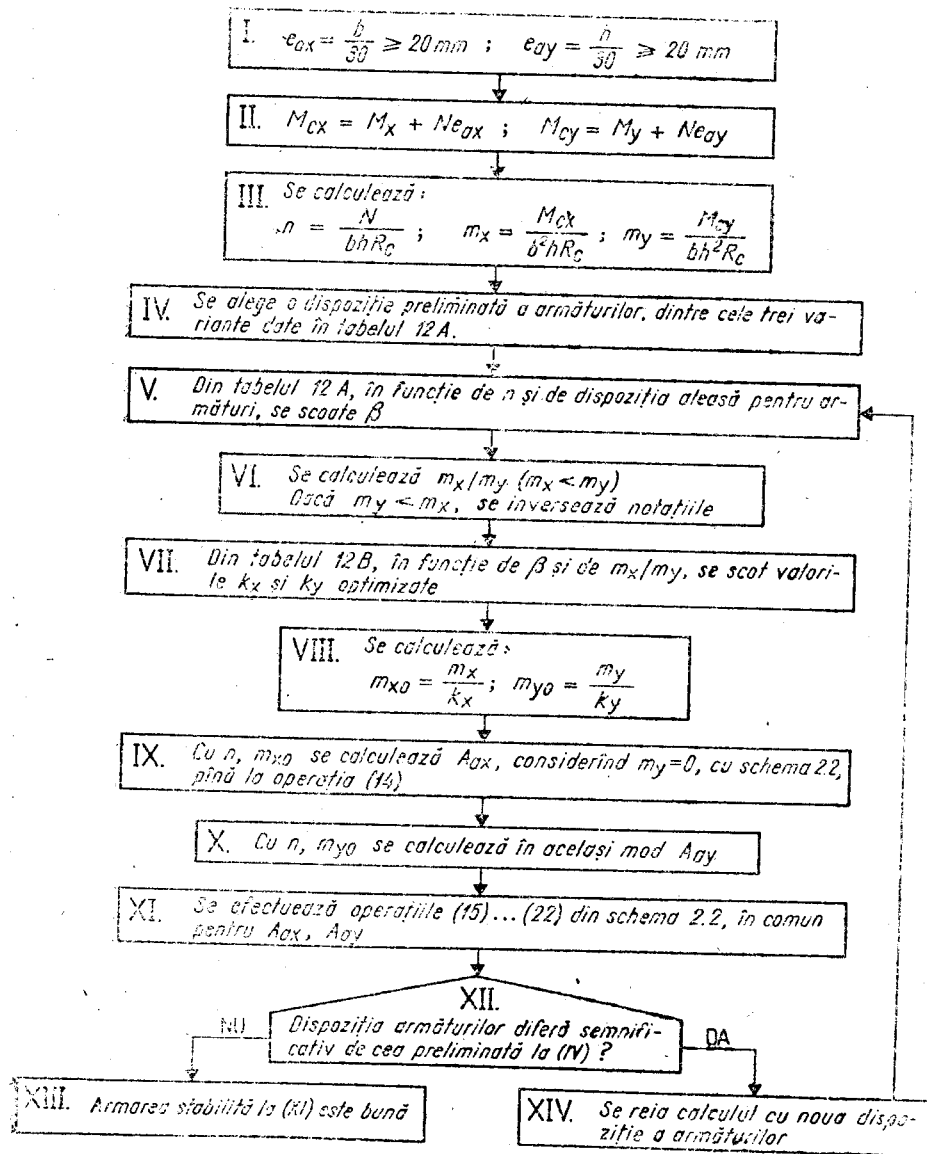
VI.  $\left(\frac{90}{143}\right)^{1,58} + \left(\frac{140}{225}\right)^{1,58} = 0,954 < 1$ , deci  $M < M_{cap}$



## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

4	Compresiune excentrică oblică	Secțiuni dreptunghiulare armate <b>simetric</b>
4.2	Dimensionarea armăturilor (cu optimizare)	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M_x, M_y$ Se cer: $A_{ax}, A_{ay}$

Optimizarea armăturii are la bază criteriul  $A_{ax} + A_{ay} = \min$ , sub forma  $m_x + m_y = \min$ . Se folosește tabelul 12 B, care dă direct  $k_x$  și  $k_y$  optimizate [8].



*Observație.* Dacă din dimensionarea armăturilor rezultă după una din direcții  $A_a < A_a \text{ min.}$  și deci se ia  $A_a = A_a \text{ min.}$ , se poate obține o reducere a armăturii după cealaltă direcție dacă se reia calculul cu  $A_a \text{ min.}$  dată, cu schema 4.3.

### Exemplu de calcul la schema 4.2.

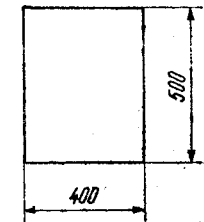
Să se armeze stîlpul din beton armat monolit avînd secțiunea din figură (stîlp marginal). Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice.

$N = 480 \text{ kN}; M_x = 70 \text{ kNm}; M_y = 150 \text{ kNm}.$

Beton: Bc 15, cazul b (stîlp turnat în poziție verticală) ( $R_c = 8,0 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 52 ( $R = 300 \text{ N/mm}^2$ ).



I.  $e_{a(x)} = e_{a(y)} = 0,02 \text{ m}.$

II.  $\begin{cases} M_{cx} = 70 + 480 \cdot 0,02 = 79,6 \text{ kNm} = 79,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}; \\ M_{cy} = 150 + 480 \cdot 0,02 = 159,6 \text{ kNm} = 159,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{cases}$

III.  $n = \frac{480000}{400 \cdot 500 \cdot 8,0} = 0,300^A; m_x = \frac{79,6 \cdot 10^6}{500 \cdot 400^2 \cdot 8,0} = 0,124;$   
 $m_y = \frac{159,6 \cdot 10^6}{400 \cdot 500^2 \cdot 8,0} = 0,200.$

IV. Se alege dispoziția de armătură C din tabelul 12 A.

V. Din tabelul 12 A, pentru  $n = 0,300$  și dispoziția de armături C, se găsește:  $\beta = 1,40.$

VI.  $\frac{m_x}{m_y} = \frac{0,124}{0,200} = 0,620.$

VIII. Din tabelul 12 B, pentru  $\beta = 1,40$  și  $m_x/m_y = 0,620$ , se găsește:  
 $k_x = 0,548$  și  $k_y = 0,669.$

VIII.  $m_{x0} = \frac{0,124}{0,548} = 0,226; m_{y0} = \frac{0,200}{0,669} = 0,299.$

IX. Cu  $n = 0,300$  și  $m_{x0} = 0,226$ , cu schema 2.2:

1.  $a \approx 35 \text{ mm}$

2. Da.

3.  $h_0 = 400 - 35 = 365 \text{ mm}.$

4.  $\xi = \frac{480000}{500 \cdot 365 \cdot 8,0} = 0,329$

5.  $\xi_b = 0,55$ ; 6.  $\xi < 0,55$ ; 8.  $\xi < 0,40$ .

12.  $n = 0,300$ ;  $m_{x0} = 0,226$ ;  $\frac{a}{h} = \frac{35}{400} = 0,088$ .

13. Din tabelul 9 C ( $a/h = 0,100$ ) se scoate  $\alpha = 0,15$ .

14.  $A_{ax} = A'_{ax} = 0,15 \cdot 500 \cdot 400 \frac{8,0}{300} = 800 \text{ mm}^2$ .  $2\varnothing 20 + 1\varnothing 16 = 829 \text{ mm}^2$

X. Cu  $n = 0,300$  și  $m_{y0} = 0,299$ , cu schema 2.2:

1.  $a \approx 35 \text{ mm}$

2. Da.

3.  $h_0 = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$

4.  $\xi = \frac{480.000}{400 \cdot 465 \cdot 8,0} = 0,323$

5.  $\xi_b = 0,55$ ;

6.  $\xi < 0,55$ ;

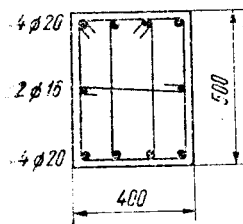
8.  $\xi < 0,40$ .

12.  $n = 0,300$ ;  $m_{y0} = 0,299$ ;  $\frac{a}{h} = \frac{35}{500} = 0,070$ .

13. Din tabelul 9 B ( $a/h = 0,075$ ) se scoate  $\alpha = 0,23$ .

14.  $A_{ay} = A'_{ay} = 0,23 \cdot 400 \cdot 500 \frac{8,0}{300} = 1226 \text{ mm}^2$ ;  $4\varnothing 20 = 1256 \text{ mm}^2$ .

XI. Dispoziția armăturilor este cea din figură.



16.  $A_a(\text{total}) = 8\varnothing 20 + 2\varnothing 16 = 2916 \text{ mm}^2$

17. 
$$\left\{ \begin{aligned} p(\text{pe latura cu armare minimă}) &= \frac{829}{400 \cdot 500} 100\% = 0,41\% \\ p(\text{total}) &= \frac{2916}{400 \cdot 500} 100\% = 1,46\% \end{aligned} \right.$$

18. Din tabelul 6 B:  $p_{min} = 0,7\%$ ;  $p_{max} = 2\%$ .

19.  $p(\text{total}) = 1,46 < 2\%$

20.  $\left\{ \begin{aligned} p(\text{pe o latură}) &= 0,41 > 0,2\% \\ p(\text{total}) &= 1,46 > 0,7\% \end{aligned} \right.$

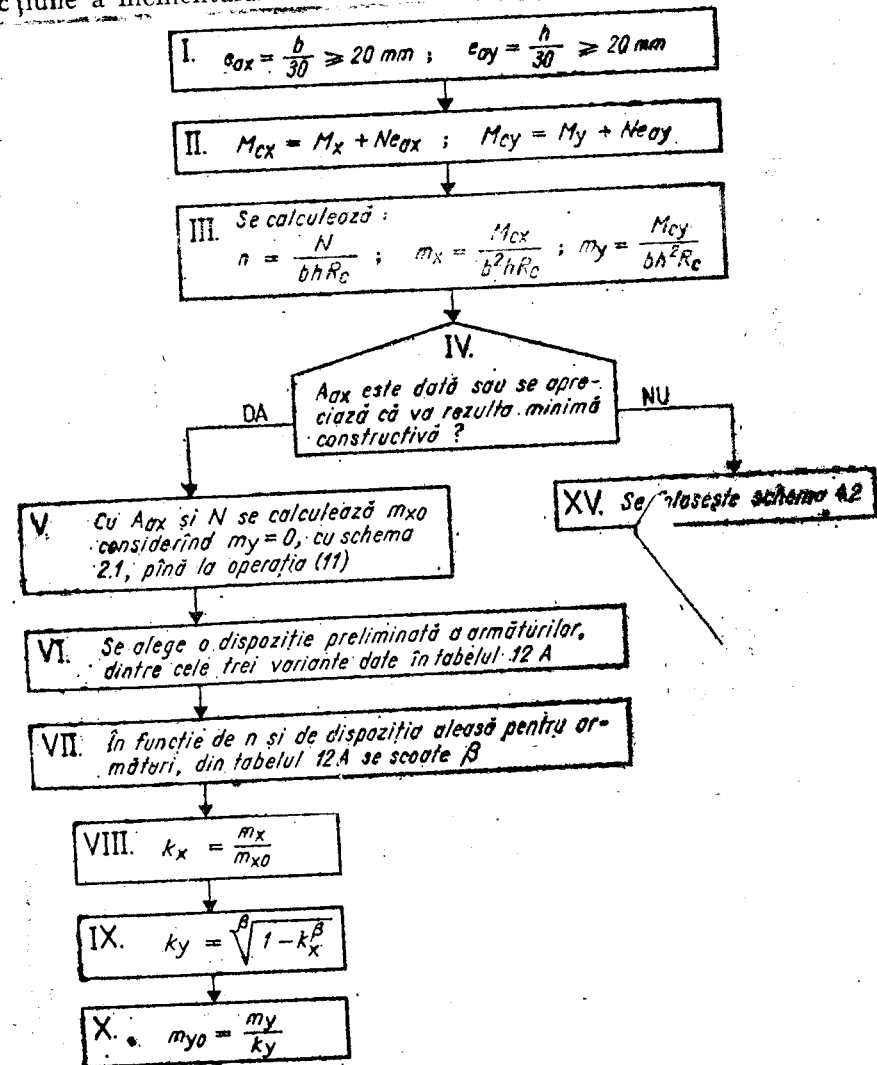
21. Armarea stabilită la (16) este bună.

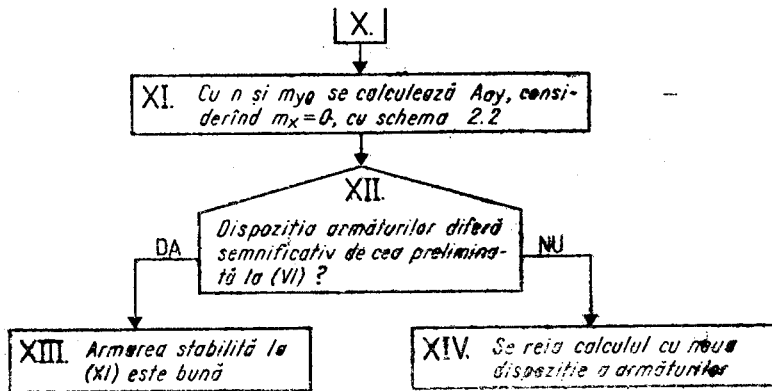
## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

4	Compresiune excentrică oblică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
4.3	Dimensionarea armăturii de pe o direcție, când armătura de pe cealaltă direcție este dată sau este minimă constructivă	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M_x, M_y, A_{ax}$ Se cere: $A_{ay}$

### Observație

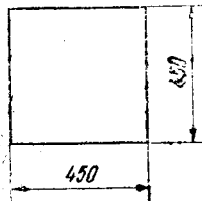
Se poate prelucra de la începutul calculului că după una din direcții va rezulta armătura minimă constructivă atunci când oblicitatea planului de acțiune a momentului încovoietor este mică ( $M_x \ll M_y$ ).





Exemplu de calcul la schema 4.3

Să se armeze stîlpul din beton armat monolit cu secțiunea din figură (stîlp central al unei construcții cu grad de protecție antiseismică 6).



$N = 810 \text{ kN}; M_x = 50 \text{ kNm}; M_y = 160 \text{ kNm}.$

Beton: Bc 15, cazul b ( $R_c = 8,0 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 52 ( $R_s = 300 \text{ N/mm}^2$ ).

I.  $e_{a(x)} = e_{a(y)} = \frac{450}{30} = 15 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ mm}.$

II.  $\begin{cases} M_{cx} = 50 + 810 \cdot 0,02 = 66,2 \text{ kNm} = 66,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}; \\ M_{cy} = 160 + 810 \cdot 0,02 = 176,2 \text{ kNm} = 176,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}. \end{cases}$

III.  $n = \frac{810 \cdot 1000}{450^2 \cdot 8,0} = 0,500; m_x = \frac{66,2 \cdot 10^6}{450^3 \cdot 8,0} = 0,091;$

$m_y = \frac{176,2 \cdot 10^6}{450^3 \cdot 8,0} = 0,242.$

IV. Întrucît  $M_x = 50 \text{ kNm} \ll M_y = 160 \text{ kNm}$ , se presupune că va rezulta  $A_{ax} = A_{ax \text{ min. constructiv}}$ .

$A_{ax \text{ min.}} = \frac{0,2}{100} \cdot 450 \cdot 450 = 405 \text{ mm}^2.$

Pe cealaltă direcție va rezulta o armătură mai puternică, deci se admite că barele de la colțuri vor fi  $\varnothing 20$ .

$A_{ax \text{ min (constructiv)}} = 2 \varnothing 20 + 1 \varnothing 14 = 782 \text{ mm}^2.$

V. Cu  $A_{ax} = 782 \text{ mm}^2$  și  $N = 810 \text{ kN} = 810 \cdot 1000 \text{ N}$ , se calculează  $m_{x0}$  cu schema 2.1:

1.  $a \approx 35 \text{ mm}$

2.  $h_0 = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$

3. Nu. Se poate trece deci direct la (10):

10.  $\begin{cases} n = 0,500 \text{ calculat la (III)}; \frac{a}{h} = \frac{35}{450} = 0,078; \\ \alpha = \frac{782}{450^2} \cdot \frac{300}{8,0} = 0,145. \end{cases}$

11. Din tabelul 9 B ( $a/h = 0,075$ ) se scoate  $m_{x0} = 0,241$ .

VI. Se alege dispoziția de armături C din tabelul 12 A.

VII. Cu  $n = 0,500$  și dispoziția de armături C se scoate din tabelul 12 A:  $\beta = 1,35$ .

VIII.  $k_x = \frac{0,091}{0,241} = 0,378.$

IX.  $k_y = 1,35 \sqrt{1 - (0,378)^{1,35}} = 0,793.$

X.  $m_{y0} = \frac{0,242}{0,793} = 0,305.$

XI. Cu  $n = 0,500$  și  $m_{y0} = 0,305$ , se calculează  $A_{ay}$  cu schema 2.2.

1.  $a \approx 35 \text{ mm}$

2. Nu.

2.  $\frac{a}{h} = 0,078$  ca și la (IV);  $n = 0,500; m_0 = 0,305.$

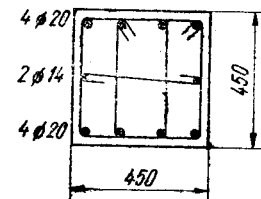
13. Din tabelul 9 B ( $a/h = 0,075$ ) se scoate  $\alpha = 0,22$ .

14.  $A_{ay} = A'_{ay} = 0,22 \cdot 450^2 \cdot \frac{8,0}{300} = 1188 \text{ mm}^2.$

15. Se stabilește dispoziția de armături din figură.

16.  $A_a(\text{total}) = 8 \varnothing 20 + 2 \varnothing 14 = 2822 \text{ mm}^2.$

17.  $\begin{cases} p(\text{pe latura cu cea mai puțină armătură}) > 0,2\% \text{ conform (IV)}. \\ p(\text{total}) = \frac{2822}{450^2} \cdot 100\% = 1,39\%. \end{cases}$



18. Din tabelul 6 B,  $p_{\text{min}} = 0,5\%; p_{\text{max}} = 2\%.$

19.  $p(\text{total}) = 1,39\% < 2\%.$

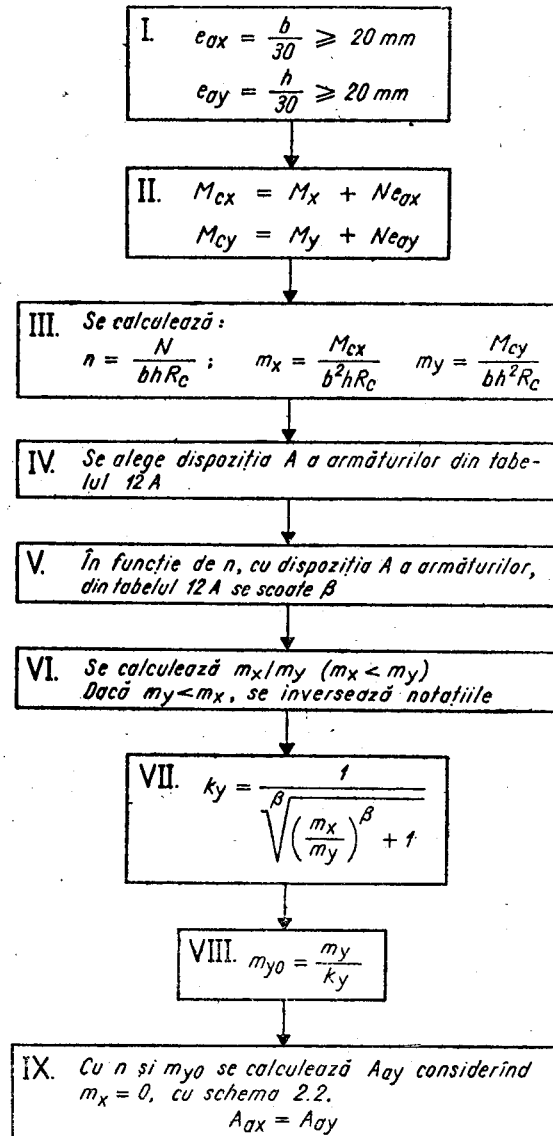
20.  $p(\text{total}) = 1,29\% > 0,5\%.$

XII.  $\frac{A_{ay}}{A_{ax}} = \frac{1256}{782} = 1,6$ , deci corespunde dispoziției C din tabelul 12 A admisă inițial.

XIII. Armarea stabilită la (XI) este bună.

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

4	Compresiune excentrică oblică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
4.4	Dimensionarea armă- turilor când din condi- ții constructive se ia $A_{ax} = A_{ay}$	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M_x, M_y$ Se cer: $A_{ax} = A_{ay}$



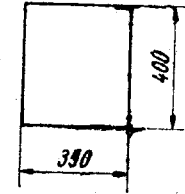
## Exemplu de calcul la schema 4.4

Să se armeze stîlpul din beton armat prefabricat avînd secțiunea din figură. Stîlpul nu este participant la o structură antiseismică.

$$N = 500 \text{ kN}; \quad M_x = 40 \text{ kNm}; \quad M_y = 75 \text{ kNm.}$$

Beton: Bc 20, cazul c ( $R_c = 15,0 \text{ N/mm}^2$ ).

Oțel: PC 60 ( $R_a = 350 \text{ N/mm}^2$ ).



I.  $e_{a(x)} = e_{a(y)} = 0,02 \text{ m.}$

II.  $\begin{cases} M_{cx} = 40 + 500 \cdot 0,02 = 50 \text{ kNm} = 50 \cdot 10^6 \text{ Nmm}; \\ M_{cy} = 75 + 500 \cdot 0,02 = 85 \text{ kNm} = 85 \cdot 10^6 \text{ Nmm}. \end{cases}$

III.  $n = \frac{500 \cdot 1000}{350 \cdot 400 \cdot 15} = 0,24; \quad m_x = \frac{50 \cdot 10^6}{400 \cdot 350^2 \cdot 15} = 0,068;$   
 $m_y = \frac{85 \cdot 10^6}{350 \cdot 400^2 \cdot 15} = 0,101.$

IV. Se alege dispoziția A armăturilor din tabelul 12 A.

V. Cu  $n = 0,24$  și dispoziția A a armăturilor, din tabelul 12 A se scoate  $\beta = 1,28.$

VI.  $\frac{m_x}{m_y} = \frac{0,068}{0,101} = 0,673.$

VII.  $k_y = \frac{1}{1,28 \sqrt{(0,673)^{1,28} + 1}} = 0,692$

VIII.  $m_{y0} = \frac{0,101}{0,692} = 0,146$

IX. Cu  $n = 0,24$  și  $m_{y0} = 0,146$ , se calculează  $A_{ay}$  cu schema 2.2

1.  $a \approx 33 \text{ mm.}$  (bare  $\varnothing 16$ ).

2. Nu.

12.  $\frac{a}{h} = \frac{33}{400} = 0,0825; \quad n = 0,24; \quad m_{y0} = 0,146.$

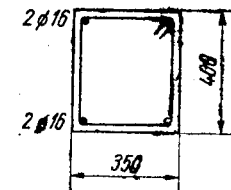
13. Din tabelul 9 B ( $a/h = 0,075$ ) se scoate  $\alpha = 0,067.$

14.  $A_{ay} = A'_{ay} = 0,067 \cdot 350 \cdot 400 \frac{15}{350} = 402 \text{ mm}^2.$

$2 \varnothing 16 = 402 \text{ mm}^2.$

15. Se stabilește dispoziția de armături din figură ( $A_{ax} = A_{ay} = 2 \varnothing 16$ )

16.  $A_a(\text{total}) = 4 \varnothing 16 = 804 \text{ mm}^2.$



$$17 \left\{ \begin{aligned} p(\text{pe o latură}) &= \frac{402}{350 \cdot 400} 100\% = 0,29\% \\ p(\text{total}) &= \frac{804}{350 \cdot 400} 100\% = 0,58\% \end{aligned} \right.$$

18. Din tabelul 6 B,  $p_{min} = 0,4\%$ ;  $p_{max} = 2\%$   
 19.  $p(\text{total}) = 0,58\% < 2\%$   
 20.  $\left\{ \begin{aligned} p(\text{pe o latură}) &= 0,29\% > 0,2\% ; \\ p(\text{total}) &= 0,58\% > 0,4\% . \end{aligned} \right.$   
 21. Armarea stabilită la (15) este bună.

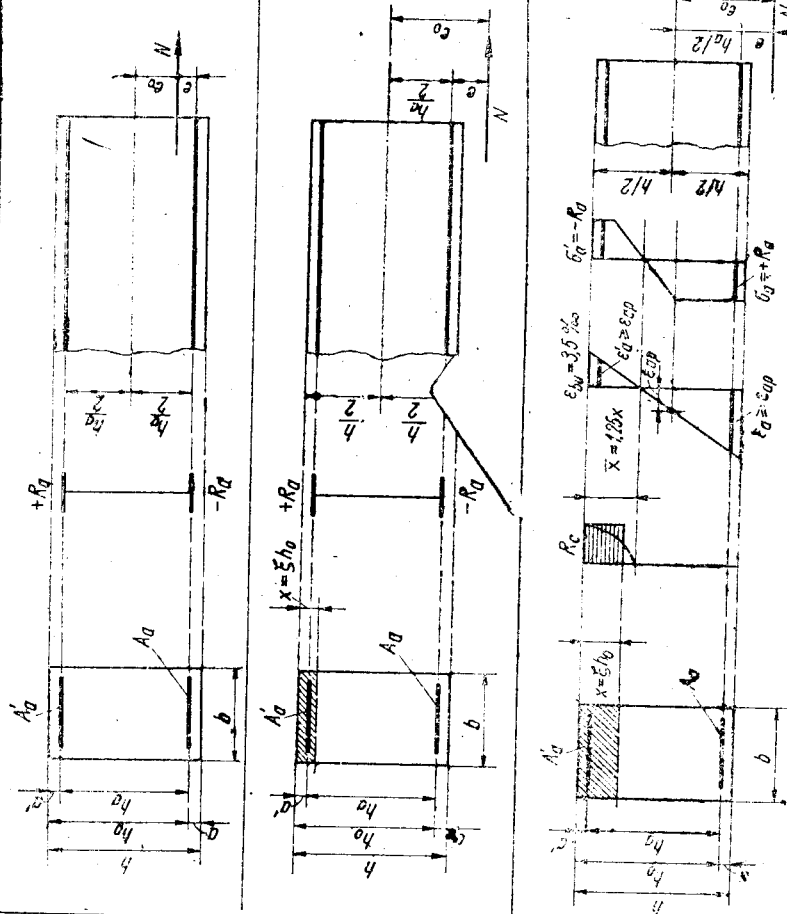
### STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

5 Întindere excentrică

Secțiuni dreptunghiulare

Notații — Diagrame de deformații specifice și eforturi unitare

Excentricitate mică  
 $\left( e_0 \leq \frac{h_a}{2} \right)$



$$\xi \leq \frac{2a'}{h_0}$$

Excentricitate mare  
 $\left( e_0 \geq \frac{h_a}{2} \right)$

Schema simplificată folosită în calculul manual (fără tabele)

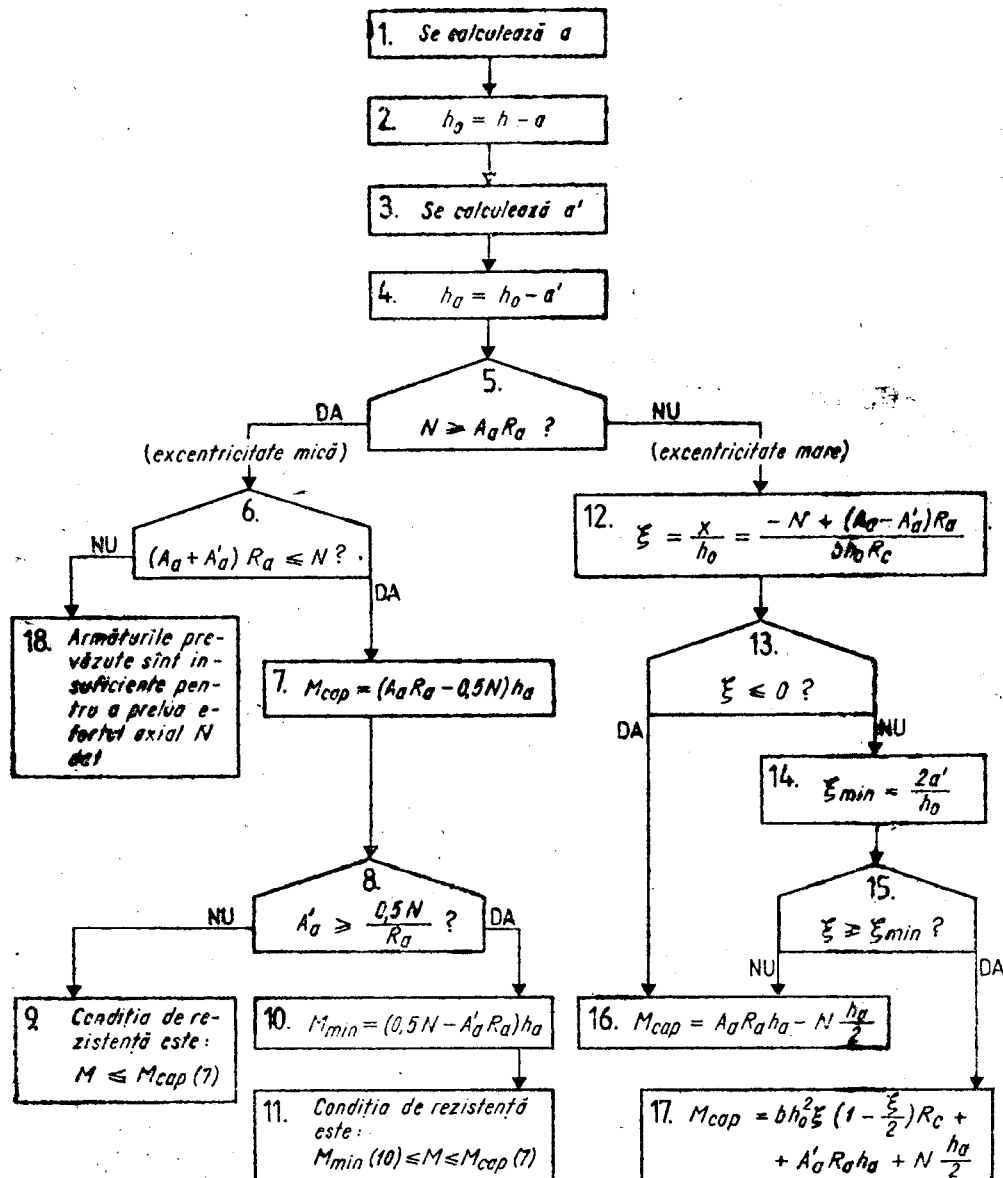
$$\frac{2a'}{h_0} \leq \xi \leq \xi_{sb}$$

$N$  = efortul axial calcul  
 $M$  = momentul încotorde calcul  
 $e_0 = \frac{M}{N}$   
 $M_a = N e = N \left( \frac{h_a}{2} - e_0 \right)$   
 $x \approx 0,8 x_{real}$

Observație. Pentru secțiuni dreptunghiulare armate simetric, precum și pentru secțiuni circulare sau inelare cu armătura uniform distribuită pe perimetru, calculul se face cu tabelele 9, 10, 11. În acest caz sînt valabile notațiile din schema 2.0 (A).

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

5	Întindere excentrică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
5.1	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, R_c, R_a, A_a, A'_a, N$ Se cere: $M_{cap}$

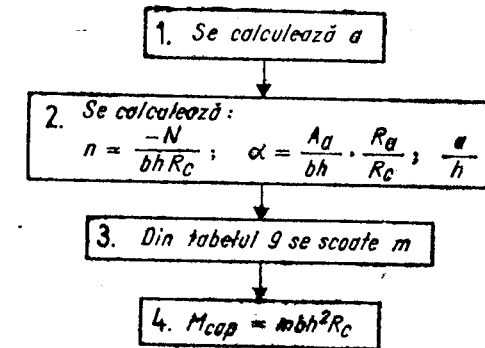


### Observații

a. După (12) nu s-a prevăzut verificarea  $\xi \leq \xi_b$ , deoarece la elementele solicitate la întindere excentrică situația  $\xi > \xi_b$  nu intervine decît în cazuri excepționale.

b. În condiția (11), limitarea superioară  $M \leq M_{cap}$  este dictată de  $A_a$ , iar cea inferioară  $M \geq M_{min}$  de  $A'_a$  (cu cît momentul încovietor scade, pentru  $N = const.$ , eforturile de întindere în armătura  $A'_a$  cresc).

c. La elemente cu eforturi axiale de întindere de valori mici ( $n = N/bhR_c \leq 0,26$ ) și cu armare simetrică, se poate folosi și pentru determinarea  $M_{cap}$  același mod de calcul ca și pentru elementele solicitate excentric, utilizînd tabelul 9. Ordinea operațiilor de calcul este în acest caz următoarea:



### Exemple de calcul la schema 5.1

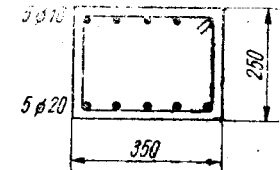
#### I. Excentricitate mică

Să se determine momentul pozitiv capabil pentru talpa unei ferme pre-fabricate avînd secțiunea din figură, încărcată cu efortul de întindere  $N = 800 \text{ kN} = 800\,000 \text{ N}$ .

Beton: Bc 25, cazul c ( $R_c = 15 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 60 ( $R_a = 350 \text{ N/mm}^2$ );

$A_a = 5 \varnothing 20 = 1571 \text{ mm}^2$ ;  $A'_a = 5 \varnothing 16 = 1005 \text{ mm}^2$ .



$$1. a = 25 + \frac{20}{2} = 35 \text{ mm.}$$

$$2. h_0 = 250 - 35 = 215 \text{ mm.}$$

$$3. a' = 25 + \frac{16}{2} = 33 \text{ mm.}$$

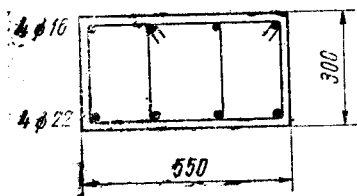
$$4. h_a = 215 - 33 = 182 \text{ mm.}$$

$$5. A_a R_a = 1571 \cdot 350 = 665\,000 \text{ N} < N = 800\,000 \text{ N (excentricitate mică).}$$

6.  $(1571 + 1005) 350 = 901\,600 \text{ N} > N = 800\,000 \text{ N}$ .
7.  $M_{cap} = (1\,571 \cdot 350 - 0,5 \cdot 800\,000) 182 = 237, \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 27,3 \text{ kNm}$ .
8.  $\frac{0,5 \cdot 800\,000}{350} = 1143 > A'_a = 1005 \text{ mm}^2$
9.  $M_{min} = (0,5 \cdot 800\,000 - 1005 \cdot 350) 182 = 8,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 8,8 \text{ kNm}$ .
10. Condiția de rezistență:  $8,8 \leq M \leq 27,3 \text{ kNm}$ .

## II. Excentricitate mare

Să se determine momentul pozitiv capabil al montantului unui stîlp prefabricat cu goluri, avînd secțiunea din figură, încărcat cu efortul de întindere  $N = 100 \text{ kN} = 100\,000 \text{ N}$ .



Beton: Bc 25, cazul c ( $R_c = 15 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 60 ( $R_a = 350 \text{ N/mm}^2$ ).

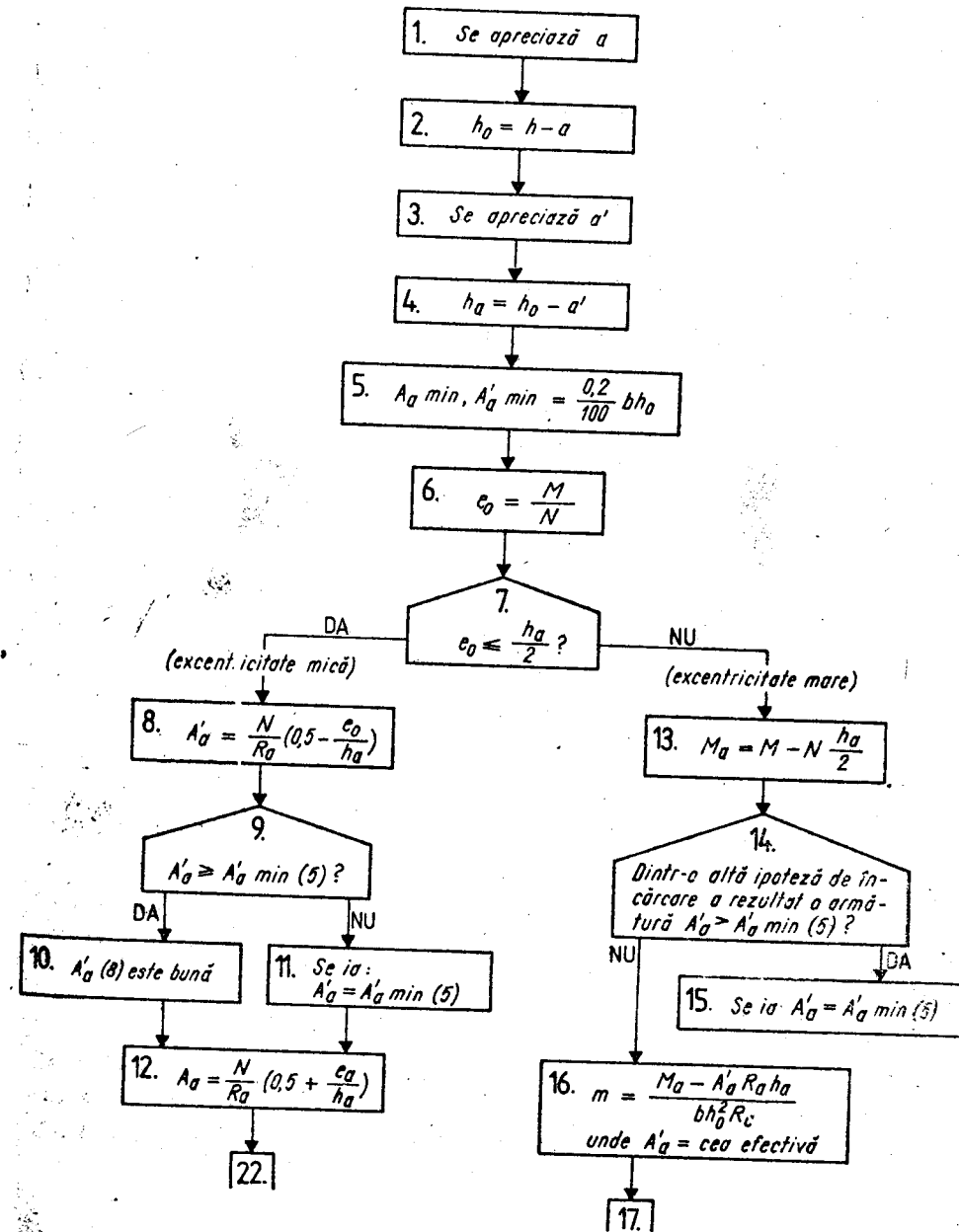
$A_a = 4 \varnothing 22 = 1520 \text{ mm}^2$ ;

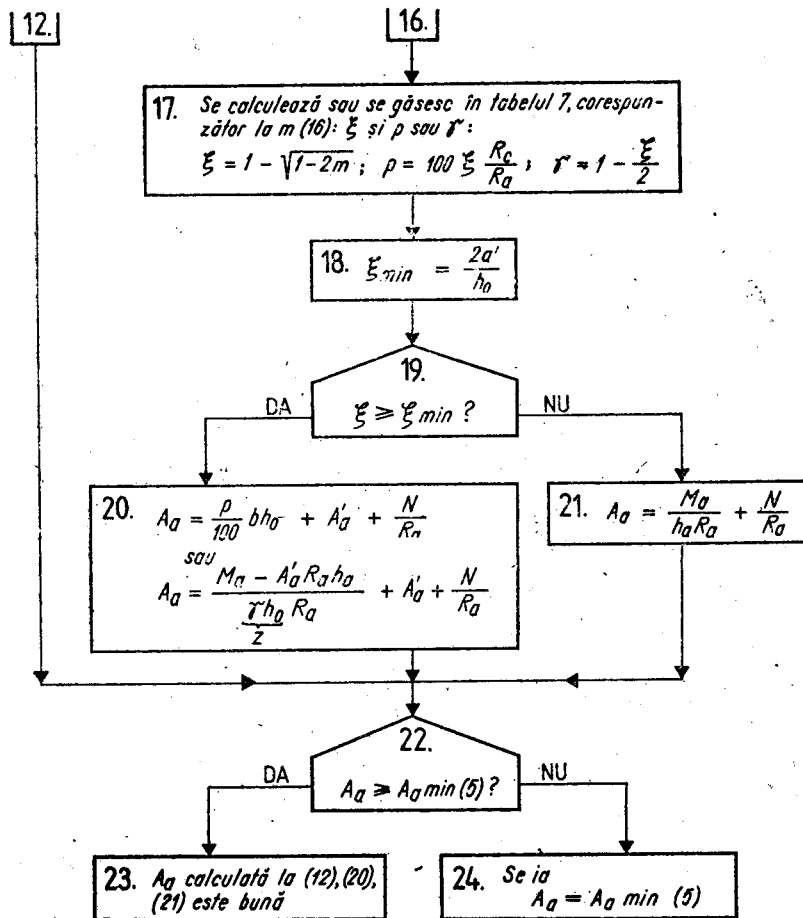
$A'_a = 4 \varnothing 16 = 804 \text{ mm}^2$ .

1.  $a = 25 + \frac{22}{2} = 36 \text{ mm}$ ;
2.  $h_0 = 300 - 36 = 264 \text{ mm}$ ;
3.  $a' = 25 + \frac{16}{2} = 33 \text{ mm}$ ;
4.  $h_a = 264 - 33 = 231 \text{ mm}$ .
5.  $A_a R_a = 1520 \cdot 350 = 532\,000 \text{ N} > N = 100\,000 \text{ N}$  (excentricitate mare).
12.  $\xi = \frac{-100\,000 + (1\,520 - 804) 350}{550 \cdot 264 \cdot 15} = 0,069$
13.  $\xi > 0$ .
14.  $\xi_{min} = \frac{2 \cdot 33}{264} = 0,250$ ;
15.  $\xi = 0,069 < \xi_{min} = 0,250$ ;
16.  $M_{cap} = 1520 \cdot 350 \cdot 231 - 100\,000 \frac{231}{2} = 111 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 111 \text{ kNm}$ .

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

5	Întindere excentrică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
5.2	Dimensionarea armăturilor	Se dau: $b, h, R_c, R_a, M, N$ Se cer: $A_a, A'_a$





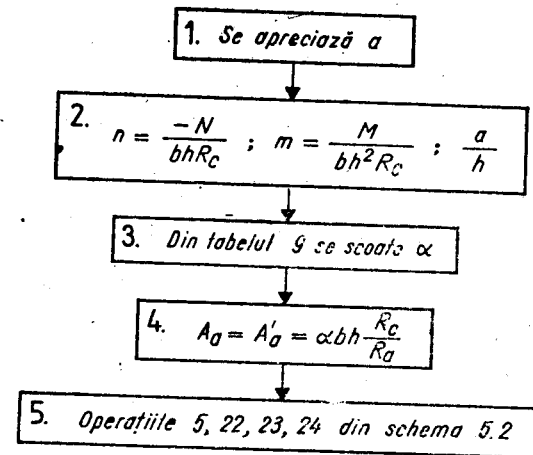
Observații

a. După (16) nu s-a introdus verificarea  $m \leq m_b$ ? deoarece la elementele solicitate la întindere centrică cazul  $m > m_b$  nu intervine decît în mod excepțional.

b. Dacă din (16) rezultă  $m < 0$ , se trece direct la (21).

c. La elemente cu eforturi axiale de întindere reduse ( $n = N/bhR_c \leq 0,26$ ) și cu armare simetrică, se poate folosi pentru dimensionarea armăturilor același mod de calcul ca și pentru elementele compresate excentric,

utilizînd tabelul 9. Ordinea operațiilor de calcul este în acest caz următoarea:



d. La elemente cu efort axial de întindere foarte mic, a căror comportare se apropie de cea a elementelor lucrînd la încovoiere pură, se poate lua  $A'_a = 0$  (armare simplă), dacă din nici o altă ipoteză de încărcare nu rezultă  $A'_a \neq 0$ . În acest caz în operația (16) expresia coeficientului  $m$  se reduce la:  $m = M_a / bh_0^2 R_c$ , iar  $A_a$  min. se ia ca pentru elementele lucrînd la încovoiere pură.

Exemple de calcul la schema 5.2

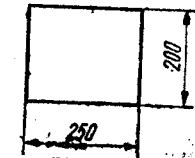
I. Excentricitate mică

Să se armeze tirantul unui arc prefabricat, avînd secțiunea din figură

Beton: Bc 25, cazul c ( $R_c = 15 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ );

$N = 600 \text{ kN} = 600\,000 \text{ N}$ ;  $M_{max}$  din greutatea proprie, în cîmp și pe reazeme (în dreptul tiranților verticali de suspensie) =  $\pm 18 \text{ kNm} = \pm 18 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ .



1.  $a \approx 35 \text{ mm}$ .

2.  $h_0 = 200 - 35 = 165 \text{ mm}$

3.  $a' \approx 35 \text{ mm}$

4.  $h_a = 165 - 35 = 130 \text{ mm}$

5.  $A_a \text{ min}, A'_a \text{ min} = \frac{0,2}{100} \cdot 250 \cdot 165 = 83 \text{ mm}^2$

6.  $e_0 = \frac{18 \cdot 10^6}{600.000} = 30 \text{ mm}$



$$7. e_0 = 30 \text{ mm} < \frac{h_a}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ mm}$$

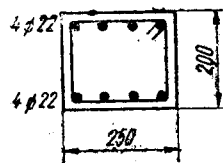
$$8. A'_a = \frac{600.000}{300} \left( 0,5 - \frac{30}{130} \right) = 538 \text{ mm}^2$$

$$A'_a = 538 \text{ mm}^2 \quad A'_a \text{ min.} = 83 \text{ mm}^2.$$

$$10. A'_a = 538 \text{ mm}^2.$$

$$12. A_a = \frac{600.000}{300} \left( 0,5 + \frac{30}{130} \right) = 1462 \text{ mm}^2. \quad 4 \varnothing 22 = 1520 \text{ mm}^2.$$

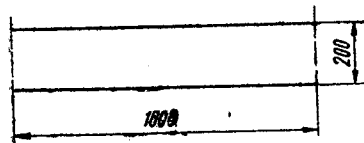
Condiția (22) este evident respectată.



Momentul încovoietor în lungul tirantului fiind de semn alternant (negativ în dreptul rezemărilor pe tiranții de suspenție și pozitiv în cimpuri), se adoptă o armare simetrică, conform figurii.

## II. Excentricitate mare

Să se armeze peretele din beton armat din care este reprezentată în figură o fișie de 1 m lățime.  $N = 60 \text{ kN} = 60.000 \text{ N}$ ;  $M = 37,5 \text{ kNm} = 37,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ . Din alte ipoteze de încărcare, a rezultat  $A'_a = 9 \varnothing 8/\text{m}$



Beton: Bc 15, cazul  $c(R_c = 9,5 \text{ N/mm}^2)$ ;

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ ).

$$1. a \approx 20 \text{ mm}$$

$$2. h_0 = 200 - 20 = 180 \text{ mm}$$

$$3. a' = 15 + \frac{8}{2} = 19 \text{ mm}$$

$$4. h_a = 180 - 19 = 161 \text{ mm}$$

$$5. A_a \text{ min, } A'_a \text{ min} = \frac{0,2}{100} 1000 \cdot 180 = 360 \text{ mm}^2$$

$$6-7. e_0 = \frac{37,5 \cdot 10^6}{60.000} = 625 \text{ mm} > \frac{h_a}{2} = \frac{161}{2} = 81 \text{ mm} \quad (\text{excentricitate mare}).$$

$$13. M_a = 37,5 \cdot 10^6 - 60.000 \frac{161}{2} = 32,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm.}$$

$$14. A'_a = 9 \varnothing 8/\text{m} = 453 \text{ mm}^2/\text{m} > A'_a \text{ min} = 360 \text{ mm}^2/\text{m.}$$

$$16. m = \frac{32,7 \cdot 10^6 - 453 \cdot 300 \cdot 161}{1000(180)^2 \cdot 9,5} = 0,035$$

17. Din tabelul 7, se găsește  $\xi = 0,035$ .

$$18. \xi_{\text{min}} = \frac{2 \cdot 20}{180} = 0,222$$

$$19. \xi = 0,035 < \xi_{\text{min}} = 0,222$$

$$21. A_a/\text{m} = \frac{32,7 \cdot 10^6}{161 \cdot 300} + \frac{60.000}{300} = 697 \text{ mm}^2/\text{m.} \quad 9 \varnothing 10/\text{m} = 702 \text{ mm}^2/\text{m.}$$

$$22. 702 > 360 \text{ mm}^2/\text{m.}$$

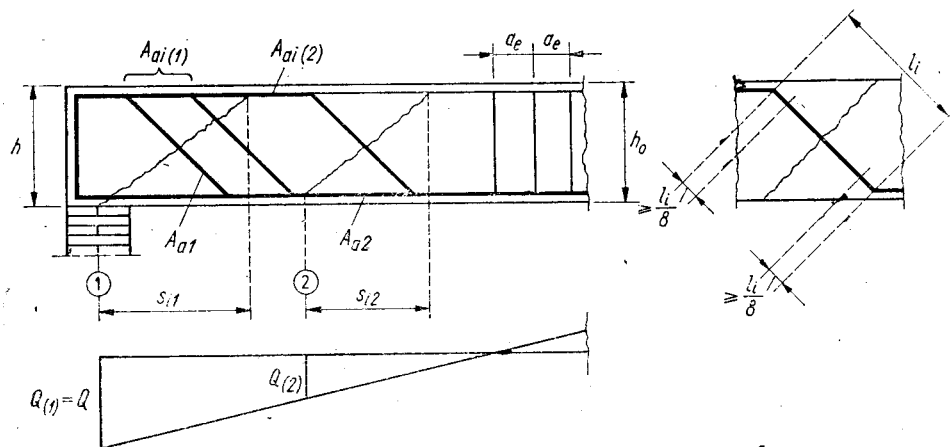
23.  $A_a/\text{m} = 9 \varnothing 10/\text{m}$ . Armarea va fi cea din figură.



STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

6	Forță tăietoare	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T
6.0	Notații — procedee de calcul	

A. Notații



Bara înclinată se ia în considerare în calcul numai când fisura înclinată o intersectează la cel puțin  $l_i/8$  de la margine.

Mărimi geometrice	1, 2 ... m — secțiuni de verificare
	$s_i$ — lungimea proiecției fisurii înclinate pe axa elementului.
1	2

Rezistențe de calcul ale betonului la întindere, utilizate în calculul la forță tăietoare

a. Elemente încovoiate

$$R_{t(\text{red})} = m_s R_t$$

— în secțiunile din zone plastice potențiale la acțiuni seismice:

— pentru  $\bar{Q} \leq 1$  .....  $m_s = 1$

— pentru  $\bar{Q} > 1$  .....  $m_s = \frac{3 - \bar{Q}}{2}$

— în alte secțiuni:  $m_s = 1$

b. Elemente comprimate excentric

$$R'_t = R_t(1 + 0,5 n)$$

unde  $n = \frac{N}{bh R_c}$

Rezistențe de calcul pentru armăturile transversale

bare laminate .....  $R_{at} = 0,8 R_a$

S.T.N.B. ....  $R_{at} = 0,7 R_a$  (intervin de regulă numai în schema 6.1, la grinzile armate cu carcasa sudate la care barele transversale sînt din STNB, vezi observația la schema 6.1)

$Q$  — forță tăietoare de calcul pe reazem.

În cazul secțiunilor din zone plastice potențiale ale riglelor și stîlpilor de cadre care preiau solicitări seismice,  $Q$  este forța tăietoare asociată mecanismului de cedare considerat:

— pentru o riglă cu încărcare uniform distribuită  $q$  și cu lumina liberă  $l_0$ , forța tăietoare la extremitatea A:

$$Q_A = \frac{ql_0}{2} + \frac{|M_A| + |M_B|}{l_0}$$

unde:

$M_A$  — momentul negativ capabil în secțiunea A.

$M_B$  — momentul pozitiv capabil în secțiunea B.

— pentru un stîlp cu lumina  $l_0$ :

$$Q_A = \frac{M_A + M_B}{l_0}$$

unde:

$M_A$  — momentul capabil în secțiunea de moment maxim A.

$M_B$  — idem, în secțiunea de la capătul opus B (dacă se efectuează un calcul post-elastic detaliat al structurii, se poate lua:  $M_B =$  momentul din B în stadiul de solicitare în care în A se ajunge la  $M_A$  capabil).

$Q_s$  — forța tăietoare pe reazem din acțiunea încărcărilor de cod;

$$\bar{Q} = \frac{Q}{bh_0 R_t} \text{ (după caz, în loc de } R_t \text{ se introduce}$$

$$R_{t(\text{red})}, R'_t);$$

$Q_m$  — forța tăietoare de calcul în secțiunea de verificare  $m$ .

$Q_b$  — forța tăietoare preluată de beton:

$Q_e$  — forța tăietoare preluată de etrieri:

$Q_{eb} = \min. (Q_b + Q_e)$ , corespunzătoare înclinării celei mai defavorabile a fisurii:

Forța tăietoare

1	2
	$\bar{Q}_{cb} = \frac{Q_{cb}}{bh_0 R_t} \text{ (după caz, în loc de } R_t \text{ se introduce } R_t(\text{red}), R'_t).$ <p><math>\psi</math> — coeficient care intră în expresia forței orizontale seismice de cod și se determină conform normativului P. 100-81, paragr. 3.2.4, tabelul 3.</p>
Armături longitudinale	<p><math>A_{a(m)}</math> — suma ariilor secțiunilor barelor drepte din zona întinsă, intersectate de fisura înclinată din secțiunea de verificare <math>m</math> (la grinzile simplu rezemate se consideră barele de la partea inferioară rămase neridicate; la grinzile continue și la riglele de cadru, în zonele de reazem, se consideră barele drepte de la partea superioară).</p> <p><math>\bar{p} = \frac{A_{a(m)}}{bh_0} 100\%</math> — procentul de armare corespunzător la <math>A_{a(m)}</math>.</p>
Etrieri	<p><math>A_e</math> — aria secțiunii unei bare de etrier.</p> <p><math>n_e</math> — numărul de brațe verticale ale unui etrier.</p> <p><math>a_e</math> — distanța între etrieri.</p> <p><math>\bar{p}_e = \frac{n_e A_e}{a_e b} 100\%</math> — procentul de armare transversală corespunzător etrierilor.</p>
Bare înclinate	<p><math>\alpha</math> — unghiul de înclinare în raport cu axa elementului;</p> <p><math>A_{at(m)}</math> — suma ariilor secțiunilor barelor înclinate care intersectează fisura înclinată din secțiunea de verificare <math>m</math>.</p>

## B. Relații de calcul

Expresia generală a forței tăietoare capabile în secțiunea de verificare ( $m$ ), pentru o înclinare dată a fisurii ( $s_i$  — cunoscută):

a. Elemente încovoiate

$$Q_{m \text{ cap.}} = Q_b + Q_e + A_{at(m)}(0,8 R_a) \sin \alpha = \frac{bh_0^2 R_t(\text{red})}{s_i} \bar{p} + A_e n_e (0,8 R_a) \frac{s_i}{a_e} + A_{at(m)} (0,8 R_a) \sin \alpha$$

unde

$$s_i \leq 2,5 h_0$$

b. Elemente comprimate excentric

$$Q_{m \text{ cap.}} = Q_b + Q_e = \frac{bh_0^2 R'_t}{s_i} \sqrt{\bar{p}} + A_e n_e (0,8 R_a) \frac{s_i}{a_e}$$

unde

$$s_i \leq 2,5 h_0 \text{ și } s_i \leq l_0.$$

C. Procedee de calcul

1. Procedeeul simplificat (schemele 6.1, 6.2, 6.4)

$Q_{m \text{ cap.}}$  se determină calculând pe  $s_i$  din condiția  $Q_{cb} = \min. (Q_b + Q_e)$ , respectiv:

$$\frac{d(Q_b + Q_e)}{ds_i} = 0$$

cu limitările date mai sus pentru  $s_i$ . Rezultă:

— Din condiția  $Q_{cb} = \min. (Q_b + Q_e)$ :

$$\frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{\bar{p}}}{p_e} \cdot \frac{R_t(\text{red})}{0,8 R_a}} \text{ și } Q_{cb} = 2 \sqrt{\frac{p_e \sqrt{\bar{p}} 0,8 R_a}{100 R_t(\text{red})}}$$

de unde  $p_e$  necesar =  $\frac{Q_{cb}}{3,2 \sqrt{\bar{p}}} \cdot \frac{R_t(\text{red})}{R_a} 100\%$

— din condiția  $s_i/h_0 \leq 2,5$ :

$$Q_{cb} = \frac{\sqrt{\bar{p}}}{2,5} + \frac{p_e}{50} \cdot \frac{R_a}{R_t(\text{red})} \text{ de unde } p_e \text{ necesar} = \frac{(Q_{cb} - \frac{\sqrt{\bar{p}}}{2,5}) 50 R_t(\text{red})}{R_a}$$

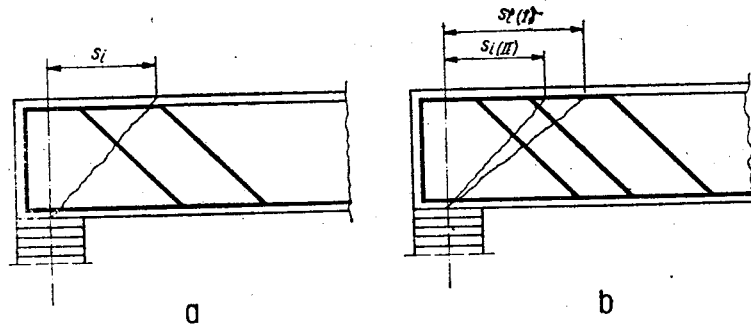
În cazul elementelor comprimate excentric, în formulele de mai sus se înlocuiește  $R_t(\text{red})$  cu  $R'_t$ .

În fiecare secțiune de verificare ( $m$ ) se admite că fisura înclinată intersectează numai barele înclinate din prima secțiune de înclinare din vecinătatea fisurii, chiar dacă din valoarea obținută pentru  $s_i$  ar rezulta că fisura intersectează și barele înclinate din secțiunile următoare. În aceasta constă aproximația în sens acoperitor a procedeeului simplificat, care permite un calcul direct.

2. Procedeeul prin încercări (schema 6.3)

Se folosește expresia generală a forței tăietoare capabile, care este funcție de  $s_i$ . Se dau diferite înclinări ale fisurii și se determină pentru fiecare caz  $Q_{m \text{ cap.}}$ . Se adoptă cea mai mică dintre valorile obținute.

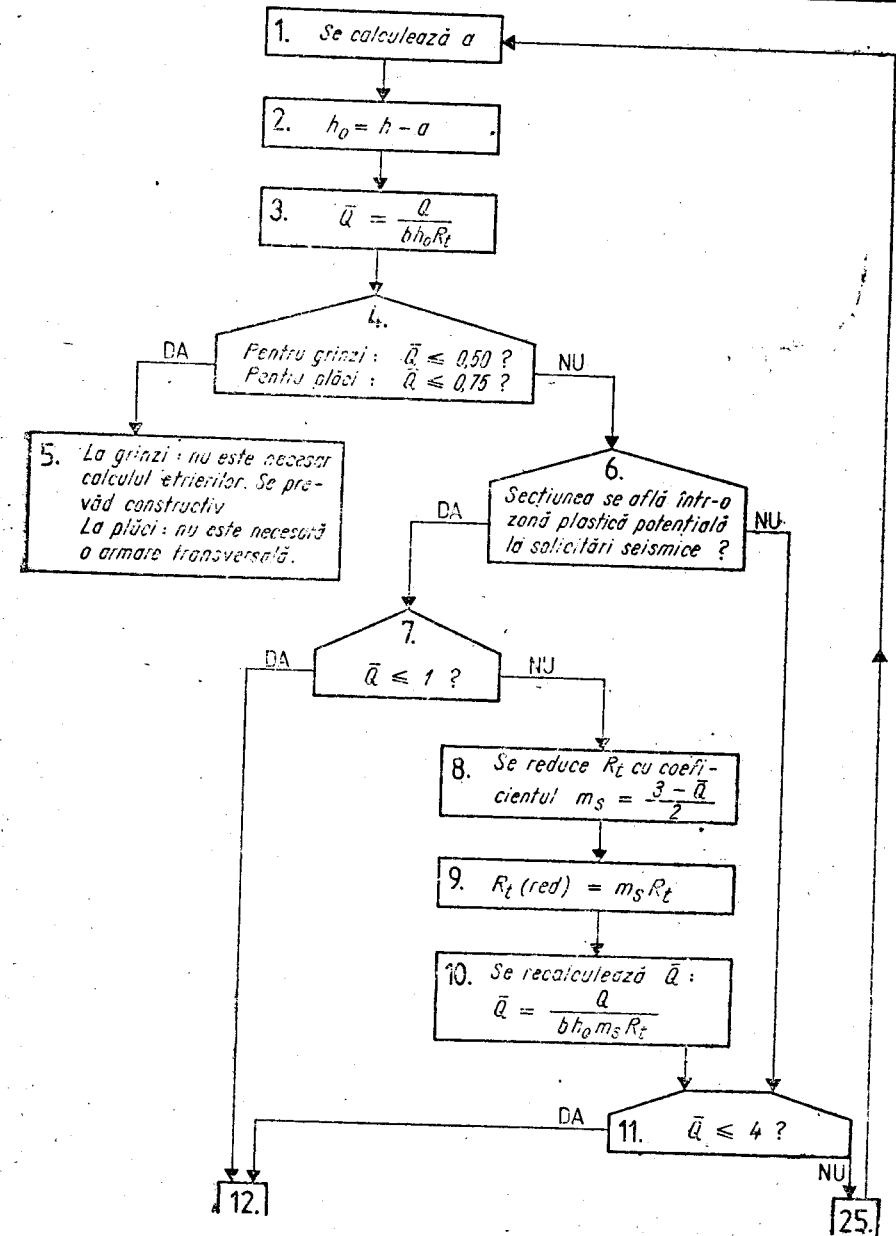
Pentru a reduce la minimum numărul de încercări necesare, se recomandă să se procedeze după cum urmează (v. figura):

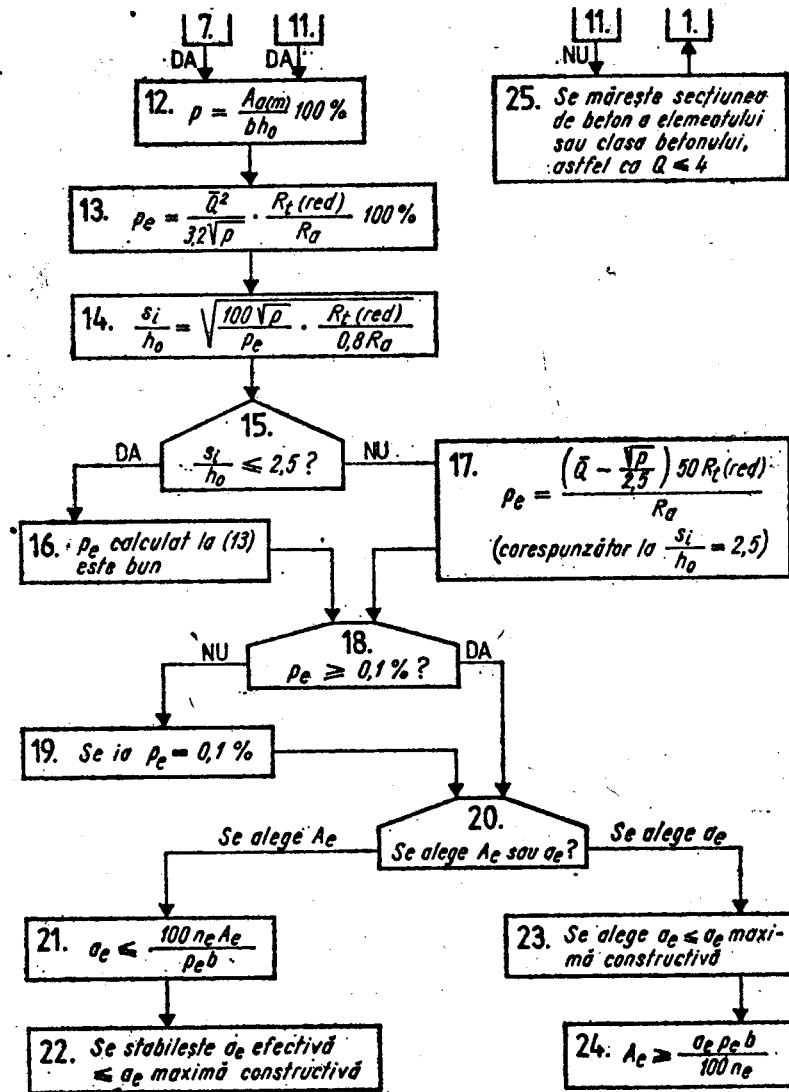


— Se determină  $s_i$  prin procedeul simplificat, cu ajutorul schemei 6.2.  
 — Dacă fisura corespunzătoare la  $s_i$  astfel determinat intersectează numai barele înclinate din prima secțiune de ridicare (fig. a),  $s_i$  calculată, conform schemei 6.2 rămâne valabilă și se calculează pe această bază  $Q_m$  cap.  
 — Dacă fisura corespunzătoare la  $s_i$  determinată conform schemei 6.2. notată în figură cu  $s_{i(l)}$ , intersectează barele înclinate din două sau mai multe secțiuni, atunci se face o încercare suplimentară și cu fisura cea mai apropiată de  $s_{i(l)}$  care nu intersectează decât barele înclinate din prima secțiune, notată în fig. b cu  $s_{i(l)}$ . Rezultă astfel necesare numai două încercări.  
 La grinzile obișnuite, la care barele înclinate disponibile prin ridicarea a 60 ... 70% din barele din câmp sînt suficiente pentru preluarea forței tăietoare, se admite folosirea procedeului de calcul simplificat conform schemei 6.2. Procedeul prin încercări, mai laborios, este recomandat în situațiile speciale cînd din calculul simplificat rezultă că armăturile înclinate disponibile nu sînt suficiente pentru preluarea forței tăietoare.

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

6	Forță tăietoare	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T — fără efort axial
6.1	Dimensionarea armăturilor transversale (numai etrieri)	Se dau: $b, h, R_t, R_a, A_{a(m)}, Q$ Se cer: $A_e, a_e$





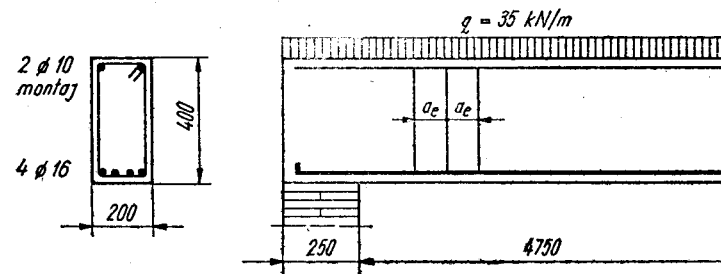
Observație.

În cazul grinzilor armate cu carcasa sudate la care barele transversale sînt din STNB,  $R_{at} = 0,7 R_a$  și în consecință în operațiile (13), (14) și (17) coeficienții numerici se modifică după cum urmează:

- (13) ..... 2,8 în loc de 3,2
- (14) .....  $0,7 R_a$  în loc de  $0,8 R_a$
- (17) ..... 57 în loc de 50.

Exemplu de calcul la schema 6.1

Să se dimensioneze etrierii grinzii din figură, fără bare înclinate. Grinda nu face parte dintr-o structură antiseismică.



Beton: Bc 15 ( $R_t = 0,8 \text{ N/mm}^2$ ); oțel în etrieri: OB 37 ( $R_a = 210 \text{ N/mm}^2$ );  
Armarea longitudinală, dusă pînă la reazeme:  $A_{a(m)} = 4 \text{ } \varnothing 16 = 804 \text{ mm}^2$ ;

Deschiderea de calcul:  $l \approx 1,05 \cdot 4,75 = 5,00 \text{ m}$ .

$$Q_{max} = \frac{35 \cdot 5,00}{2} = 87,5 \text{ kN} = 87\,500 \text{ N}$$

$$1. a = 25 + \frac{16}{2} = 33 \text{ mm};$$

$$2. h_0 = 400 - 33 = 367 \text{ mm}$$

$$3. \bar{Q} = \frac{87.500}{200 \cdot 367 \cdot 0,80} = 1,49;$$

$$4. \bar{Q} = 1,49 > 0,5;$$

6. Nu.

$$11. \bar{Q} = 1,49 < 4$$

$$12. p = \frac{804}{200 \cdot 367} 100 \% = 1,10 \%$$

$$13. p_e = \frac{1,49^2 \cdot 0,80}{3,2 \sqrt{1,10} \cdot 210} 100 \% = 0,25 \%$$

$$14. \frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{1,10}}{0,25} \cdot \frac{0,80}{0,8 \cdot 210}} = 1,41;$$

$$15. \frac{s_i}{h_0} = 1,41 < 2,5$$

$$16. p_e = 0,25 \%;$$

18.  $p_s = 0,25 \% > 0,1 \%$

20. Se alege  $A_s$ . Etrieri  $\varnothing 8$  ( $A_s = 50,3 \text{ mm}^2$ );  $n_s = 2$ .

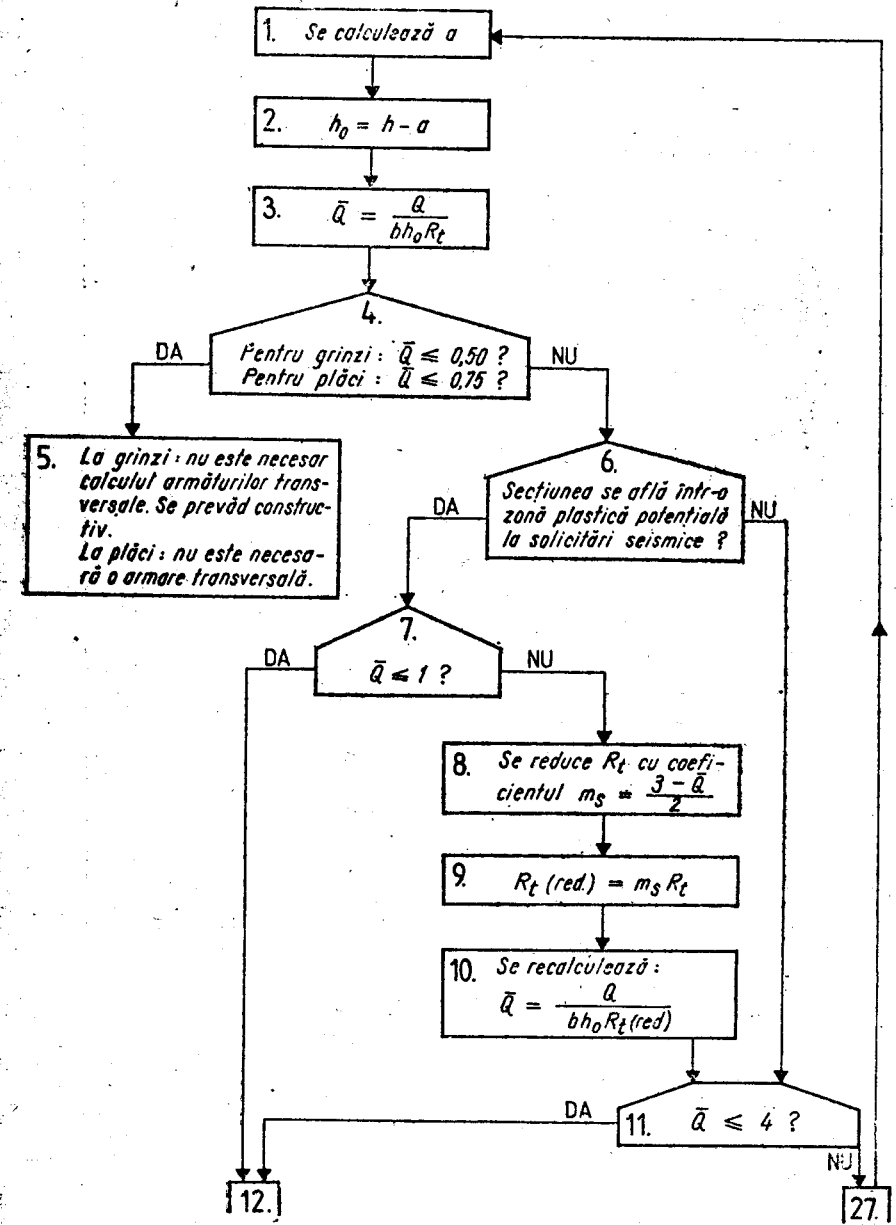
21.  $a_s \leq \frac{100 \cdot 2 \cdot 50,3}{0,25 \cdot 200} = 201 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$

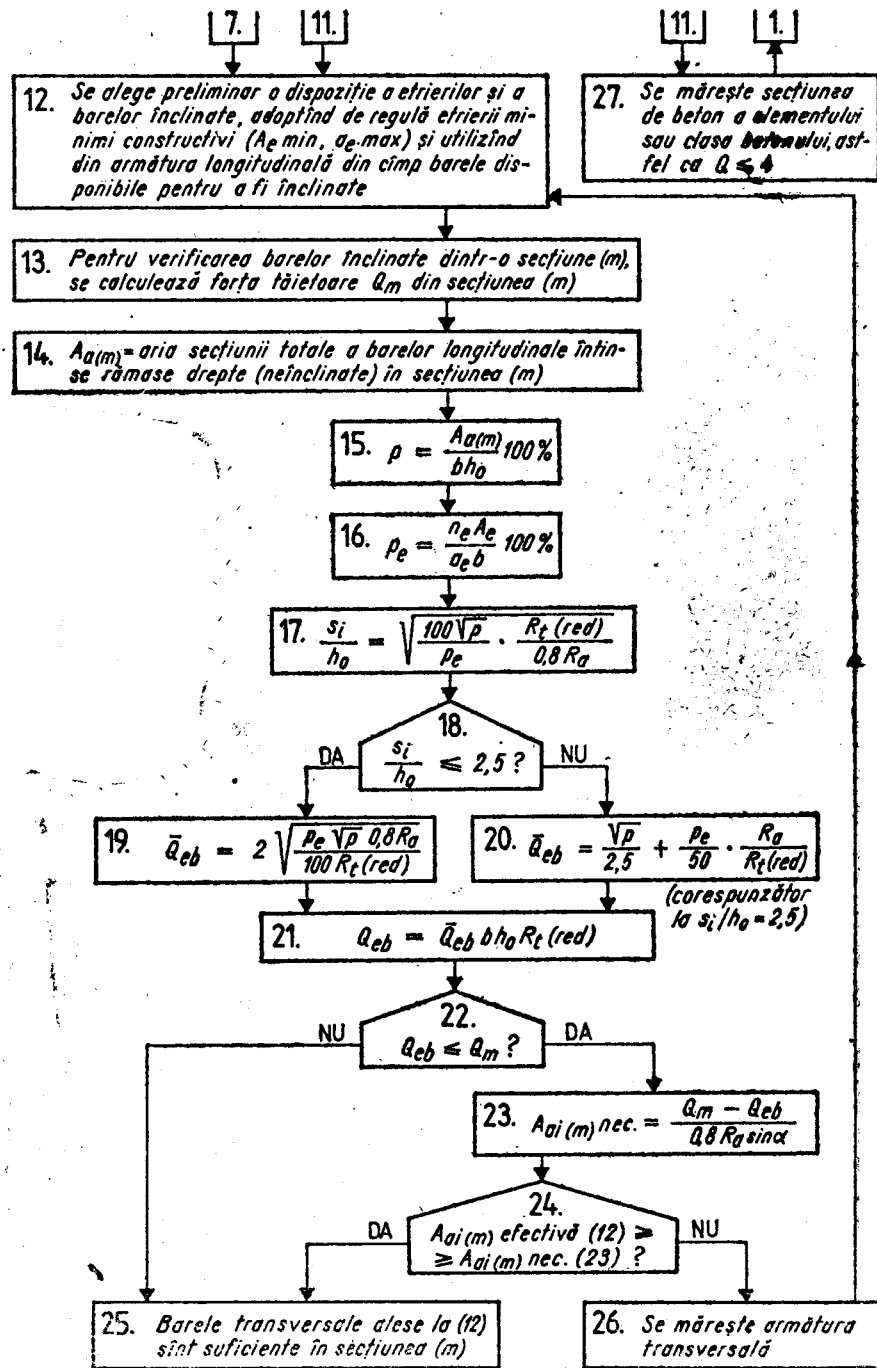
22.  $a_s$  max. constructivă  $\begin{cases} 300 \text{ mm} \\ \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} 400 = 300 \text{ mm} \end{cases}$

Se prevăd etrieri  $\varnothing 8$  la 200 mm distanță.

### STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

6	Forță tăietoare	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T — fără efort axial
6.2	Dimensionarea armăturilor transversale (etrieri + bare înclinate) — procedeu simplificat	Se dau: $b, h, R_t, R_a, A_{s(m)}, Q$ Se cer: $A_s, a_s, A_{at}$





Observație.

La (26) majorarea armăturii transversale se poate face fie la etrieri, fie la barele înclinate.

Exemplu de calcul la schema 6.2

Să se dimensioneze armăturile transversale ale riglei de cadru din figură. Cadrul preia solicitări seismice (grad 7). Încărcarea gravitațională și dispoziția adoptată preliminar pentru barele longitudinale, pe baza dimensionării la momentele încovoietoare și a respectării prevederilor constructive, sînt arătate în figură.

Beton: Bc 15 ( $R_t = 0,8 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel, inclusiv în etrieri: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ ).

Verificarea se face pentru jumătatea din dreapta a riglei, unde  $Q = \max.$  și anume:

- în secțiunea (A) de lingă stîlp;
- în secțiunea (B) de trecere de la prima bară înclinată la cea de a doua;
- în secțiunea (C), de unde armătura transversală se reduce la etrieri

Sensul de acțiune al forțelor orizontale cel mai defavorabil pentru această parte a riglei ( $Q_A = \max.$ ) este de la stînga spre dreapta. Se admite că în această situație se formează la cele două capete ale riglei articulații plastice și anume: cu moment pozitiv în capătul din stînga și cu moment negativ la cel din dreapta.

Secțiunea	a (mm)	h <sub>0</sub> (mm)	A <sub>a</sub> (mm <sup>2</sup> )	ξ	γ = 1 - ξ/2	M <sub>cap</sub> = γ h <sub>0</sub> A <sub>a</sub> R <sub>a</sub> (Nmm)
reazem stg. (M <sup>+</sup> )	33	517	2 Ø 16 = 402	0,098	0,951	59,3 · 10 <sup>6</sup>
reazem dr. (M <sup>-</sup> )	45	505	3 Ø 20 + 2 Ø 16 = 1344	0,336	0,832	169,4 · 10 <sup>6</sup>

Verificare în secțiunea (A)

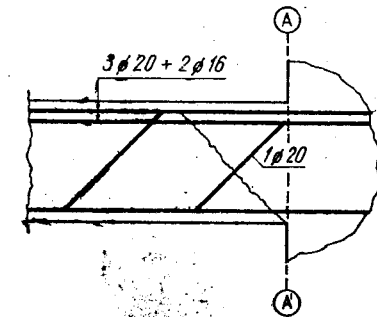
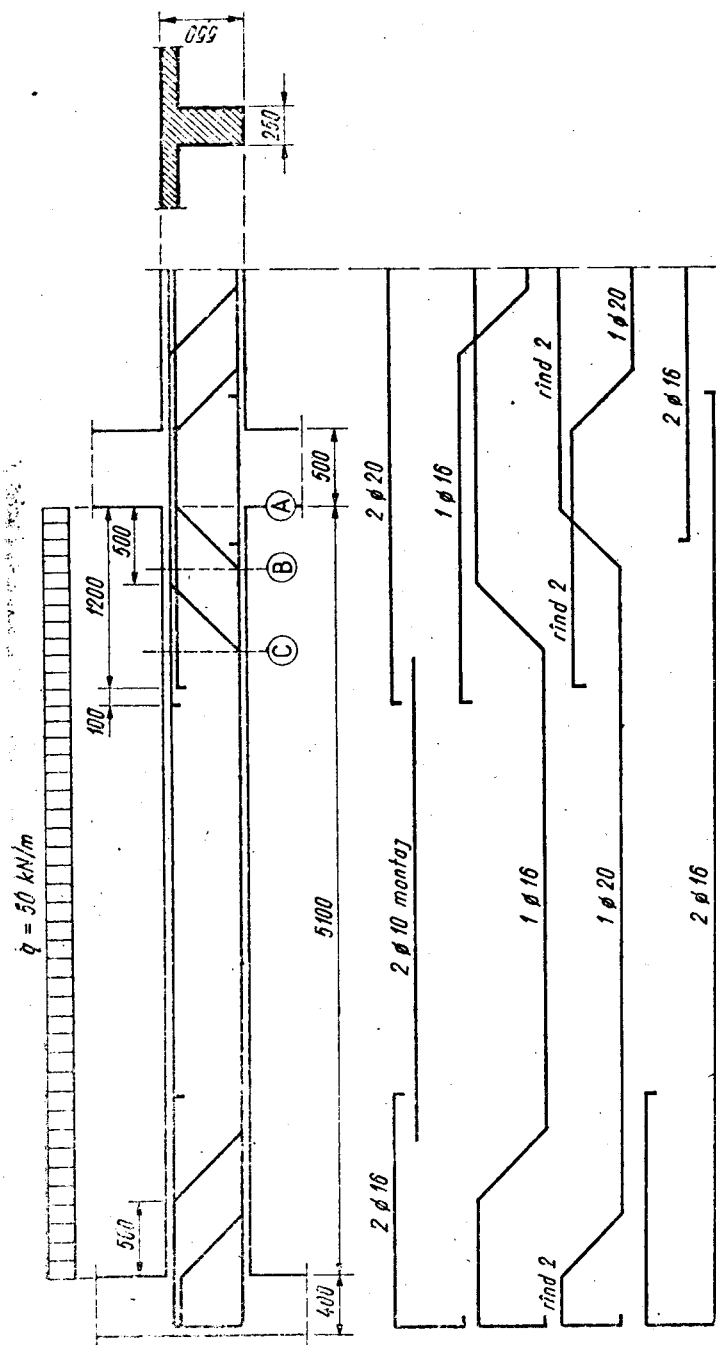
Forța tăietoare în A, asociată formării articulațiilor plastice la extremitățile riglei, este:

$$Q_A = \frac{50 \cdot 5,10}{2} + \frac{169,4 + 59,3}{5,10} = 172 \text{ kN} = 172.000 \text{ N}$$

1. a = 45 mm;

2. h<sub>0</sub> = 550 - 45 = 505 mm

3. Q =  $\frac{172.000}{250 \cdot 505 \cdot 0,8} = 1,70$ ;



4.  $\bar{Q} > 0,50$ ;

6. Da.

7.  $\bar{Q} = 1,70 > 1$ .

8.  $m_e = \frac{3 - 1,70}{2} = 0,65$ ;

9.  $R_{t(red)} = 0,65 \cdot 0,8 \doteq 0,5$

10.  $\bar{Q} = \frac{172.000}{250 \cdot 505 \cdot 0,52} = 2,62$ ;

11.  $\bar{Q} = 2,62 < 4$ .

12. Dispoziția armăturilor este cea din figură.

13. În secțiunea (A),  $Q_m = 172$  kN.

14.  $A_{a(m)} = 3 \varnothing 20 + 2 \varnothing 16 = 1344$  mm<sup>2</sup>;

15.  $\rho = \frac{1344}{250 \cdot 505} 100\% = 1,06\%$ ;

16. Se aleg etrieri  $\varnothing 8/200$  mm.  $A_e = 50,3$  mm<sup>2</sup>;  $n_e = 2$ .

$$\rho_e = \frac{2 \cdot 50,3}{200 \cdot 520} 100\% = 0,20\%$$

17.  $\frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{1,06} \cdot 0,52}{0,20 \cdot 0,8 \cdot 300}} = 1,06$ ;

18.  $\frac{s_t}{h_0} = 1,06 < 2,5$ .

19.  $\bar{Q}_{eb} = 2 \sqrt{\frac{0,20 \sqrt{1,06} \cdot 0,8 \cdot 300}{100 \cdot 0,52}} = 1,95$ ;

21.  $Q_{eb} = 1,95 \cdot 250 \cdot 505 \cdot 0,52 = 128 \cdot 10^3$  N = 128 kN.

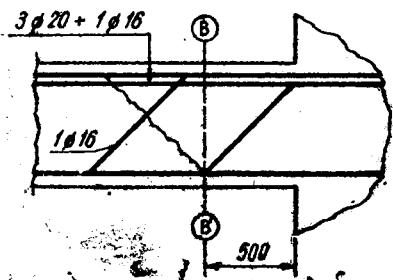
22.  $Q_{eb} = 128 < Q_m = 172$  kN.

23.  $A_{at(m) \text{ nec.}} = \frac{172.000 - 128.000}{0,8 \cdot 300 \cdot 0,707} = 259$  mm<sup>2</sup>

24.  $A_{at(m) \text{ efectivă}} = 1 \varnothing 20 = 314$  mm<sup>2</sup> > 259 mm<sup>2</sup>.

25. Armarea transversală adoptată la (12) și (16) este corespunzătoare în secțiunea (A).





Verificare în secțiunea (B)

$$Q_B = Q_A - 0,50 q = 172 - 0,50 \cdot 50 = 147 \text{ kN.}$$

1.  $a = 45 \text{ mm};$
2.  $h_0 = 505 \text{ mm.}$

$$3. \bar{Q} = \frac{147 \cdot 1000}{250 \cdot 505 \cdot 0,8} = 1,46;$$

$$4. \bar{Q} > 0,50;$$

$$6. \text{Da};$$

$$7. \bar{Q} = 1,46 > 1.$$

$$8. m_s = \frac{3 - 1,46}{2} = 0,77;$$

$$9. R_{s(\text{red})} = 0,77 \cdot 0,8 = 0,62 \text{ N/mm}^2;$$

$$10. \bar{Q} = \frac{147 \cdot 1000}{250 \cdot 505 \cdot 0,62} = 1,88;$$

$$11. \bar{Q} = 1,88 < 4.$$

$$13. Q_m = 147 \text{ kN}; \quad 14. A_{a(m)} = 3\varnothing 20 + 1\varnothing 16 = 1143 \text{ mm}^2;$$

$$15. p = \frac{1143}{250 \cdot 505} 100 \% = 0,90 \%;$$

$$16. p_e = 0,20 \% \text{ la fel ca în secțiunea (A)};$$

$$17. \frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{0,90}}{0,20} \cdot \frac{0,62}{0,8 \cdot 300}} = 1,11;$$

$$18. \frac{s_t}{h_0} = 1,11 < 2,5.$$

$$19. \bar{Q}_{ob} = 2 \sqrt{\frac{0,20 \sqrt{0,90} \cdot 0,8 \cdot 300}{100 \cdot 0,62}} = 1,71.$$

$$21. Q_{ob} = 1,71 \cdot 250 \cdot 505 \cdot 0,62 = 133,9 \cdot 10^3 \text{ N} = 133,9 \text{ kN.}$$

$$22. Q_{ob} = 133,9 < Q_m = 147 \text{ kN.}$$

$$23. A_{at(m)} \text{ nec.} = \frac{147 \cdot 1000 - 133 \cdot 900}{0,8 \cdot 300 \cdot 0,707} = 77,2 \text{ mm}^2;$$

$$24. A_{at(m)} \text{ efectivă} = 1 \varnothing 16 = 201 \text{ mm}^2 > 77,2 \text{ mm}^2$$

25. Armarea transversală adoptată la (12) și (16) este corespunzătoare și în secțiunea (B).

Verificare în secțiunea (C)

(numai etrieri — se utilizează schema 6.1)

$$Q_C = Q_B - 0,50 q = 147 - 0,50 \cdot 50 = 122 \text{ kN.}$$

1.  $a = 35 \text{ mm};$
2.  $h_0 = 515 \text{ mm};$

$$3. \bar{Q} = \frac{122 \cdot 1000}{250 \cdot 515 \cdot 0,8} = 1,18;$$

$$4. \bar{Q} > 0,50.$$

6. Nu (secțiunea C iese din zona de plastificare de la capătul grinzii);

$$11. \bar{Q} = 1,18 < 4;$$

$$12. A_{a(m)} = 2 \varnothing 16 + 1 \varnothing 20 = 716 \text{ mm}^2; \quad p = \frac{716}{250 \cdot 515} 100 \% = 0,56 \%$$

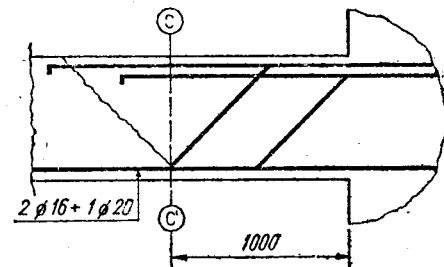
$$13. p_e = \frac{1,18^2}{3,2 \sqrt{0,56}} \cdot \frac{0,8}{300} 100 \% = 0,155 \%$$

$$14. \frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{0,56}}{0,155} \cdot \frac{0,8}{0,8 \cdot 300}} = 1,27;$$

$$15. \frac{s_t}{h_0} = 1,27 < 2,5.$$

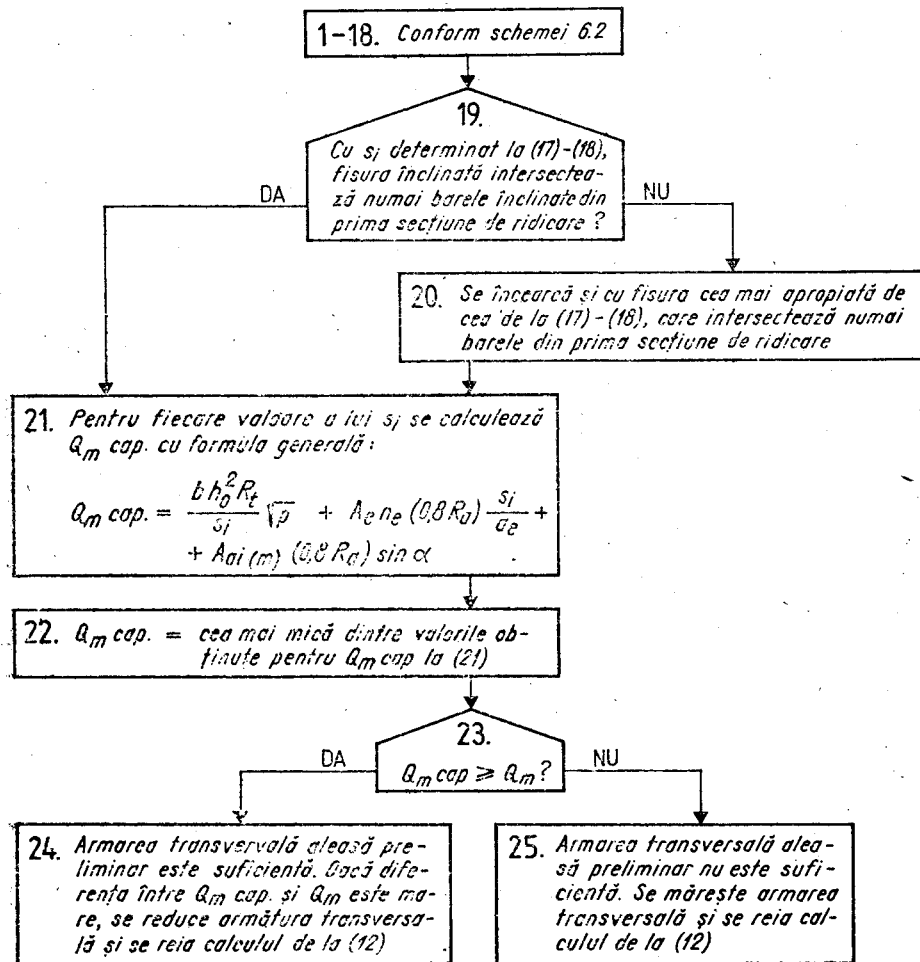
$$16. p_e \text{ necesar} = 0,155 \%$$

$p_e$  efectiv, la fel ca în secțiunile (A) și (B) = 0,20 % > 0,155 %. Deci etrierii prevăzuți sînt suficienți și în secțiunea (C).



STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

6	Forță tăietoare	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T — fără efort axial
6.3	Dimensionarea armăturilor transversale (etrieri + bare înclinate) — procedeu prin încercări	Se dau: $b, h, R_t, R_a, A_{a(m)}, Q_m$ Se cer: $A_e, a_e, A_{at}$

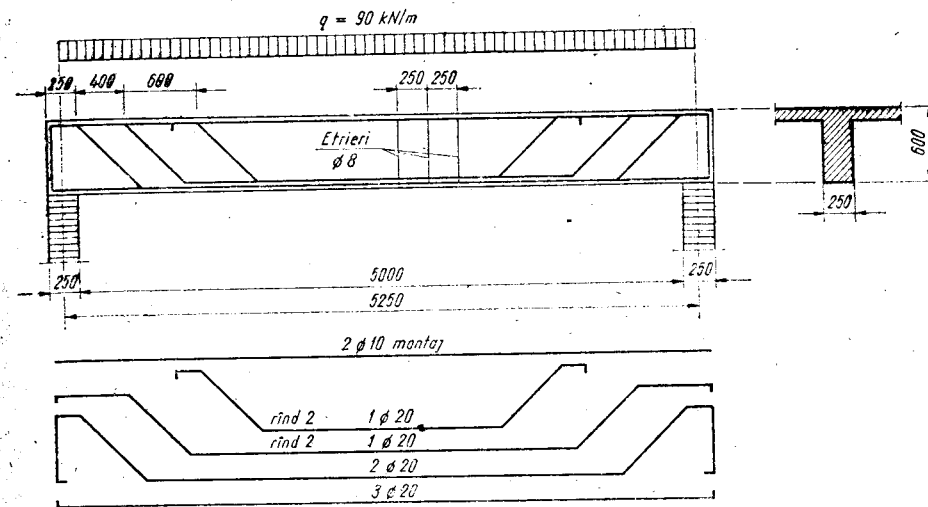


Observație.

În expresia  $Q_{m\text{ cap.}}$  (21), raportul  $s_i/a_e$  reprezintă numărul efectiv de etrieri intersectați de fisura înclinată. În consecință,  $s_i/a_e$  se rotunjește la numere întregi, în minus.

Exemplu de calcul la schema 6.3

Să se verifice armăturile transversale ale grinzii simplu rezemate din figură, în secțiunea  $Q_{max}$ .



Beton: Bc 15 ( $R_t = 0,8 \text{ N/mm}^2$ ); oțel PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ ).

Încărcarea și dispoziția armăturilor sînt arătate în figură. Deschiderea de calcul:  $l = 5,25 \text{ m}$ .

$$Q_{max} = \frac{90 \cdot 5,25}{2} = 236 \text{ kN} = 236.000 \text{ N.}$$

După schema 6.2:

1.  $a = 2,5 + \frac{20}{2} + \frac{2}{7} 45 = 48 \text{ mm};$

2.  $h_0 = 600 - 48 = 552 \text{ mm};$

3.  $\bar{Q} = \frac{236.000}{250 \cdot 552 \cdot 0,8} = 2,13;$

4.  $\bar{Q} = 2,13 > 0,5;$

6. Nu.

11.  $\bar{Q} = 2,13 < 4.$

12. Armăturile longitudinale și transversale conform figurii.

13.  $Q_m = Q_{max} = 236 \text{ kN.}$

14.  $A_{a(m)} = 3 \varnothing 20 = 942 \text{ mm}^2.$

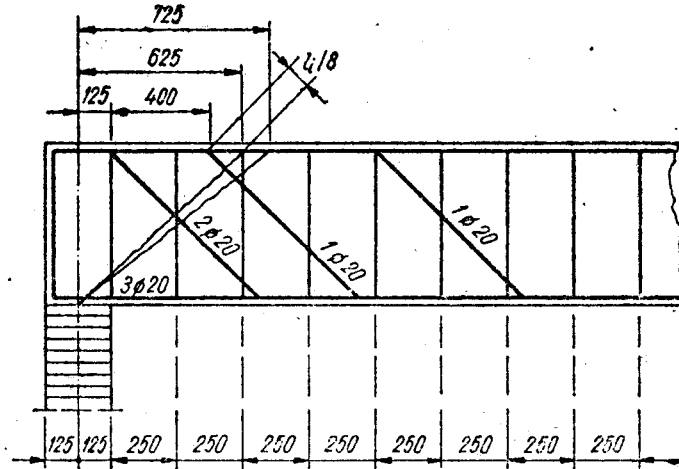
15.  $p = \frac{942}{250 \cdot 552} 100 \% = 0,68 \%;$

16.  $p_s = \frac{2 \cdot 50,3}{250 \cdot 250} 100 \% = 0,16 \%$ ;

17.  $\frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{0,68}}{0,16} \cdot \frac{0,8}{0,8 \cdot 300}} = 1,13$ ;  $s_t = 1,31 \cdot 552 = 725 \text{ mm}$ .

18.  $s_t/h_0 < 2,5$ .

Calculul continuă după schema 6.3.



19. Din figură se vede că fisura înclinată trasată cu  $s_t = 725 \text{ mm}$  intersectează și bara înclinată din a doua secțiune de înclinare.

20. A doua încercare se face cu o fisură care ar intersecta această bară la  $l_i/8$ , deci se ia în considerare că intersectează numai barele din prima secțiune de înclinare. Grafic, pe figură, corespunde  $s_t = 600 \text{ mm}$ .

21.  $Q_m \text{ cap.} = \frac{250 \cdot 552^2 \cdot 0,8 \sqrt{0,68}}{s_t} + 50,3 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 300 \frac{s_t}{a_e} + A_{at(m)} \cdot 0,8 \cdot 300 \cdot 0,707 = \frac{50,25 \cdot 10^6}{s_t} + 24 \cdot 144 \frac{s_t}{a_e} + 170 A_{at(m)}$

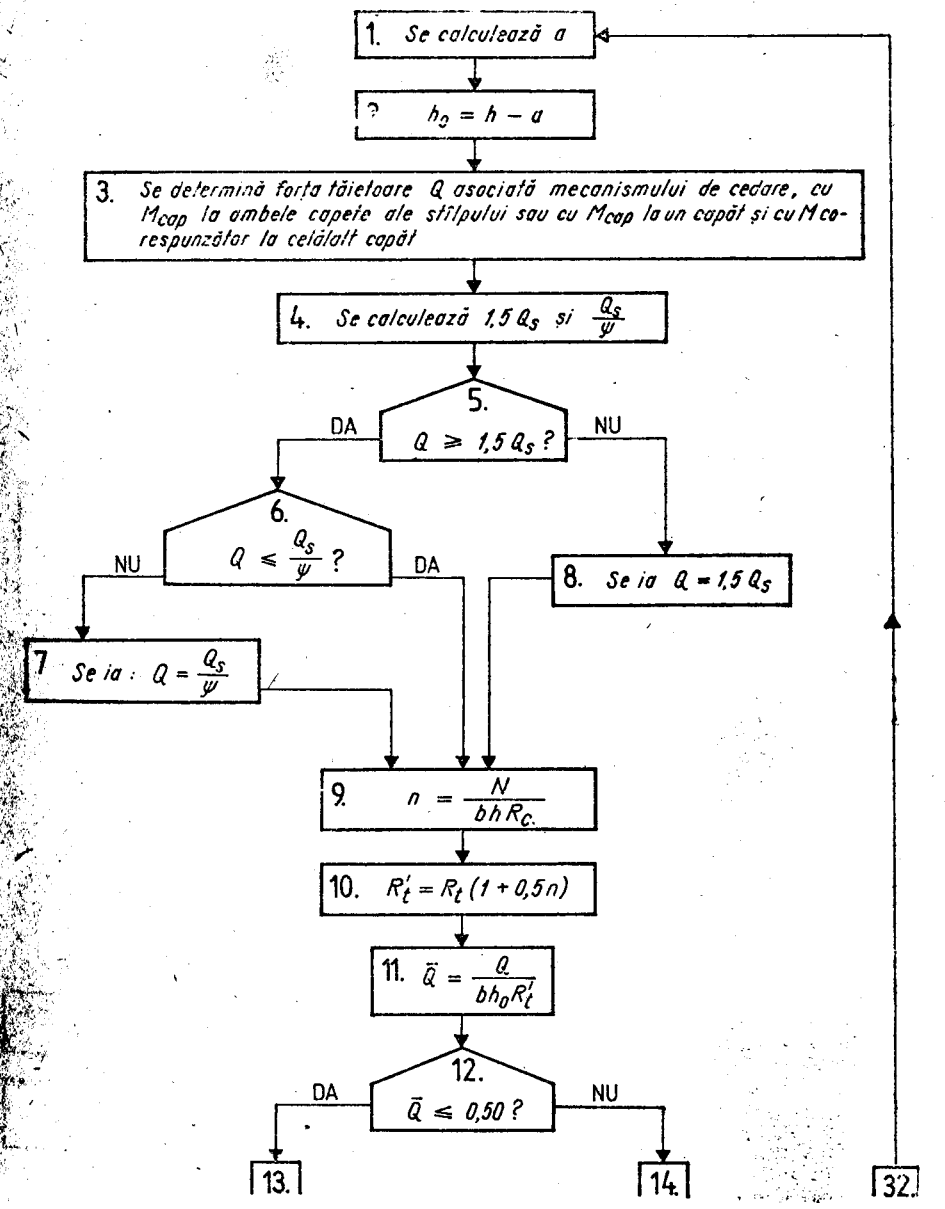
Încercarea	$s_t$ (mm)	$s_t/a_e$ (numărul etrierilor intersectați)	$A_{at(m)}$		$\frac{50,25 \cdot 10^6}{s_t}$	$24 \cdot 144 \frac{s_t}{a_e}$	$170 A_{at(m)}$	$Q_m \text{ cap.} (N)$
			bare	mm <sup>2</sup>				
I	725	2	2	628	69 310	72 432	160 140	301 382
II	600	3	3	942	83 750	48 288	160 760	238 798

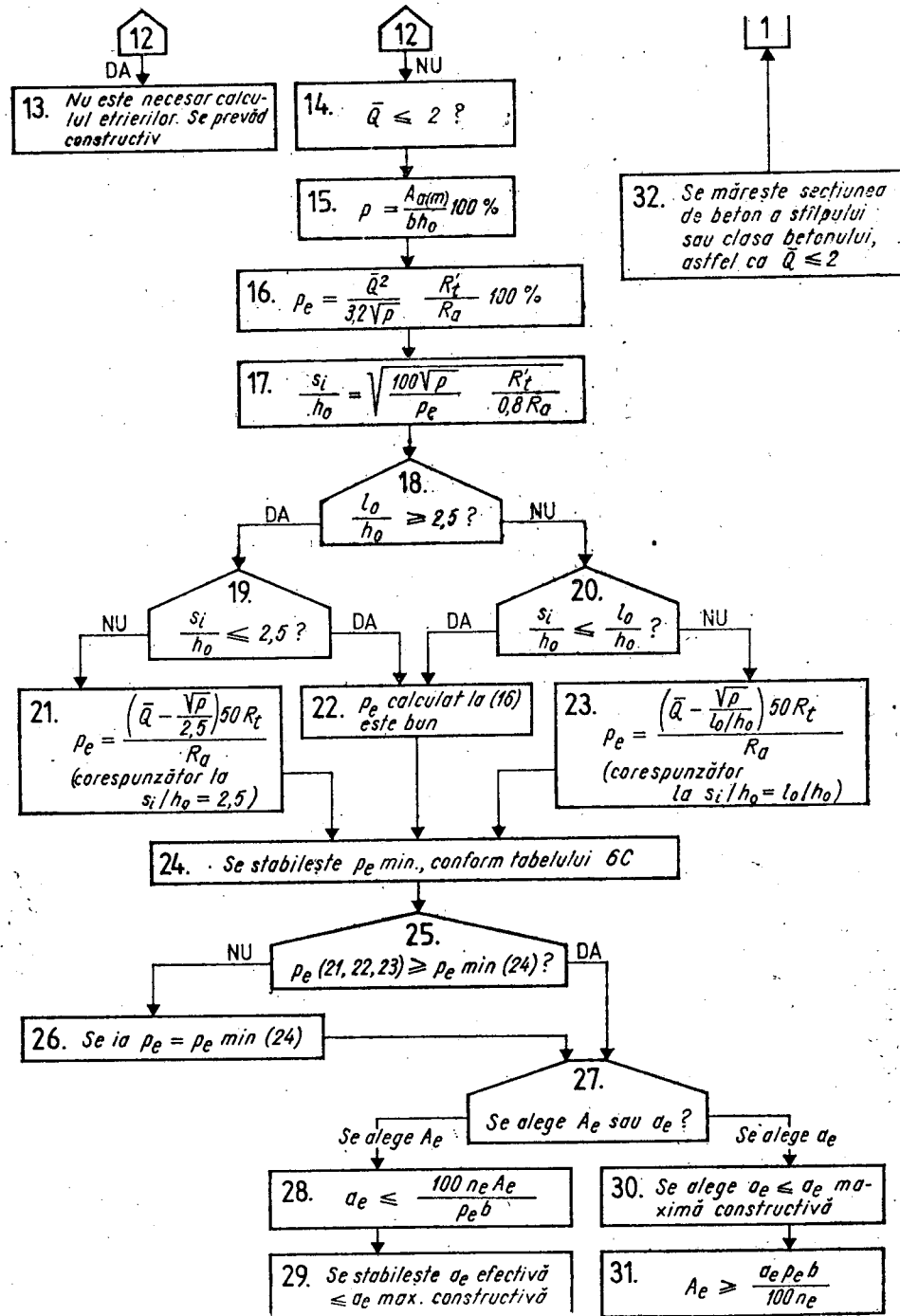
22.  $Q_m \text{ cap.} = 238,8 \cdot 10^3 \text{ N} = 238,8 \text{ kN}$ .

23.  $Q_m \text{ cap.} = 238,8 \text{ kN} > Q_m = 236 \text{ kN}$ .

24. Armarea transversală aleasă este bună.

6	Forță tăietoare	Stâlpi comprimați excentric, cu secțiune dreptunghiulară, participanți la structuri antisismice
6.4	Dimensionarea armăturilor transversale (etrieri)	Se dau: $b, h, l_0, R_c, R_t, R_a, A_{a(m)}, Q_s, N$ , Se cer: $A_e, a_e$





Observație

Schema 6.4 este dată pentru cazul curent al stîlpilor participanți la structuri antiseismice la care se admite că sub acțiunea seismică se formează la una din extremități o zonă plastică potențială. Pentru stîlpii neparticipanți la structuri antiseismice și pentru cei la care pe baza unui calcul dinamic post-elastic se poate demonstra că sub acțiunea seismică rămîn în stadiul elastic, operațiile (3) ... (7) nu sînt necesare. În asemenea cazuri însă de regulă nici nu este necesară o verificare a stîlpilor respectivi la forța tăietoare, etrierii dimensionați constructiv pe baza procentului minim de armare transversală (tab. 6 c) fiind suficienți.

Exemplu de calcul la schema 6.4

Să se efectueze verificarea la forța tăietoare și dimensionarea etrierilor pentru un stîlp avînd secțiunea de beton și armarea longitudinală din exemplul la schema 2.6, în situația cînd stîlpul are lumina liberă de 2,60 m și face parte dintr-un cadru al unei structuri din zona C. Dimensionarea etrierilor se face pentru porțiunea curentă a stîlpului, din afara zonei plastice potențiale de la baza etajului.

Forța tăietoare calculată din gruparea specială de încărcări, cu încărcările orizontale seismice de cod, este  $Q_s = 285$  kN.

$\phi = 25$   
 $\phi = 20$   
 $\phi = 20$   
 $\phi = 25$

Beton: Bc 15 ( $R_c = 8,0$  N/mm<sup>2</sup>;  $R_t = 0,8$  N/mm<sup>2</sup>);  
 Oțel: PC 52 ( $R_a = 300$  N/mm<sup>2</sup>);  
 $N = 1\,000$  kN = 1 000 000 N.  
 $A_a$  (pe o latură) = 4  $\phi 25 = 1963$  mm<sup>2</sup>.

Conform prevederilor normativului P. 100-81, pentru cadre etajate cu mai multe deschideri,  $\psi = 0,20$ .

1.  $a = 38$  mm;
2.  $h_0 = 650 - 38 = 612$  mm.
3. Din exemplul la schema 2.6 s-a obținut  $M_{cap} = 579,3$  kNm. În lipsa unui calcul post-elastic mai detaliat al structurii, se consideră la ambele capete ale stîlpului  $M = M_{cap}$ . Forța tăietoare asociată acestei situații este:

$$Q = \frac{2 \cdot 579,3}{2,60} = 446 \text{ kN} = 446\,000 \text{ N.}$$

4.  $1,5 Q_s = 1,5 \cdot 285 = 428$  kN;  $\frac{Q_s}{\psi} = \frac{285}{0,20} = 1425$  kN.
5.  $Q = 446$  kN >  $1,5 Q_s = 428$  kN;
6.  $Q = 446$  kN <  $\frac{Q_s}{\psi} = 1425$  kN.
9.  $n = \frac{1\,000\,000}{650 \cdot 612 \cdot 8,0} = 0,296$

$$10. R'_i = 0,8(1 + 0,5 \cdot 0,296) = 0,92 \text{ N/mm}^2$$

$$11. \bar{Q} = \frac{446 \cdot 000}{650 \cdot 612 \cdot 0,92} = 1,22; \quad 12. \bar{Q} = 1,22 > 0,50; \quad \bar{Q} = 1,22 < 2.$$

$$15. p = \frac{1963}{650 \cdot 612} 100 \% = 0,49 \%;$$

$$16. p_e = \frac{1,22^2}{3,2 \sqrt{0,49}} \cdot \frac{0,92}{300} 100 \% = 0,20 \%;$$

$$17. \frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{0,49}}{0,20} \cdot \frac{0,92}{0,8 \cdot 300}} = 1,16;$$

$$18. \frac{l_0}{h_0} = \frac{2,60}{0,65} = 4,0 > 2,5; \quad 19. \frac{s_i}{h_0} = 1,16 < 2,5.$$

$$22. p_e(16) = 0,20\%.$$

24. Pentru grad de protecție antiseismică 8, în afara zonelor plastice potențiale, conform tabelului 6 C,  $p_e \text{ min} = 0,15\%$ :

$$25. p_e(16) = 0,20\% > p_e \text{ min} = 0,15\%;$$

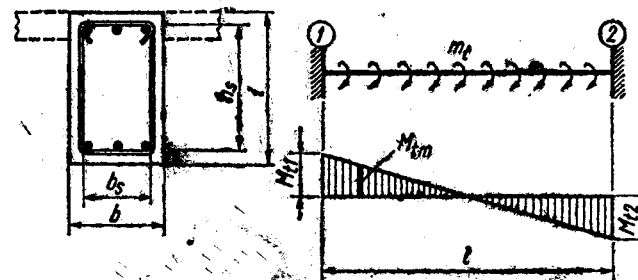
26. Se alege  $A_e$ . Etrieri  $\varnothing 8$  cu 4 brațe verticale ( $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$ ,  $n_e = 4$ ).

$$28. a_e \leq \frac{100 \cdot 4 \cdot 50,3}{650 \cdot 0,20} = 155 \text{ mm}.$$

29. Se aleg etrieri  $\varnothing 8$  la 150 mm distanță.

## STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

7	Torsiune cu încovoiere
7.0	Notații

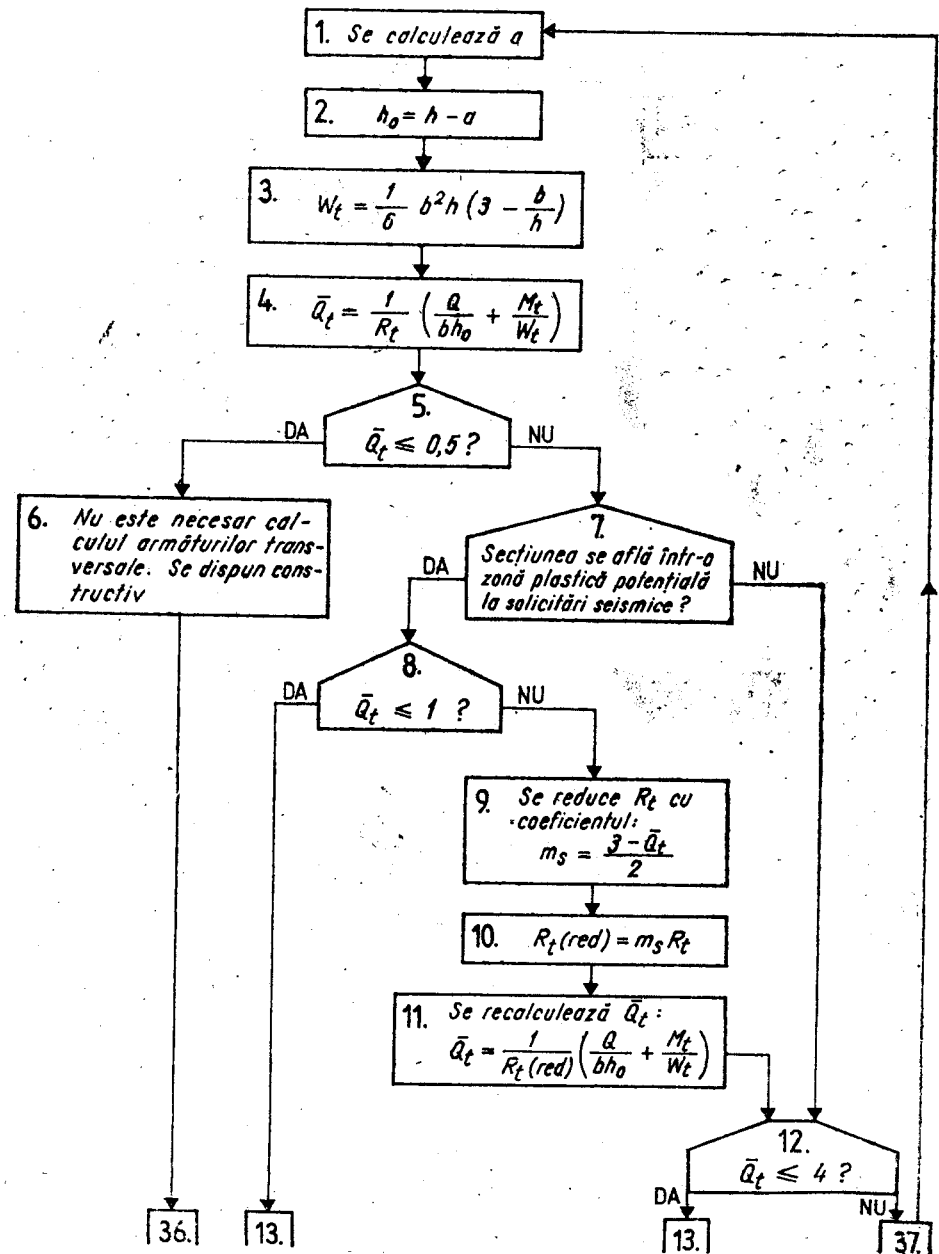


$m_t$	moment de torsiune (încărcare), distribuit în lungul grinzii	
$M_{tm}$	moment de torsiune (efort) în secțiunea de verificare ( $m$ )	
$b_s, h_s$	lățimea și înălțimea simbului de beton din interiorul etrierilor	
$W_t$	modulul de rezistență la torsiune al secțiunii	$W_t = \frac{1}{6} b^2 h \left( 3 - \frac{b}{h} \right)$
$A_e$ $n_e$ $a_e$	aria secțiunii unei bare de etrier numărul de brațe verticale ale etrierului distanța între etrieri	
$p_e$	procentul de armare transversală corespunzător etrierilor pentru preluarea forței tăietoare	$p_e = \frac{n_e A_e}{a_e b} 100 \%$
$p_{et}$	procentul suplimentar de armare transversală pentru preluarea momentului de torsiune	$p_{et} = \frac{M_{tm}}{b b_s h_s R_s} 100 \%$
(total)	procentul total de armare transversală corespunzător etrierilor	$p_e(\text{total}) = p_e + p_{et}$
$A_{II}$	suma ariilor secțiunilor barelor longitudinale suplimentare pentru preluarea momentelor de torsiune	$A_{II} = \frac{M_{tm}(b_s + h_s)}{b_s h_s R_s}$

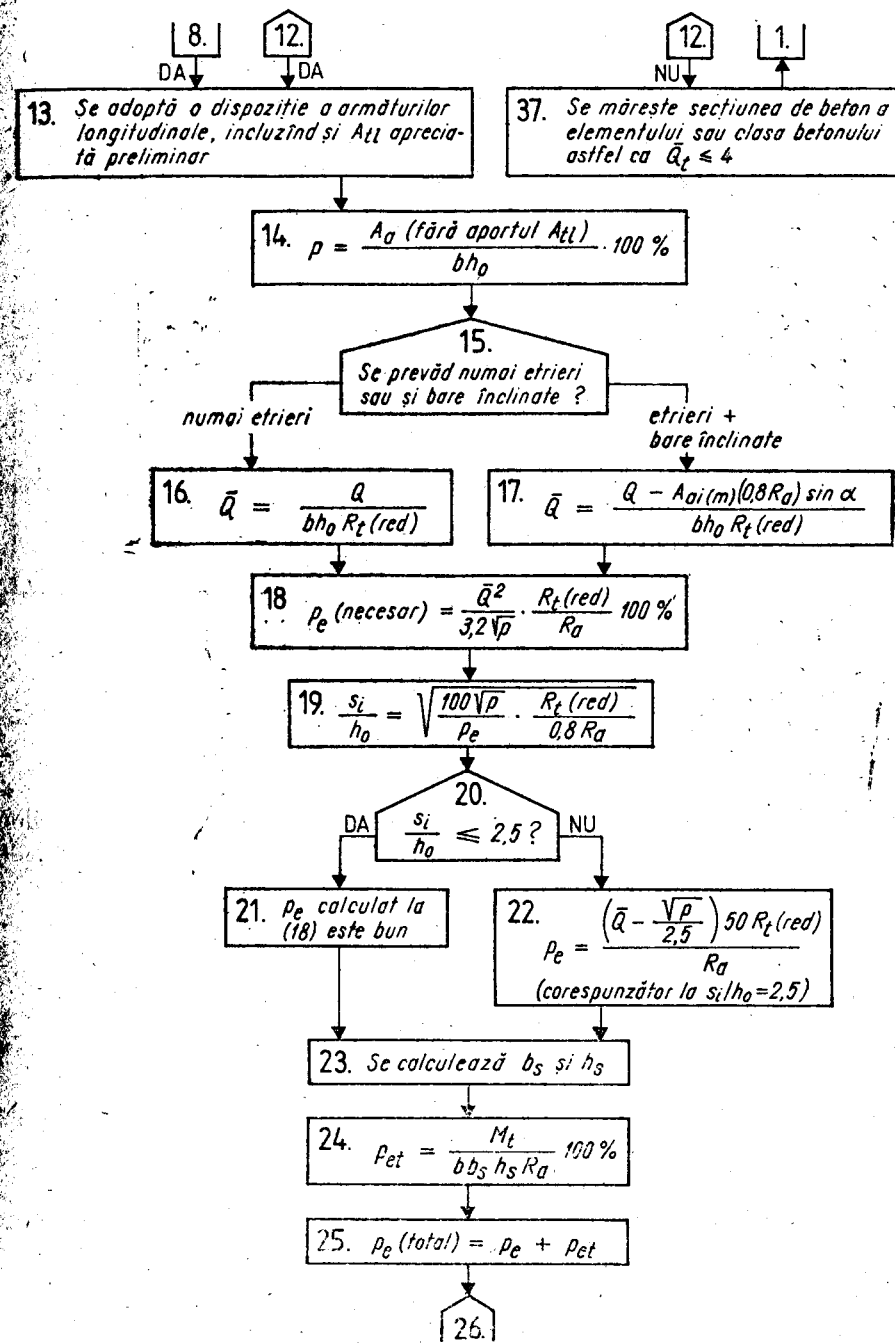
Celelalte notații au aceleași semnificații ca în schema 6.0.

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

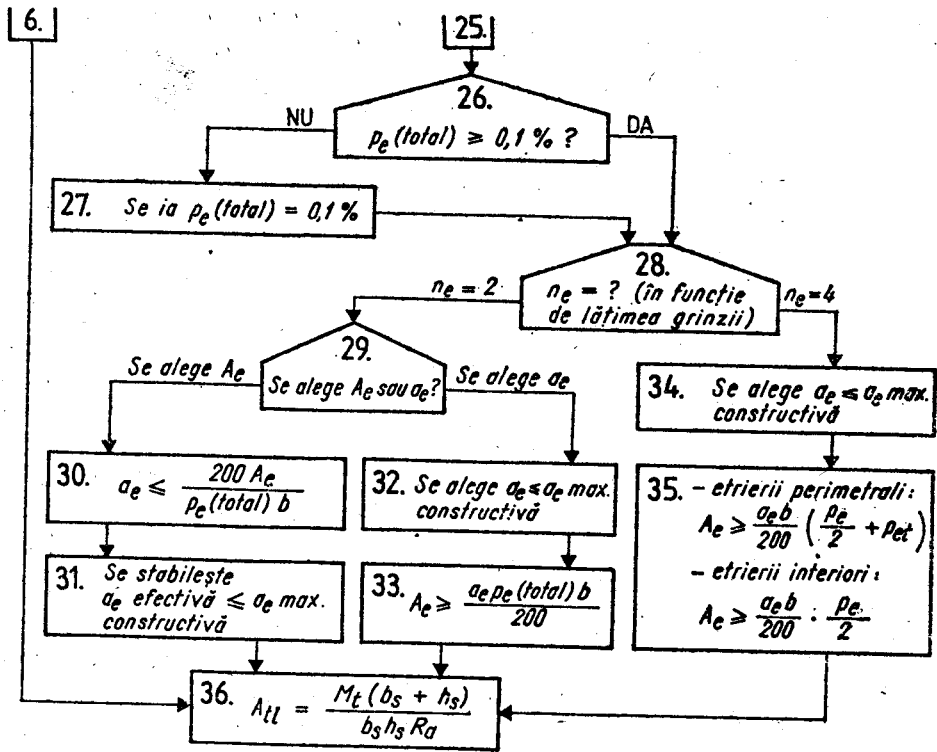
7	Torsiune cu încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T
7.1	Dimensionarea armăturilor transversale și a armăturilor longitudinale suplimentare	Se dau: $b, h, A_a$ (secțiunea de armătură longitudinală necesară din calculul la încovoiere), $R_t, R_a, Q, M_t$ Se cer: $A_s, a_s, A_{st}$



Schema 7.1. (continuare)

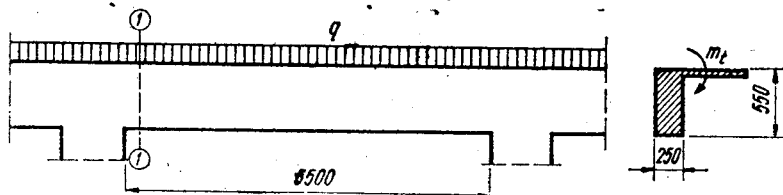


Schema 7.1. (continuare)



Exemplu de calcul la schema 7.1 (numai etrieri)

Pentru grinda continuă din figură, se cere dimensionarea armăturilor transversale (numai etrieri) și a suplimentului de armături longitudinale necesare pentru preluarea momentelor de torsiune.



- Încărcări de calcul:
- încărcare verticală:  $q = 50 \text{ kN/m}$ ;
  - momente de torsiune uniform distribuite, transmise de o placă în consolă:  $m_t = 5,5 \text{ kN/m}$ .
- Din calculul la încovoiere, au rezultat necesare:
- în câmp:  $A_a = 1020 \text{ mm}^2$ ;
  - pe reazem:  $A_a = 1210 \text{ mm}^2$ .
- Beton: Bc 15 ( $R_t = 0,8 \text{ N/mm}^2$ );

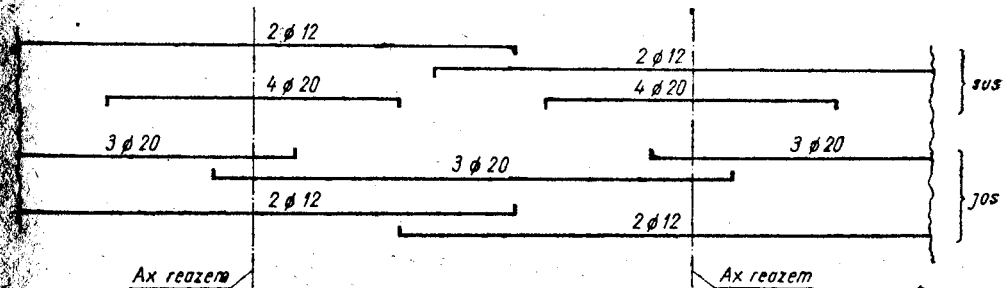
Oțel (în barele longitudinale și etrieri): PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ ). Verificarea în secțiunea (1), la marginea reazemului:

$$Q_1 = \frac{50 \cdot 5,50}{2} = 137,5 \text{ kN} = 137\,500 \text{ N};$$

$$M_{t1} = \frac{5,5 \cdot 5,50}{2} = 15,1 \text{ kNm} = 15,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

- $a = 35 \text{ mm}$  (bare  $\varnothing 20$ )
- $h^0 = 550 - 35 = 515 \text{ mm}$
- $W_t = \frac{1}{6} 250^2 \cdot 550 \left( 3 - \frac{250}{550} \right) = 14,55 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$
- $\bar{Q}_t = \frac{1}{0,8} \left( \frac{137\,500}{250 \cdot 515} + \frac{15,1 \cdot 10^6}{14,55 \cdot 10^6} \right) = 2,64$ ;
- $\bar{Q}_t = 2,64 > 0,5$ .
- Nu.
- $\bar{Q}_t = 2,64 < 4$ .

13. Se adoptă preliminar dispoziția de armături longitudinale din figură. Barele  $\varnothing 12$  de la colțuri, care constituie armătura longitudinală suplimentară pentru preluarea momentelor de torsiune, sînt înădite în câmp, unde  $M_t = \text{min}$ .



$A_a$  (reazem), fără  $A_{II}$ :  $4 \varnothing 20 = 1256 \text{ mm}^2$ .

$$14. \rho = \frac{1256}{250 \cdot 515} 100\% = 0,97\%$$

15. Numai etrieri.

$$16. \bar{Q} = \frac{137.500}{250 \cdot 515 \cdot 0,8} = 1,33$$

$$18. \rho_e = \frac{1,33^2}{3,2 \sqrt{0,97}} \cdot \frac{0,8}{300} 100\% = 0,19\%$$

$$19. \frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{0,97}}{0,19} \cdot \frac{0,8}{0,8 \cdot 300}} = 1,31;$$

$$20. \frac{s_t}{h_0} = 1,31 < 2,5;$$

$$21. p_e \text{ nec.} = 0,19\%;$$

$$23. b_s = 250 - 50 = 200 \text{ mm}; h_s = 550 - 50 = 500 \text{ mm};$$

$$24. p_{et} = \frac{15,1 \cdot 10^6}{250 \cdot 200 \cdot 500 \cdot 300} 100\% = 0,20\%;$$

$$25. p_e(\text{total}) = 0,19 + 0,20 = 0,39\%;$$

$$26. p_e(\text{total}) = 0,39\% > 0,10\%.$$

$$28. n_e = 2.$$

29. Se alege  $A_e$ . Etrieri  $\varnothing 8$  ( $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$ ).

$$30. a_e \leq \frac{200 \cdot 50,3}{0,39 \cdot 250} = 103 \text{ mm}$$

31. Se ia  $a_e = 100 \text{ mm}$ .

$$a_e \text{ max constructivă} \begin{cases} 300 \text{ mm} \\ \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} 550 = 412 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$a_e < a_e \text{ max. constructivă}$

$$36. A_t = \frac{15,1 \cdot 10^6 \cdot (200 + 500)}{200 \cdot 500 \cdot 300} = 352 \text{ mm}^2$$

care se distribuie la cele 4 colțuri ale secțiunii grinzii. Rezultă la fiecare colț  $352/4 = 88 \text{ mm}^2$ . Se alege  $1 \varnothing 12 = 113 \text{ mm}^2$ .

Armătura totală necesară pe reazem:

$$\begin{aligned} & - \text{din calculul la încovoiere} \dots\dots\dots 1210 \text{ mm}^2 \\ & - \text{din } A_{II} \dots\dots\dots 2 \cdot 88 = \frac{176 \text{ mm}^2}{1386 \text{ mm}^2} \end{aligned}$$

$$\text{Efectiv: } 4 \varnothing 20 + 2 \varnothing 12 = 1482 \text{ mm}^2.$$

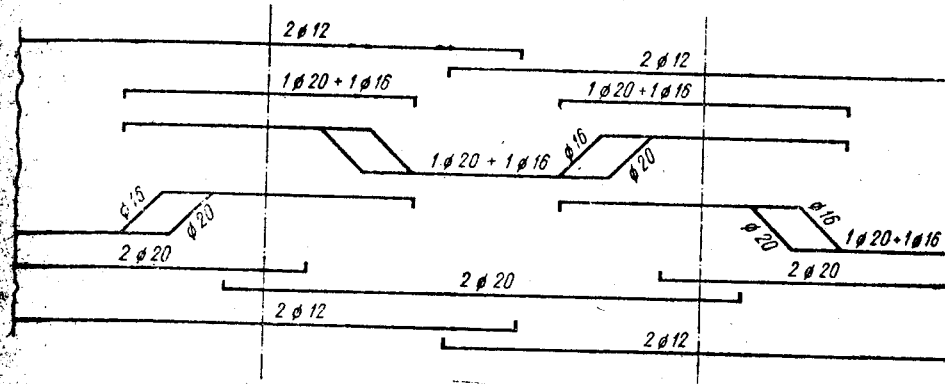
**Exemplu de calcul la schema 7.1 (etrieri + bare înclinate)**

Pentru aceeași grindă, se cere redimensionarea armăturilor transversale

în cazul cînd se prevăd și bare înclinate.

1-12. La fel ca în exemplul precedent.

13. Se adoptă preliminar dispoziția de armături longitudinale din figură



$$A_a(\text{reazem}), \text{ fără } A_{II}: 2 \varnothing 20 + 3 \varnothing 16 = 1231 \text{ mm}^2$$

$$14. p = \frac{1231}{250 \cdot 515} 100\% = 0,96\%$$

$$15. \text{Etrieri + bare înclinate. } A_{at(m)} = 1 \varnothing 20 = 314 \text{ mm}^2.$$

$$17. \bar{Q} = \frac{137500 - 314 \cdot 0,8 \cdot 300 \cdot 0,707}{250 \cdot 515 \cdot 0,8} = 0,82$$

$$18. p_e = \frac{0,82^2}{3,2 \sqrt{0,96}} \cdot \frac{0,8}{300} 100\% = 0,057\%;$$

$$19. \frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100 \sqrt{0,96}}{0,057} \cdot \frac{0,8}{0,8 \cdot 300}} = 2,39;$$

$$20. \frac{s_t}{h_0} = 2,39 < 2,5;$$

$$21. p_e \text{ nec.} = 0,057\%.$$

23-24. La fel ca în exemplul precedent.  $p_{et} = 0,20\%$ .

$$25. p_e(\text{total}) = 0,057 + 0,20 \approx 0,26\%; 26. p_e(\text{total}) = 0,26\% > 0,10\%.$$

$$28. n_e = 2.$$

29. Se alege  $A_e$ . Etrieri  $\varnothing 8$  ( $A_e = 50,3 \text{ mm}^2$ ).

$$30. a_e \leq \frac{209 \cdot 50,3}{0,26 \cdot 250} = 154 \text{ mm}$$

31. Se ia  $a_e = 150 \text{ mm} < a_e \text{ max. constructivă}$ .

36.  $A_{II}$  (la fel ca în exemplul precedent) =  $352 \text{ mm}^2$ . La fiecare colț secțiunii grinzii:  $88 \text{ mm}^2$ . Se prevede  $1 \varnothing 12 = 113 \text{ mm}^2$ .

Armătura totală necesară pe reazem:

$$\begin{aligned} & - \text{din calculul la încovoiere} \dots\dots\dots 1210 \text{ mm}^2 \\ & - \text{din } A_{II} \dots\dots\dots 2 \cdot 88 = \frac{176 \text{ mm}^2}{1386 \text{ mm}^2} \end{aligned}$$

$$\text{Efectiv: } 2 \varnothing 20 + 3 \varnothing 16 + 2 \varnothing 12 = 1457 \text{ mm}^2.$$



# CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ȘI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU

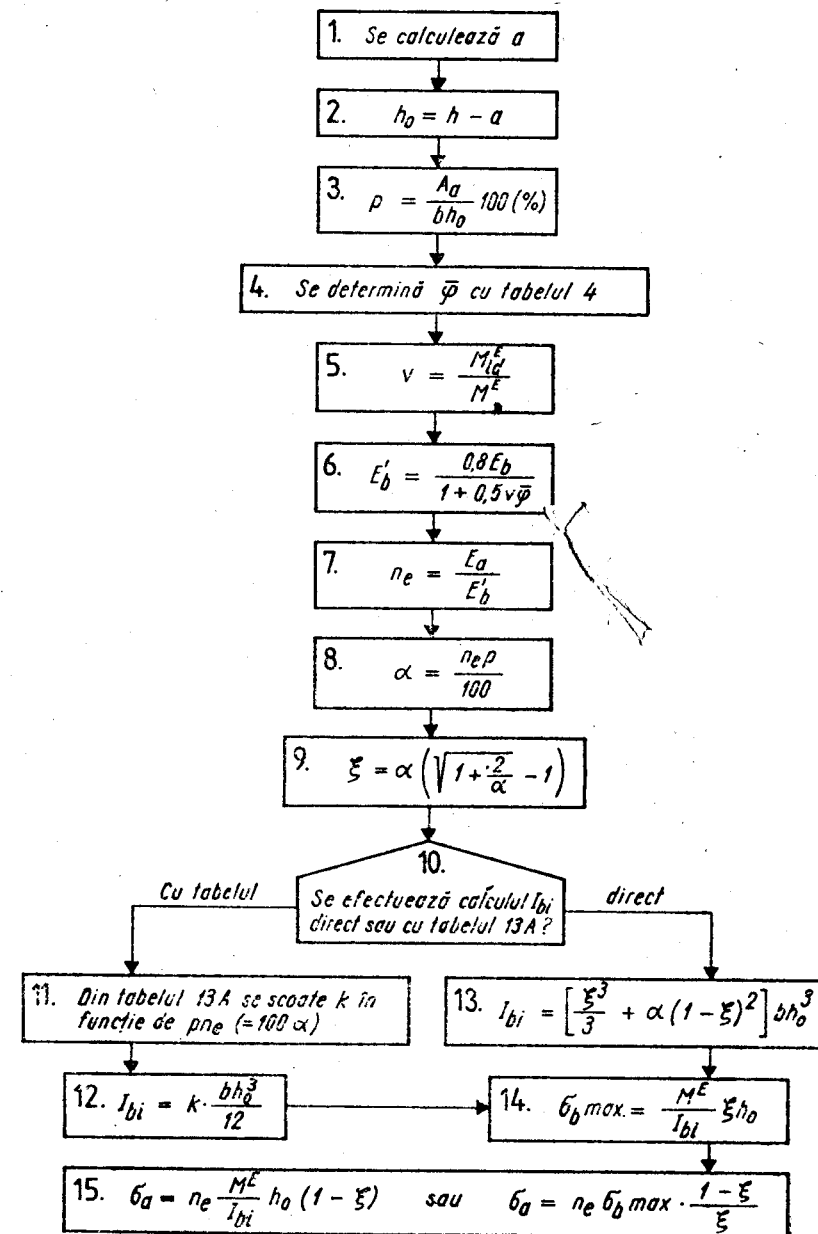
8	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T
8.0	Notății	

Secțiuni dreptunghiulare simplu armate		$\rho = \frac{A_a}{bh_0} 100 (\%)$ $\alpha = \frac{n_e \rho}{100}$
Secțiuni dreptunghiulare dublu armate		$\rho = \frac{A_a}{bh_0} 100 (\%)$ $\rho' = \frac{A_a'}{bh_0} 100 (\%)$ $\alpha = \frac{n_e \rho}{100}; \quad \alpha' = \frac{n_e \rho'}{100}$
Secțiuni în formă de T simplu armate		$\rho = \frac{A_a}{bh_0} 100 (\%)$ $\bar{b}_p = \frac{b_p}{b}; \quad \bar{h}_p = \frac{h_p}{h_0}$ $\bar{A} = (\bar{b}_p - 1) \bar{h}_p$ $\beta = \bar{A} + \frac{n_e \rho}{100}$

$M^E$  — momentul încovoiitor total din încărcările de exploatare;  
 $M_{1d}^E$  — momentul încovoiitor din încărcările de exploatare de lungă durată;  
 $v = \frac{M_{1d}^E}{M^E}$ ;  $\bar{\varphi}$  — caracteristica deformației în timp a betonului (tabelul 4);  
 $E_b' = \frac{0,8 E_b}{1 + 0,5 v \bar{\varphi}}$  — modulul de elasticitate al betonului, corectat ținând seama de deformațiile în timp;  
 $n_e = \frac{E_a}{E_b'}$ ;  $I_{bi}$  — momentul de inerție ideal al secțiunii;  
 $\sigma_a$  — efortul unitar în armătura  $A_a$ , din încărcările de exploatare, la nivelul centrului de greutate al armăturii  $A_a$ ;  
 $\sigma_a'$  — idem pentru  $A_a'$ .

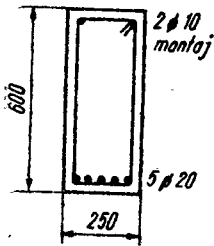
# CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ȘI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU

8	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare simplu armate
8.1	Calculul eforturilor unitare	Se dau: $b, h, A_a, E_a, E_b, M^E, M_{1d}^E$ Se cer: $\sigma_b \max., \sigma_a$



### Exemplu de calcul la schema 8.1

Să se determine  $\sigma_b \max$  și  $\sigma_a$  pentru grinda cu secțiunea din figură.



$$M^E = 162 \text{ kNm} = 1,62 \cdot 10^8 \text{ Nmm}; M_{td}^E = 73 \text{ kNm} = 0,73 \cdot 10^8 \text{ Nmm}.$$

Beton: Bc 20 ( $E_b = 27.000 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 52 ( $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$ );

$$A_a = 5 \cdot \varnothing 20 = 1570 \text{ mm}^2.$$

$$1. a = 25 + \frac{20}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$2. h_0 = 600 - 35 = 565 \text{ mm}$$

$$3. \rho = \frac{1570}{250 \cdot 565} \cdot 100\% = 1,11\%.$$

4. Din tabelul 4, pentru Bc 20 și condiții normale,  $\bar{\varphi} = \varphi_0 = 3,0$ .

$$5. v = \frac{73}{162} = 0,45.$$

$$6. E_b = \frac{0,8 \cdot 27\,000}{1 + 0,5 \cdot 0,45 \cdot 3,0} = 12895 \text{ N/mm}^2$$

$$7. n_e = \frac{210\,000}{12\,895} = 16,28;$$

$$8. \alpha = \frac{16,28 \cdot 1,11}{100} = 0,181$$

$$9. \xi_b = 0,181 \left( \sqrt{1 + \frac{2}{0,181}} - 1 \right) = 0,447$$

10. Se efectuează calculul direct.

$$13. I_{bt} = \left[ \frac{0,447^3}{3} + 0,181(1 - 0,447)^2 \right] 250 \cdot 565^3 = 3,84 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$14. \sigma_b \max = \frac{1,62 \cdot 10^8}{3,84 \cdot 10^9} \cdot 0,447 \cdot 565 = 10,65 \text{ N/mm}^2.$$

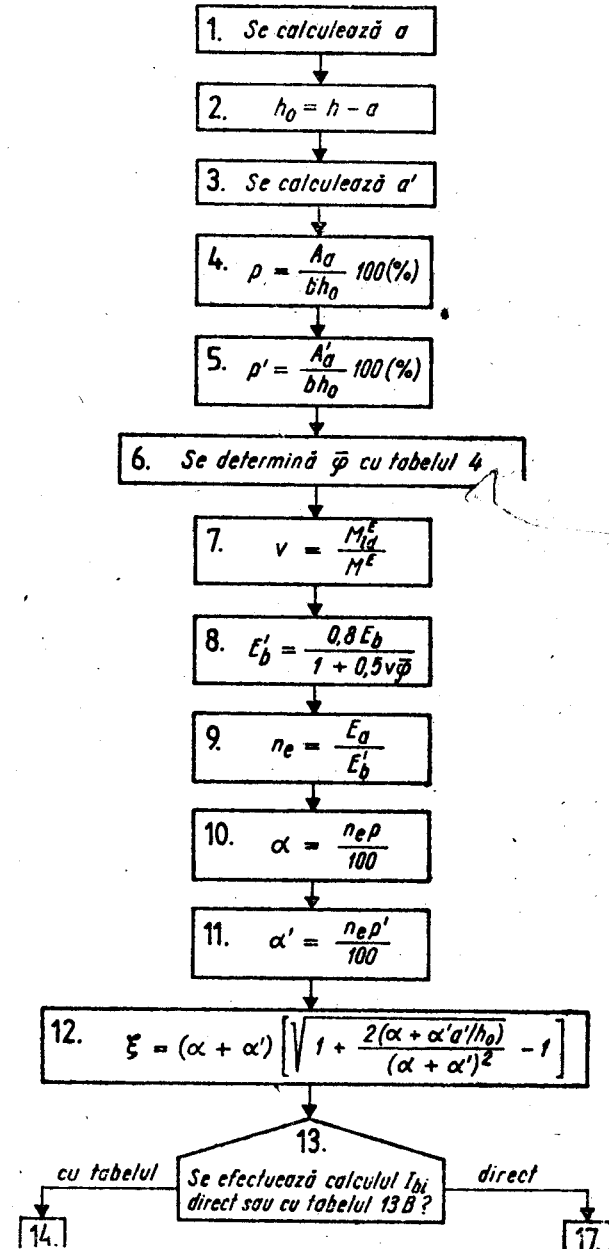
$$15. \sigma_a = 16,28 \cdot 10,65 \frac{1 - 0,447}{0,447} = 214,5 \text{ N/mm}^2$$

Dacă se efectuează calculul cu ajutorul tabelului 13 A, atunci pentru  $\rho n_e = 100\alpha = 18,1$ , se găsește în tabel  $k = 1,022$ , cu care

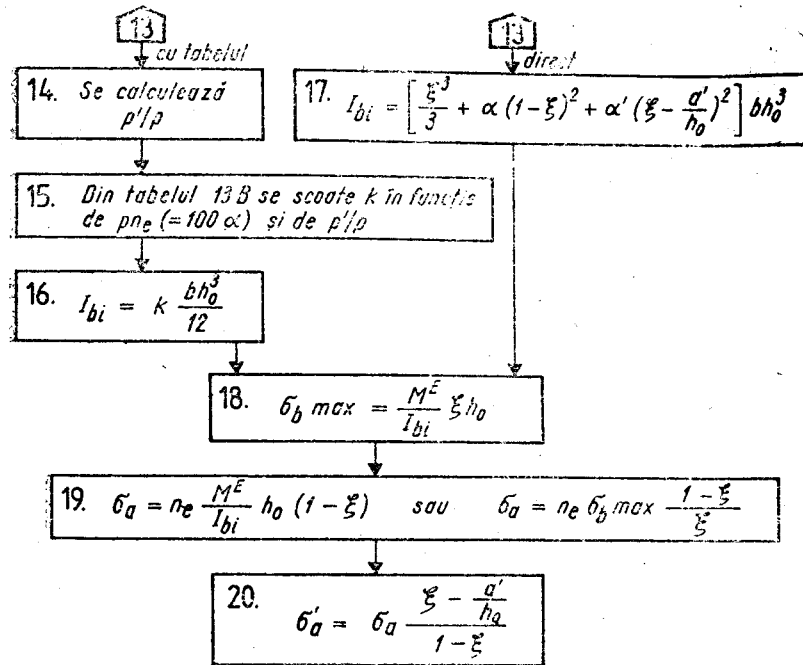
$$I_{bt} = 1,022 \frac{250 \cdot 565^3}{12} = 3,84 \cdot 10^9 \text{ mm}^4.$$

### CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ȘI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU

8	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
8.2	Calculul eforturilor unitare	Se dau: $b, h, A_a, A'_a, E_a, E_b, M^E, M_{td}^E$ Se cer: $\sigma_b \max., \sigma_a, \sigma'_a$

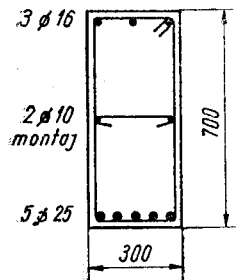


Schema 8.2 (continuare)



Exemplu de calcul la schema 8.2

Să se determine  $\sigma_b$  max.,  $\sigma_a$  și  $\sigma'_a$  pentru grinda cu secțiunea din figură



$$M^E = 230 \text{ kNm} = 2,30 \cdot 10^8 \text{ Nmm};$$

$$M_{ia}^E = 167 \text{ kNm} = 1,67 \cdot 10^8 \text{ Nmm}.$$

Beton: Bc 15 ( $E_b = 24.000 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: OB 37 ( $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$ ).

$$A_a = 5 \varnothing 25 = 2454 \text{ mm}^2;$$

$$A'_a = 3 \varnothing 16 = 603 \text{ mm}^2.$$

$$1. a = 25 + \frac{25}{2} = 37,5 \text{ mm};$$

$$2. h_0 = 700 - 37,5 = 662,5 \text{ mm};$$

$$3. a' = 25 + \frac{16}{2} = 33 \text{ mm};$$

$$4. p = \frac{2454}{300 \cdot 662,5} 100 = 1,23 \%$$

$$5. p' = \frac{603}{300 \cdot 662,5} = 0,30 \%;$$

6. Din tabelul 4, pentru Bc 15 și condiții normale,  $\bar{\varphi} = \varphi_0 = 3,3$ .

$$7. v = \frac{167}{230} = 0,726;$$

$$8. E'_b = \frac{0,8 \cdot 24\,000}{1 + 0,5 \cdot 0,726 \cdot 3,3} = 8735 \text{ N/mm}^2$$

$$9. n_e = \frac{210.000}{8735} = 24,04$$

$$10. \alpha = \frac{24,04 \cdot 1,23}{100} = 0,295;$$

$$11. \alpha' = \frac{24,04 \cdot 0,30}{100} = 0,072$$

$$12. \xi = (0,295 + 0,072) \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \left( 0,295 + 0,072 \frac{33}{662,5} \right)}{(0,295 + 0,072)^2}} - 1 \right] = 0,488$$

13. Se efectuează calculul direct.

$$17. I_{bi} = \left[ \frac{0,488^3}{3} + 0,295(1 - 0,488)^2 + 0,072 \left( 0,488 - \frac{33}{662,5} \right)^2 \right] \times 300 \cdot 662,5^3 = 1,133 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4.$$

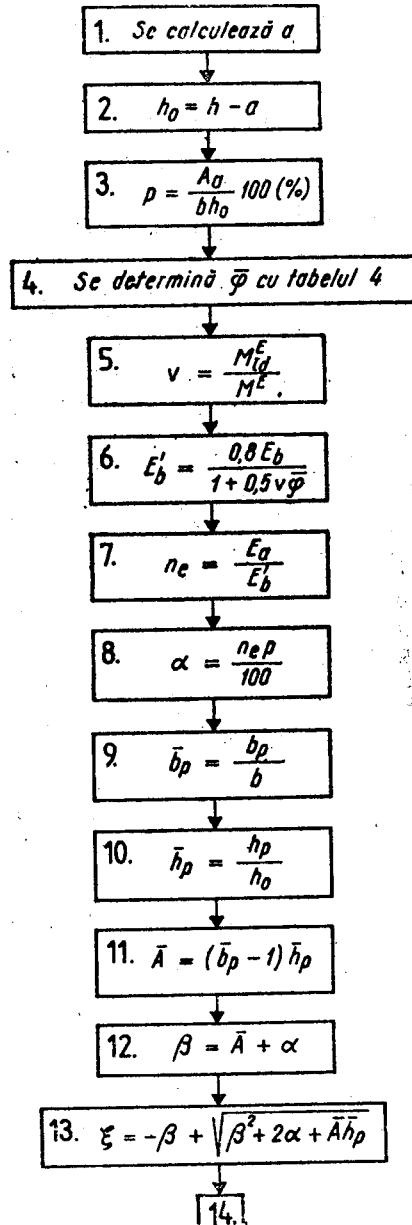
$$18. \sigma_b \text{ max} = \frac{2,3 \cdot 10^8}{1,133 \cdot 10^{10}} 0,488 \cdot 662,5 = 6,56 \text{ N/mm}^2$$

$$19. \sigma_a = 24,04 \cdot 6,56 \frac{1 - 0,488}{0,488} = 165,5 \text{ N/mm}^2$$

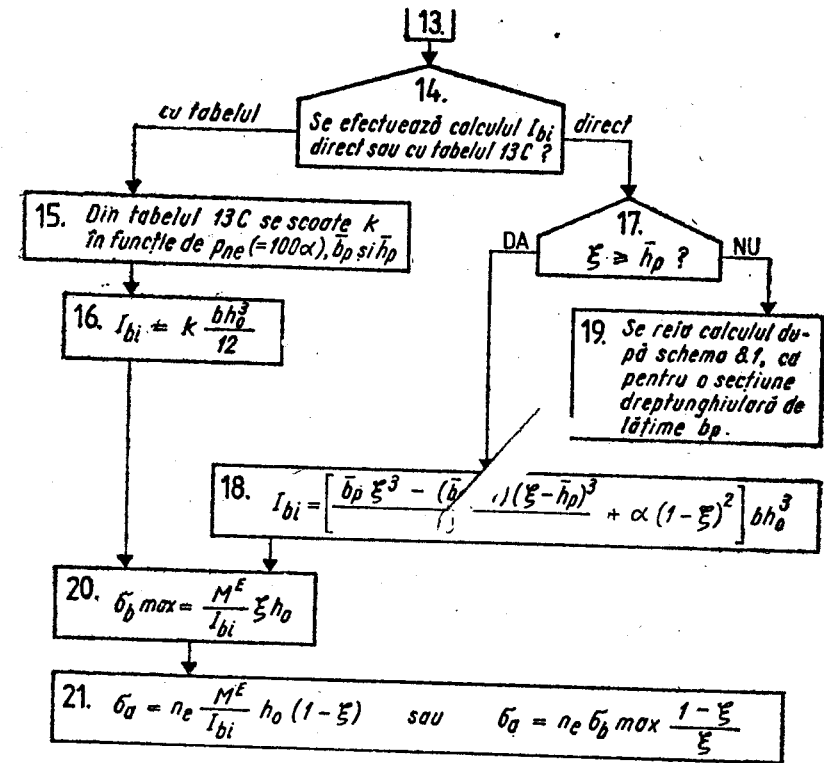
$$20. \sigma'_a = 165,5 \frac{0,488 - \frac{33}{662,5}}{1 - 0,488} = 141,6 \text{ N/mm}^2.$$

**CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ȘI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU**

8	Încovoiere	Secțiuni în formă de T, simplu armate
8.3	Calculul eforturilor unitare	Se dau: $h, h_p, b, b_p$ (stabilită cf. schemei 1.7), $A_a, E_a, E_b, M^E, M_{Id}^E$ Se cer: $\sigma_b \text{ max.}, \sigma_a$



Schema 8.3. (continuare)



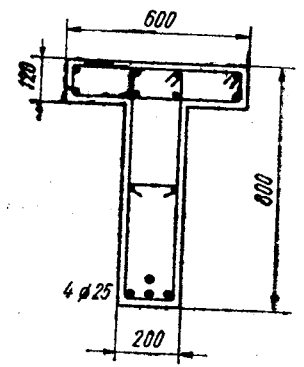
**Exemplu de calcul la schema 8.3**

Să se determine  $\sigma_b \text{ max}$  și  $\sigma_a$  pentru grinda cu secțiunea din figură.

$M^E = 340 \text{ kNm} = 3,40 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$ ;  
 $M_{Id}^E = 270 \text{ kNm} = 2,70 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$ .

Beton: Bc 25 ( $E_b = 30\,000 \text{ N/mm}^2$ );  
Oțel: PC 60 ( $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ )  
 $A_a = 4 \cdot \varnothing 25 = 1963 \text{ mm}^2$ .

- $a = 25 + \frac{25}{2} + \frac{1}{4} \cdot 50 = 50 \text{ mm}$ ;
- $h_0 = 800 - 50 = 750 \text{ mm}$ .
- $\rho = \frac{1963}{200 \cdot 750} \cdot 100\% = 1,31\%$ .
- Din tabelul 4, pentru Bc 25 și condiții normale,  $\bar{\varphi} = \varphi_0 = 2,80$ .



$$5. v = \frac{2,70}{3,40} = 0,794$$

$$6. E'_b = \frac{0,8 \cdot 30\,000}{1 + 0,5 \cdot 0,794 \cdot 2,80} = 11.365 \text{ N/mm}^2;$$

$$7. n_s = \frac{210\,000}{11.365} = 18,48;$$

$$8. \alpha = \frac{18,48 \cdot 1,31}{100} = 0,242;$$

$$9. b_p = \frac{600}{200} = 3,0;$$

$$10. h_p = \frac{120}{750} = 0,16;$$

$$11. \bar{A} = (3,0 - 1) \cdot 0,16 = 0,320;$$

$$12. \beta = 0,320 + 0,242 = 0,562;$$

$$13. \xi = -0,562 + \sqrt{0,562^2 + 2 \cdot 0,242 + 0,320 \cdot 0,16} = 0,360.$$

14. Calculul  $I_{bt}$  se efectuează direct.;

$$17. 0,360 > 0,16$$

$$18. I_{bt} = \frac{3,0 \cdot 0,360^3 - (3,0 - 1) (0,360 - 0,16)^3}{3} + 0,242 (1 - 0,360)^2 \times \\ \times 200 \cdot 750^3 = 1,185 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$19. \sigma_s \text{ max} = \frac{3,40 \cdot 10^8}{1,185 \cdot 10^{10}} \cdot 0,360 \cdot 750 = 7,75 \text{ N/mm}^2;$$

$$20. \sigma_s = 18,48 \cdot 7,75 \frac{1 - 0,360}{0,360} = 254,6 \text{ N/mm}^2.$$

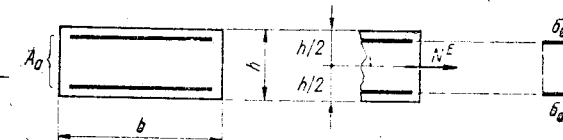
Dacă se efectuează calculul cu ajutorul tabelului 13 C, atunci pentru  $\rho n_s = 100 \alpha = 24,2$ ,  $b_p = 3,0$  și  $h_p = 0,16$ , se găsește în tabel  $k = 0,168$ , cu care:

$$I_{bt} = 0,168 \frac{200 \cdot 750^3}{12} = 1,181 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4.$$

## STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

9.	Întindere centrică și excentrică, încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare și în formă de T
9.0	Notații și relații de calcul generale	

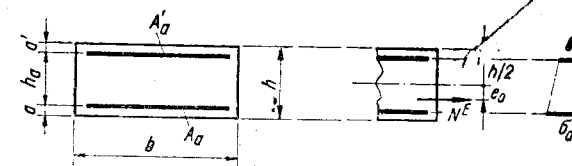
Întindere centrică



$A_a$  — armătura întinsă totală din secțiune

$N^E$  — efortul axial total din încărcările de exploatare

Întindere excentrică cu excentricitate mică



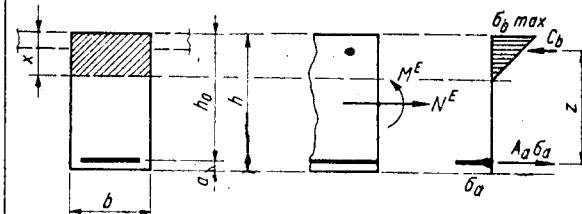
$A_a$  — armătura de la fața cea mai întinsă

$N_{id}^E$  — efortul axial din încărcările de exploatare de lungă durată

$$v = \frac{N_{id}^E}{N^E}$$

$$\rho = \frac{A_a}{bh} 100 (\%)$$

Încovoiere și întindere excentrică cu excentricitate mare



$A_a$  — armătura întinsă

$M^E$  — momentul încovoiător total din încărcările de exploatare

$M_{id}^E$  — momentul încovoiător din încărcările de exploatare de lungă durată

$$v = \frac{M_{id}^E}{M^E}$$

$$\rho = \frac{A_a}{bh_0} 100 (\%)$$

$c$  — grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor;

$d$  — diametrul armăturilor;

$A_{bt}$  — aria de înglobare a armăturilor întinse, care se determină conform schemei 9.1.

$$\rho_s = \frac{A_a}{A_{bt}} 100 (\%)$$

- $\sigma_a$  — efortul unitar în armătura  $A_a$  din încărcările de exploatare, la nivelul centrului de greutate al armăturii  $A_a$ ;
- $\sigma'_a$  — idem pentru  $A'_a$ ;
- $\alpha_f$  — deschiderea medie a fisurilor;
- $\alpha_f \text{ adm.}$  — valoarea admisibilă a deschiderii medii a fisurilor, care se ia din tabelul 14;
- $\lambda_f$  — distanța între două fisuri consecutive;
- $\psi$  — coeficient prin care se ține seama de influența betonului dintre fisuri și care este egal cu raportul între deformația specifică medie a armăturii ( $\varepsilon_{am}$ ) și deformația specifică a armăturii în dreptul fisurii ( $\varepsilon_a$ ).

Expresii pentru  $\lambda_f$  și  $\psi$ :

Tipul de oțel	Natura sollicitării	$\lambda_f(\text{mm})$	$\psi$
PC 52, PC 60	întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică	$2(c + 0,1 s) + 10 \frac{d}{\rho_t}$	$1 - 0,5(1 - 0,5 v) B$
	încovoiere sau întindere excentrică cu excentricitate mare	$2(c + 0,1 s) + 6,5 \frac{d}{\rho_t}$	
OB 37	întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică	$2(c + 0,1 s) + 20 \frac{d}{\rho_t}$	$1 - 0,3(1 - 0,5 v) B$
	încovoiere sau întindere excentrică cu excentricitate mare	$2(c + 0,1 s) + 10 \frac{d}{\rho_t}$	

unde:

$s$  — distanța între axele armăturilor, conform schemei 9.1.

$$B = \frac{1,5 A_{bt} R_t}{A_a \sigma_a} \leq 1$$

Dacă se folosesc armături de mai multe diametre, în expresia  $\lambda_f$  se înlocuiește  $d/\rho_t$  cu  $A_{bt}/25 \sum \pi d$ .

Pentru  $\psi$ , în locul valorilor calculate cu expresiile din tabel se pot folosi valorile aproximative date în tabelul 16 din anexă în funcție de  $v$  și  $\rho_t$ .

Notații și relații suplimentare pentru plăci armate cu plase sudate:

$l_l$  — distanța între barele longitudinale

$l_t$  — distanța între barele transversale.

$d_e$  — diametrul barelor longitudinale.

$d_t$  — diametrul barelor transversale.

Distanța între fisuri:  $\lambda_f = n_t l_t$  ( $n_t$  = număr întreg, definit conform schemei 9.5).

$\psi = 0,8$  dacă  $n_t \leq 2$  și  $v \leq 0,5$ ;

$\psi = 1,0$  în celelalte cazuri.

Observații

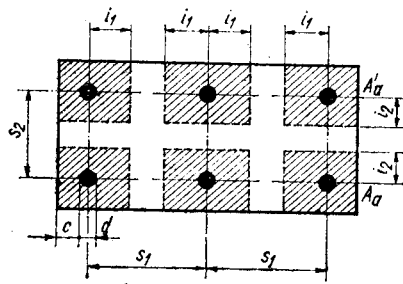
În situațiile când cu armăturile dimensionate pe baza calculului în starea limită de rezistență condiția  $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm.}$  nu este îndeplinită, este necesară modificarea armării. Dacă diferențele sînt mici, încadrarea în condiția  $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm.}$  se poate realiza cu menținerea aceleiași cantități de armătură, micșorînd diametrul barelor. La diferențe mai importante, devine necesară și mărirea cantității de armătură, caz care intervine de regulă la elementele cu  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,1 \text{ mm}$ .

**Atențiune!** O mărire a secțiunii de beton a elementului nu duce la o reducere a deschiderii fisurilor

STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

9	Întindere centrică și excentrică, încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare și în formă de T
9.1	Stabilirea ariei de înglobare a armăturilor ( $A_{bt}$ ) și a valorii $s$ din expresia $\lambda_f$	Se dau: $b, h, A_a (A'_a), c, d$ , pozițiile armăturilor Se cer: $A_{bt}, (A'_{bt}), s$ din expresia $\lambda_f$

Tirant:

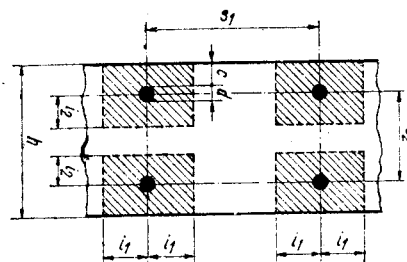


$$i_1 = 7,5 d \leq \frac{s_1}{2}$$

$$i_2 = 7,5 d \leq \frac{s_2}{2}$$

Cînd  $s_1 \neq s_2$ , în expresia lui  $\lambda_f$  se ia  $s_{max}(s_1, s_2)$

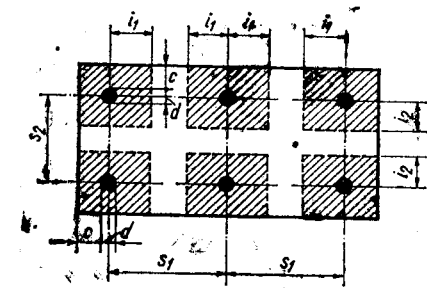
Perete cilindric:



$A_{bt}$  — aria hașurată totală

Întindere centrică (armare simetrică)

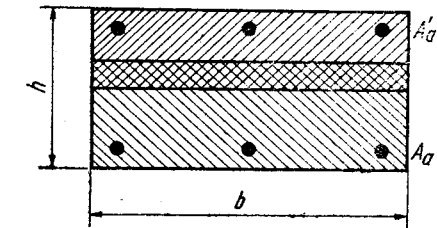
Întindere excentrică, cu excentricitate mică (armare nesimetrică)



a. Cazul cînd ariile de înglobare ale armăturilor  $A_a$  și  $A'_a$  nu se întrepătrund  
 $A_{bt}$  — suma ariilor hașurate care înglobează armăturile  $A_a$   
 $A'_{bt}$  — suma ariilor hașurate care înglobează armăturile  $A'_a$

$$i_1 = 7,5 d \leq \frac{s_1}{2} \quad i_2 = 7,5 d \leq \frac{s_2}{2}$$

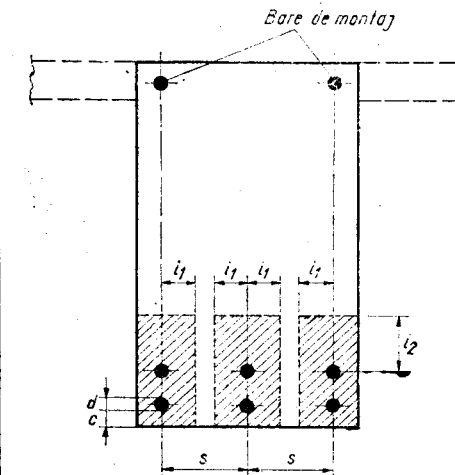
Cînd  $s_1 \neq s_2$ , în expresia lui  $\lambda_f$  se ia  $s_{max}(s_1, s_2)$



b. Cazul cînd ariile de înglobare ale armăturilor  $A_a$  și  $A'_a$  se întrepătrund

$$A_{bt} = bh \frac{A_a \sigma_a}{A_a \sigma_a + A'_a \sigma'_a}$$

Încovoiere sau întindere excentrică cu excentricitate mare (simplă armare)



$$i_1 = 7,5 d \leq \frac{s}{2};$$

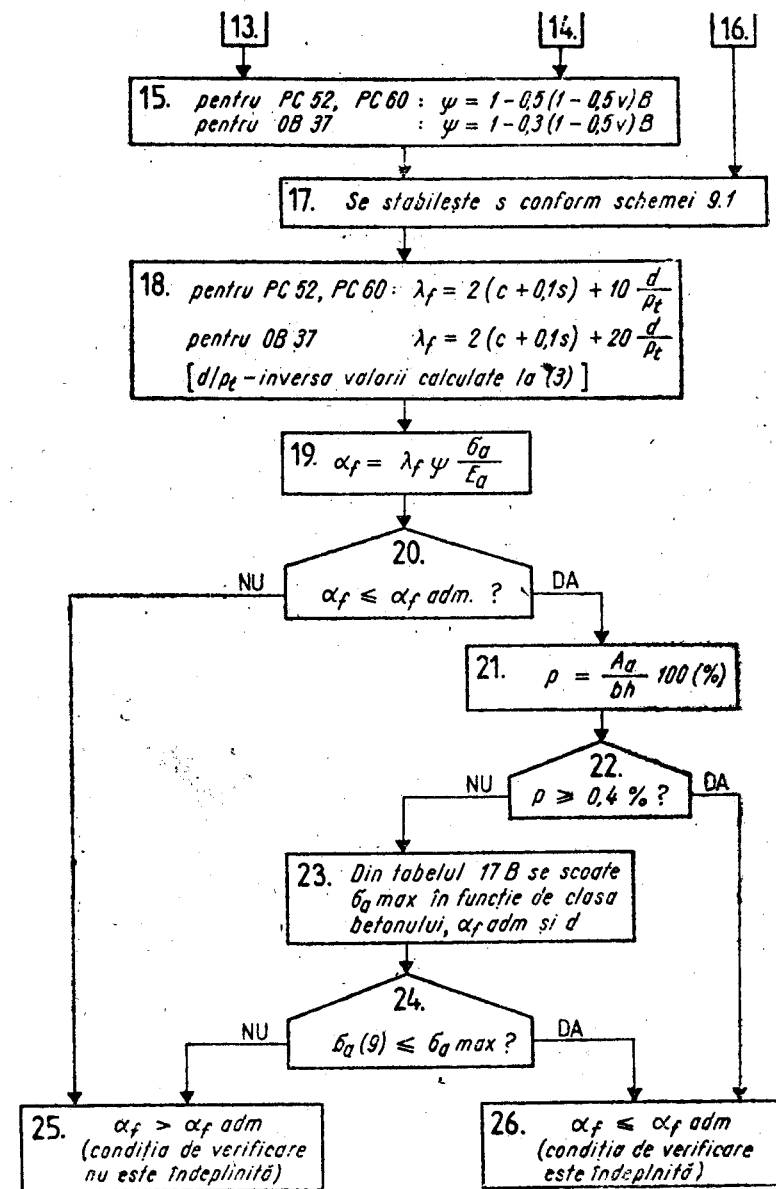
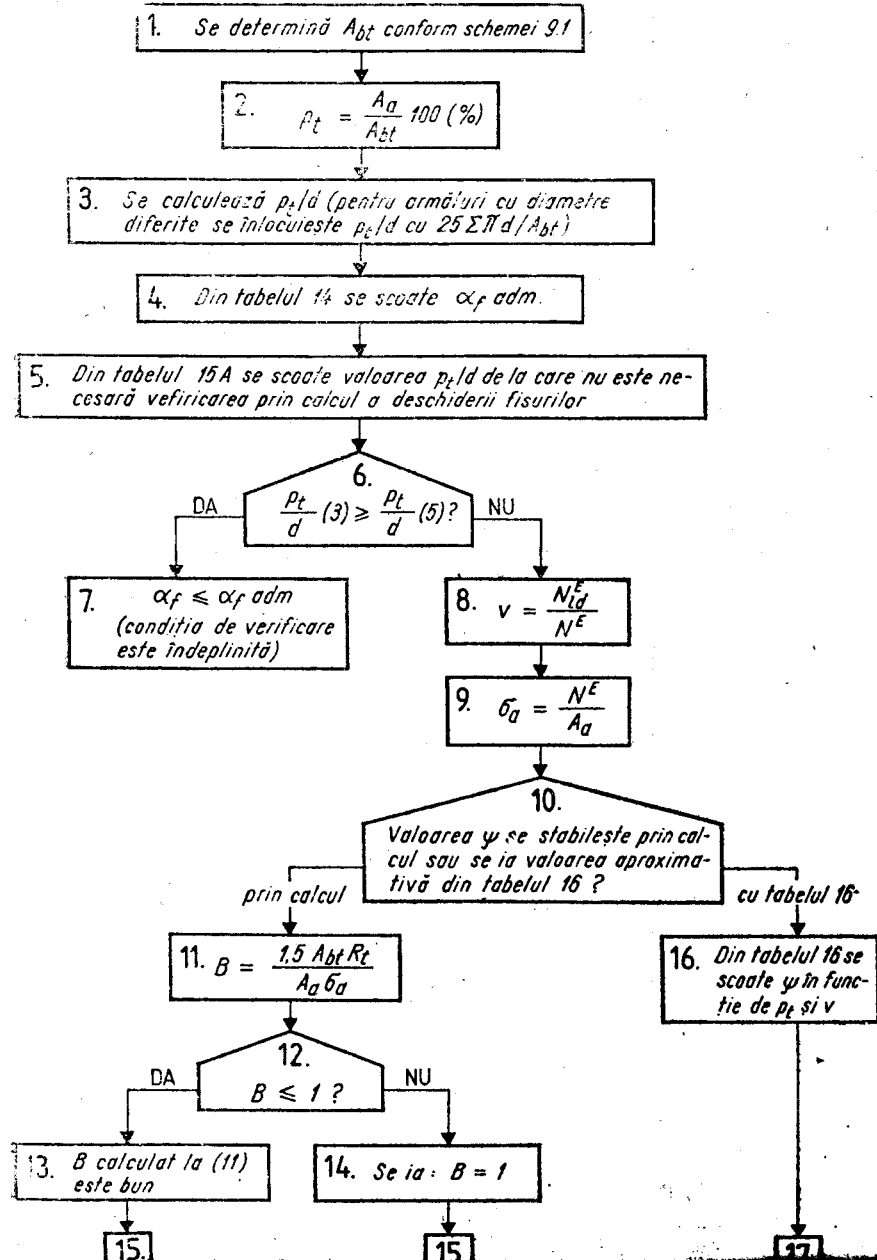
$$i_2 = 7,5 d$$

$A_{bt}$  — aria hașurată totală

STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

Schema 9.2. (continuare)

9	Verificare la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
9.2	Întindere centrică	Se dau: $N^E, N_{td}^E, A_b, A_a, R_t, E_a, c, d$ Se cere verificarea: $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm.}$ ?



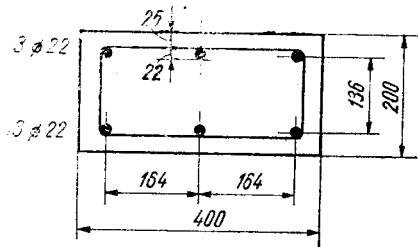
Observație

Operațiile 23-26 se referă la verificarea suplimentară cerută de paragraful 3.8.3.2 din STAS 10. 107/0-90 pentru elemente cu procente de armare reduse.



### Exemplu de calcul la schema 9.2

Pentru tirantul cu secțiunea din figură, făcând parte din structura prefabricată a unui depozit deschis (fără pereți), să se verifice dacă  $\alpha_f \leq$



$\leq \alpha_f \text{ adm. } N^E = 630 \text{ kN} = 630\,000 \text{ N};$   
 $N_{td}^E = 378 \text{ kN} = 378\,000 \text{ N};$  Beton:  
 Bc. 20. Din tabelul 1, cazul c,  $R_t = 0,95$   
 $\text{N/mm}^2$ ; Oțel: PC 60 ( $E_a = 210.000$   
 $\text{N/mm}^2$ );

$c = 25 \text{ mm}; A_a = 6 \cdot \varnothing 22 = 2281 \text{ mm}^2$

1. Distanțele între armături sînt notate în figură:  $s_1 = 164 \text{ mm}$ . Din

schema 9.1 rezultă  $i_1 = i_2 = 7,5 \cdot 22 = 165 \text{ mm}; i_1 \leq \frac{164}{2} = 82 \text{ mm}$  și

$i_2 \leq \frac{136}{2} = 68 \text{ mm}$ , deci se iau  $i_1 = 82 \text{ mm}, i_2 = 68 \text{ mm}$  (întreaga secțiune a tirantului este activă ca arie de înglobare a armăturilor).

$$A_{bt} = 200 \cdot 400 = 80\,000 \text{ mm}^2$$

$$2. \rho_t = \frac{2281}{80\,000} \cdot 100\% = 2,85\%$$

$$3. \frac{\rho_t}{d} = \frac{2,85}{22} = 0,130$$

4. Din tabelul 14, pentru construcții deschise (expuse intemperiilor), se găsește  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm}$ .

5. Din tabelul 15 A, pentru  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm}$  se găsește  $\rho_t/d = 0,185$ .

$$6. \frac{\rho_t}{d} (3) = 0,130 < \frac{\rho_t}{d} (5) = 0,185;$$

$$8. v = \frac{378}{630} = 0,60;$$

$$9. \sigma_a = \frac{630\,000}{2281} = 276 \text{ N/mm}^2$$

10. Valoarea coeficientului  $\psi$  se stabilește prin calcul.

$$11. B = \frac{1,5 \cdot 80.000 \cdot 0,95}{2281 \cdot 276} = 0,181;$$

$$12. B = 0,181 < 1;$$

$$13. B = 0,181.$$

$$15. \psi = 1 - 0,5 (1 - 0,5 \cdot 0,60) 0,181 = 0,937;$$

$$17. s = \max. (136; 164) = 164 \text{ mm};$$

$$18. \lambda_f = 2 (25 + 0,1 \cdot 164) + \frac{10}{0,130} = 160 \text{ mm};$$

$$19. \alpha_f = 160 \cdot 0,937 \frac{276}{210\,000} = 0,197 \text{ mm};$$

$$20. \alpha_f = 0,197 < \alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm};$$

$$21. \rho = \rho_t = 2,85\%;$$

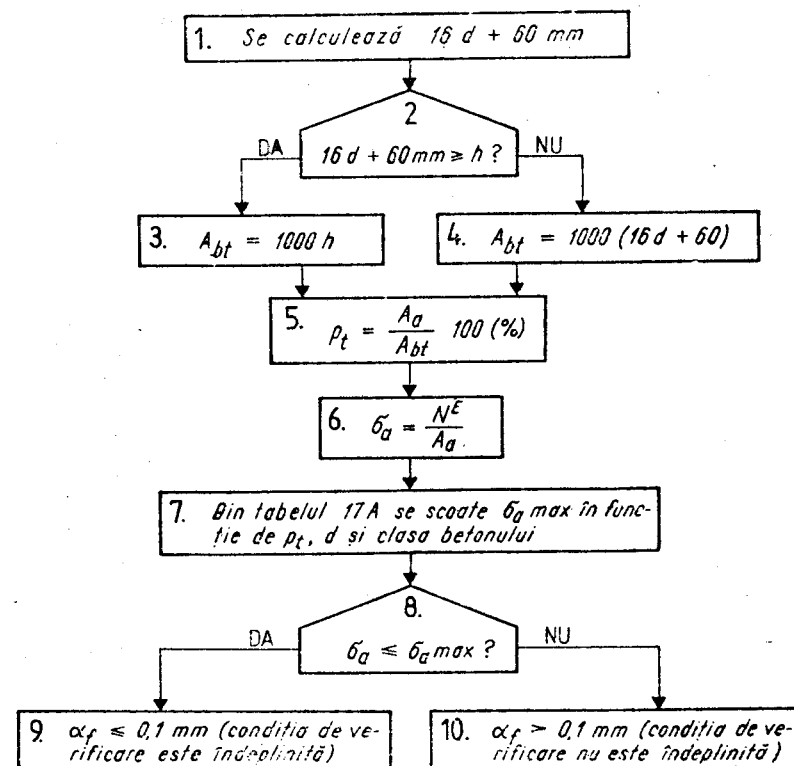
$$22. \rho = 2,85\% > 0,4\%;$$

$$23. \alpha_f < \alpha_f \text{ adm.}$$

### STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

9	Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
9.3	Întindere centrică (calcul direct cu tabelul 17 A pentru pereți de recipienti)	Se dau: $N^E = N_{td}^E, h, \text{clasa betonului}, A_a, d, c = 30 \text{ mm}, \alpha_f \text{ adm.} = 0,1 \text{ mm}$ Se cere verificarea: $\alpha_f \leq 0,1 \text{ mm}?$

Schema 9.3 cuprinde față de cazul general din schema 9.2 o organizare simplificată a calculului pentru cazul particular, frecvent întâlnit, al eforturilor inelare în pereții de recipienti cu forme de rotație (cilindrici, tronconici etc.), solicitați la întindere centrică, cu  $\alpha_f \text{ max.} = 0,1 \text{ mm}$ . Calculul cu ajutorul tabelului 17 A include atit verificarea cu relația generală (19) din schema 9.2, cit și verificarea suplimentară cu relația (24) din schema 9.2 (pentru cazul cînd procentul de armare este sub 0,4%).

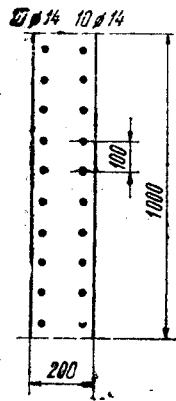


**Observație.**

Dacă grosimea stratului de acoperire cu beton  $c$  diferă de 30 mm, atunci în operațiile (1) ... (4) se înlocuiește 60 mm cu  $2c$ .

**Exemplu de calcul la schema 9.3**

Să se verifice condiția  $\alpha_f \leq 0,1$  mm pentru o fișie inelară de 1 m lățime a unui rezervor de apă cilindric, cu dimensiile și armarea din figură.



$N^E = 445 \text{ kN/m} = 445\,000 \text{ N/m}$ ; Beton: Bc 20; Oțel: PC 52.

$$A_a = 2 \cdot 10 \cdot \pi \cdot 14^2 / 4 = 3\,079 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

$$\alpha_f \text{ adm.} = 0,1 \text{ mm}; c = 30 \text{ mm}.$$

$$1. \quad 16 \cdot 14 + 60 = 284 \text{ mm};$$

$$2. \quad 284 \text{ mm} > h = 200 \text{ mm};$$

$$3. \quad A_{bt} = 1000 \cdot 200 = 200\,000 \text{ mm}^2;$$

$$5. \quad p_t = \frac{3\,079}{200\,000} \cdot 100\% = 1,54\%$$

$$6. \quad \sigma_a = \frac{445\,000}{3\,079} = 145 \text{ N/mm}^2$$

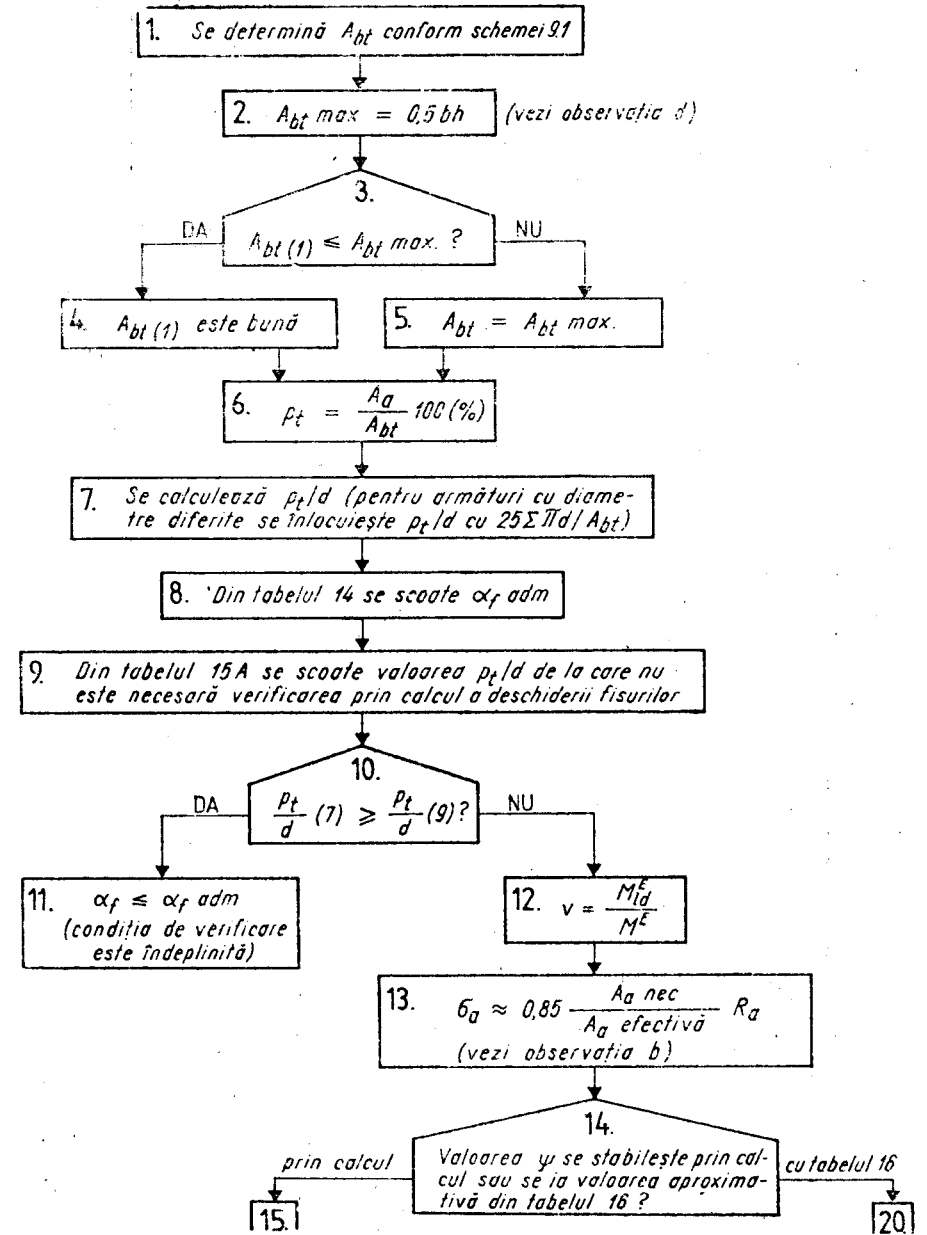
7. Din tabelul 17 A, pentru Bc 20,  $p_t = 1,54\%$  și  $d = 14$  mm, se găsește  $\sigma_a \text{ max} = 146 \text{ N/mm}^2$ ;

$$8. \quad \sigma_a = 145 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a \text{ max} = 146 \text{ N/mm}^2.$$

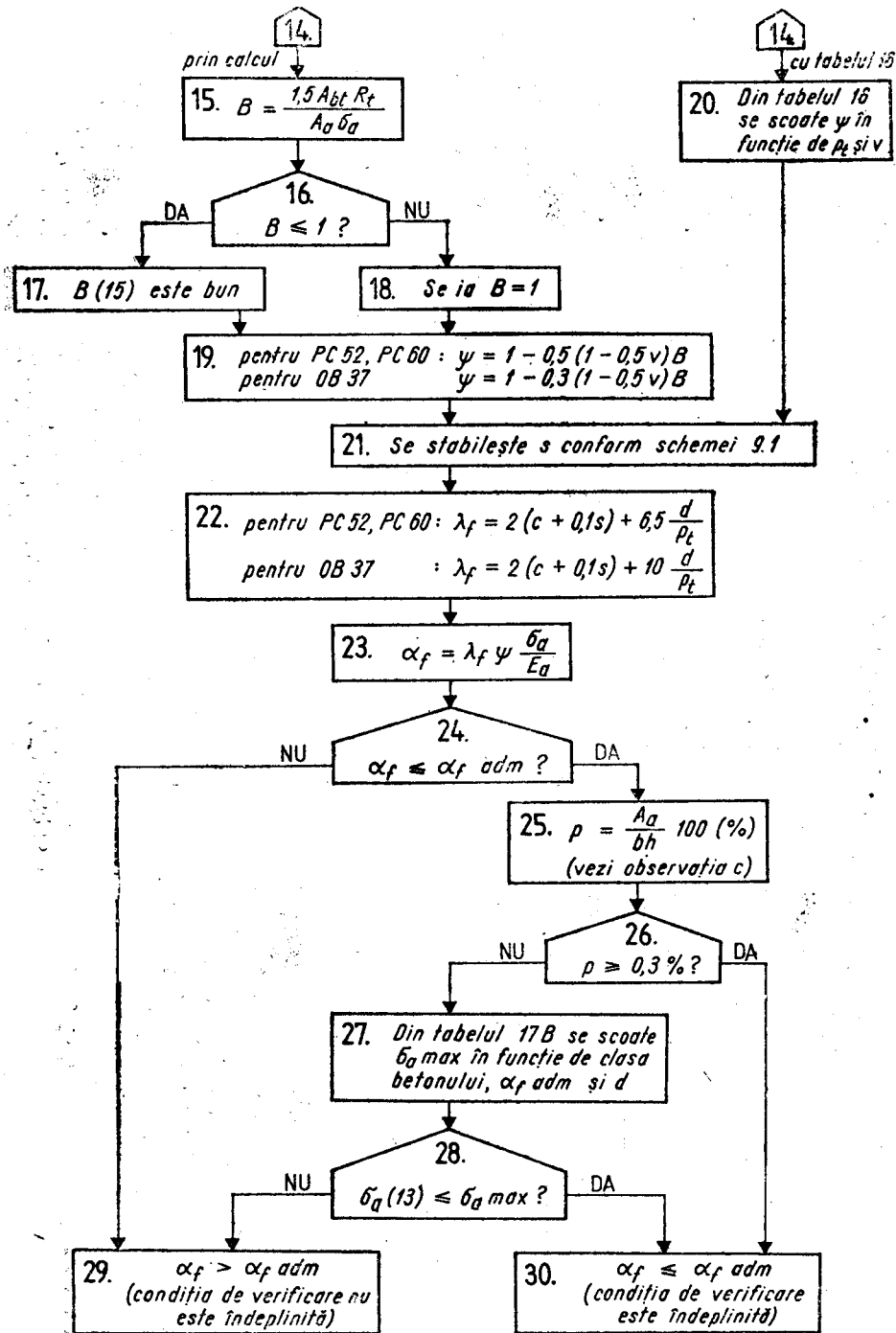
$$9. \quad \alpha_f < 0,1 \text{ mm}.$$

**STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR**

9	Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T, simplu armate, cu armături din bare laminare
9.4	Încovoiere	Se dau: $M^E, M_{td}^E, b, h, A_a \text{ nec.}, A_a \text{ efectivă}, c, d$ Se cere verificarea $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm.}$ ?



Schema 9.4 (continuare)



Observații

a. Operațiile 27 ... 30 se referă la verificarea suplimentară cerută la paragraful 3.8.3.2 din STAS 10 107/0-90 pentru elemente cu procente reduse de armare.

b. La operația (13),  $\sigma_a$  poate fi determinat mai riguros utilizând schemele 8.2, 8.3, în care se ia  $n_e = E_a / \psi E'_b$ .

c. La operația (25) procentul de armare pentru compararea cu (26) s-a luat în mod simplificator în raport cu  $bh$  și nu cu  $bh_0$  cum este definit în mod general, deoarece  $h_0$  nu mai intervine în restul calculului în schema 9.4.

d. La elementele cu secțiune în formă de T, dacă se admite că zona întinsă ajunge pînă la nivelul centrului de greutate al secțiunii de beton simplu, rezultă  $A_{bt \text{ max.}} > 0,5 bh$ . Întrucît însă de regulă  $A_{bt}$  determinată conform schemei 9.1 nu ajunge să depășească  $0,5 bh$ , s-a păstrat pentru simplificare la operația (2) condiția  $A_{bt \text{ max.}} \leq 0,5 bh$  și pentru acest caz.

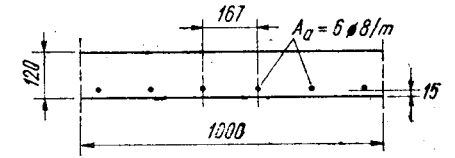
Exemplu de calcul la schema 9.4

Pentru placa avînd secțiunea și armarea din figură, să se verifice dacă este respectată condiția  $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm}$ . Placa face parte din structura unei platforme exterioare (în aer liber).

$M^E = 5,9 \text{ kN/m}$ ;  $M_{td}^E = 3,6 \text{ kN/m}$ .

Beton: Bc 20 ( $R_t = 0,95 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ ).



Secțiunea de armătură necesară din calcul la starea limită de rezistență este:  $A_a \text{ nec.} = 260 \text{ mm}^2/\text{m}$ ; armătura efectivă:  $A_a = 6 \text{ } \varnothing 8/\text{m} = 301 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

1. Calculul  $A_{bt}$  și  $p_t$  se face pentru o fișie de placă de lățime egală cu distanța între armături ( $b = 167 \text{ mm}$ ). Conform schemei 9.1:  $s_1 = 167 \text{ mm}$ ;  $i_1 = 7,5 \cdot 8 = 60 \text{ mm} < s_1/2 = 83 \text{ mm}$ ;  $i_2 = i_1 = 60 \text{ mm}$ .

$$A_{bt} = \left( c + \frac{d}{2} + i_1 \right) 2i_1 = \left( 15 + \frac{8}{2} + 60 \right) 120 = 9\,480 \text{ mm}^2.$$

2.  $A_{bt \text{ max.}} = 0,5 \cdot 167 \cdot 120 = 10\,000 \text{ mm}^2$ ;

3.  $A_{bt} = 9\,480 \text{ mm}^2 < A_{bt \text{ max.}} = 10\,000 \text{ mm}^2$ ;

4.  $A_{bt} = 9\,480 \text{ mm}^2$ ;

6.  $A_a$  (o bară  $\varnothing 8$ ) =  $50,2 \text{ mm}^2$ ;  $p_t = \frac{50,2}{9\,480} \cdot 100\% = 0,53\%$ ;

7.  $\frac{p_t}{d} = \frac{0,53}{8} = 0,066$ .

8. Din tabelul 14, pentru elemente exterioare,  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm}$ .

9. Din tabelul 15 A, pentru  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm}$  și PC 52, se scoate  $\frac{p_t}{d} = 0,075$ ;

10.  $\frac{p_t}{d} (7) = 0,066 < \frac{p_t}{d} (9) = 0,075$ ;

$$12. v = \frac{3,6}{5,9} = 0,61;$$

$$13. \sigma_a \approx 0,85 \frac{260}{301} = 220 \text{ N/mm}^2;$$

14.  $\psi$  se ia din tabelul 16.

20. Din tabelul 16, pentru  $p_t = 0,53\%$  și  $v = 0,61$ , se găsește  $\psi = 0,88$ .

21.  $s = 167 \text{ mm}$ .

22. Pentru PC 52,  $c = 15 \text{ mm}$ ,  $s = 167 \text{ mm}$  și  $\frac{p_t}{d} = 0,066$ , se obține:

$$\lambda_f = 2(15 + 0,1 \cdot 167) + \frac{65}{0,066} = 162 \text{ mm};$$

$$23. \alpha_f = 162 \cdot 0,88 \frac{220}{210\,000} = 0,15 \text{ mm};$$

$$24. \alpha_f = 0,15 \text{ mm} < \alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm};$$

$$25. p = \frac{301}{1\,000 \cdot 120} 100\% = 0,25\%;$$

$$26. p = 0,25\% < 0,3\%;$$

27. Din tabelul 17 B, pentru  $\alpha_f \text{ adm} = 0,2 \text{ mm}$ , Bc 20 și  $d = 8 \text{ mm}$ , se găsește  $\sigma_a \text{ max.} = 223 \text{ N/mm}^2$ .

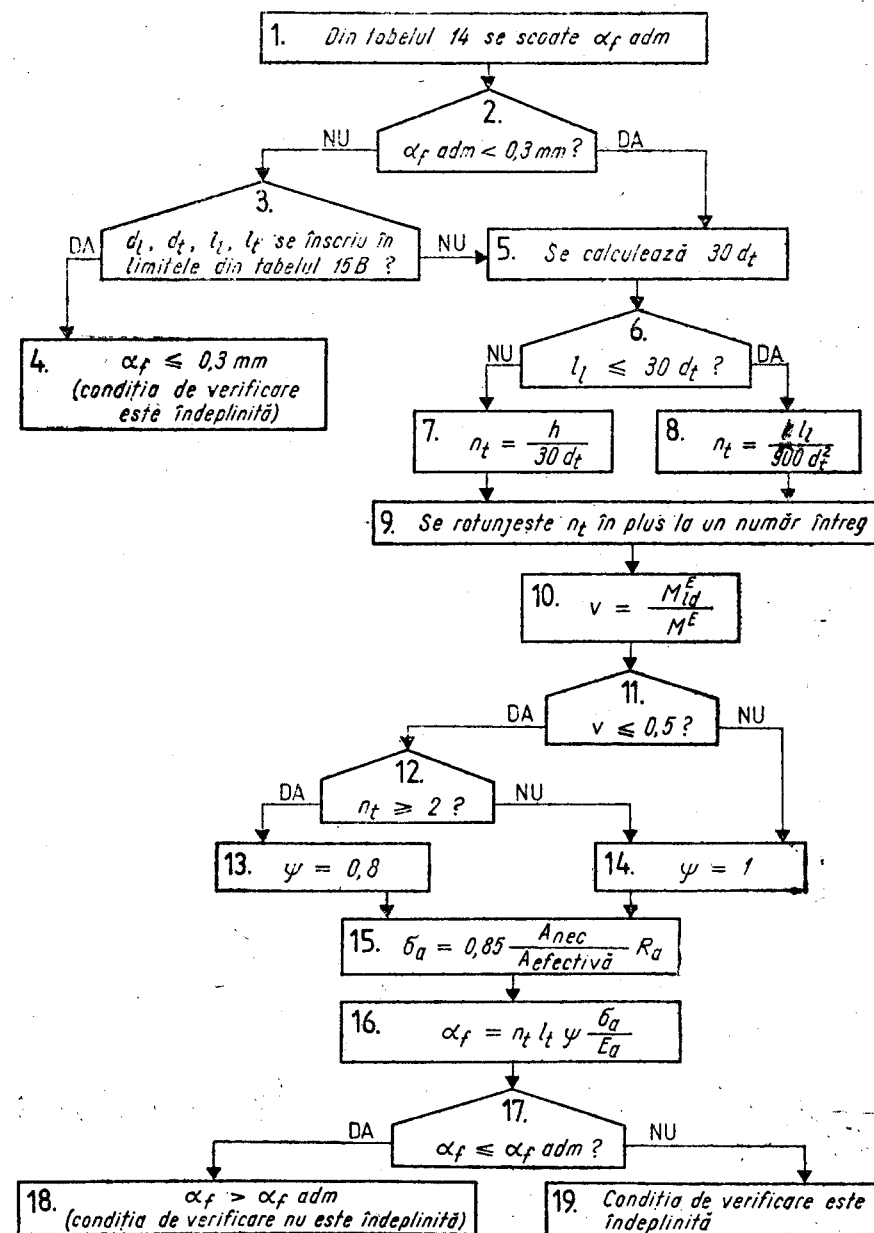
$$28. \sigma_a(13) = 220 < \sigma_a \text{ max.} = 223 \text{ N/mm}^2.$$

$$30. \alpha_f \leq \alpha \text{ adm.}$$

Se observă că în acest caz, datorită verificării suplimentare necesare în cazul elementelor cu procente reduse de armare, condiția (28) este satisfăcută la limită, deși armătura efectivă este cu 16% mai mare decât cea necesară din calculul la starea limită de rezistență.

## STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

9	Verificare la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Plăci armate cu plase sudate din STNB
9.5	Încovoiere	Se dau: $M^B, M_{id}^B, h, A_a, d_t, d_t, l_t, l_t, R_a, E_a$ Se cere verificarea $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm}$ ?



### Exemplu de calcul la schema 9.5

Pentru o placă din beton armat monolit cu grosimea  $h = 80$  mm, armată cu o plasă sudată de tipul 105 GQ 106 (longitudinal și transversal  $\varnothing 4,5$  la 150 mm) și solicitată de un moment încovoietor  $M^E = 2,0$  kNm/m, din care  $M_{td}^E = 1,0$  kNm/m, se cere să se verifice dacă  $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm.}$  Placa este situată într-un spațiu interior al unei clădiri civile.

Din calculul la stare limită de rezistență a rezultat  $A_a \text{ nec.} = 99 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Armătura efectivă:  $A_a = 106 \text{ mm}^2/\text{m}$ ,  $R_a = 370 \text{ N/mm}^2$ ;  $E_a = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

1. Din tabelul 4, pentru plăci în spații interioare  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,3 \text{ mm}$ .

2. Nu.

3.  $d_t = d_t = 4,5 \text{ mm}$ ;  $l_t = l_t = 150 \text{ mm}$ . Plasa nu se încadrează în limitele date în tabelul 15 B.

5.  $30 d_t = 30 \cdot 4,5 = 135 \text{ mm}$ ;

6.  $l_t = 150 \text{ mm} > 135 \text{ mm}$ ;

7.  $n_t = \frac{80}{30 \cdot 4,5} = 0,59$ ;

9.  $n_t = 1$ ;

10.  $v = \frac{1,0}{2,0} = 0,5$ ;

11. Da.

12.  $n_t = 1 < 2$ ;

14.  $\psi = 1$ ;

15.  $\sigma_a = 0,85 \frac{99}{106} 370 = 293,7 \text{ N/mm}^2$ ;

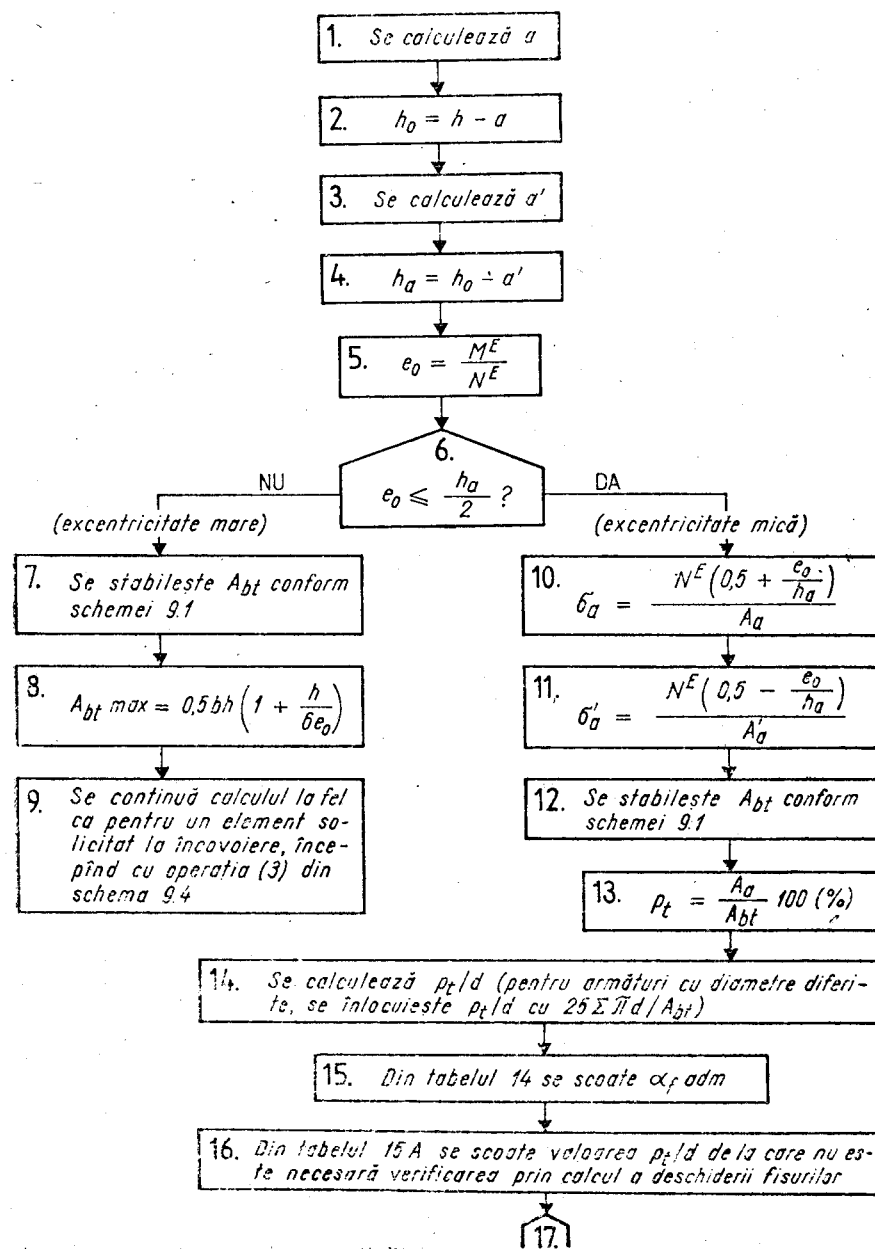
16.  $\alpha_f = 1 \cdot 150 \cdot 1 \frac{293,7}{200\,000} = 0,22 \text{ mm}$ .

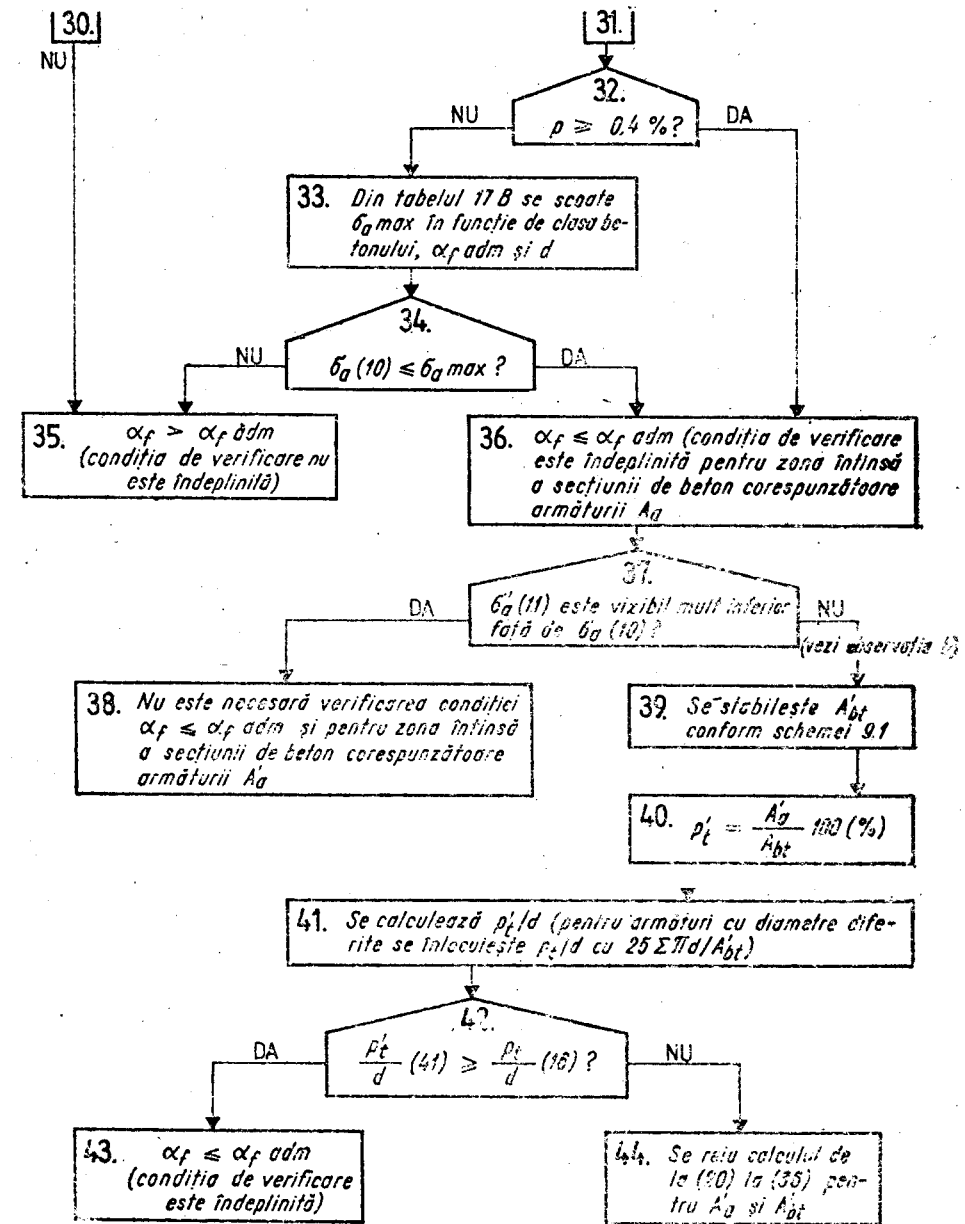
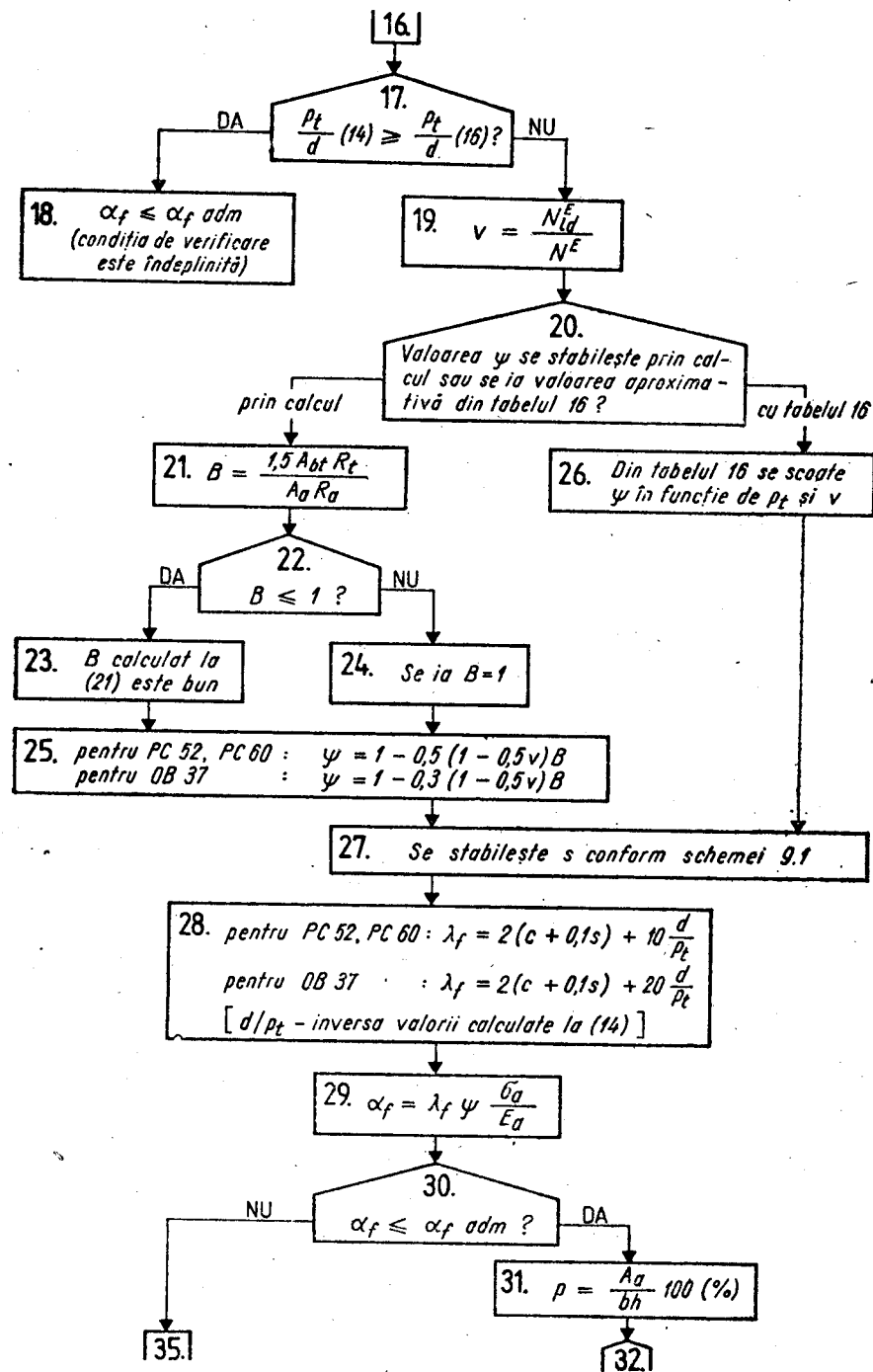
17.  $\alpha_f = 0,22 \text{ mm} < \alpha_f \text{ adm.} = 0,3 \text{ mm}$

19. Condiția de verificare este îndeplinită.

### STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

9	Verificare la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
9,6	Întindere excentrică	Se dau: $N^E, N_{td}^E, M^E, M_{td}^E, b, h, A_a, A'_a, c, d, R_t, R_a, E_a$ . Se cere: verificarea $\alpha_f < \alpha_f \text{ adm.}$ ?





Observații

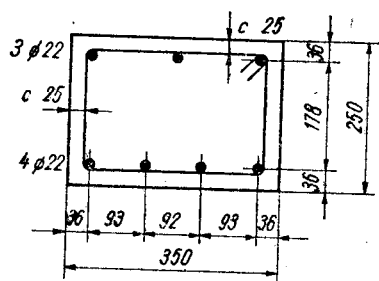
a. Operațiile 32—36 se referă la verificarea suplimentară cerută la paragraful 3.8.3.2 din STAS 10 107/0-90 pentru elemente cu procente reduse de armare.

b. Necesitatea operațiilor 39—44 intervine în cazuri rare, la secțiuni armate nesimetric, când  $A'_a$  este insuficientă în raport cu  $A_a$ .

### Exemple de calcul la schema 9.6

#### I. Excentricitate mică

Pentru tirantul unei ferme de acoperiș a unui depozit deschis (fără pereți), având secțiunea din figură, se cere să se verifice dacă  $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm.}$



$$N^E = 380 \text{ kN} = 380\,000 \text{ N}; N_d^E = 225 \text{ kN} = 225\,000 \text{ N};$$

$$M^E = 11,4 \text{ kNm} = 11,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm.}$$

Beton: Bc 20 ( $R_t = 0,95 \text{ N/mm}^2$ );

$$\text{Oțel: OB 37 } (R_a = 210 \text{ N/mm}^2, E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2).$$

$$A_a = 4 \text{ } \varnothing 22 = 1\,520 \text{ mm}^2; A'_a = 3 \text{ } \varnothing 22 = 1\,140 \text{ mm}^2.$$

$$1. a = 25 + \frac{22}{2} = 36 \text{ mm};$$

$$2. h_0 = 250 - 36 = 214 \text{ mm};$$

$$3. a' = a = 36 \text{ mm};$$

$$4. h_a = 214 - 36 = 178 \text{ mm};$$

$$5. e_0 = \frac{11,4}{380} = 0,03 \text{ m} = 30 \text{ mm};$$

$$6. e_0 = 30 < \frac{h_a}{2} = \frac{178}{2} = 89 \text{ mm (excentricitate mică)};$$

$$10. \sigma_a = \frac{380\,000 \cdot \left(0,5 + \frac{30}{178}\right)}{1520} = 167 \text{ N/mm}^2;$$

$$11. \sigma'_a = \frac{380\,000 \cdot \left(0,5 - \frac{30}{178}\right)}{1520}$$

$$12. i_1 = i_2 = 7,5 \cdot 22 = 165 \text{ mm}; s_1 = 93 \text{ mm}; s_2 = 178 \text{ mm};$$

$i_1 = 165 > \frac{s_1}{2} = \frac{93}{2} = 46,5 \text{ mm}; i_2 = 165 > \frac{s_2}{2} = \frac{178}{2} = 89 \text{ mm.}$  Deci cu relația din cazul (b) din schema 9.1, pentru elemente solicate la întindere excentrică cu excentricitate mică:

$$A_{\text{req}} = 350 \cdot 250 \frac{1520 \cdot 167}{1520 \cdot 167 + 1140 \cdot 105} = 59\,490 \text{ mm}^2.$$

$$13. p_t = \frac{1520}{59 \cdot 490} 100\%;$$

$$14. \frac{p_t}{d} = \frac{2,55}{22} = 0,116.$$

15. Din tabelul 14 rezultă  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm.}$

16. Din tabelul 15 A, pentru OB 37 și  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm}$ , se găsește:  $\frac{p}{d} = 0,135;$

17.  $0,116 < 0,135;$

$$19. v = \frac{228}{380} = 0,60;$$

20.  $\psi$  se stabilește prin calcul.

$$21. B = \frac{1,5 \cdot 59\,490 \cdot 0,95}{1\,520 \cdot 210} = 0,27;$$

$$22. B = 0,27 < 1;$$

$$23. B = 0,27.$$

$$25. \psi = 1 - 0,3(1 - 0,5 \cdot 0,60)0,27 = 0,94;$$

27.  $s_2 = 178 \text{ mm} > s_1 = 93 \text{ mm}$ , deci se ia  $s = 178 \text{ mm.}$

$$28. \lambda_f = 2(25 + 0,1 \cdot 178) + \frac{20}{0,116} = 258 \text{ mm};$$

$$29. \alpha_f = 258 \cdot 0,94 \frac{167}{210\,000} = 0,193 \text{ mm};$$

$$30. \alpha_f = 0,193 \text{ mm} < \alpha_f \text{ adm} = 0,2 \text{ mm.}$$

$$31. p = \frac{1\,520}{350 \cdot 250} 100\% = 1,73\%;$$

$$32. p = 1,73\% > 0,4\%;$$

$$33. \alpha_f < \alpha_f \text{ adm.}$$

37.  $\sigma'_a$  este mult inferior față de  $\sigma_a$ .

38. Nu este necesară verificarea deschiderii fisurilor și în zona corespunzătoare armăturii  $A'_a$ .

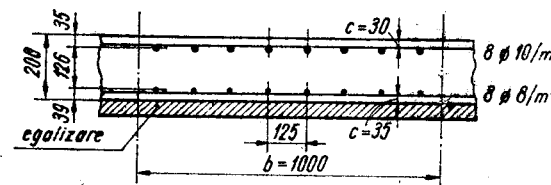
#### II. Excentricitate mare

Pentru placa radierului unui rezervor cilindric, având secțiunea din figură, se cere verificarea condiției  $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm.}$  Eforturile transmise de la peretele cilindric în secțiunea de încadrare în radier:  $N^E = N_d^E = 45 \text{ kN/m} = 45\,000 \text{ N/m}$  (întindere);  $M^E = M_d^E = -13,5 \text{ kNm/m} = -13,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm/m.}$

Beton: Bc 20 ( $R_t = 0,95 \text{ N/mm}^2$ );

Oțel: PC 52 ( $R_a = 300 \text{ N/mm}^2, E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ ).

Armătura întinsă rezultată din calculul la starea limită de rezistență:  $A_a \text{ nec.} = 580 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Armătura efectivă:  $A_a = 8 \text{ } \varnothing 10/\text{m} = 628 \text{ mm}^2/\text{m}$ .



1.  $a = 30 + \frac{10}{2} = 35 \text{ mm};$
2.  $h_0 = 200 - 35 = 165 \text{ mm};$
3.  $a' = 35 + \frac{8}{2} = 39 \text{ mm};$
4.  $h_a = 165 - 39 = 126 \text{ mm}.$
5.  $e_0 = \frac{13,5}{45} = 0,30 \text{ m} = 300 \text{ mm};$
6.  $e_0 = 300 > \frac{h_a}{2} = \frac{126}{2} = 63 \text{ mm}$  (excentricitate mare).
7.  $i_1 = i_2 = 7,5 \cdot 10 = 75 \text{ mm}; s_1 = 125 \text{ mm}; s_2 = 126 \text{ mm}; i_1 = 75 >$   
 $> \frac{s_1}{2} = \frac{125}{2} = 62,5 \text{ mm}; i_2 = 75 > \frac{s_2}{2} = \frac{126}{2} = 63 \text{ mm}.$  Deci  $A_{bt} =$   
 $= b \left( c + \frac{d}{2} + i_2 \right) = 1000 \left( 30 + \frac{10}{2} + 75 \right) = 110\,000 \text{ mm}^2.$

8.  $A_{bt \text{ max.}} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 200 \left( 1 + \frac{200}{6 \cdot 300} \right) = 111\,111 \text{ mm}^2.$

9. Se continuă calculul cu schema 9.4, începînd de la operația (3) din această schemă.

3.  $A_{bt} = 110\,000 < A_{bt \text{ max.}} = 111\,111 \text{ mm}^2;$

4.  $A_{bt} = 110\,000 \text{ mm}^2.$

6.  $\hat{p}_t = \frac{628}{110\,000} 100\% = 0,57\%;$

7.  $\frac{\hat{p}_t}{d} = \frac{0,57}{10} = 0,057;$

8. Din tabelul 14,  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm};$

9. Din tabelul 15 A, pentru  $\alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm}$  și PC 52, se găsește  $\frac{\hat{p}_t}{d} =$   
 $= 0,075.$

10.  $\frac{\hat{p}_t}{d} (7) = 0,057 < \frac{\hat{p}_t}{d} (9) = 0,075;$

12.  $v = \frac{M_{td}^E}{M^E} = 1;$

13.  $\sigma_a \approx 0,85 \frac{580}{628} 300 = 236 \text{ N/mm}^2;$

14.  $\psi$  se ia din tabelul 16.

20. Din tabelul 16, pentru PC 52,  $p_t = 0,57\%$  și  $v = 1,0$ , se găsește  
 $\psi = 0,88;$

21.  $s_2 = 126 > s_1 = 125 \text{ mm}.$  Deci se ia  $s = 126 \text{ mm};$

22.  $\lambda_f = 2(30 + 0,1 \cdot 126) + \frac{6,5}{0,057} = 199 \text{ mm};$

23.  $\alpha_f = 199 \cdot 0,88 \frac{236}{210\,000} = 0,197 \text{ mm};$

24.  $\alpha_f = 0,197 \text{ mm} < \alpha_f \text{ adm.} = 0,2 \text{ mm};$

25.  $p = \frac{628}{1000 \cdot 200} 100\% = 0,31\%;$

26.  $p = 0,31\% > 0,3\%;$

30.  $\alpha_f \leq \alpha_f \text{ adm.}$



STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚIE

10	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T
10.0	Notății	

Pentru caracteristicile secțiunilor sînt valabile aceleași notații ca în schema 8.0.

$q^E$  — încărcarea de exploatare totală;  
 $q_{1d}^E$  — fracțiunea de lungă durată din  $q^E$ ;  
 $q_1^E$  — partea din  $q^E$  care se aplică înainte de executarea elementelor nestructurale;

$v = \frac{q_{1d}^E}{q^E}$  cînd  $q^E$  și  $q_{1d}^E$  sînt distribuite la fel în lungul elementului;

$v = \frac{M_{1d}^E}{M^E}$  cînd  $q^E$  și  $q_{1d}^E$  nu sînt distribuite la fel în lungul elementului;

$M^E$  — momentul încovoietor maxim din  $q^E$ ;

$M_{1d}^E$  — momentul încovoietor maxim din  $q_{1d}^E$ ;

$A_{bt}$  — aria de înglobare a armăturilor întinse, care se determină conform schemei 9.1;

$$p_t = \frac{A_a}{A_{bt}} = 100\%$$

$\psi$  — coeficient prin care se ține seama de influența betonului dintre fisuri și care este egal cu raportul între deformația specifică medie a armăturii ( $\epsilon_{am}$ ) și deformația specifică a armăturii în dreptul fisurii ( $\epsilon_a$ ). În calculul de verificare la starea limită de deformație se admite să se introducă pentru  $\psi$  valorile aproximative date în tabelul 16 în funcție de  $v$  și  $p_t$ ;

$$E'_b = \frac{0,8 E_b}{1 + 0,5 v \bar{\varphi}} \quad (\bar{\varphi} \text{ conform tabelului 4})$$

$$n_e = \frac{E_a}{\psi E'_b}; \quad \alpha = \frac{n_e p}{100}$$

$f_{1d}(q^E)$  — săgeata maximă calculată cu luarea în considerare a deformațiilor în timp (săgeata de lungă durată) din  $q^E$ ;

$f_{sd}(q_1^E)$  — săgeata maximă calculată fără luarea în considerare a deformațiilor în timp (săgeata de scurtă durată) din  $q_1^E$ ;

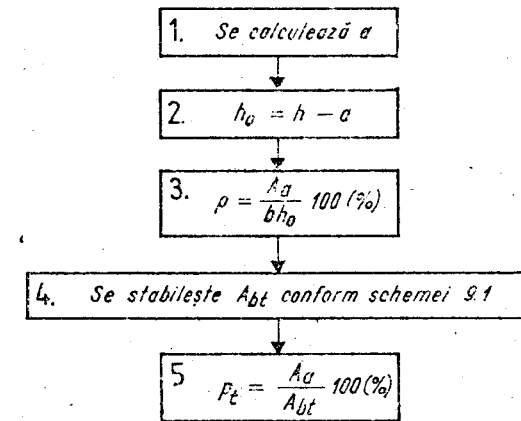
$\Delta_f = f_{1d}(q^E) - f_{sd}(q_1^E)$  — suplimentul de săgeată care se produce după executarea elementelor nestructurale și influențează comportarea acestora;

$\Delta f. adm.$  — suplimentul de săgeată admisibil, conform tabelului 18.

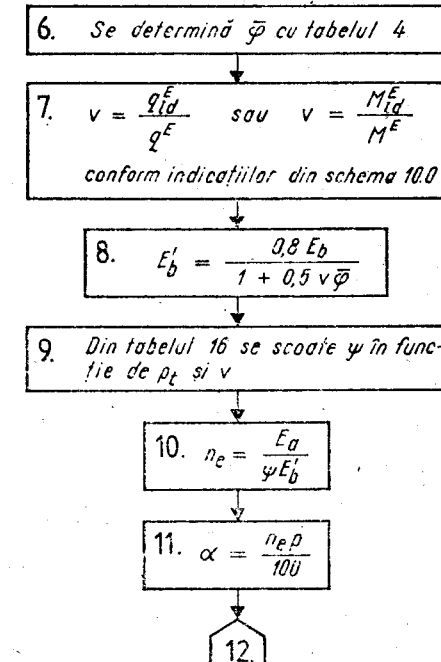
STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚIE

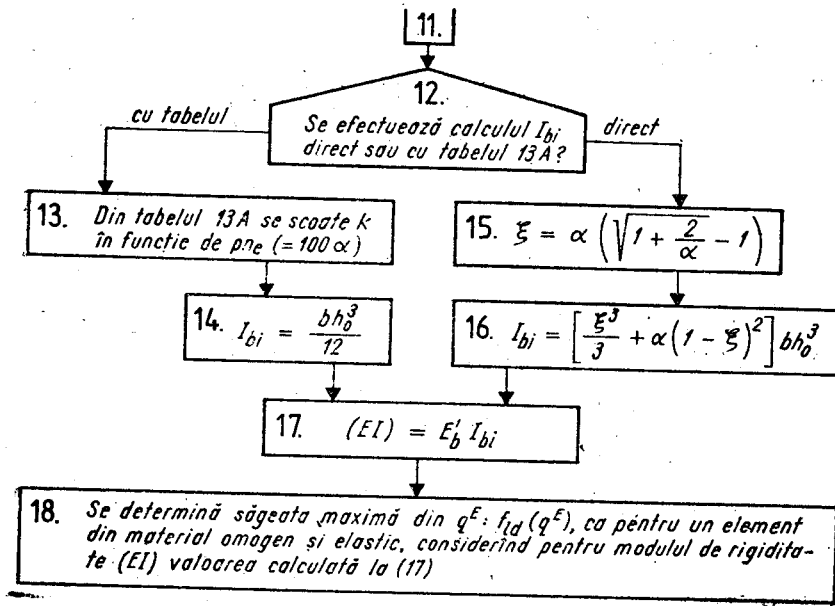
10	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare simplu armate
10.1	Verificarea săgeții	Se dau: $q^E, q_{1d}^E, q_1^E, b, h, A_a, E_a, E_b, \Delta f adm.$ (conform tab. 18) Se cere: verificarea $\Delta f \leq \Delta f adm.?$

I. Date geometrice

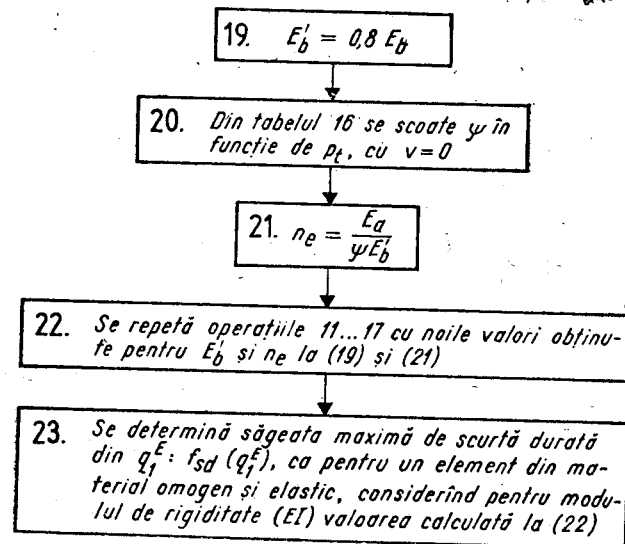


II. Calculul săgeții maxime de lungă durată din  $q^E$

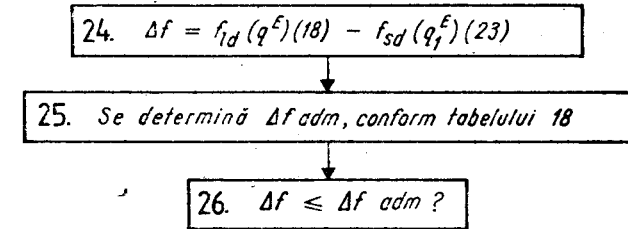




III. Calculul săgeții maxime de scurtă durată din  $q_1^E (v=0)$



IV. Verificarea la starea limită de deformatie

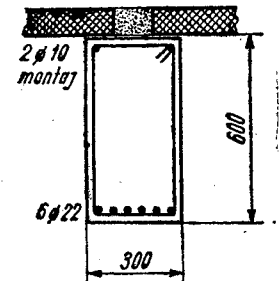
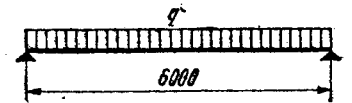


Exmplu de calcul la schema 10.1

Să se verifice săgeata maximă pentru grinda de planșeu cu secțiune dreptunghiulară din figură, simplu rezemată la capete, cu o încărcare de exploatare uniform distribuită  $q^E = 60 \text{ kN/m}$ , din care fracțiunea de lungă durată este  $q_{1a}^E = 40 \text{ kN/m}$ , iar  $q_1^E = 35 \text{ kN/m}$ .

Beton: Bc 20 ( $E_b = 27\,000 \text{ N/mm}^2$ ); oțel: PC 52 ( $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ );  $A_a = 6 \text{ } \varnothing 22 = 2\,281 \text{ mm}^2$ .

Grinda se încadrează în cazul  $\Delta f_{adm} = l/500$  din tabelul 18.



I. Date geometrice

1.  $a = 25 + \frac{22}{2} = 36 \text{ mm}$ ;

2.  $h_0 = 600 - 36 = 564 \text{ mm}$ ;

3.  $p = \frac{2\,281}{300 \cdot 564} \cdot 100\% = 1,35\%$ ;

4. Conform schemei 9.1, rezultă  $A_{bt} = 300(36 + 7,5 \cdot 22) = 60\,300 \text{ mm}^2$ ;

5.  $p_t = \frac{2\,281}{60 \cdot 300} \cdot 100\% = 3,78\%$ .

II. Calculul săgeții  $f_{1a}(q^E)$

6. Din tabelul 4, pentru Bc 20 și condiții normale,  $\bar{\varphi} = \varphi_0 = 3,0$ .

7.  $v = \frac{40}{60} = 0,667$ ;

8.  $E_b^i = \frac{0,8 \cdot 27\,000}{1 + 0,5 \cdot 0,667 \cdot 3,0} \approx 10\,800 \text{ N/mm}^2$ .

9. Din tabelul 16, pentru  $p_t = 3,78\%$  și  $v = 0,0667$  se găsește  $\psi = 1$ .

10.  $n_e = \frac{210\,000}{1 \cdot 10\,800} = 19,44$ ;

$$11. \alpha = \frac{19,44 \cdot 1,35}{100} = 0,262;$$

$I_{bi}$  se calculează cu tabelul 13 A.

13. Din tabelul 13 A, pentru  $p n_c = 100 \alpha = 26,2$  se găsește  $k = 1,28$ .

$$14. I_{bi} = 1,28 \frac{300 \cdot 564^3}{12} = 5,74 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$17. (EI) = 10\,800 \cdot 5,74 \cdot 10^9 = 6,20 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2;$$

$$18. f_{id}(q^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^E l^4}{(EI)}, \text{ unde } q^E = 60 \text{ kN/m} = 60 \text{ N/mm}$$

$$f_{id}(q^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{60 \cdot 6\,000^4}{6,20 \cdot 10^{13}} = 16,3 \text{ mm.}$$

III. Calculul săgeții  $f_{sd}(q_1^E)$

$$E'_b = 0,8 \cdot 27\,000 = 21\,600 \text{ N/mm}^2;$$

20. Din tabelul 16, pentru  $p_t = 3,78\%$  și  $v = 0$ , se găsește  $\psi = 1$ .

$$21. n_c = \frac{210\,000}{1 \cdot 21\,600} = 9,72;$$

22. Se repetă operațiile 11 ... 17 cu  $E'_b = 21\,600 \text{ N/mm}^2$  și  $n_c = 9,72$ .

$$11. \alpha = \frac{9,72 \cdot 1,35}{100} = 0,131;$$

12.  $I_{bi}$  se calculează cu tabelul 13 A.

13. Din tabelul 13 A, pentru  $p n_c = 100 \alpha = 13,1$ , se găsește  $k = 0,82$ .

$$14. I_{bi} = 0,82 \frac{300 \cdot 564^3}{12} = 3,67 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$17. (EI) = 21\,600 \cdot 3,67 \cdot 10^9 = 7,92 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2;$$

$$23. f_{sd}(q_1^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{300 \cdot 6\,000^4}{7,92 \cdot 10^{13}} = 7,5 \text{ mm}$$

IV. Verificarea la starea limită de deformație

$$24. \Delta f = 16,3 - 7,5 = 8,8 \text{ mm.}$$

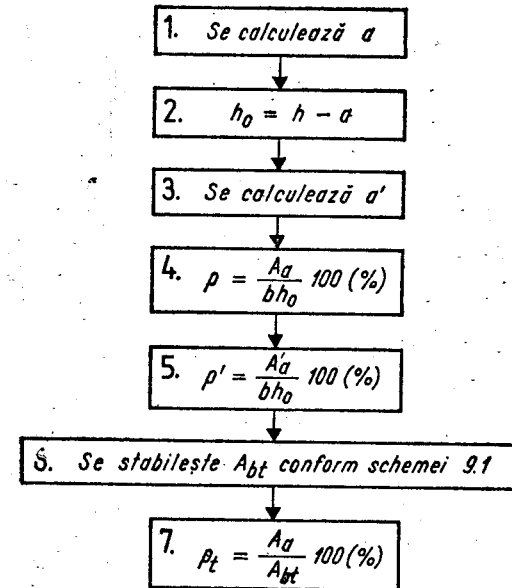
$$25. \text{Din tabelul 18, } \Delta f_{adm.} = \frac{6\,000}{500} = 12 \text{ mm};$$

$$26. \Delta f = 8,8 \text{ mm} < \Delta f_{adm.} = 12 \text{ mm.}$$

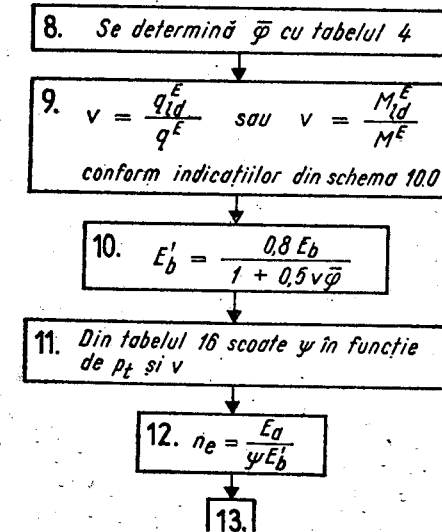
## STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚIE

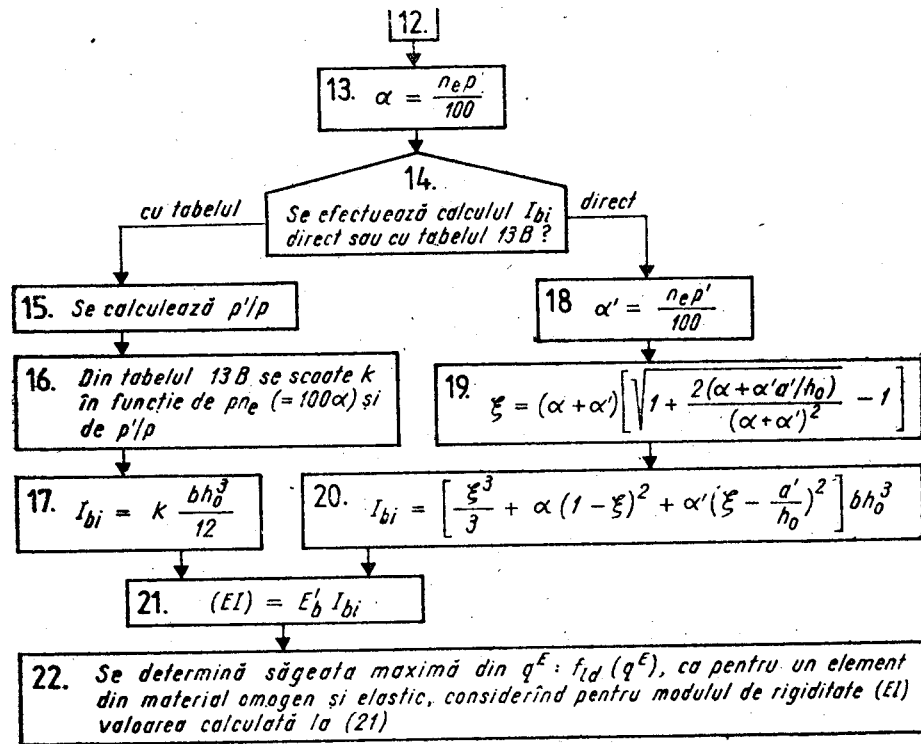
10	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
10.2	Verificarea săgeții	Se dau: $q^E, q_{id}^E, q_1^E, b, h, A_s, A'_s, E_s, E_b, \Delta f_{adm.}$ (conform tab. 18) Se cere: verificarea $\Delta f \leq \Delta f_{adm.}$ ?

### I. Date geometrice

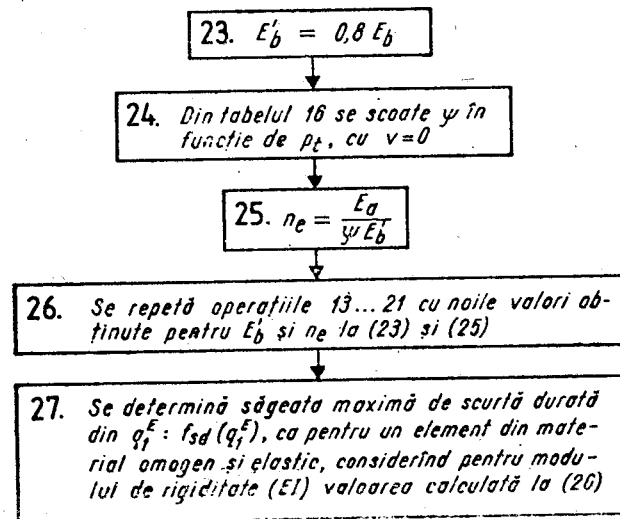


### II. Calculul săgeții maxime de lungă durată din $q^E$

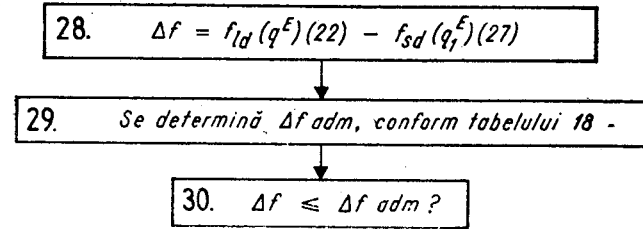




III. Calculul săgeții maxime de scurtă durată din  $q_t^E$  ( $v=0$ )



IV. Verificarea la starea limită de deformatie



Exemplu de calcul la schema 10.2

Să se verifice săgeata maximă pentru grinda de planșeu din exemplul la schema 10.1, în situația când ar fi dublu armată, cu  $A_s' = 3 \varnothing 16 = 603 \text{ mm}^2$ .

I. Date geometrice

1.  $a = 25 + \frac{22}{2} = 36 \text{ mm}$ ;
2.  $h_0 = 600 - 36 = 564 \text{ mm}$ ;
3.  $a' = 25 + \frac{16}{2} = 33 \text{ mm}$ .
4.  $p = \frac{2 \cdot 281}{300 \cdot 564} \cdot 100\% = 1,35\%$ ;
5.  $p' = \frac{603}{300 \cdot 564} \cdot 100\% = 0,36\%$ .

Din exemplul la schema 10.1: 6-7  $A_{bi} = 60.300 \text{ mm}^2$  și  $p_t = 3,78\%$ .

II. Calculul săgeții  $f_{td}(q^E)$

Din exemplul la schema 10.1: 8...13.  $\bar{\varphi} = 3,0$ ;  $v = 0,667$ ;

$E_b' = 10 \cdot 800 \text{ N/mm}^2$ ;  $\psi = 1$ ;  $n_e = 19,44$ ;  $\alpha = 0,262$ .

14.  $I_{bi}$  se calculează cu tabelul 13 B.

15.  $\frac{p'}{p} = \frac{0,36}{1,35} = 0,267$ .

16. Din tabelul 13 B, pentru  $p \cdot n_e = 100 \alpha = 26,2$  și  $p'/p = 0,267$ , se găsește:  $k = 1,43$ .

17.  $I_{bi} = 1,43 \cdot \frac{300 \cdot 564^3}{12} = 6,41 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$ ;

21.  $(EI) = 10 \cdot 800 \cdot 6,41 \cdot 10^9 = 6,92 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$ ;

22.  $f_{td}(q^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{60 \cdot 6 \cdot 000^4}{6,92 \cdot 10^{13}} = 14,6 \text{ mm}$ .

### III. Calculul săgeții $f_{sa}(q_1^E)$

Din exemplul la schema 10.1: 23 și 25 și 11 ... 16.  $E'_b = 21\,600\text{ N/mm}^2$ ;

$$\psi = 1; n_e = 9,72; \alpha = 0,131.$$

14.  $I_{bi}$  se calculează cu tabelul 13 B.

$$15. \frac{p'}{p} = 0,267.$$

16. Din tabelul 13 B, pentru  $p n_e = 100$   $\alpha = 13,1$  și  $p'/p = 0,267$ , se găsește:  $k = 0,85$ .

$$17. I_{bi} = 0,85 \frac{300 \cdot 564^3}{12} = 3,81 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$21. (EI) = 21\,600 \cdot 3,81 \cdot 10^9 = 8,23 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2;$$

$$27. f_{sa}(q_1^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{35 \cdot 6\,000^4}{8,23 \cdot 10^{13}} = 7,2 \text{ mm}.$$

### IV. Verificarea la starea limită de deformare

$$28. \Delta f = 14,6 - 7,2 = 7,4 \text{ mm}.$$

29.  $\Delta f_{adm.}$  (la fel ca în exemplul la schema 10.1) = 12 mm.

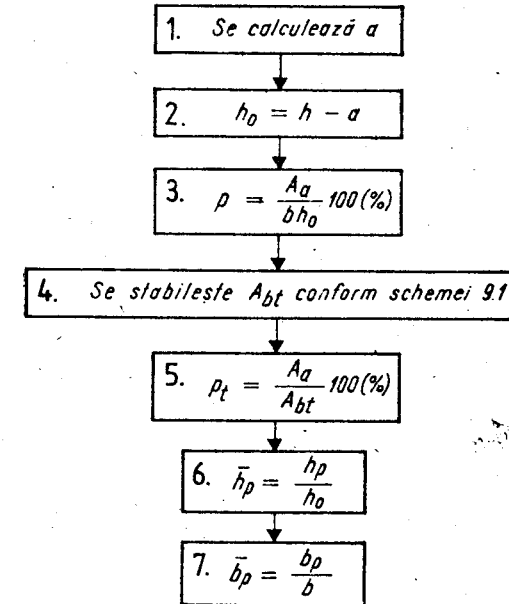
$$30. \Delta f = 7,4 \text{ mm} < \Delta f_{adm.} = 12 \text{ mm}.$$

Comparind cu rezultatul obținut pentru aceeași grindă când este simplu armată, se observă că săgeata a scăzut cu 16% datorită sporului de rigiditate pe care îl aduce armarea din zona comprimată.

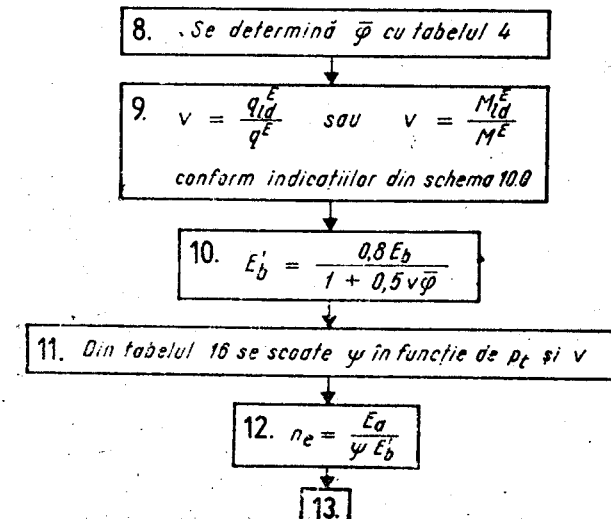
## STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚIE

10	Încovoiere	Secțiuni în formă de T simplu armate
10.3	Verificarea săgeții	Se dau: $q^E, q_{1a}^E, q_1^E, h, h_p, b, b_p$ (stabilită conform schemei 1.7), $A_a, E_a, E_b, \Delta f_{adm.}$ (conform tabelului 18) Se cere: verificarea $\Delta f \leq \Delta f_{adm.}$ ?

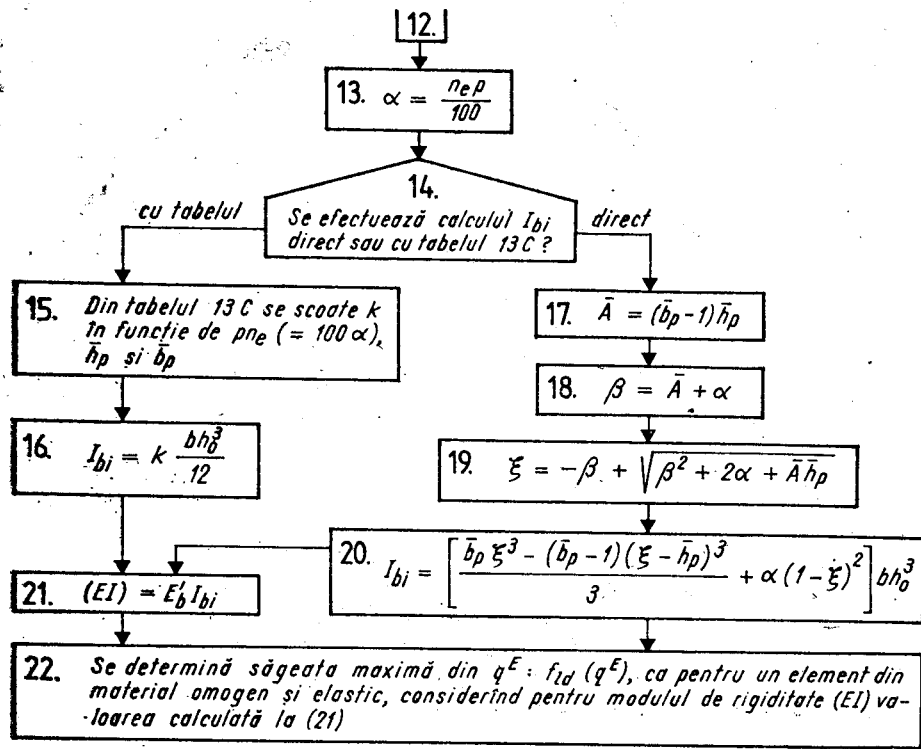
### I. Date geometrice



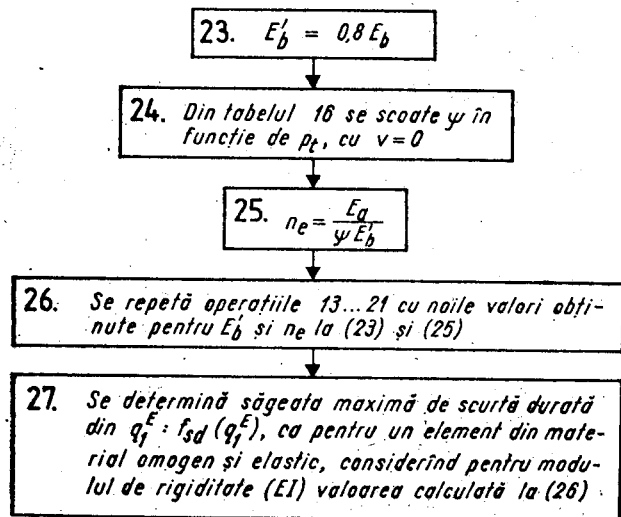
### II. Calculul săgeții maxime de lungă durată din $q^E$



Schema 10.3 (continuare)

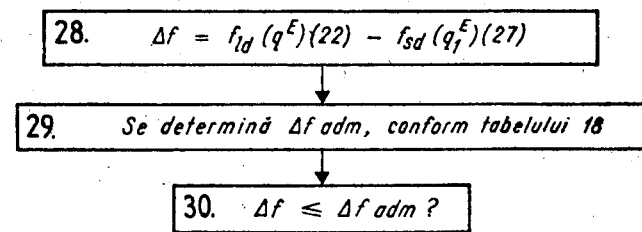


III. Calculul săgeții maxime de scurtă durată din  $q_f^E (v=0)$



Schema 10.3 (continuare)

IV. Verificarea la starea limită de deformare



Observație

În cazul special al grinzilor de rulare, pentru care conform tab. 18 verificarea la starea limită de deformare se face cu relația  $f(q^0) \leq f_{adm}$ , unde  $q^0$  este încărcarea considerată în calculul la oboseală, — ciclul III din schema 10.3 nu intervine. Verificarea finală se face comparând săgeata calculată la (22) cu  $f_{adm}$ .

Exemplu de calcul la schema 10.3

Să se verifice săgeata maximă a grinzii din figură, simplu rezemată la capete, cu o încărcare de exploatare uniform distribuită  $q^E = 50 \text{ kN/m}$ , din care fracțiunea de lungă durată este  $q_{1a}^E = 35 \text{ kN/m}$ , iar  $q_1^E = 20 \text{ kN/m}$ .

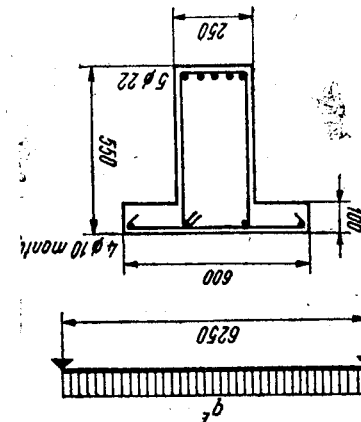


Fig. S.10.3

Beton: Bc 20 ( $E_b = 27\,000 \text{ N/mm}^2$ ); oțel: PC 60 ( $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ ).  
 $A_a = 5 \varnothing 22 = 1\,900 \text{ mm}^2$ .

Grinda se încadrează în cazul  $\Delta f = adm. = l/500$  din tabelul 18.

I. Date geometrice

1.  $a = 25 + \frac{22}{2} = 36 \text{ mm};$

2.  $h_0 = 550 - 36 = 514 \text{ mm};$

$$8. \rho = \frac{1\,900}{250 \cdot 514} 100\% = 1,48\%;$$

$$4. \text{Conform schemei 9.1 rezultă } A_{bt} = 250(36 + 7,5 \cdot 22) = 50\,250 \text{ mm}^2;$$

$$5. \rho_t = \frac{1\,900}{50 \cdot 250} 100\% = 3,78\%;$$

$$6. \bar{h}_p = \frac{100}{514} = 0,195; \quad 7. \bar{b}_p = \frac{600}{250} = 2,40.$$

### II. Calculul săgeții $f_{ia}(q^E)$

8. Din tabelul 4, pentru Bc 20 și condiții normale,  $\bar{\varphi} = \varphi_0 = 3,0$ .

$$9. v = \frac{35}{50} = 0,70;$$

$$10. E'_s = \frac{0,8 \cdot 27\,000}{1 + 0,5 \cdot 0,70 \cdot 3,0} \approx 10\,540 \text{ N/mm}^2;$$

11. Din tabelul 16, pentru  $\rho_t = 3,78\%$  și  $v = 0,70$ , se găsește  $\psi = 1$ .

$$12. n_e = \frac{210\,000}{1 \cdot 10\,540} = 19,92;$$

$$13. \alpha = \frac{19,92 \cdot 1,48}{100} = 0,295;$$

14.  $I_{bt}$  se calculează cu tabelul 13 C.

15. Din tabelul 13 C,  $\rho n_e = 100 \alpha = 29,5$ ,  $\bar{h}_p = 0,195$  și  $\bar{b}_p = 2,40$ , se găsește  $k = 1,85$ .

$$16. I_{bt} = 1,85 \frac{250 \cdot 514^3}{12} = 5,23 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$21. (EI) = 10\,540 \cdot 5,23 \cdot 10^9 = 5,51 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2;$$

$$22. f_{ia}(q^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{50 \cdot 6\,250^4}{5,51 \cdot 10^{13}} = 18,0 \text{ mm}.$$

### III. Calculul săgeții $f_{sa}(q^I)$

$$23. E'_s = 0,8 \cdot 27\,000 = 21\,600 \text{ N/mm}^2;$$

24. Din tabelul 16, pentru  $\rho_t = 3,78\%$  și  $v = 0$ , se găsește  $\psi = 1$ .

$$25. n_e = \frac{210\,000}{1 \cdot 21\,600} = 9,72.$$

26. Se repetă operațiile 13 ... 21 cu  $E'_s = 21\,600 \text{ N/mm}^2$  și  $n_e = 9,72$ ;

$$13. \alpha = \frac{9,72 \cdot 1,48}{100} = 0,144;$$

14.  $I_{bt}$  se calculează cu tabelul 13 C.

15. Din tabelul 13 C, pentru  $\rho n_e = 100 \alpha = 14,4$ ,  $\bar{h}_p = 0,195$  și  $\bar{b}_p = 2,40$ , se găsește  $k = 1,09$ .

$$16. I_{bt} = 1,09 \frac{250 \cdot 514^3}{12} = 3,08 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$21. (EI) = 21\,600 \cdot 3,08 \cdot 10^9 = 6,65 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2;$$

$$28. f_{sa}(q^I) = \frac{5}{384} \cdot \frac{20 \cdot 6\,250^4}{6,65 \cdot 10^{13}} = 6,0 \text{ mm}.$$

### IV. Verificarea la starea limită de deformație

$$29. \Delta f = 18,0 - 6,0 = 12,0 \text{ mm};$$

$$30. \Delta f_{adm.} = \frac{6\,250}{500} = 12,5 \text{ mm};$$

$$31. \Delta f = 12,0 \text{ mm} < \Delta f_{adm.} = 12,5 \text{ mm}.$$

## 8.

# PREVEDERI DE ALCĂTUIRE PENTRU ELEMENTELE DE BETON ARMAT

### 8.1. ARMĂTURI. CLASIFICARE

#### 8.1.1. Clasificarea armăturilor după rolul pe care îl îndeplinesc

Din punctul de vedere al rolului pe care îl îndeplinesc, armăturile elementelor structurale din beton armat sînt clasificate în STAS 10 107/0-90 (paragraful 1.2.1) în următoarele categorii:

a. *Armături de rezistență*, care sînt dimensionate pe bază de calcul, pentru preluarea unor eforturi, cu respectarea unor condiții de maximum și minimum referitoare la procentele de armare, diametrele barelor și distanțele între bare. Rezultă că și în situațiile în care armăturile sînt cantitativ dictate de condițiile de limitare inferioară a armării (procent minim de armare, diametre minime ale barelor, distanțe maxime între bare), deci se înscriu în așa numita „armare minimă constructivă”, ele se mențin totuși în categoria armăturilor de rezistență.

b. *Armături de confinare* (etrieri, frete), care prin efectul lor de limitare a deformațiilor transversale ale zonelor comprimate de beton îndeplinesc rolul de a spori capacitatea de deformare post-elastică și rezistența acestora. Din mecanismul confinării, descris în subcapitolul 2.4, rezultă că gradul de confinare a betonului prin etrieri depinde nu numai de procentul de armare transversală, ci și de distanțele între etrieri în lungul elementului și de distanțele între ramurile de etrier în secțiunea transversală.

c. *Armături constructive*, a căror dimensionare nu rezultă în mod explicit dintr-un calcul de rezistență, dar sînt necesare pentru preluarea unor solicitări care nu pot fi cuantificate prin calculele curente, în vederea asigurării unei comportări corespunzătoare a elementelor sub aspectul rezistenței, regimului de fisurare și ductilității. Un exemplu îl constituie barele de repartiție ale plăcilor armate pe o singură direcție, care pe de o parte servesc pentru preluarea momentelor încovoietoare după direcția perpendiculară pe deschiderea de calcul (în special sub acțiunea încărcărilor locale neluate în considerare ca atare în calcul), iar pe de altă parte au și rolul de a îmbunătăți regimul de fisurare a plăcii după direcția respectivă din acțiunea contracției betonului.

d. *Armături de montaj*, cu rolul principal de a menține poziția celorlalte armături pînă la întărirea betonului.

Aceeași armătură poate îndeplini, simultan sau succesiv, mai multe din aceste funcții. Exemple:

— etrierii unei grinzi au atît rolul de armătură de rezistență, fiind dimensionați, din calculul la forță tăietoare, cît și pe cel de confinare a zonei comprimate, iar pînă la întărirea betonului servesc și ca armătură de montaj, susținînd barele longitudinale de la partea superioară a secțiunii;

— barele longitudinale de la partea superioară a unei grinzi prefabricate reprezintă armături de montaj pînă la întărirea betonului, apoi pot avea un rol de armătură de rezistență în timpul decofrării, transportului și montajului, iar în construcția terminată devin armături constructive.

Din cele arătate este important de reținut în concluzie că toate categoriile de armături au în anumite situații un rol de asigurare a rezistenței, rigidității sau ductilității, cele denumite armături de rezistență diferind de celelalte categorii numai prin aceea că dimensionarea lor rezultă în mod explicit din calculele de rezistență curente.

#### 8.1.2. Clasificarea armăturilor după modul de asamblare

Pentru ansamblul armăturilor unui element de beton armat se folosesc denumirile:

— *carcasă*, în cazul elementelor liniare (grinzi, stîlpi, arce, bulbii de la capetele diafragmelor), la care armăturile longitudinale și cele transversale formează un ansamblu cu caracter spațial;

— *plasă*, în cazul elementelor de suprafață (plăci, inimile diafragmelor, pereți de recipienți etc.)

După modul cum sînt asamblate, carcassele și plasele de armătură se clasifică în:

a. *plase sau carcasse din bare montate individual* și legate la intersecții cu sîrmă, asamblarea făcîndu-se după posibilități fie sub forma de plase sau carcasse preasamblate în atelier, fie direct la fața locului, pe (în) cofraj;

b. *plase sau carcasse sudate*, executate pe cale industrială și la care legăturile între bare, la intersecții, se realizează cu suduri prin puncte.

Pe lîngă avantajele sub aspectul industrializării execuției (reducerea consumului de manoperă, viteza ridicată de execuție), carcassele și plasele sudate prezintă și avantajul unei ancorări mai bune a armăturii în beton, ceea ce pe de o parte permite utilizarea de sîrme de înaltă rezistență (STNB, STPB), iar pe de altă parte dă posibilitatea de a se întrerupe în cimpurile elementelor încovoiate barele care nu mai sînt necesare din calcul (fig. 8.1).

Utilizarea eficientă a carcasselor și plaselor sudate produse industrial presupune asigurarea unui grad suficient de repetabilitate. Din acest considerent:

— La elementele prefabricate uzinate, se folosesc carcasse și plase sudate executate direct la dimensiunile elementelor respective și confecționate de regulă în atelierele proprii ale fabricilor de prefabricate.

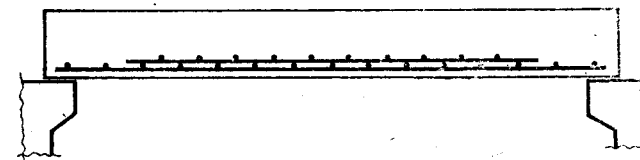


Fig. 8.1



— Pentru elementele monolite se utilizează carcasa și plasa sudate produse în industrie pe baza unui sortiment tipizat. În acest domeniu, o aplicație mai largă își găsește plasele sudate pentru armarea elementelor de suprafață, care sînt mai ușor de folosit deoarece sortimentul lor nu este practic condiționat de necesitatea unei tipizări a elementelor structurale respective. În România, plase sudate se produc de către Industria Sîrmei Buzău, după gama de tipuri, dată de Instrucțiunile tehnice [117] și din care tipurile mai frecvent folosite denumite „de uz general”, sînt arătate în tabelul 20 din anexa prezentului îndrumător.

## 8.2. GROSIMEA STRATULUI DE ACOPERIRE CU BETON A ARMĂTURILOR

### 8.2.1. În condițiile obișnuite de mediu

În tabelul 8.1. este dată clasificarea elementelor structurale după gradul de expunere la acțiunea intemperiei și a umidității, în condiții obișnuite de mediu, conform STAS 10.107/0—90, paragr. 6.1.2.

În funcție de încadrarea în categoriile I—IV din tabelul 8.1, în tabelul 8.2. sînt date pentru elemente din betoane de clasă  $\geq$  Bc 20 grosimile minime admise pentru stratul de acoperire cu beton a armăturilor, conform STAS 10.107/0—90, paragraf 6.1.3. În cazul elementelor din Bc 10 sau Bc 15, valo-

Tabelul 8.1

Categoria	Definire
I	Elemente situate în spații închise (fețele spre interior ale elementelor structurale din clădiri civile, inclusiv cele din grupurile sanitare și bucătăriile apartamentelor de locuit și din hale industriale închise, cu umidități relative interioare $\leq$ 75%). Elemente în contact cu exteriorul, dacă sînt protejate prin tencuire sau printr-un alt strat de protecție echivalent.
II	Elemente situate în aer liber, neprotejate, cu excepția celor expuse la îngheț și dezgheț în stare umezită. Elemente aflate în spații închise cu umiditate relativă interioară peste 75%; hale industriale cu umiditate superioară acestei limite, acoperișurile rezervoarelor și bazinelor, grupurile sanitare și bucătăriile din construcțiile de utilizare publică, subsolurile neîncălzite ale clădirilor etc.
III	Elemente situate în aer liber, expuse la îngheț și dezgheț în stare umezită Elemente situate în spații închise în halele industriale cu condens tehnologic (hale cu degajări de aburi etc.). Fețele elementelor în contact cu apa sau cu alte lichide fără agresivitate chimică (exemple: pereții și fundul rezervoarelor, bazinelor și cuvelor castelelor de apă. Fețele în contact cu pămîntul ale elementelor prefabricate și ale celor monolite turnate în cofraj (grinzi, stâlpi, pereți etc.) sau pe beton de egalizare.
IV	Fețele în contact cu pămîntul ale elementelor din beton armat monolit turnate direct în săpături (fundatii, ziduri de sprijin etc.).

riile minime date în tabel se sporesc cu 5 mm. Totodată, în toate cazurile grosimea acoperirii cu beton a armăturilor longitudinale va fi de cel puțin 1,2d (d — diametrul armăturilor).

Tabelul 8.2

Armături	Tipul de element	Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton, în mm, pentru elemente din betoane de clasă $\geq$ Bc 20, din categoriile (conform tab. 8.1.):					
		I		II		III	IV
		monolite sau preturnate pe șantier	prefabricate uzinate	monolite sau preturnate pe șantier	prefabricate uzinate		
longitudinale	Plăci plane și curbe Nervuri dese cu lățime $\leq$ 150 mm ale planșelor	10	10	15	15	20	—
	Pereți	15 (30)	10	20 (30)	15	30	45
	Grinzi, stâlpi, bulbii diafragmelor (pereților structurali)	25	20	30	25	35	—
	Fundații Fundurile rezervoarelor și ale cuvelor castelelor de apă	—	—	—	—	35	45
transversale	Etrieri Bare transversale ale carcaselor sudate	15	10	15	15	20	25

Observații și precizări la tabelul 8.2.

a. Valorile din paranteze sînt date pentru grosimea acoperirii cu beton a armăturilor de rezistență la pereții turnați în cofraj glisant.

b. La elementele structurale (grinzi, stâlpi etc.) din categoriile I și II care au la bază o porțiune pe care devin subterane, intrînd în categoria III, se poate menține și pe această porțiune aceeași grosime a stratului de acoperire cu beton ca și în partea supraterană, realizînd diferența de grosime a stratului de acoperire necesară în partea subterană prin tencuire, cu mortar de ciment de marcă  $\geq$  M 100.

c. La panourile mari prefabricate de fațadă, grosimea acoperirii cu beton depinde de natura finisajelor și a termoizolațiilor. Precizări în acest sens se dau în prescripțiile pentru proiectarea clădirilor din panouri mari și în proiectele tip de astfel de clădiri.

d. Pentru elementele din categoria IV, grosimile sporite cerute pentru stratul de acoperire cu beton au în vedere și neplaneitățile inevitabile ale suprafeței de contact dintre elementul de beton armat și pămînt. Valorile date în tabel se referă și la cazul cînd elementele respective sînt în contact cu apa subterană, dacă aceasta nu prezintă agresivitate chimică.

e. La elementele din categoria III care se află în contact direct cu lichide, dacă la fața de contact cu lichidul sînt protejate prin tencuire sau prin placare cu faianță, se poate reduce grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton, adoptîndu-se valorile date în tabel pentru elementele din categoria II.

f. La elementele din categoria II, grosimile minime ale acoperirii cu beton date în tabel se sporesc cu 5 mm dacă sînt realizate din beton cu agregate ușoare.

g. Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor longitudinale va fi de regulă multiplu de 5 mm, obținută prin rotunjirea în plus sau cu cel mult 2 mm în minus a valorii determinate pe baza prevederilor de mai sus.

h. La plăci și la pereți, grosimile minime ale stratului de acoperire cu beton date în tabelul 8.2 și condiția  $\geq 1,2 d$ , precum și prevederea de la pct. g se raportează la armăturile de pe primul rînd.

### 8.2.2. În zona de influență a salinității maritime de pe litoralul Mării Negre

Măsurile speciale pentru proiectarea și execuția structurilor din beton armat în zona litoralului Mării Negre sînt prevăzute în normativul [109], anexa VII-3, în funcție de regimul de expunere a elementelor structurale la agresivitatea apei sau a atmosferei și de gradul de agresivitate al acestora.

Regimurile de expunere la agresivitatea apei de mare pentru elementele situate în contact direct cu apa sînt clasificate în:

- normal (N): beton aflat permanent sub nivelul apei;
- moderat (M): betonul de deasupra zonei de variație a nivelului apei (pe o înălțime a elementului de circa 2 m, respectiv între cotele + 3,00 și + 5,00 m deasupra nivelului mării);

Pentru regimurile de expunere la salinitatea atmosferică, se dă o clasificare în aceleași trei categorii, ale căror definiții nu sînt încă perfect coordonate cu cele din STAS 10.107/0-90, dar care pot fi în mod satisfăcător asimilate cu categoriile I, II și III din tabelul 8.1 din prezentul îndrumător. De aceea, în cele ce urmează prevederile referitoare la grosimile minime ale acoperirii cu beton a armăturilor sînt date pornind de la cele din normativul [109], dar urmărindu-se o corelare a lor cu STAS 10.107/0-90, respectiv cu tabelul 8.2.

Tabelul 8.3

#### a. Elemente expuse la agresivitatea apei de mare

Gradul de agresivitate a apei	Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor (mm)	
	fără folosirea de inhibitori	cu folosirea de inhibitori
slabă	40	cf. tabelului 8.2
intensă	piloți prefabricați	40
	alte elemente	70
		50

#### b. Elemente expuse la agresivitatea atmosferică

Regim de expunere	Categorii corespunzătoare din tab. 8.2	Gradul de agresivitate al atmosferei	Sporuri la grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor față de valorile din tabelul 8.2, în mm, pentru elemente de beton armat:	
			monolite sau preturnate pe șantier	prefabricate uzinate
normal	I	oricare	0.	0.
moderat	II	slabă	5	10
		intensă	10	10
sever	III	slabă	10	10
		intensă	15	10

### 8.2.3. În medii cu agresivitate chimică

În tabelul 8.4 se prezintă principalele gaze cu acțiune agresivă asupra betonului și în continuare principalii agenți corozivi întilniți sub formă de pulberi

Tabelul 8.4

Denumirea gazului	Formula chimică	Concentrație (mg gaz/mc aer)		
Bioxid de sulf	SO <sub>2</sub>	<0,10	0,10-5,0	5,1-50
Hidrogen sulfurat	H <sub>2</sub> S	<0,01	0,01-0,5	0,51-5
Acid fluorhidric	HF	<0,02	0,02-0,5	0,51-5
Clor	Cl <sub>2</sub>	<0,05	0,05-0,5	0,51-2
Acid clorhidric	HCl	<0,05	0,05-1,0	1,1-10
Amoniac	NH <sub>3</sub>	<0,10	0,10-5,0	5,1-50
Oxid de azot	NO, NO <sub>2</sub>	<0,05	0,05-1,0	1,1-10
Grupa de concentrație a gazelor agresive		A	B	C

Pulberi agresive (săruri pulverulente solubile și higroscopice); Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, K<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, CdSO<sub>4</sub>, ZnSO<sub>4</sub>, CaSO<sub>4</sub>, NaCl, KCl, Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, NH<sub>4</sub>Cl; (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>HPO<sub>4</sub>, NH<sub>4</sub>NO<sub>3</sub>, NaNO<sub>3</sub>, KNO<sub>3</sub>, (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>; CO(NH<sub>2</sub>), NPK, CaCl<sub>2</sub>, ZnCl<sub>2</sub>, Zn(NO<sub>3</sub>)<sub>2</sub> etc.

În tabelul 8.5 sînt date definițiile claselor de agresivitate a mediilor în funcție de prezența gazelor din grupelă A, B, C și a pulberilor agresive, pentru temperaturi pînă la 50°. La temperaturi între 50° și 80°, clasa de agresivitate a mediului se majorează cu o treaptă. De asemenea, se majorează cu o treaptă clasa de agresivitate dacă pe suprafața elementului structural este posibilă formarea condensului.

Tabelul 8.5

Clasa de agresivitate a mediului	Umiditatea relativă a aerului (%)	Caracteristicile gazelor agresive
I. Foarte slabă	61...75	fără gaze agresive *
	≤60	gaze agresive grupa A
II. Slabă	intemperii și umiditate predominantă peste 75%	fără gaze agresive *
	61...75	gaze agresive grupa A
	≤60	gaze agresive grupa B
III. Medie	>75	gaze agresive grupa A
	61...75	gaze agresive grupa B
	≤60	gaze agresive grupa C
IV. Puternică	>75	gaze agresive grupa B
	61...75	gaze agresive grupa C pulberi agresive

\* Se aplică tabelul 8.2 (condiții normale de mediu).

În tabelul 8.6 sînt date valorile corespunzătoare pentru grosimea minimă de acoperire cu beton a armăturii. Pentru fiecare categorie de elemente structurale se aplică cea mai mare dintre valorile date în tabelele 8.2 și 8.6.

Tabelul 8.6

Clase de agresivitate a mediului	Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor (mm) pentru:				
	plăci plane și curbe	pereți	grinzi		stâlpi, bulbii diafragmelor
			armături de rezistență	armături constructive	
foarte slabă	15	20 (30)	30	conform tab. 8.2	30
slabă	15	20 (30)	30		35
medie	20	30	35	conform tab. 8.2	40
puternică	20	35	40	dar ≥ 25	45

Ca și în tabelul 8.2., valorile din paranteze sînt date pentru cazul pereților turnați în cofraj glisant.

### 8.3. ANCORAREA ARMATURILOR

#### 8.3.1. Armături longitudinale din bare laminate la cald (OB 37, PC 52, PC 60)

Lungimea de ancorare necesară la capătul unei bare de armătură, dincolo de secțiunea în care este solicitată maximal, se calculează cu expresia:

$$l_a = \lambda_a d \quad (8.1)$$

în care  $d$  este diametrul armăturii:

$$\lambda_a = n_{anc} \frac{R_a}{R_t} + \lambda_{a0} \quad (8.2)$$

Valorile coeficienților  $n_{anc}$  și  $\lambda_{a0}$  sînt date în tabelul 8.7.

Tabelul 8.7

Condiții de aderență și de solicitare	Aderență bună, condiții normale de solicitare		Condiții defavorabile de solicitare sau aderență		$\lambda_{a0}$
	Valorile $n_{anc}$ pentru oțel;				
Armături solicitate la:	PC 60, PC 52	OB 37	PC 60, PC 52	OB 37	
întindere	0,05	0,08	0,07	0,12	12
compresiune	0,03	0,05	0,04	0,07	10

În cazurile cînd se cumulează condiții defavorabile de aderență cu condiții defavorabile de solicitare, valorile din tabelul 8.7 se majorează cu 20%.

Se consideră ca avînd condiții defavorabile de solicitare:

— armăturile elementelor participante la structuri antisismice, în construcții proiectate pentru zonele seismice de calcul A...E în zonele plastice potențiale;

— armăturile elementelor solicitate la încovoiere de forțe concentrate importante situate la distanțe mai mici decît 40  $d$  față de marginea interioară a celui mai apropiat reazem;

— armăturile elementelor calculate la oboseală.

Se consideră ca avînd condiții defavorabile de aderență:

— armăturile avînd o poziție orizontală sau cu o înclinare sub 45° față de orizontală în timpul turnării, în elemente cu înălțimea secțiunii  $h \geq 300$  mm și situate în jumătatea superioară a elementului;

— armăturile orizontale din elementele structurale verticale avînd înălțime mare și grosime  $\leq 300$  mm (pereți structurali, pereți de rezervoare și alozuri etc.);

— alte armături, în cazuri deosebite (pe bază de justificare), la care condițiile de armare, condițiile tehnologice de turnare a betonului sau alte cauze

pot influența în sens defavorabil realizarea unei bune aderențe în zona de ancorare (de exemplu, la pereții executați în cofraje glisante).

Pentru armăturile solicitate la întindere ale elementelor din beton armat obișnuit, în cazurile curente, se pot utiliza în expresia (8.1) pentru  $\lambda_a$  direct valorile date în tabelul 8.8.

Tabelul 8.8

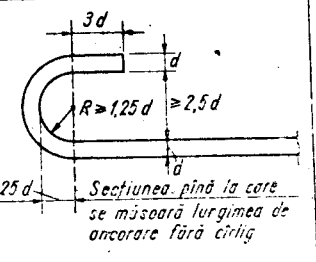
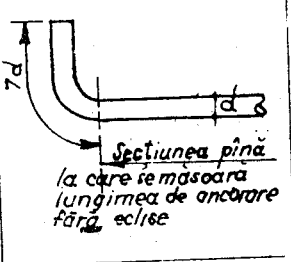
Oțel	Clasa betonului	Valorile $\lambda$ pentru:		
		Aderență bună, condiții normale de solicitare	Condiții defavorabile de aderență sau de solicitare	Condiții defavorabile de aderență cumulate cu condiții defavorabile de soliciare
PC 60	Bc 15	35	45	55
	Bc 20, Bc 25	30	40	50
PC 52	Bc 10, Bc 15	35	45	55
	Bc 20, Bc 25	30	40	50
OB 37	Bc 10, Bc 15	40	50	60
	Bc 20, Bc 25	35	45	55

La elementele din beton cu agregate ușoare, în cazul utilizării la armăturile de rezistență a oțelului OB 37, lungimile de ancoraj determinate cu formula (8.1) sau cu tabelul 8.8 se majorează cu 50%.

**Observație.** Formula (8.2) este stabilită considerind că bara de armătură este dimensionată pe bază de calcul, cu rezistența de calcul  $R_a$ . Dacă armătura rezultă dintr-o dimensionare constructivă, astfel încît sub încărcările de calcul este solicitată la un efort unitar  $\sigma_a < R_a$ , se poate reduce în consecință lungimea de ancoraj, înlocuind în (8.2)  $R_a$  cu  $\sigma_a \geq 0,5 R_a$ . La elementele participante la structuri antisismice se introduce  $\sigma_a$  determinat pentru starea de solicitare asociată mecanismului de cedare (nu pentru încărcările seismice de cod).

Necesitatea prevederii de cîrlige la capetele barelor de armătură, alcătuirea lor și modul cum se iau în considerare la determinarea lungimii de ancoraj  $l_a$  se stabilesc conform tabelului 8.9.

Tabelul 8.9

Tipul de armătură	de rezistență		constructivă sau de montaj
	OB 37	PC 52, PC 60	
Prevederea de cîrlige la capete	Da, pentru barele solicitate la întindere	Neobligatorie	Nu
Forma cîrligelor			
Lungimea desfășurată a cîrligelor nu se include în $l_a$ calculată cu formula (8.1)			

Pentru armăturile tiranților și în general în situațiile cînd efortul de întindere din armături se transmite în cea mai mare parte la extremitățile elementului (exemplu: la grinzile-pereți), se recomandă ca ancorarea să se realizeze prin bucle de diametru mărit, iar dacă dimensiunile elementelor nu permit realizarea de astfel de bucle, se vor prevedea ancoraje cu bare transversale sudate de cele longitudinale la (fig. 8.2).

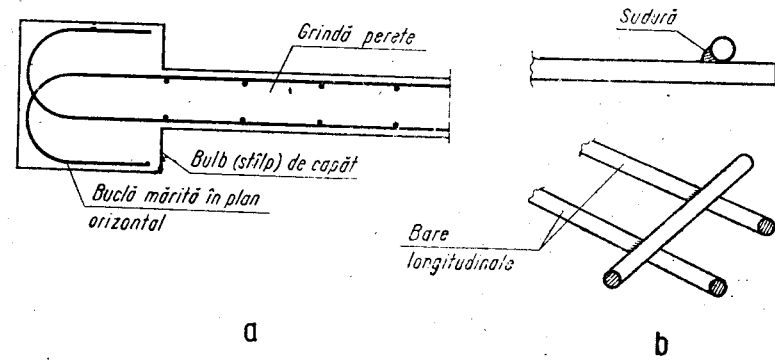


Fig. 8.2

### 8.3.2. Plase sudate

Lungimea de ancorare a plaselor sudate din sîrmă trasă netedă (STNB) se stabilește considerind că ancorarea se realizează numai prin efectul de împănare a barelor transversale în beton.

Forța care poate fi transmisă de la armături la beton la fiecare nod al plasei (fig. 8.3) se determină cu expresia:

$$F_{cap} = 15 d_t l_t R_t \quad (8.3)$$

în care  $d_t$  este diametrul barelor transversale și  $l_t$  — distanța între axele armăturilor longitudinale (pentru care se calculează lungimea de ancorare), dar nu mai mult ca  $30 d_t$ .

Forța transmisă la un nod este (fig. 8.3):

$$F = \frac{\Delta M_{max}}{z} \quad (8.4)$$

unde  $\Delta M_{max}$  — diferența maximă între momentele încovoietoare din două noduri consecutive și  $z$  — brațul de pîrghie al eforturilor interioare.

Condiția de asigurare a ancorării barei este:  $n_t F_{cap} \geq F$  ( $n_t$  este numărul de bare longitudinale pe lățimea de placă pe care s-a calculat momentul încovoietor). Din această condiție rezultă numărul de bare transversale (noduri) necesar

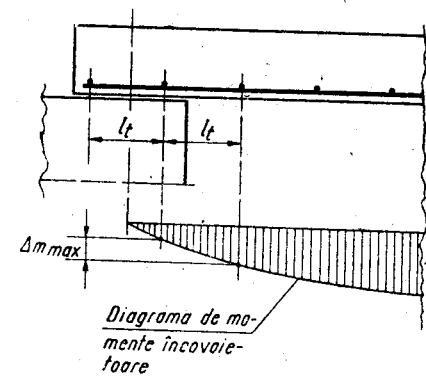


Fig. 8.3

dincolo de reazemul teoretic. Dacă o plasă se oprește înainte de reazem, diagrama de momente față de care se face calculul este cea corectată conform paragrafului 8.6.4.

Plasele sudate se execută fără cîrlige la capete. Detalii cu privire la ancorarea la capete a plaselor sudate sînt date în Instrucțiunile Tehnice [117].

### 8.3.3. Armături transversale

Pentru etrieri și agrafe, ancorajul se realizează prin cîrlige ca în fig. 8.4, a îndoite la  $135^\circ$  sau la  $180^\circ$  în cazul etrierilor din OB 37 și numai la  $135^\circ$  în cazul celor din PC 52 sau PC 60. Porțiunile curbe ale cîrligelor se continuă prin porțiuni rectilinii de lungime egală cu cel puțin  $5d$  ( $d$  — diametrul etrierului) și cel puțin 50 mm.

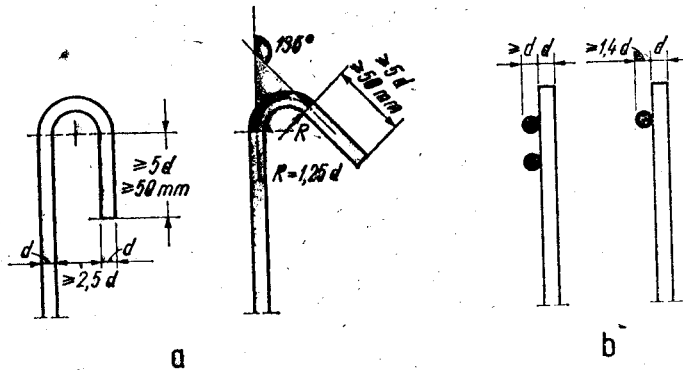


Fig. 8.4

Barele transversale ale carcaselor sudate se ancorează prin sudarea de bare longitudinale ca în fig. 8.4 b. Ancorajul se consideră realizat dacă pe porțiunea de ancorare bara transversală de diametru  $d$  este sudată pe:

- două bare longitudinale de diametru cel puțin egal cu cel al barei transversale;
- o bară longitudinală, de diametru cel puțin egal cu  $1,4d$ .

## 8.4. ÎNĂDIRIA ARMĂTURILOR

### 8.4.1. Pozițiile înădirilor

Înădirile se vor amplasa de regulă în zonele de efort minim în armături. În fig. 8.5 este arătat exemplul unei grinzi continue, neparticipante la o structură antiseismică și cu încărcare utilă mare în raport cu încărcarea permanentă, la care pot apărea și momente negative în cîmpuri. În figură sînt reprezentate diagramele înfășurătoare ale momentelor maxime pozitive și negative și pozițiile optime pentru înădirile armăturilor longitudinale corespunzătoare.

La elementele verticale (stilpi, diafragme) se admite înădirea deasupra nivelului fiecărui planșeu. Dacă elementele respective sînt participante la o

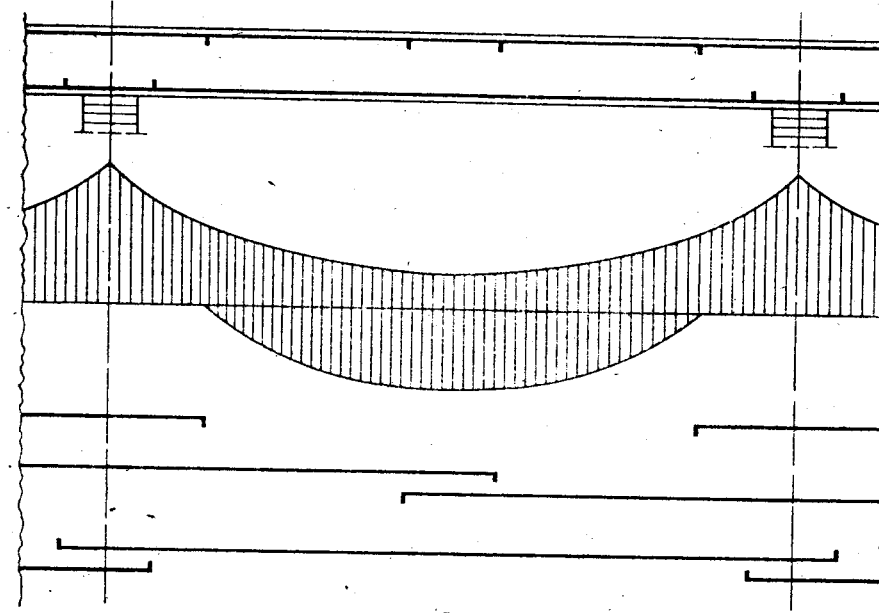
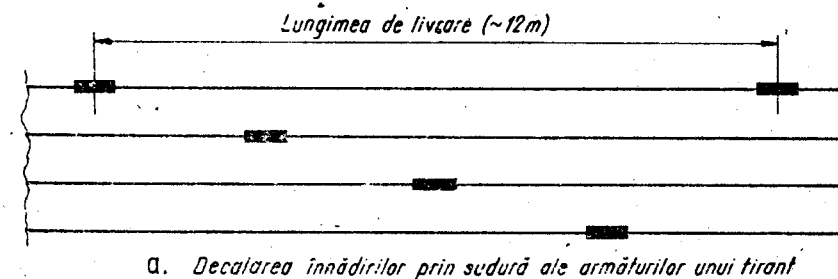


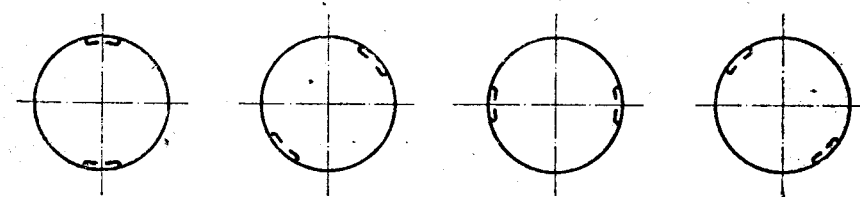
Fig. 8.5

structură antiseismică, se va ține seama de prevederile speciale de la paragr. 8.4.2. referitoare la înădiri amplasate în zone plastice potențiale.

În cazul elementelor sollicitate la întindere centrică sau cu excentricitate mică (tirați, armături inelare ale pereților recipienților cilindrici sau tronconici), la care efortul de întindere este practic constant pe toată lungimea armăturilor, pozițiile înădirilor se vor decala astfel ca în aceeași secțiune raportul între aria secțiunilor armăturilor înădite și aria secțiunilor totalității armăturilor să fie  $\leq 0,25$  pentru armăturile din OB 37 și  $\leq 0,50$  pentru cele din PC 60 sau PC 52 (fig. 8.6).



a. Decalarea înădirilor prin sudură ale armăturilor unui tirant



b. Decalarea înădirilor la armăturile inelare ale unui perete cilindric de rezervor

Fig. 8.6

### 8.4.2. Alegerea sistemului de înădare

De regulă, înădarea armăturilor se realizează prin suprapunere fără sudură sau prin sudare.

Înădarea prin sudură este obligatorie pentru barele cu diametre  $\geq 32$  mm și este recomandată și pentru bare  $\varnothing 25$  și  $\varnothing 28$  mm. Nu se înădesc prin sudură bare cu diametre sub 10 mm.

În zonele plastice potențiale participante la structuri antiseismice, se va evita înădarea armăturilor. În situațiile când nu poate fi evitată, se vor realiza prin sudură înădirile tuturor barelor cu diametre  $\geq 16$  mm. În cazul elementelor portante verticale ale clădirilor etajate (stâlpi, diafragme), această prevedere este obligatorie numai la nivelul de la baza construcției, adică la fața superioară a fundațiilor sau, în cazul stâlpilor rezemați pe pereții structurali ai subsolului, la încăstrarea stâlpilor în acești pereți. La clădirile civile cu înălțimi obișnuite de etaje ( $\leq 3$  m), în secțiunile de la baza construcției se pot evita înădirile armăturilor din stâlpi și diafragme prin prelungirea mustăților din fundații, respectiv din pereții subsolului, neînădite până deasupra nivelului următor.

Barele longitudinale ale elementelor solicitate la întindere centrică sau cu excentricitate mică (tiranți, tălpile întinse ale fermelor etc.) se înădesc de regulă prin sudură. Se admite prin excepție ca la armăturile inelare ale pereților cilindrici, sau tronconici ai rezervoarelor, silozurilor etc. înădarea să se facă prin suprapunere, cu următoarele condiții:

- armăturile să fie din bare cu profil periodic (PC 52, PC 60);
- diametrele barelor să fie  $\leq 20$  mm;
- lungimile de suprapunere  $l_s$  să fie  $\geq 1,5 l_a$  (la pereți de silozuri  $l_s \geq 2l_a$  și  $l_s \geq 60 d + 200$  mm);
- secțiunile de înădare să fie decalate astfel ca în aceeași secțiune să nu fie înădite mai mult decât 25% din bare (condiție mai severă decât cea generală de la paragr. 8.4.1).

Nu se admite folosirea sudurii la înădirile armăturilor din oțeluri ale căror calități fizico-mecanice au fost îmbunătățite pe cale mecanică (sîrmă trasă). Interdicția nu se referă și la sudurile prin puncte de la nodurile plaselor sudate executate industrial.

### 8.4.3. Înădiri prin suprapunere

Pentru armăturile din bare laminate la cald, lungimea de suprapunere necesară se determină cu expresia:

$$l_s = k_s l_a \quad (8.5)$$

în care  $l_a$  se determină conform relației (8.1);  $k_s = 1 + 0,5 r_i$  pentru înădiri în zone întinse;  $k_s = 1 + 0,25 r_i$  pentru înădiri în zone comprimate;  $r_i$  — raportul între aria secțiunilor armăturilor înădite în secțiunea (i) și aria secțiunilor tuturor armăturilor din aceeași secțiune.

La armăturile întinse ale elementelor solicitate la încovoiere sau la compresiune (întindere) excentrică cu excentricitate mare, cu excepția riglelor și stâlpilor cadrelor participante la structuri antiseismice, — dacă pe lungimea înădării prin suprapunere efortul în armătură scade astfel ca la unul din capete să devină  $\sigma_a \leq 0,25 R_a$ , se admite ca în formula (8.5) să se ia  $k_s = 1$ . În locul raportului  $\sigma_a / R_a$  se poate considera în mod simplificat raportul între momentele încovoietoare din secțiunile respective.

Pentru armăturile înădite în zonele care sub orice grupare de încărcări rămân solicitate la compresiune, lungimea de înădare va fi:  $30 d$  în cazul betoanelor de clasă  $< Bc 25$  și  $20 d$  în cazul celor de clasă  $\geq Bc 25$ .

Pentru plase sudate din STNB, lungimea  $l_s$  de suprapunere, după direcția armăturilor de rezistență, măsurată între axele barelor transversale extreme ale celor două plase care se înădesc (fig. 8.7), va avea cel puțin valorile:

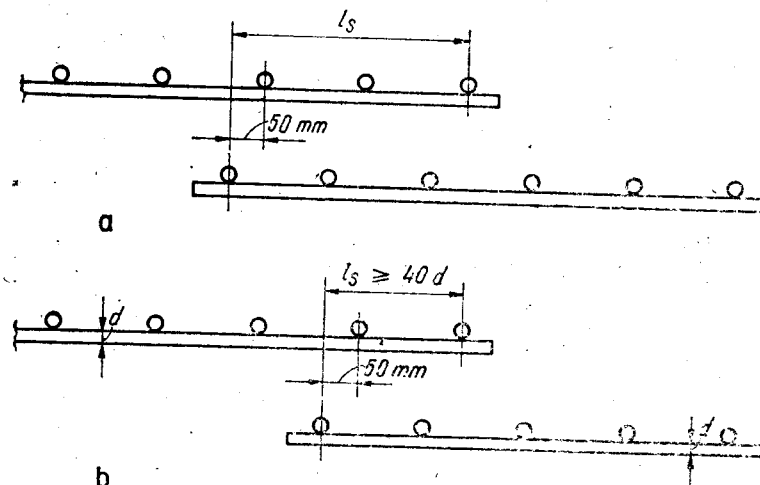


Fig. 8.7

— la plăci: lungimea a două ochiuri plus 50 mm (fig. 8.7, a) dacă efortul unitar în armătură sub încărcările de calcul este  $0,5 R_a < \sigma_a \leq R_a$ , respectiv lungimea unui singur ochi plus 50 mm, dar cel puțin  $40 d$  (fig. 8.7, b) dacă  $\sigma_a \leq 0,5 R_a$  ( $d$  — diametrul barelor care se înădesc) [117];

— la armăturile de pe inimile diaframelor: lungimea unui ochi plus 50 mm și cel puțin  $40 d$  la barele orizontale, respectiv lungimea unui ochi plus 50 mm dar cel puțin 300 mm și cel puțin  $60 d$  la barele verticale [118].

La elementele din beton armat la care dimensiunile secțiunii de beton nu permit să se asigure între barele care se înădesc un spațiu cu grosime  $\geq 1,2 d$  și cel puțin 25 mm, se permite ca barele să fie juxtapuse fără interspațiu și legate între ele cu sîrmă pe lungimea înădării.

### 8.4.4. Înădiri prin sudură

De regulă, cordoanele de sudură se dispun simetric față de bara de armătură care se înădește, pentru a se asigura transmiterea centrică a efortului prin înădare. Cordoane dispuse asimetric sînt permise numai la elementele ale căror alcătuire și armare transversală permite preluarea solicitărilor suplimentare locale generate de transmiterea excentrică a efortului. În cele ce urmează, sînt date detaliile necesare numai pentru înădirile cu suduri dispuse simetric. Pentru cazurile speciale când se utilizează suduri dispuse asimetric, detaliile corespunzătoare sînt date în Instrucțiunile tehnice [108].

a. Suduri manuale cu arc electric prin suprapunere sau cu eclise (fig. 8.8). Înădarea se poate realiza în două variante:

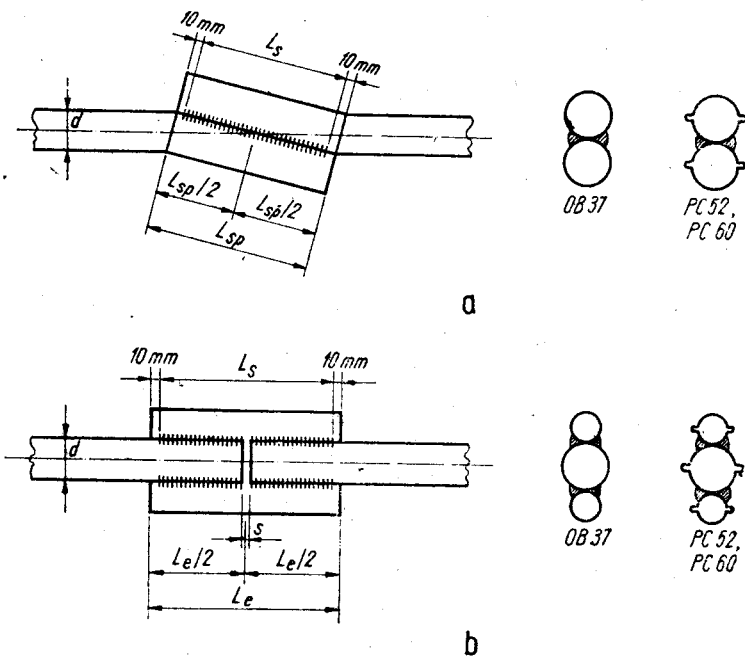


Fig. 8.8

1. prin suprapunere, fără eclise, în care caz pe porțiunea suprapunerii cele două bare care se înădădesc se îndoaie ca în fig. 8.8, a, astfel cu poziția cordoanelor de sudură să rezulte simetrică în raport cu axul barelor;

2. cu două eclise, dispuse simetric față de axul barelor, ca în fig. 8.8, b și ale căror secțiuni însumate trebuie să fie cel puțin egale cu secțiunea barelor pe care le înădădesc.

În ambele cazuri, pentru a se asigura transmiterea centrică a efortului prin înădădire, cordoanele de sudură se prevăd pe ambele fețe (două cordoane în varianta 1 și patru în varianta 2).

Caracteristicile geometrice ale înădădirilor sînt date în tabelul 8.10.

Tabelul 8.10

Tipul de oțel	OB 37	PC 52, PC 60
Lungimea sudurii ( $L_s$ )	$4d$	$5d$
Grosimea sudurii ( $a$ )	$0,34d$	$0,34d$
Înădădire prin suprapunere, cu cordoane de sudură pe ambele fețe (fig. 8.8, a)	Lungimea de suprapunere ( $L_{sp}$ ) $4d + 20 \text{ mm}$	$5d + 20 \text{ mm}$
Înădădire cu două eclise, cu cordoane de sudură pe ambele fețe (fig. 8.8, b)	Lungimea ecliselor ( $L_e$ ) $4d + 20 \text{ mm}$	$5d + 20 \text{ mm}$
Rostul dintre capetele barelor	1 ... 2 mm	1 ... 2 mm

În situațiile cînd electrodul nu are acces decît la o singură față a barelor de armătură se poate utiliza și sistemul cu eclisă din oțel cornier, ca în fig. 8.9. Sistemul permite o înădădire fără excentricități în transmiterea eforturilor, cu condiția ca secțiunea eclisei să fie suficient de mare ca să permită realizarea unei suduri coaxiale cu barele în secțiune transversală. Din acest motiv, soluția prezintă inconvenientul că eclisele ocupă mai mult loc în lățime și de aceasta trebuie să se țină seama la dimensionarea lățimii secțiunii de beton a elementului și a numărului de bare care se pot înădădi. Lungimea  $L_s$  a cordoanelor de sudură trebuie să fie dublă față de cea dată în tab. 8.9 ( $8d$  pentru OB 37 și  $10d$  pentru PC 52 și PC 60).

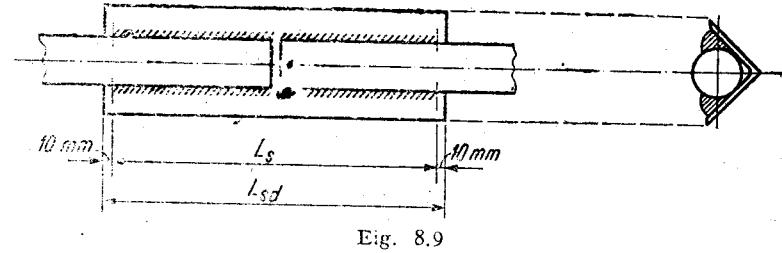


Fig. 8.9

b. Suduri manuale în cochilie în baie de zgură. Sistemul constă dintr-o sudare cap la cap a barelor, cu arc electric, într-o baie de zgură avînd drept suport o cochilie metalică. În fig. 8.10 sînt arătate caracteristicile geometrice ale unei suduri în cochilie și modul de prelucrare prealabilă a capetelor barelor în cazul cînd sînt horizontale (fig. 8.10, a) sau verticale (fig. 8.10, b). În fig. 8.10, c este reprezentată o secțiune transversală prin cochilie, valabilă în ambele cazuri.

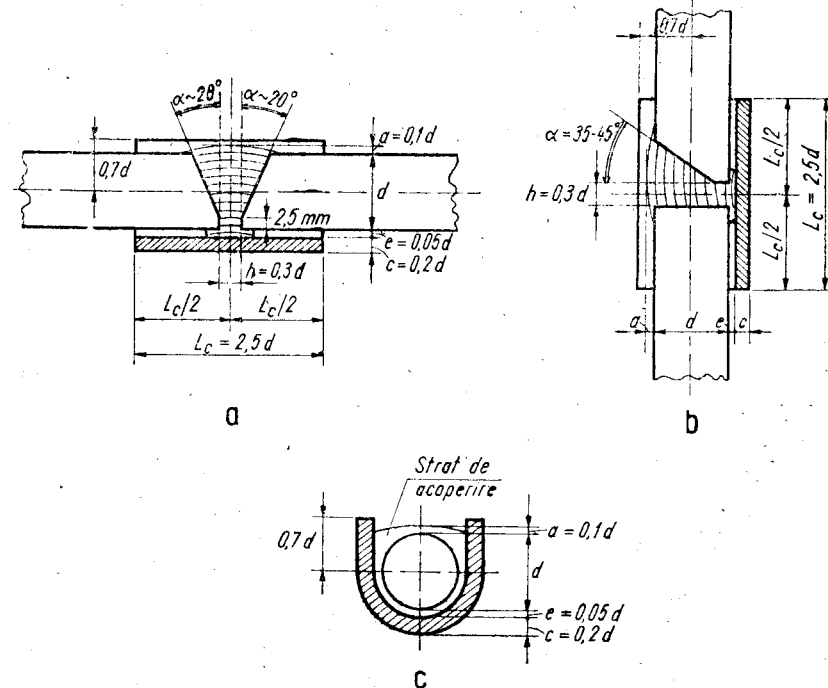


Fig. 8.10

În tabelul 8.11 sînt calculate caracteristicile geometrice ale innădirii pentru bare cu diametre între 25 și 40 mm.

Tabelul 8.11

Dimensiile innădirii	Formula	Valori (mm) pentru bare cu diametrele (mm):				
		25	28	32	36	40
Lungimea cochiliei	$L_c = 2,5 d$	65	70	80	90	100
Lățimea desfășurată a cochiliei	$L_a = 3,3 d$	90	100	115	130	145
Grosimea cochiliei	$c = 0,2 d$	6	7	8	9	10
Jocul cochiliei	$e = 0,05 d$	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0
Rostul între bare	$h = 0,3 d$	6	9	10	11	12
Unghiul rostului	$\alpha$	35° ... 45°				
Grosimea stratului de acoperire	$a = 0,1 d$	2	3	3	4	5

Soluția este indicată pentru innădiri atit în interiorul elementelor de beton armat cit și la imbinări de elemente prefabricate, în special în situațiile cînd accesul electrodului la sudarea armăturii nu este posibil decît dintr-o singură parte, astfel că în sistemele din fig. 8.9 ar rezulta posibilă numai o innădire asimetrică. De asemenea, datorită avantajului că prezintă un gabarit redus al innădirii, este de recomandat în cazurile cînd spațiul disponibil este limitat.

Se utilizează la bare cu diametre  $\geq 25$  mm. Se pot innădi cu acest sistem bare de diametre diferite sau din oțel beton de calități diferite, precum și armăturile elementelor solicitate la oboseală.

În Instrucțiunile tehnice [108] este dată și o altă variantă de sudare în cochilie în baie de zgură și anume cu cusături longitudinale.

### 8.4.5. Innădiri prin bucle (inele)

Principiul innădirilor prin bucle (inele), folosite la imbinările prin monolitizare ale elementelor prefabricate, constă (fig. 8.11) în suprapunerea unor mustăți în formă de bucle semicirculare lăsate din cele două elemente și care, solicitate la întindere, exercită asupra betonului din interiorul lor presiuni radiale. Se creează astfel un simbur de beton comprimat, capabil să asigure transmiterea eforturilor de la o buclă la cealaltă. Buclele trebuie dimensionate astfel ca presunile radiale să poată fi preluate de simburele de beton. De asemenea, la proiectarea imbinării este necesar să se țină seama că eforturile de întindere care iau naștere perpendicular pe planul buclei și tind să dizloce acoperirea ei cu beton trebuie să fie preluate prin armături transversale (vezi în acest sens paragr. 5.8.4.c).

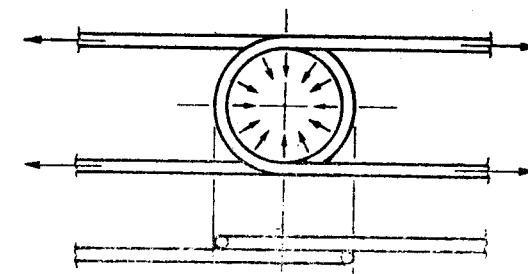


Fig. 8.11

8.4.6. STAS 10.107/0-90 permite (paragr. 6.3.4) și aplicarea altor sisteme de innădire a armăturilor, cum ar fi cele prin dispozitive mecanice, cu condiția unui fundamentări teoretico-experimentale omologate.

8.4.7. La verificarea prin calcul a sudurilor de la imbinările elementelor prefabricate, participante la structuri antisismice, efortul de calcul se măsoară cu coeficientul 1,5, în conformitate cu prevederile normativului [119], paragraf. 4.2.7, tabelul 7.

## 8.5. PREVEDERI SUPLIMENTARE PENTRU STILPI

### 8.5.1. Clase de stâlpi

Cerințele privitoare la armarea stîlpilor se diferențiază în funcție de clasificarea stîlpilor pe baza necesităților de ductilitate, în clasele A, B și C definite în tabelul 8.12.

Tabelul 8.12

	Gradul de participare a stîlpilor la solicitările din acțiuni seismice	Clasa de stâlpi, pentru zona seismică de calcul:	
		A...E	F
participanți la structuri antisismice	Stâlpi în care pot interveni zone plastice din acțiuni seismice	A	B
	Stâlpi proiectați pentru a rămîne în domeniul elastic sub acțiuni seismice	B	B
	Stâlpi care sub acțiuni seismice rămîn în domeniul elastic datorită faptului că din aceste acțiuni le revin solicitări reduse		C
neparticipanți la structuri antisismice		C	

Prevederile din acest paragraf se referă la stîlpii cu eforturi axiale semnificative ( $\nu = N/bhR_c \geq 0,05$ ). Nu se includ elemente structurale cum sînt suportții de linii electrice aeriene sau altele similare, la care efortul axial este



neînsemnat în raport cu momentele încovoietoare și care, în consecință, află în calcul cât și în ceea ce privește detaliile de armare, se asimilează cu elementele solicitate la încovoiere.

### 8.5.2. Secțiunea de beton

Dimensiile laturilor secțiunii, la stâlpii cu secțiune dreptunghiulară sau de alte forme ortogonale (L, T, cruce, ca în fig. 8.12, b,c,d) vor fi multiplu de 50 mm.

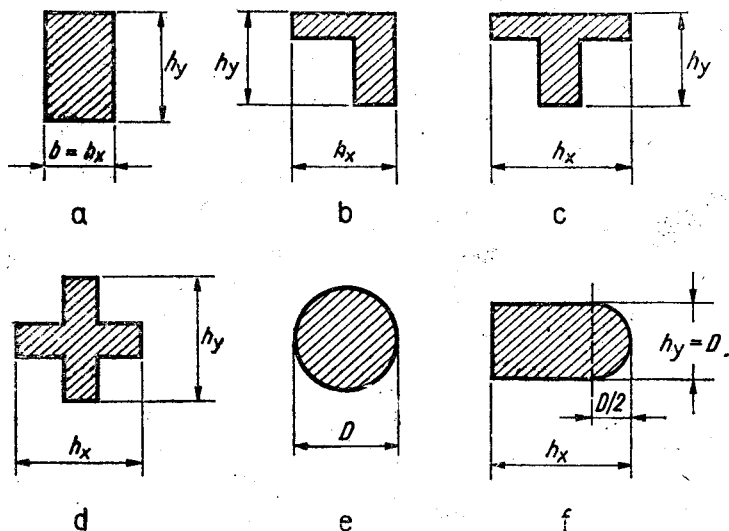


Fig. 8.12

Dimensiuni minime: 250 mm pentru stâlpii monoliți sau prefabricați (la cei rotunzi  $D \geq 250$  mm). Se admite prin excepție 200 mm pentru cei prefabricați supuși la solicitări reduse.

Raportul între laturile secțiunii va fi de regulă  $h/b \leq 2,5$ . La stâlpii cu secțiune în formă de L, T, cruce etc. această limitare se referă la raportul între laturile mari de pe cele două direcții ( $h_x/h_y$  din fig. 8.12, b,c,d).

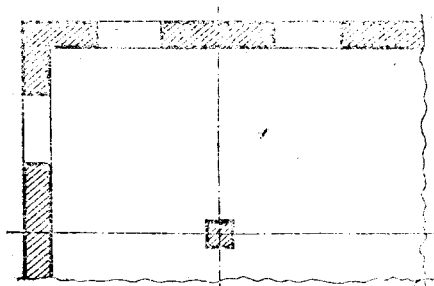


Fig. 8.13

Fac excepție stâlpii halelor industriale cu poduri rulante care au portale de frînare și ai altor construcții la care după una din direcții sînt prevăzute pe liniile stîlpilor elemente rigide de contravîntuire, în care caz rezultă valori mai mari pentru raportul  $h/b$ . De asemenea, fac excepție montanții de diafragme cu golari, asimilați cu stâlpii, cum sînt cei ai structurilor de tip „tub perforat” (fig. 8.13).

### 8.5.3. Armăturile longitudinale

Diametre minime: 12 mm pentru bare din PC 60 sau PC 52, 14 mm pentru bare din OB 37. La stâlpii turnați în zidărie ai structurilor cu ziduri portante, aceste diametre se pot reduce cu 2 mm. La stâlpii nestructurali,  $d_{min} = 10$  mm.

Diametre maxime recomandate: 28 mm pentru stâlpii din beton cu agregate obișnuite și 22 mm pentru cei din beton cu agregate ușoare.

Distanța liberă minimă între bare: 50 mm.

Distanța maximă între axele barelor: 250 mm (fig. 8.14). Se admite armarea cu numai 4 bare dispuse la colțurile secțiunii la stâlpi avînd laturile secțiunii  $\leq 350$  mm în cazul stîlpilor din clasa A și  $\leq 400$  mm în cazul celor din clasele B și C.

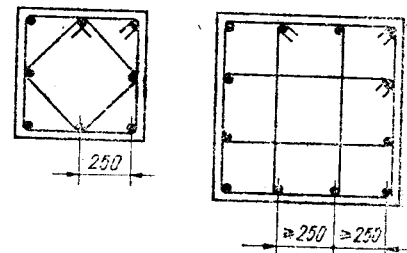


Fig. 8.14

Procentele de armare longitudinală maxime și minime sînt date în tabelul 6 B din anexă.

La înădăririle armăturilor longitudinale ale stîlpilor cadrelor etajate (fig. 8.15), barele de la nivelul inferior se deviază (se graifuiesc) pe înălțimea riglelor pentru a se alătura celor de la nivelul superior (fig. 8.15, a, bara 1) și pentru a prelua diferențele de secțiune între stâlpii celor două niveluri succesive (fig. 8.15, a, bara 2). Panta maximă admisă pentru deviere este  $1/6$ . Dacă  $tg \alpha > 1/6$ , se adoptă soluția din fig. 8.15, b, cu barele 3, 4.

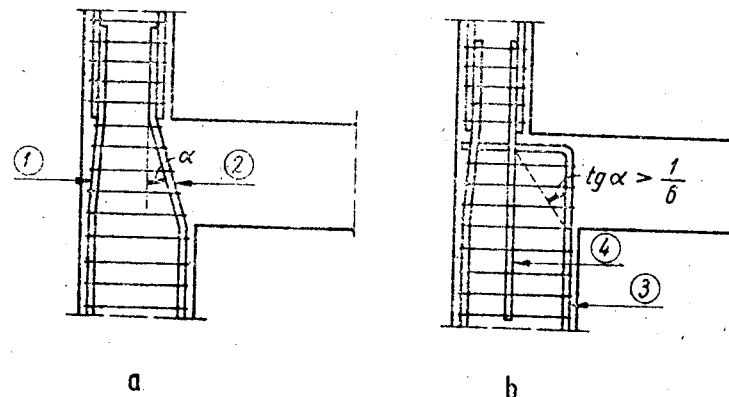


Fig. 8.15

### 8.5.4. Armăturile transversale

Distanțele între etrieri pe înălțimea stîlpului se stabilesc, la fiecare nivel separat pentru:

- zona curentă a stîlpului;
- zonele cu etrieri îndesiți la una sau la ambele extremități.

a. Zona curentă, Distanța maximă între etrieri:  $15d$  ( $d$  - diametrul minim al armăturilor longitudinale), dar cel mult 200 mm la stâlpii din clasa A și cel mult 300 mm la cei din clasele B și C.

b. *Determinarea zonelor cu etrieri îndesiți de la extremități.* Îndesirea etrierilor poate rezulta necesară din următoarele cerințe:

— în zonele de înnădire a barelor longitudinale (de regulă, la extremitatea inferioară a stîlpului, la fiecare nivel), pentru îmbunătățirea condițiilor de transmitere a eforturilor între barele care se înnădesc și preluarea solicitărilor transversale generate de necoaxialitatea lor;

— pe toată înălțimea, la stîlpii din clasa A la care raportul între înălțimea liberă și latura cea mai mare a secțiunii este  $H_s/h \leq 3$  (stîlpi scurți), pentru asigurarea suplimentară împotriva cedării la forță tăietoare);

— la ambele extremități, la stîlpii din clasa A ai cadrelor cu umplutură din zidărie masivă, la care desprinderea locală a zidăriei de stîlpi sub acțiuni seismice puternice poate transforma zonele respective în stîlpi scurți (fig. 8.16):

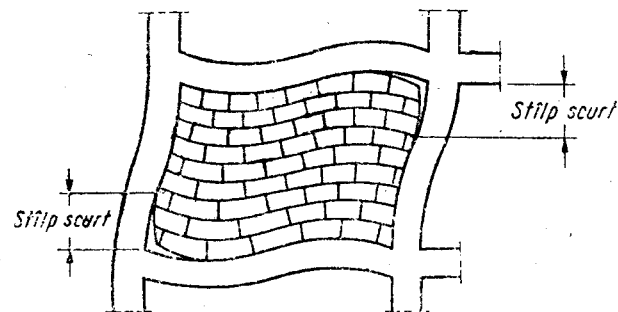


Fig. 8.16

— în zonele plastice potențiale ale stîlpilor din clasa A, pentru majorarea gradului de confinare a secțiunii de beton, în scopul mării ductilității.

În capitolul 6 s-a arătat că la baza concepției și calculului cadrelor participante la structuri antisismice stă cerința ca sub acțiunea cutremurelor, zonele plastice potențiale să fie dirijate cu prioritate spre capetele riglelor, admițându-se apariția lor în stîlpi numai în stadii avansate de solicitare, cu incursiuni moderate în domeniul post-elastic și localizate la un număr limitat de stîlpi, cu precădere la extremitățile lor inferioare, la nivelul de la baza cadrului.

Așa cum s-a arătat mai detaliat la paragraful 6.2.1, în măsura în care dirijarea pozițiilor zonelor plastice potențiale se poate controla cu suficientă certitudine printr-un calcul post-elastic aprofundat al structurii la solicitări seismice, zonele în care pe acest considerent se prevăd etrieri îndesiți se pot stabili în consecință. În cazurile curente, cînd un asemenea calcul nu se efectuează, dar prin dimensionarea corespunzătoare a stîlpilor în raport cu riglele se creează condiții pentru limitarea și localizarea zonelor plastice potențiale din stîlpi, se admite să se considere ca zone plastice potențiale zonele de la extremitățile inferioare ale stîlpilor, la toate nivelurile. Prin aceasta se admite implicit că se acoperă și cazurile cînd, chiar dacă la unii dintre stîlpi apar astfel de zone și la extremitățile lor superioare, incursiunile în domeniul postlastic în zonele respective sînt moderate și nu necesită o confinare majorată prin îndesirea etrierilor. Ca măsură de precauție suplimentară, în STAS 10 107/0-90 se limitează valabilitatea acestei ipoteze la cazurile cînd  $n = N/bhR_c \leq 0,3$ . De asemenea, ipoteza nu se extinde și la cazurile speciale cînd pe considerente întemeiate, se adoptă structuri la care nu se poate evita

apariția de zone plastice potențiale și la extremitățile superioare ale stîlpilor (exemplu: structurile cu diafragme cu parter flexibil).

În tabelul 8.13 sînt sintetizate regulile de stabilire a zonelor de îndesire a etrierilor, pe baza considerațiilor de mai sus.

Tabelul 8.13

Clasa de stîlp	Zonă de îndesire a etrierilor la fiecare nivel		
	pe toată lungimea	la ambele extremități	la extremitatea inferioară
A	Stîlpi scurți $\left(\frac{H_s}{h} \leq 3\right)$	Stîlpii cadrelor cu umplutură din zidărie masivă	Restul cazurilor
		Stîlpii cu $n = N/bhR_c > 0,3$  În cazurile speciale cînd prin concepția și alcătuirea generală a structurii nu se poate evita apariția de zone plastice potențiale la extremitățile superioare ale stîlpilor	
B și C	—	—	Toate cazurile

c. *Înălțimile zonelor cu etrieri îndesiți.* Înălțimea  $l_p$  a zonei plastice potențiale de la o extremitate a unui stîlp se măsoară:

— la nivelurile curente, de la fața riglei;

— la baza cadrului, de la fața superioară a fundației, sau, dacă stîlpul reazemă pe un perete de beton armat al subsolului, de la fața superioară a acestuia;

— dacă la baza unui stîlp intervine un element constructiv (pardoseală, rigidă etc.) care constituie un reazem lateral, împiedicînd deformația liberă a stîlpului (fig. 8.17), etrierii se îndesesc de la fața superioară a fundației pînă la înălțimea  $l_p$  deasupra reazemului respectiv.

Ca înălțime  $l_p$  a zonei plastice potențiale se ia cea mai mare dintre valorile:

$l_p \geq H_s/6$  ( $H_s$  — înălțimea liberă a stîlpului la nivelul considerat);

$l_p \geq h$  ( $h$  — dimensiua maximă a secțiunii de beton a stîlpului);

$l_p \geq 600$  mm.

Dacă la dimensionarea stîlpului se admite  $0,40 < \xi \leq \xi_b$ , atunci  $l_p$  astfel calculată se majorează cu 50%.

Etrierii se îndesesc pe înălțimea  $l_p$ , iar dacă la aceeași extremitate a stîlpului este situată și înnădirea armăturilor longitudinale, se ia:

— pentru stîlpii din clasa C,  $l_s$  conform expresiei (8.5);

— pentru cei din clasele A și B, cea mai mare dintre  $l_s$  și  $l_p$ .

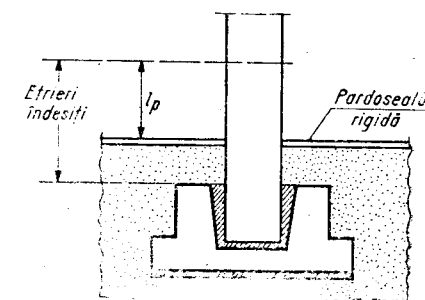


Fig. 8.17

Aceleași reguli sînt valabile și pentru îndesirile etrierilor de la extremitatea superioară a stîlpilor, în cazurile cînd sînt necesare conform tabelului 8.13.

d. Distanțele între etrierii îndesiți vor respecta condițiile:  $a_c \leq 6d$ ;  $a_c \leq h/5$ ;  $a_c \geq 100$  mm. Porțiunile drepte de la capetele cîrligelor etrierilor îndesiți, la stîlpii din clasa A, vor fi  $10d$ , în loc de  $5d$  cum se arată în fig. 8.4.

Diametrul minim al etrierilor:  $1/4$  din diametrul maxim al armăturilor longitudinale, dar cel puțin 6 mm (la etrierii perimetrali ai stîlpilor din clasa A cel puțin 8 mm).

Necesitatea utilizării de etrieri neperimetrali. În tabelul 8.14 sînt arătate dimensiunile maxime de laturi și numărul maxim de bare longitudinale pe o latură la care se admite să se prevadă numai etrieri perimetrali.

Tabelul 8.14

Clasa de stîlp		numărul barelor longitudinale pe o latură	dimensiunea maximă a laturii (mm) pînă la care nu sînt necesari etrieri intermediari	
A	în zonele plastice potențiale	2	300	
	Pe restul înălțimii stîlpului, pentru grad de protecție anti-seismică:	7	$\leq 3$	400
			$> 3$	300
		$> 7$	2	300
			$\leq 3$	$> 400$
B și C		$\leq 4$	$\leq 400$	

La dimensiuni mai mari sau bare longitudinale mai multe, se prevăd și etrieri intermediari sau agrafe, după următoarele reguli (fig. 8.18):

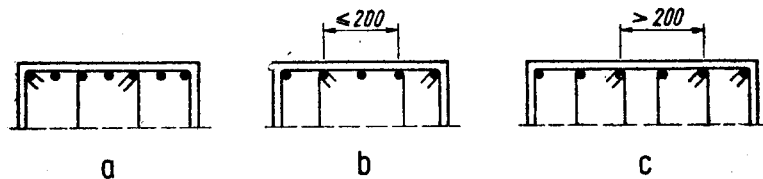


Fig. 8.18

— Barele longitudinale vor fi legate din două în două de un colț de etrier sau de agrafă la stîlpii din clasele B și C (fig. 8.18, a), precum și la cei din clasa A cînd distanța între două ramuri consecutive de etrier sau agrafă rezultă  $\leq 200$  mm (fig. 8.18, b).

— Fiecare bară longitudinală va fi legată de un colț de etrier sau de agrafă la stîlpii din clasa A la care legarea din două bare ar conduce la distanțe  $> 200$  mm între două ramuri consecutive de etrier sau agrafă (fig. 8.18, c). În fig. 8.19, sînt date exemple de alcătuire a etrierilor și agrafelor funcție de numărul de bare longitudinale din secțiune.

La stîlpii cu secțiuni avînd unghiuri intrinse (fig. 8.19, f) se adoptă dispoziția din figură, cu etrieri intersectați.

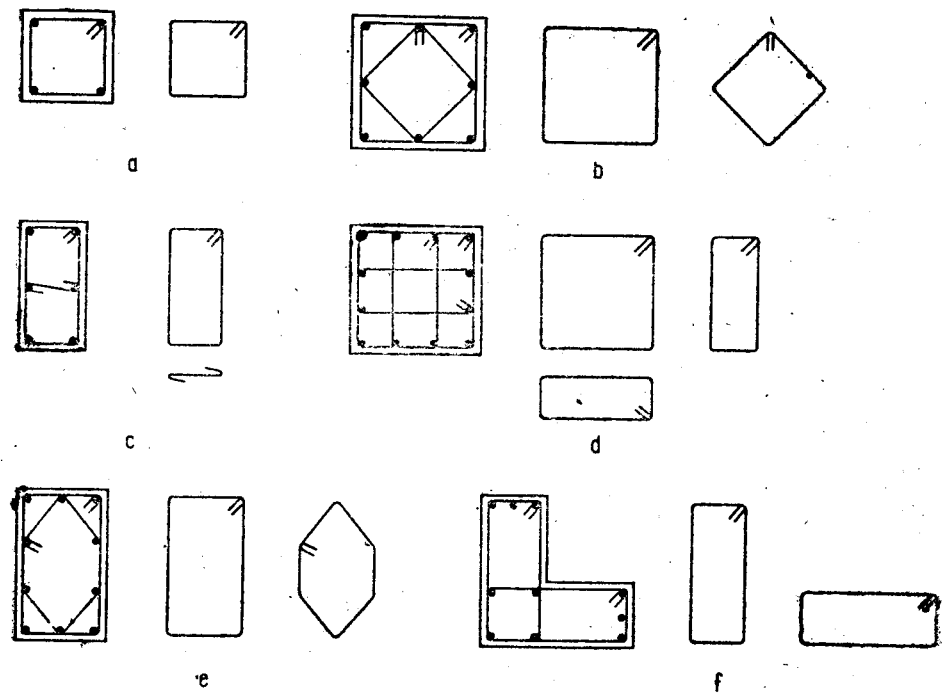


Fig. 8.19

Procentele minime de armare transversală sînt date în tabelul 6 C din anexă.

## 8.6. PREVEDERI SUPLIMENTARE PENTRU GRINZI

### 8.6.1. Secțiunea de beton

La dimensiunile secțiunilor de beton ale grinzilor se va ține seama de următoarele condiții:

a. Procentul mediu de armare, raportat la secțiunea utilă a inimii ( $bh_0$ ), să se încadreze de regulă în limite economice: la grinzile monolite  $0,6 \dots 1,2\%$ , la cele prefabricate  $0,8 \dots 1,5\%$ . Procente de armare mai mari pot fi impuse în cazuri speciale de limitări ale înălțimii secțiunii grinzii din condiții de gabarit sau, în cazul elementelor prefabricate, de necesitatea reducerii greutateii la transport și montaj a elementului.

b. Nivelul de solicitare la forță tăietoare, definit prin  $\bar{Q} = Q/hb_0R_t$  [în zonele plastice potențiale de la extremitățile riglelor de cadru participante la structuri antisismice  $\bar{Q} = Q/hb_0R_t(\text{red})$ ] să respecte limita superioară admisă  $\bar{Q} = 4$ . În general, apropierea de această limită conduce la armături transversale puternice, uneori dificil de realizat constructiv. De aceea, dacă nu intervin condiții speciale de dimensionare a secțiunii grinzii, se recomandă să nu se depășească  $\bar{Q} = 2$ .

c. Deformațiile să respecte limitele admise, date în tabelul 18 din anexă.

d. În cazul grinzilor prefabricate și al celor monolite cu talpa comprimată nerigidizată transversal, să se asigure stabilitatea transversală în timpul transportului și montajului și în construcția terminată.

e. La riglele cadrelor participante la structuri antiseismice, dimensiunile secțiunii transversale pot fi dictate de condiția asigurării unei rigidități suficiente în raport cu stâlpii.

f. La grinzile solicitate la încovoiere cu torsiune, la care raportul între momentul maxim de torsiune și cel încovoiător maxim este mai mare decât  $1/3$ , se recomandă ca raportul între laturile secțiunii să fie  $b/h \geq 0,5$ .

La grinzile monolite, dimensiunile secțiunii transversale vor fi multiplu de 50 mm pentru  $h \leq 800$  mm și multiplu de 100 mm pentru  $h > 800$  mm.

### 8.6.2 Cerințe suplimentare referitoare la secțiunea de beton pentru grinzile prefabricate

La proiectarea grinzilor prefabricate, stabilirea formei și dimensiunilor secțiunii transversale trebuie corelată cu tehnologia de confecționare, decorație, transport și montaj.

Exemple:

a. La grinzile care se execută în tipare fixe (fig. 8.20, a), fețele laterale se prevăd cu o pantă de circa 1% pentru a împiedica blocarea la decofrare datorită eventualelor neplaneități locale ale fețelor laterale ale tiparului. Măsura nu este necesară în cazul tiparelor cu fețele laterale rabatabile (fig. 8.20, b).

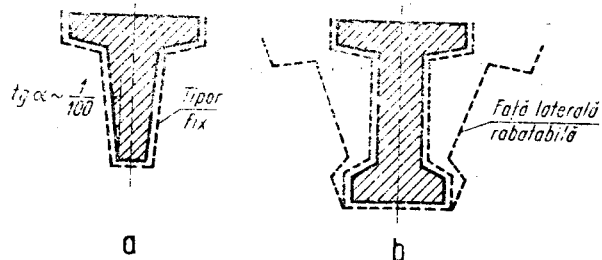


Fig. 8.20

b. Când grinda susține elemente de planșeu (plăci, fișii, elemente chesonate etc), lățimea tălpii superioare poate fi dictată de asigurarea lungimilor de rezemare ale acestora plus lățimea monolitizării dintre ele (fig. 8.21, a). Dacă se contează pe realizarea unei conlucrări între grinda prefabricată și suprabetonarea monolită dintre elementele de planșeu, lățimea acesteia trebuie să fie de regulă egală cu cea a inimii grinzii (fig. 8.21, b). În cazurile când elementele de planșeu reazemă la nivelul tălpii inferioare a grinzii (fig. 8.21, c), lățimea și grosimea acesteia se dimensionează ținând seama de încărcările locale care îi revin.

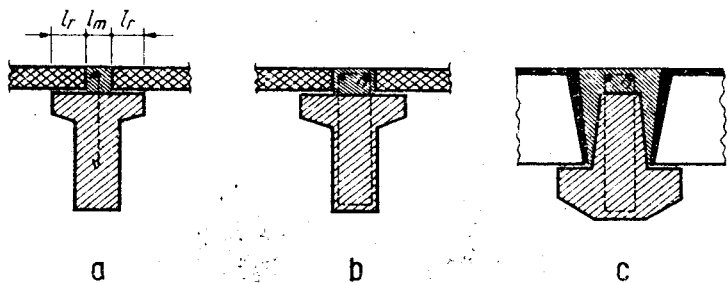


Fig. 8.21

### 8.6.3 Armăturile longitudinale de rezistență. Prevederi generale

Diametrul minim pentru armăturile longitudinale de rezistență: 10 mm. La grinzile din beton ușor, barele cu diametre peste 12 mm vor fi din oțel cu profil periodic.

În fig. 8.22, a sînt arătate regulile ce trebuie respectate în ceea ce privește distanțele între armături pe lățimea grinzii și distanțele pe înălțimea grinzii între barele suprapuse cînd armăturile se dispun pe mai multe rînduri — pentru a permite pătrunderea în bune condiții a betonului între armături, la turnare.

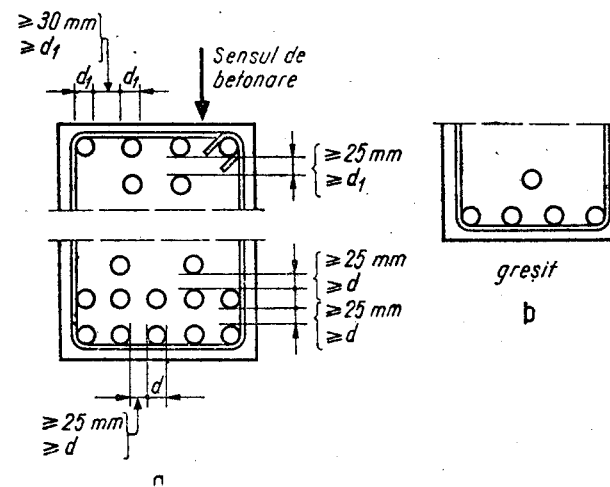


Fig. 8.22

La partea superioară a grinzilor cel puțin un interval între armături va fi  $\geq 50$  mm pentru a permite introducerea pervibratorului.

Se recomandă ca armăturile să fie dispuse pe cel mult două rînduri. În situațiile speciale cînd sînt necesare și armături pe al treilea rînd, acestea vor fi dispuse ca în figură, la distanțe din ax în ax duble față de cele permise pentru barele de pe primele două rînduri.

Barele de pe rîndurile 2 și 3 vor fi dispuse în același lan vertical cu cele de pe primul rînd, ca în fig. 8.22, a. Se interzice dispunerea alternativă ca în fig. 8.22, b.

Distanța maximă între axele barelor pe lățimea grinzii, în zonele întinse, nu va depăși de regulă 200 mm.

Procentele maxime de armare admise rezultă din respectarea condiției  $\xi \leq \xi_b$  (în zonele plastice potențiale ale riglelor cadrelor participante la structuri antiseismice  $\xi \leq \xi_{lim} = 0,25$ ), conform schemelor de calcul 1.1...1.9. La grinzile dublu armate, procentul maxim de armare în zona întinsă trebuie să fie respectat de diferența ( $p - p'$ ) între procentele de armare corespunzătoare armăturilor  $A_a$  și  $A'_a$ .

În secțiunile de reazem ale riglelor cadrelor participante la structuri antiseismice, raportul dintre cantitatea de armătură de la partea inferioară și cea de la partea superioară va fi de cel puțin 0,3 în zonele seismice C și D și cel puțin 0,4 în zonele A și B. Ancorarea și innădirea acestor armături se va asigura ca pentru bare solicitate la întindere, chiar dacă din calculul la forțele seismice convenționale date de prescripții ele rezultă solicitate numai la compresiune.

În fig. 8.23 este arătată alcătuirea recomandată pentru ancorajele pe reazeme ale armăturilor riglelor de cadre din această categorie, comparativ cu cea uzuală pentru riglele cadrelor neparticipante la structuri antiseismice:

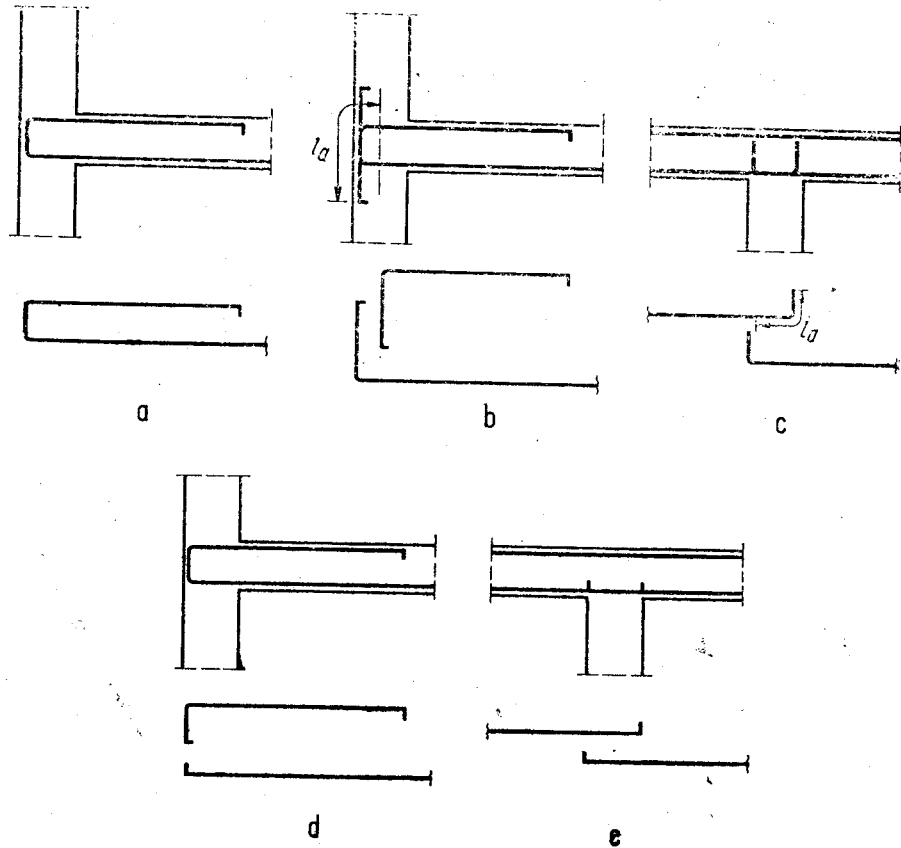


Fig. 8.23

a. reazem de capăt;

b. idem, când barele de la partea superioară au diametre diferite de cele ale barelor de la partea inferioară sau când, datorită lății mici a stîlpului, soluția (a) nu asigură o suficientă ancorare a barelor în nod (ținînd seama de posibilitatea ca deformațiile post-elastice în armătură să se extindă și în interiorul nodului, ceea ce poate provoca o deteriorare a aderenței în porțiunea respectivă, lungimea de ancoraj se consideră de la axul stîlpului pînă la extremitatea barei de armătură);

c. reazem intermediar;

d. e. idem pentru cadre neparticipante la structuri antiseismice.

#### 8.6.4. Bare înclinate

Pe linia cerințelor de reducere a consumului de manoperă la montajul armăturilor, tendința actuală este de a se desființa sau de a se limita la strictul necesar utilizarea de bare înclinate, realizîndu-se ori de cîte ori este posibil armarea transversală numai cu etrieri. La carcusele sudate nu se folosesc în general bare înclinate. În cazul armării cu bare individuale formînd carcuse legate cu sîrmă, se pot folosi bare înclinate, avînd de regulă unghiul de înclinare  $45^\circ$ , cu respectarea următoarelor reguli:

— Se vor menține drepte pînă la reazeme și se vor ancora dincolo de reazeme ca bare solicitate la întindere cel puțin o treime din armăturile din cîmp, dacă nu intervin alte condiții care să dicteze necesitatea menținerii unui număr mai mare de bare drepte pînă la reazeme: momente încovoietoare pozitive importante în zonele de reazem sau la riglele cadrelor participante la structuri antiseismice, condițiile arătate mai înainte cu privire la raportul minim admis între cantitatea de armătură de la partea inferioară și cea de la partea superioară pe reazeme.

— Nu se admite folosirea de bare înclinate de tip „flotant” ca în fig. 8.24.

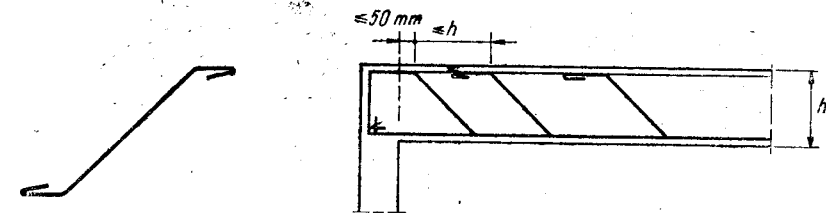


Fig. 8.24

Fig. 8.25

— Dacă barele înclinate rezultă necesare din calcul, prima secțiune de înclinare începînd de la reazem va fi dispusă la cel mult 50 mm distanță de la marginea reazemului (fig. 8.25). Distanțele pînă la următoarele secțiuni de înclinare se stabilesc pe baza verificării la forță tăietoare, respectînd condiția ca o fisură înclinată să intersecteze totdeauna armăturile transversale necesare pentru preluarea forței tăietoare în secțiunea respectivă, cu luarea în considerare a prevederilor din schema de calcul 6.0. Se recomandă ca, indiferent dacă barele înclinate rezultă sau nu necesare din calculul la forță tăietoare, distanța între prima și a doua secțiune de înclinare începînd de la reazem să nu fie mai mare decît înălțimea grinzii. Referitor la stabilirea secțiunilor de înclinare vezi și paragraful 8.6.5.

#### 8.6.5. Intreruperea armăturilor longitudinale drepte și înclinate

O bară longitudinală care se intrerupe sau se înclină trebuie să rămînă activă cu întreaga ei capacitate de rezistență pînă la o distanță egală cu cea  $h/2$  dincolo de secțiunea în care este integral necesară din calculul la momente încovoietoare în secțiuni normale. De aceea, pentru stabilirea secțiunii de unde se poate intrerupe sau înclina o bară este practic ca în locul diagramei înfășurătoare a momentelor încovoietoare maxime să se raporteze pozițiile armăturilor la o diagramă de momente ca în fig. 8.26, obținută prin corectarea („dilatarea”) diagramei înfășurătoare a momentelor maxime, prin deplasarea absciselor ei cu  $h/2$  dinspre punctul de moment maxim.

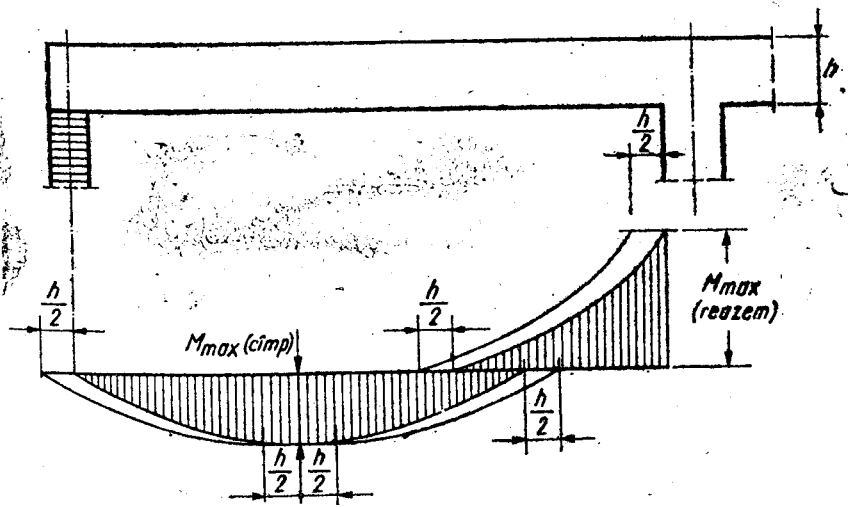


Fig. 8.26

În fig. 8.27, *a* și *b* sînt definite condițiile care determină punctul de unde poate fi înclinată sau întreruptă o bară în raport cu diagrama de momente încovoietoare, iar în fig. 8.27, *c*, pentru o bară înclinată, punctul de unde poate fi întreruptă în raport cu secțiunea în care este necesară din calculul la forță tăietoare. Notății:

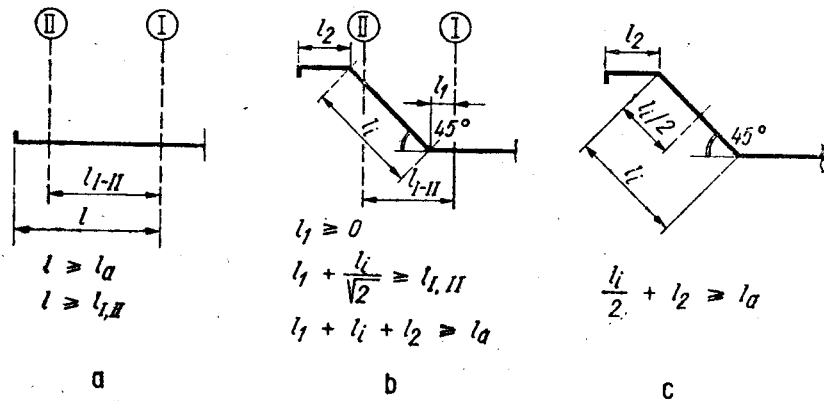


Fig. 8.27

*I* — secțiunea în care bara este integral necesară din calculul la încovoiere, în raport cu diagrama de momente „dilatată“ ca în fig. 8.26;

*II* — secțiunea în care, în raport cu aceeași diagramă de momente dilatată, bara nu mai este necesară din calculul la încovoiere (momentul încovoietor este preluat integral de restul barelor din secțiune);

$l_{I-II}$  — distanța între secțiunile *I* și *II*, măsurată în proiecție pe axul grinzii, pe lungimea căreia se admite că aportul barei care se întrerupe descrește liniar de la solicitarea maximă pînă la zero;

$l_a$  — lungimea de ancoraj necesară conform paragr. 8.3 1;

$l_1$  — distanța de la secțiunea *I* pînă la secțiunea de înclinare a barei;  
 $l_2$  — porțiunea dreaptă de la extremitatea unei bare înclinată, care trebuie să fie egală cu cel puțin  $10 d$  în zonele comprimate, respectiv  $20 d$  în zonele în care pot apărea și eforturi de întindere;

— lungimea totală de la secțiunea *I* pînă la extremitatea barei.

Secțiunile de tipul *I* pentru fiecare bară care se întrerupe sau se înclină se determină în modul următor (fig. 8.28):

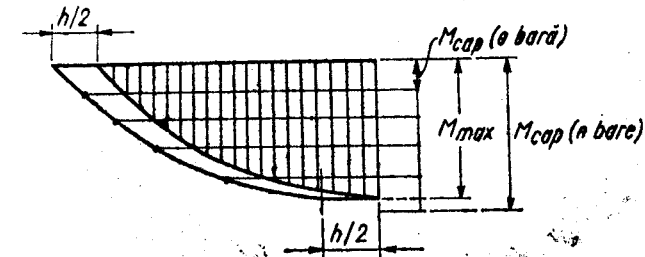


Fig. 8.28

— în secțiunea de moment maxim se determină momentul capabil, cu armătura efectiv prevăzută;

— se admite în mod simplificat ca aportul barelor la momentul capabil să fie considerat ca proporțional cu numărul lor, dacă diametrele sînt egale, sau cu ariile secțiunilor lor dacă diametrele sînt diferite (aceasta presupune admisă aproximația că brațul de pîrghie *z* al eforturilor interioare rămîne practic constant, independent de cantitatea de armătură și de pozițiile barelor, pe primul sau pe al doilea rînd):

$$M_{cap}(o\ bară) \approx \frac{A_a(o\ bară)}{A_a(totală)} M_{cap}$$

sau, pentru *m* bare de diametre egale:

$$M_{cap}(o\ bară) = \frac{M_{cap}}{m}$$

— cu această simplificare, momentele capabile în secțiunile cu mai puține bare se pot determina împărțind ordonata *M* din secțiunea de moment maxim în părți egale (dacă barele sînt de același diametru) sau proporțional cu ariile secțiunilor barelor dacă sînt de diametre diferite;

— ducînd din punctele respective linii orizontale, la intersecțiile acestora cu diagrama de momente dilatată se găsesc secțiunile de tipul *I* pentru fiecare bară sau grup de bare.

Secțiunea de tipul *II* pentru o bară coincide cu secțiunea *I* a barei înclinate în poziția următoare.

În fig. 8.29 este dat un exemplu de stabilire a pozițiilor punctelor de întrerupere a barelor drepte pentru armăturile de pe un reazem al unei grinzi continue fără bare înclinate. Grinda este armată pe reazem cu 4 bare de diametre egale, din care două se prelungesc pe toată lungimea diagramei de momente negative, iar celelalte două se întrerup într-o secțiune intermediară. Pentru barele întrerupte, lungimea *l* cu care trebuie prelungite dincolo de secțiunea *I* va fi cea mai mare dintre  $l = l_{I-II}$  și  $l = l_a$ .

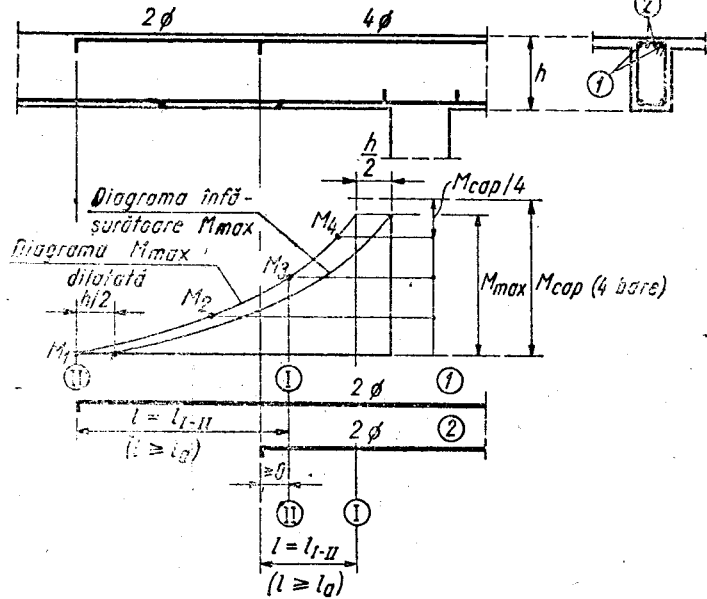


Fig. 8.29

În fig. 8.30 este dat un exemplu de stabilire a pozițiilor punctelor de înclinare și de întrerupere pentru barele înclinate ale unei grinzi simplu rezemate. Grinda este armată în cîmp cu 5 bare de diametre egale, din care două rămîn drepte pînă la reazem (1), două se înclină în prima secțiune dinspre reazem (2) și una în a doua secțiune (3).

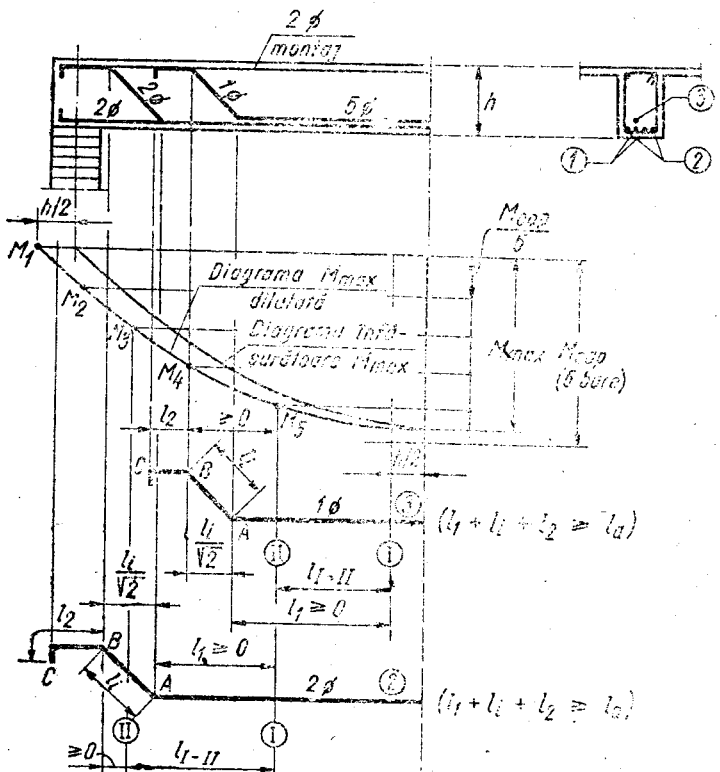


Fig. 8.30

Pentru bara (3), extremitățile A și B ale porțiunii înclinate trebuie să fie situate: A în stînga secțiunii I și B în stînga secțiunii II. Punctul C de întrerupere a barei trebuie să satisfacă în plus condiția  $l_1 + l_2 + l_3 = IA + AB + l_3 \geq l_a$ . La fel se procedează și pentru barele (2), pentru care dacă lățimea reazemului este prea mică, lungimea  $l_2$  necesară se poate realiza prin întoarcerea la  $90^\circ$  în jos a barelor, ca în figură.

Dacă pozițiile barelor înclinate, stabilite inițial pe baza calculului la forță tăietoare, nu satisfac relațiile din fig. 8.27, a și b în raport cu diagrama de momente încovoietoare, modificarea punctelor lor de înclinare poate necesita o restructurare a întregii armări a grinzii, cu schimbarea numărului și diametrelor barelor longitudinale, eventual și a etrierilor (redistribuirea forței tăietoare între etrieri și barele longitudinale înclinate).

### 8.6.6. Armături longitudinale de montaj

La partea superioară a grinzilor, în zonele und nu sînt dispuse armături longitudinale de rezistență, se prevăd armături de montaj, cite o bară la fiecare colț de etrier.

La grinzile cu înălțime peste 700 mm se prevăd pe fețele laterale armături de montaj intermediare, la distanțe de cel mult 400 mm pe înălțimea grinzii, legate între ele în sens transversal prin agrafe, dispuse din doi în doi etrieri.

Diametrele barelor de montaj vor fi cel puțin egale cu cele minime din tabelul 8.15 și cel puțin egale cu diametrul etrierilor (în cazul carcaselor sudate, al barelor transversale).

Tabelul 8.15

Poziția armăturilor de montaj	Modul de execuție a grinzilor	Diametrele minime (în mm) ale barelor de montaj pentru armături din carcase:		
		legate cu sîrmă		sudate
		PC 60, PC 52	OB 37	
la partea superioară a grinzii	monolite	8	10	6
	prefabricate		8	5
pe fețele laterale ale grinzii		6	8	5

### 8.6.7. Armături transversale

La carcasele legate cu sîrmă, diametrele minime admise pentru etrieri sînt:

- 1/4 din diametrul maxim al armăturilor longitudinale;
- 6 mm pentru grinzi cu  $h \leq 800$  mm;
- 8 mm pentru grinzi cu  $h > 800$  mm.

La carcasele sudate, la stabilirea diametrelor barelor transversale, pe lîngă condițiile de rezistență la forță tăietoare, se va ține seama de posibilitatea realizării unui regim corespunzător de sudare și de necesitatea asigurării indeformabilității carcasei în timpul transportului și montajului, precum și în timpul betonării grinzii. Diametrul minim admis: 4 mm.

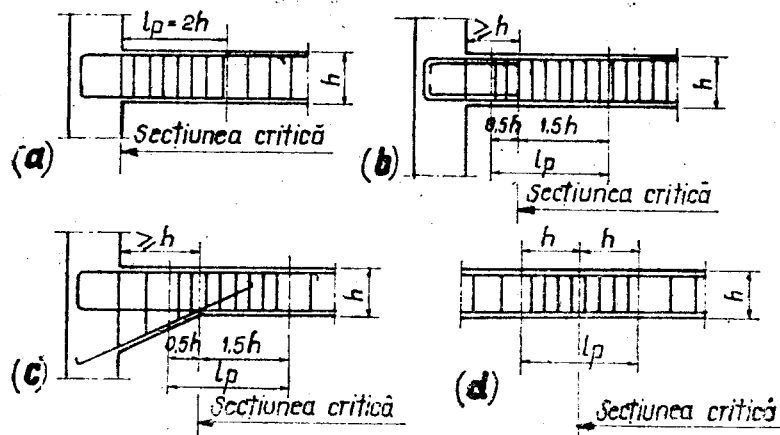


Fig. 8.31

Distanțele maxime, admise între etrieri:

- pe porțiunile pe care există armătură comprimată rezultată din calcul:  $a_e \leq 15d$  la grinzile din beton cu agregate obișnuite și  $a_e \leq 10d$  la cele din beton ușor ( $d$  — diametrul minim al armăturilor longitudinale);
- în zonele plastice potențiale ale riglelor cadrelor participante la structuri antiseismice proiectate în zonele seismice de calcul A...E;  $a_e \leq 200$  mm,  $a_e \leq h/4$ ;
- în restul cazurilor:  $a_e \leq 300$  mm,  $a_e \leq 3h/4$ .

De regulă, la cadrele participante la structuri antiseismice se consideră ca zone plastice potențiale extremitățile tuturor riglelor, pe o lungime  $l_p = 2h$  măsurată de la fața reazemului (fig. 8.31, a).

Dacă printr-o armare locală mai puternică în imediata vecinătate a reazemului [70] (fig. 8.31, b) sau printr-o variație a înălțimii grinzii (fig. 8.31, c) se ajunge ca secțiunea critică la moment negativ (secțiunea în care momentul negativ maxim este cel mai apropiat de momentul de plastificare) să se deplaseze de la extremitatea riglei la o distanță  $\geq h$ , poziția zonei plastice potențiale se consideră în modul arătat în fig. 8.31, b și c în raport cu secțiunea critică. În cazurile mai rare când intervin zone plastice potențiale în cimpurile riglelor, lungimile lor  $l_p = 2h$  se iau simetrice față de secțiunea critică la moment pozitiv, ca în fig. 8.31, d. În acest caz, îndesirea etrierilor nu este necesară și la grinzile cu placă în zona comprimată, unde placa realizează o confinare satisfăcătoare a zonei comprimate a inimii.

Se vor prevedea etrieri închiși în următoarele cazuri (fig. 8.32):

- la grinzile independente fără placă la partea superioară (fig. 8.32, b și c), pe toată lungimea;
- la grinzile făcând parte din planșee sau avînd placă la partea superioară (secțiuni în formă de T), etrieri închiși în zonele în care există armături de rezistență și la partea superioară.

La grinzile cu lățimi peste 400 mm se vor prevedea etrieri cu minimum 4 ramuri. Cei intermediari pot fi deschiși (fig. 8.32, d). La grinzile cu secțiune în formă de T, dublu T sau de alte forme cu unghiuri intrinse, etrierii se dispun încrucișat, ca în fig. 8.32, e.

Carcase sudate cu un singur rînd de bare transversale (fig. 8.33, a) se admit la lățimi de grinzii pînă la 150 mm. La lățimi mai mari se utilizează carcase

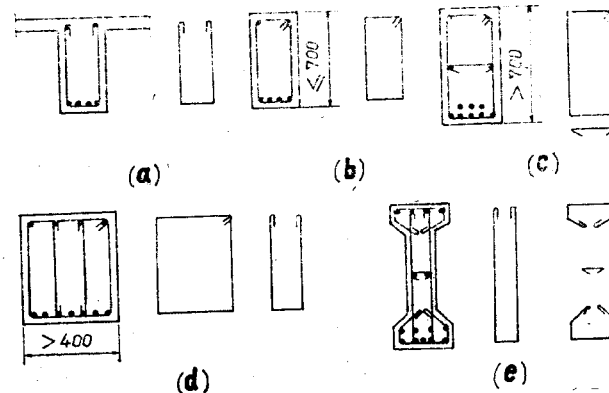


Fig. 8.32

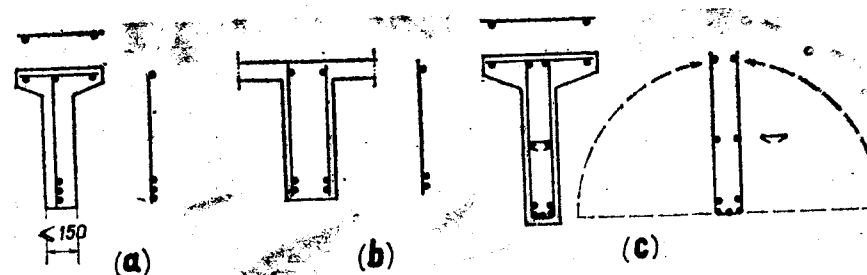


Fig. 8.33

plane duble, ca în fig. 8.33, b, sau carcase plane îndoite astfel ca barele transversale să ia forma de etrieri (fig. 8.33, c).

### 8.6.8. Grinzii solicitate la încovoiere cu torsiune

Armăturile longitudinale suplimentare necesare pentru preluarea momentelor de torsiune se distribuie cât mai uniform pe perimetrul secțiunii și în primul rînd se dispun la cele 4 colțuri (fig. 8.34). Ancorajele și innădirile lor se realizează conform regulilor valabile pentru bare solicitate la întindere.

Cînd armăturile suplimentare de pe fețele laterale se limitează sub forma de bare locale în zonele cu momente de torsiune mai mari (fig. 8.35), întreruperea lor în raport cu diagrama înfășurătoare a momentelor de torsiune maxime se face după aceleași reguli ca la paragraful 8.6.5.

Armarea transversală pentru preluarea momentelor de torsiune se realizează prin suplimentarea cantității de etrieri perimetrali, dimensionați astfel ca să cumuleze funcția de preluare a forței tăietoare cu cea de preluare a momentului de torsiune și alcătuiți ca în fig. 8.34, cu ramurile orizontale superioare suprapuse pe toată lățimea grinzii, dar cel puțin pe o lungime egală cu  $\lambda_a$ .

### 8.6.9. Grinzii cu încărcări suspendate

Încărcări suspendate sau aplicate la talpa inferioară (fig. 8.36) intervin la grinzile care susțin mijloace de transport suspendate (fig. 8.36, a), grinzile întoarse ale planșeelor monolite (fig. 8.36, b), grinzile principale prefabricate în



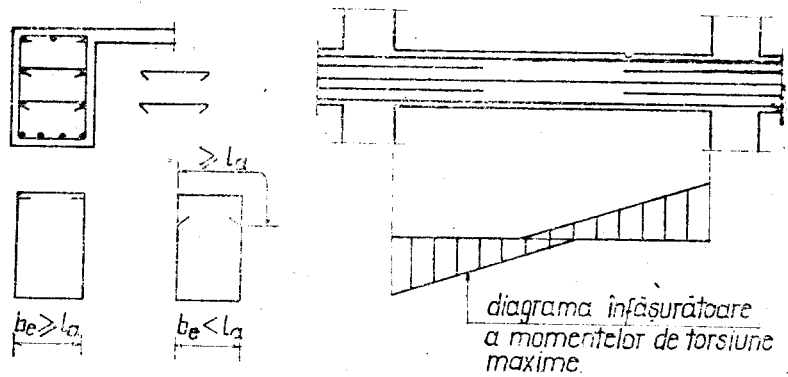


Fig. 8.34

Fig. 8.35

formă de T întors susținând elemente de planșeu rezemate pe talpa lor inferioară (fig. 8.36, c) etc.

În secțiunea de suspendare (fig. 8.37), în care de regulă betonul este fisurat, etrierii inimii trebuie să fie dimensionați suplimentar la întindere pentru a prelua întreaga încărcare aplicată la talpa inferioară și a o transmite la talpa superioară a grinzii. Dacă înălțimea grinzii nu este suficientă pentru ca lungimea ramurilor verticale ale etrierilor deasupra secțiunii de suspendare să fie  $\geq l_a$ , atunci etrierii se prevăd închiși, cu ramurile orizontale suprapuse, la fel ca în fig. 8.34. În cazul grinzilor prefabricate (fig. 8.36, c), etrierii tălpii inferioare se dimensionează ca armătură pentru preluarea momentelor încovoietoare transversale și se alcătuiesc ca în figură, cu asigurarea lungimii de ancoraj din secțiunea de încadrare a tălpii lucrând în consolă pînă la extremitatea barelor.

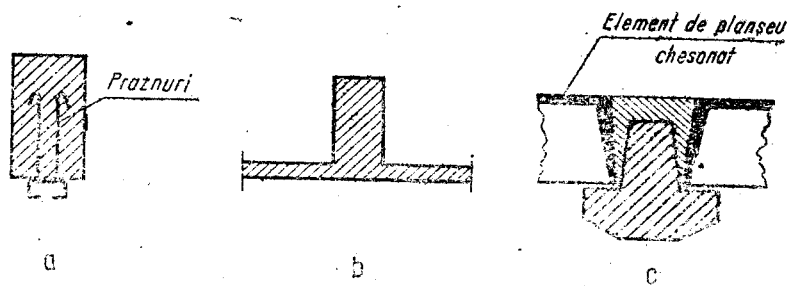


Fig. 8.36

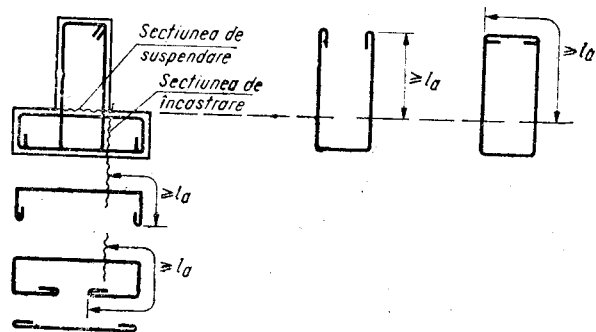


Fig. 8.37

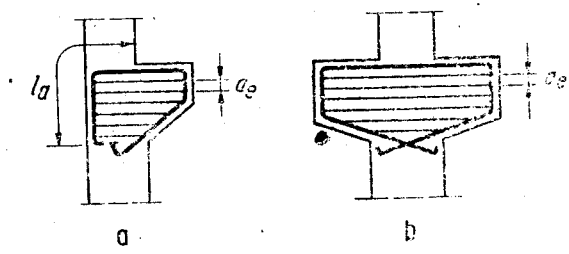


Fig. 8.38

### 8.6.10. Console scurte

Se recomandă ca armarea consolelor scurte să se realizeze numai cu bare longitudinale și etrieri, fără bare înclinate (fig. 8.38). Armăturile pentru preluarea momentelor încovoietoare se ancorează la extremități cu lungimea  $\geq l_a$ , măsurată de la secțiunea de moment maxim. La consolele asimetrice, ancorarea în stlpl se realizează ca în fig. 8.38, a.

Distanța maximă între etrierii orizontali:  $a_e \leq 150$  mm.

## 8.7. PREVEDERI SUPPLEMENTARE PENTRU DIAFRAGME (PEREȚI STRUCTURALI) DIN BETON ARMAT MONOLIT [6;10;70;78:118]

### 8.7.1. Secțiunea de beton

Forme de secțiuni. Pentru diafragmele obișnuite ortogonale, în fig. 8.39 sînt arătate formele uzuale ale capetelor;

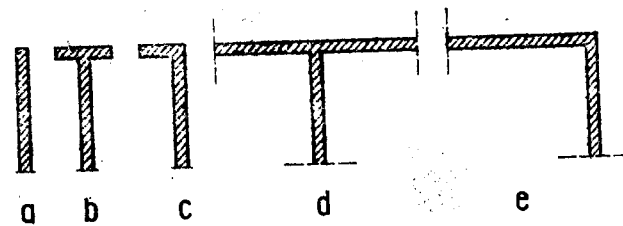


Fig. 8.39

- lamelare (a);
- cu bulbi, simetrice (b) sau într-o singură parte (c);
- cu tălpi, rezultate din încrucișarea cu alte diafragme perpendiculare, simetrice (d) sau într-o singură parte (e).

Notății pentru secțiunea de beton (fig. 8.40).  $h$  — înălțimea secțiunii;  $b$  — grosimea inimii;  $h_p$  — grosimea tălpii sau bulbului;  $b_p$  — lățimea bulbului sau a tălpii (în cazul tălpii late: lățimea activă de calcul).

La diafragmele participante la structuri antiseismice, grosimile inimii și tălpii, oportunitatea prevederii de bulbi la capete și dimensionarea acestora rezultă din condiția de ductilitate, pusă sub forma limitării nivelului de solicitare la compresiune (vezi cap. 6). În plus, grosimea inimii trebuie să satisfacă și condiția limitării nivelului de solicitare la forță tăietoare (vezi capitolul 6).

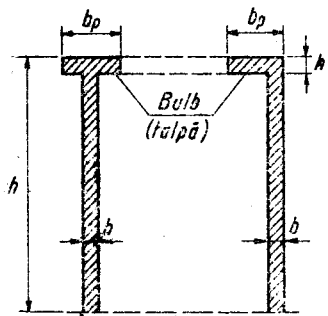


Fig. 8.40

Grosimile minime ale inimii și tălpilor:  $b$ ,

$$h_p \geq 140 \text{ mm}; b, h_p \geq \frac{H_{\text{nivel}}}{20}$$

Dimensiuni minime pentru bulbi:  
 $h_p \geq 200 \text{ mm}; b_p \geq l_{fl}/7$  ( $l_{fl}$  – lungimea de flambaj);

$$b_p \begin{cases} \geq 2,5 b \text{ dacă } b_p h_p < 120\,000 \text{ mm}^2 \\ \geq 2,0 b \text{ dacă } b_p h_p \geq 120\,000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Se va evita ca golurile pentru uși, ferestre etc. să fie amplasate la mai puțin decît 1200 mm distanță de la cea mai apropiată extremitate a secțiunii. La diafragmele avînd goluri decalate de la un etaj la altul se recomandă ca lungimea plinului între golurile învecinate de la două niveluri succesive să fie de cel puțin 600 mm.

### 8.7.2. Categoriile de armături și rolul lor [10]

În cazul diafragmelor monolite, pe lângă armăturile de rezistență și cele de confinare, intervin cu un rol sporit armăturile constructive, definite la paragraful 8.1.1. c. Avînd în vedere caracterul masiv și multiplu conex al structurilor cu diafragme monolite, eforturile interioare generate de împiedicarea unor deformații, cum sînt cele din contracția betonului, din variații și diferențe de temperatură, din tasări inegale ale terenului de fundație și din deformații inegale produse de curgerea lentă a betonului, denumite în mod generic *autotensiuni*, capătă o importanță mai mare decît la structurile flexibile, iar evidențierea lor explicită nu este de regulă posibilă prin calculele curente. Există însă în acest domeniu o vastă experiență din observarea comportării în timp a structurilor cu diafragme, care stă la baza recomandărilor privitoare la dimensionarea armăturilor constructive. Considerații detaliate în această privință sînt expuse în lucrarea [10], unde este citată și o bibliografie mai amplă.

La diafragmele pline sau cu goluri intervin următoarele categorii de armături (fig. 8.41):

1. *Armarea zonelor de capăt ale elementelor verticale (montanților)* este formată din:

– *armăturile longitudinale (verticale)*, notate în figură cu (a), care preiau eforturi din solicitarea diafragmei sau montanțului la compresiune excentrică, avînd, în funcție de sensul acțiunii forțelor orizontale, rolul de preluare a eforturilor de întindere, respectiv de consolidare a zonei comprimate;

– *armăturile transversale (etrierii)* (b), cu rol similar etrierilor unor stâlpi: confinarea zonei comprimate și împiedicarea flambajului barelor longitudinale.

2. *Armarea curentă a inimii elementelor verticale* cuprinde:

– *barele orizontale* (c), care constituie armarea transversală la forță tăietoare, îndeplinind rolul etrierilor unei console verticale și totodată servesc pentru îmbunătățirea comportării la solicitările din deformații împiedicate (contracția betonului, variații și diferențe de temperatură);

– *barele verticale* (d), care servesc ca armături de montaj pentru cele orizontale, dar au în unele cazuri și un rol de rezistență, pentru preluarea

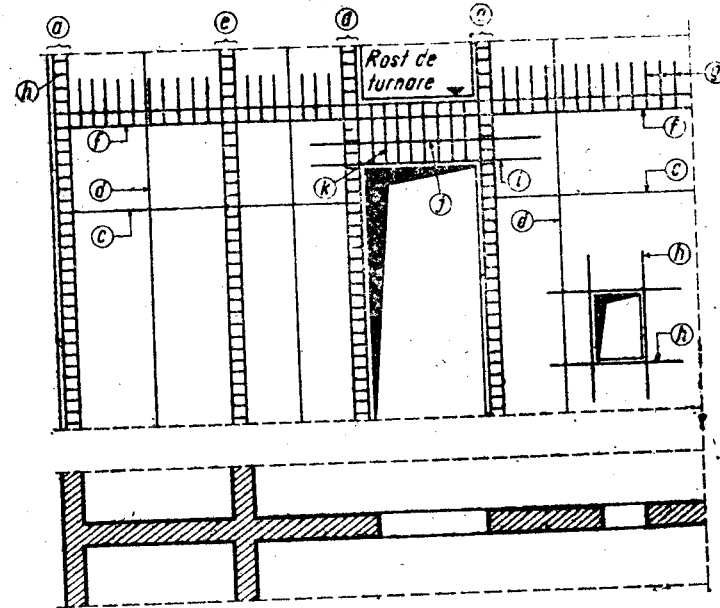


Fig. 8.41

unor momente încovoietoare acționînd perpendicular pe planul diafragmei, rezultate din diferite excentricități sau din încadrarea locală în diafragmă a unor elemente de construcții; de asemenea, barele verticale, în special cele situate în apropierea capetelor, participă la preluarea eforturilor din solicitarea diafragmei la compresiune excentrică, alături de barele (a).

Barele verticale și cele orizontale din inimă formează plase, dispuse la cele două fețe ale inimii, constituind o *armare de tip continuu*. La diafragmele cu solicitări reduse din acțiunea forțelor orizontale, în cazul cînd o armare continuă nu este necesară nici pentru acoperirea altor solicitări, se utilizează sistemul de *armare de tip discontinuu* (fig. 8.42), care constă din carcasse verticale dispuse ca în figură, legate între ele prin centurile orizontale din dreptul planșeelor.

3. *Armările locale* cuprind:

– *armăturile de la intersecțiile cu alte diafragme* (e), dispuse constructiv pentru asigurarea unei legături între diafragmele intersectate [etrierii servesc și pentru înădăirea armăturilor de tip (c)];

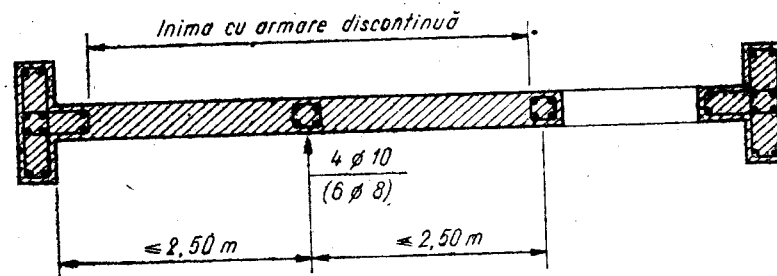


Fig. 8.42

— *armăturile de la intersecțiile cu planșeele*, în care se cuprind: cele orizontale de tip centură așezate în grosimea planșeelor (*f*) și cele verticale suplimentare de traversare a rosturilor de turnare din dreptul planșeelor (*g*), cu rol de preluare a forței tăietoare în secțiunile în care nu se contează pe preluarea ei prin beton, la contactul între betoanele turnate la date diferite;

— *armăturile de bordare a golurilor mici* (*h*), pentru preluarea eforturilor locale din jurul acestora.

4. *Armarea riglelor de cuplare* este formată din:

— *armăturile longitudinale principale* (*i*), dispuse la fața superioară și la cea inferioară a secțiunii, pentru preluarea eforturilor de întindere produse de momentele încovoietoare;

— *armăturile longitudinale intermediare* (*j*), dispuse constructiv pe inima riglei, cu rolul de a îmbunătăți regimul ei de fisurare sub acțiunea forței tăietoare;

— *armăturile transversale* (etrieri sau bare înclinate) (*k*) pentru preluarea forței tăietoare.

### 8.7.3. Definiția și delimitarea zonelor A și B ale elementelor verticale ale diafragmelor.

Cerințele referitoare la armarea elementelor verticale ale diafragmelor sînt diferențiate între zona plastică potențială de la bază și restul înălțimii diafragmei (montantului).

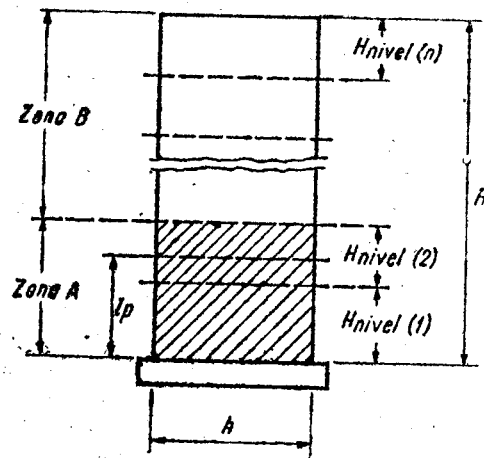


Fig. 8.43

Lungimea de calcul  $l_p$  a zonei plastice potențiale de la bază se determină cu formula:

$$l_p \approx 0,4 h + 0,05 H \geq \frac{H}{6} \quad (8.6)$$

cu notațiile din fig. 8.43. Lungimea  $l_p$  astfel calculată se rotunjește la un număr întreg de niveluri. Rotunjirea se face în plus dacă pe înălțimea unui nivel  $l_p$  intră cu mai mult decît  $0,2 H_{nivel}$ . Zona plastică potențială astfel stabilită este denumită [10; 118] „zona A”, iar restul înălțimii diafragmei (montantului) constituie „zona B”.

### 8.7.4. Armarea în cîmp a elementelor verticale ale diafragmelor

Barele orizontale ale armării în cîmp capătă caracterul de armături de rezistență, în sensul clasificării de la paragraful 8.7.2, la nivelurile la care forța tăietoare nu poate fi preluată de beton:  $\bar{Q} = Q/bh_0R_s > \bar{Q}_b$ , unde  $\bar{Q}_b = 0,5$  în zona A și  $\bar{Q}_b = 0,7$  în zona B. În celelalte cazuri, armarea în cîmp are caracterul de armare constructivă.

*Observație.* În zona A, chiar dacă  $\bar{Q} \leq \bar{Q}_b$  și deci armarea este constructivă, trebuie să fie proiectată respectînd regulile corespunzătoare unei armări de rezistență.

a. *Armarea de rezistență* este formată din două plase, dispuse la fețele diafragmei și se realizează dintr-un oțel ductil (PC 60, PC 52, OB 37), sub forma de bare legate cu sîrmă la intersecții. Plasele se pot preconfecciona pe șantier, în care caz legăturile la intersecții se pot realiza și prin sudură prin puncte.

Procentele minime de armare pentru barele orizontale și pentru cele verticale sînt date în tabelul 6 E din anexă și se referă la totalitatea armăturilor din secțiune (cele două plase însumate). Diametrul minim al barelor: 6 mm. Distanța maximă între bare: 250 mm între barele verticale și 300 mm între cele orizontale).

Barele verticale au rolul de armături de montaj.

Cele două plase se leagă între ele prin agrafe  $\varnothing 6$  mm, dispuse cîte 4 bucăți/m<sup>2</sup> dacă barele plaselor sînt de diametre  $\leq 8$  mm și cîte 6 bucăți/m<sup>2</sup> dacă  $d > 8$  mm (fig. 8.44).



Fig. 8.44

b. *Armarea constructivă* se poate realiza *continuu* sau *discontinuu*. Cea continuă se prevede în următoarele cazuri:

- la toate clădirile cu grad de protecție antiseismică  $> 7$ ;
- la clădirile cu grad de protecție antiseismică  $\leq 7$ , dacă sistemul constructiv este cu diafragme rare combinate cu cadre intermediare sau perimetrare (soluția de tip „celular”, cu diafragme numai pe perimetrele apartamentelor, soluții cu nucleu central), precum și la toate construcțiile cu mai mult decît parter + 4 etaje;
- la clădirile cu  $H_{nivel} > 3$  m;
- la diafragmele cu solicitări transversale la încovoiere din diferența de temperatură (la calcane și rosturi) și la cele care mărginesc casa scării;
- la ultimul nivel, pentru îmbunătățirea comportării diafragmelor la eforturile datorite dilatației termice a planșeului terasei;
- la nivelurile la care  $0,5 < \bar{Q} \leq 0,7$ .

Armarea constructivă continuă se realizează de regulă din două plase sudate din STNB  $\varnothing 5$  mm la 200 mm distanță, dispuse la cele două fețe ale diafragmei și legate între ele prin agrafe  $\varnothing 6$  mm, cîte 4 bucăți/m<sup>2</sup>.

Armarea constructivă discontinuu se poate utiliza în cazurile necuprinse în enumerarea de mai sus. Se realizează ca în fig. 8.45, a, din carcasse verticale la maximum 2,50 m distanță, legate între ele prin centuri orizontale situate sub planșee. Carcasele verticale sînt formate din 4 sau 6 bare longitudinale, cu diametru  $\geq 8$  mm și etrieri  $\varnothing 6$  mm la 200 mm distanță, dispuși ca în fig. 8.45, b traversînd rostul de turnare ca mustăți.

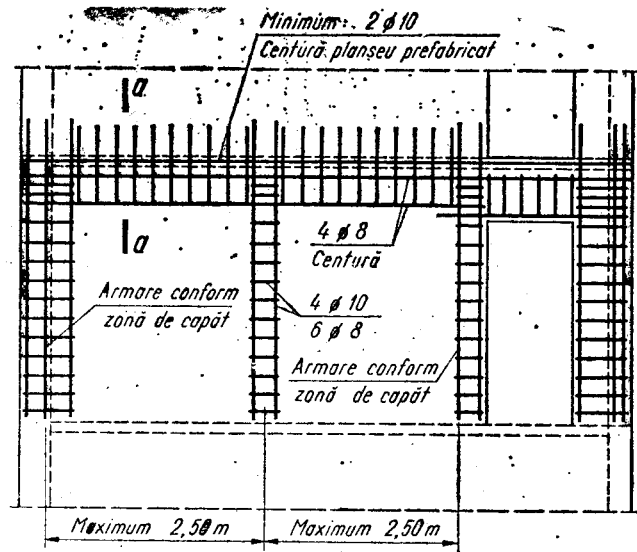


Fig. 8.45

### 8.7.5. Armături de capăt ale elementelor verticale

Armăturile verticale care rezultă necesare la capetele diaframelor (montanților) din calculul la compresiune excentrică se dispun în interiorul etrierilor de la capetele respective conform fig. 8.46. Pentru aceste armături, diametrele minime sînt date în tabelul 8.16.

Tabelul 8.16

Zona seismică de calcul	Diametrul minim (mm) al barelor armăturii „A <sub>a</sub> ” pentru oțel:	
	PC 60, PC 52	OB 37
F	10	10
A...E	10	12

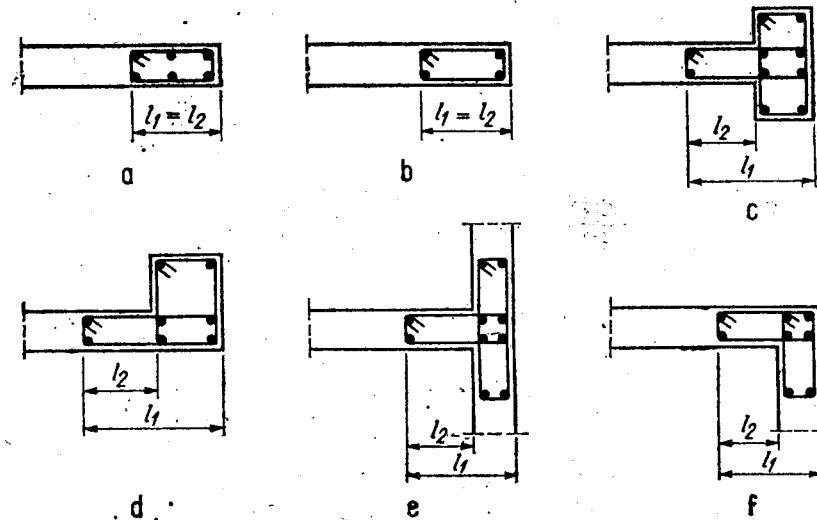


Fig. 8.46

Din fig. 8.46 și din tabelul 8.17 rezultă numărul minim de bare longitudinale necesare constructiv pentru cele 6 tipuri uzuale de capete de diafragme (montanți). În cazurile cînd numărul de bare rezultat din calcul este mai mic decît cel arătat în figură, diametrele minime date în tab. 8.16 se referă numai la barele rezultate din calcul și cel puțin la:

- toate barele din fig. 8.46, a și b.;
- cele 4 bare de la colțurile ieșinde din fig. 8.46, c, d, e și f.

Tot pentru aceste bare sînt valabile și distanțele maxime admise, arătate în tabelul 8.17.

Tabelul 8.17

Forma capătului	În fig. 8.46	Numărul minim constructiv de bare	Distanța maximă admisă între barele verticale (mm)
lamelar exterior	a	6	250
lamelar spre un gol interior	b	4	250
cu bulb simetric	c	10	350 cînd $b_p, h_p \leq 400$ mm 250 cînd $b_p, h_p > 400$ mm
cu bulb într-o singură parte	d	8	
cu talpă simetrică	e	10	300
cu talpă într-o singură parte	f	8	300

Zona din diafragmă		Distanțe $a_e$ maxime între etrieri (agrafe) pentru zona seismică de calcul	
		F	A...E
A		150 mm	$120 \text{ mm} \leq 10 d$
B	nivelurile curente	$200 \text{ mm} \leq 15 d$	
	ultimile două niveluri	200 mm	

$d$  – diametrul minim al barelor verticale ale armăturii  $A_a$  definite la paragr. 8.7.5. (care respectă diametrele minime din tab. 8.16).

### 3.7.6. Armarea intersecțiilor cu alte diafragme și cu planșeele

Intersecțiile între diafragme se armează constructiv cu carcasa de forma din fig. 8.48. La diafragmele cu armare continuă pe inimă, lungimile în plan ale etrierilor trebuie să asigure înădăirea cu barele orizontale de pe inimă ( $l_2 \geq l_a$ ). Diametre minime:

- pentru barele longitudinale de tip (a) ... 10 mm;
- pentru barele longitudinale de tipul (b) ... 6 mm la diafragmele cu armare continuă pe inimă și 8 mm la cele cu armare discontinuă;
- pentru etrieri ... 6 mm

Distanța maximă între etrieri: 200 mm.

La trecerile prin planșee, secțiunea diafragmei nu trebuie să fie micșorată datorită rezemării plăcilor. În acest scop, dacă plăcile sînt prefabricate, se rezemă fie pe prelungitori metalici, fie provizoriu pe popi situați de o parte și de alta a diafragmei. Se admit și rezemări directe ale plăcilor prefabricate pe diafragme prin creneluri (console), dacă aria în plan a acestora nu reduce secțiunea diafragmei cu mai mult decît 15%.

Pe grosimea plăcii planșeului se prevede în diafragmă o centură armată longitudinal cu 4 bare  $\varnothing 8$  mm sau 2 bare  $\varnothing 10$  mm, care trebuie ancorate corespunzător în diafragmele de capăt.

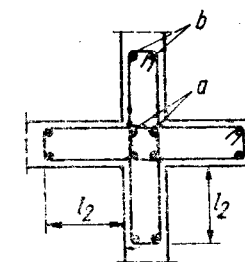


Fig. 8.48

### 3.7.7. Armarea riglelor de cuplare

Pentru diametrele minime ale barelor longitudinale și etrierilor și distanțele maxime admise între barele longitudinale se aplică aceleași reguli ca și la grinzile obișnuite (paragraf. 8.6).

a. Armarea ortogonală, cu bare longitudinale și etrieri (fig. 8.49) este formată din:

- Barele longitudinale de rezistență (pentru preluarea momentelor încovoietoare), dispuse la partea superioară și la cea inferioară a secțiunii. La

Pentru celelalte țări,  $d \geq 8 \text{ mm}$ .

Procentele minime de armare la capetele elementelor verticale ale diafragmelor sînt date în tabelul 6 D din anexă. La stabilirea procentului de armare care se compară cu cel minim, se ține seama de toate barele verticale din zonele hașurate din fig. 8.47, considerate ca active.

Observație. Din cercetări experimentale mai recente a rezultat că la diafragmele cu tălpi lățimile de tălpă pe care armăturile sînt active la întindere sînt în realitate mai mari decît cele prevăzute în instrucțiunile tehnice [118] și arătate în fig. 8.47.

Se notează cu:

$A_a$  – aria secțiunii armăturilor de rezistență din interiorul etrierilor de capăt, considerate în calcul (care respectă diametrele minime din tab. 8.16);

$\Delta A_a$  – aria secțiunii armăturilor verticale suplimentare cuprinse în zonele hașurate din fig. 8.47 și care pot fi realizate din alt tip de oțel decît  $A_a$ .

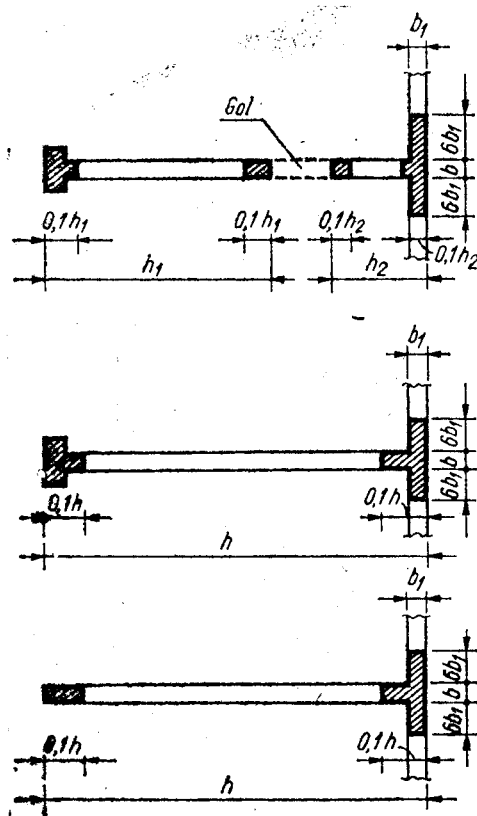


Fig. 8.47

Condițiile de verificare a respectării procentului minim de armare din tabelul 6 D se pun sub forma:

$$\left. \begin{aligned} A_a &\geq 0,6 p_{\min} \frac{bh}{100} \\ A_a + \Delta A_a &\geq p_{\min} \frac{bh}{100} \end{aligned} \right\} \quad (8.7)$$

Procentul maxim de armare admis:  $p_{\max} = 1,0\%$ .

#### Etrierii de capăt

Lungimea etrierilor după direcția înălțimii inimii trebuie să fie astfel ca  $l_1 = 0,1 h$  (fig. 8.46). În plus, la diafragmele cu armare continuă pe inimă, etrierii trebuie să asigure lungimea de înădăire cu barele orizontale de pe inimă (în fig. 8.16:  $l_2 \geq l_a$ ).

Pentru modul de dispunere a colțurilor de etrieri (agrafe) în raport cu pozițiile barelor longitudinale sînt valabile aceleași reguli ca pentru stâlpi (vezi paragraful 8.5.4).

Diametrul minim al etrierilor: 6 mm. Distanțele maxime admise între etrieri (agrafe) pe înălțime sînt date în tabelul 8.18.

riglele turnate în două etape (prima etapă, turnată odată cu diafragma, pînă sub placa prefabricată a planșeului și a doua etapă, turnată ulterior, pe grosimea plăcii); cînd secțiunea activă a riglei se consideră numai cea din prima etapă, barele longitudinale superioare se prevăd în înălțimea acesteia, iar în supra-betonare se continuă armarea curentă a centurii (fig. 8.49, b). Diametru minim: 10 mm.

— *Barele longitudinale intermediare*, dispuse constructiv pe fețele laterale. Diametru minim: 8 mm. Procentul de armare suplimentar realizat prin aceste bare, raportat la  $bh$ , va fi cel puțin 0,12% la construcțiile din zona seismică F și cel puțin 0,20% la cele din zonele seismice de calcul A... E

— *Etrierii*, care se prevăd pe toată înălțimea riglei, inclusiv supra-betonarea în cazul riglelor turnate în două etape, Diametru minim: 6 mm. Distanța maximă admisă între etrieri:  $a_e < b$ ,  $a_e < 15d$  ( $d$  — diametrul minim al barelor longitudinale de rezistență).

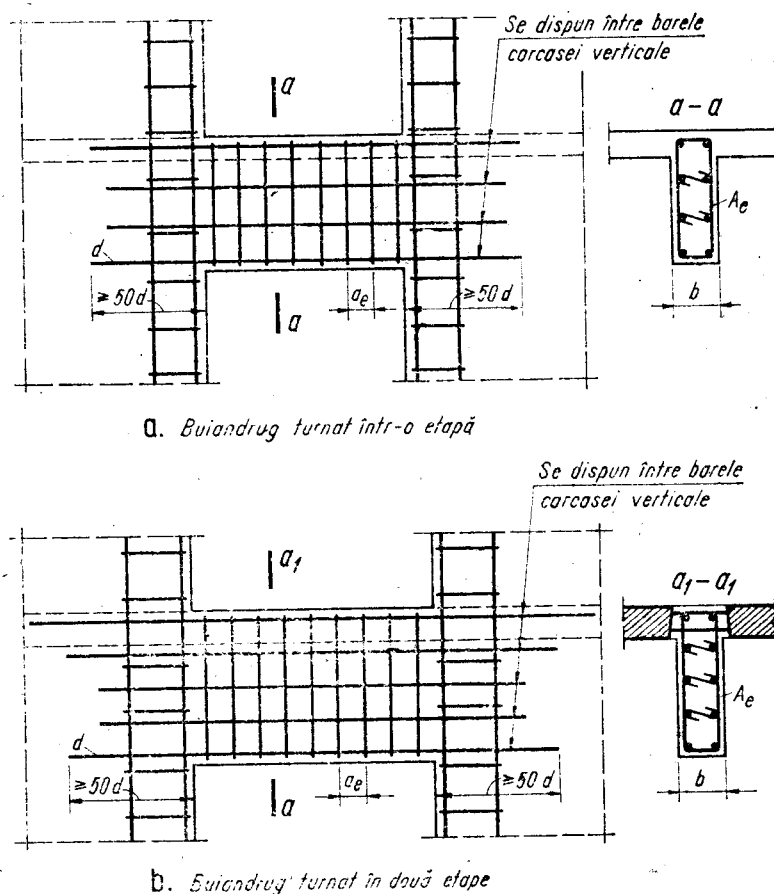


Fig. 8.49

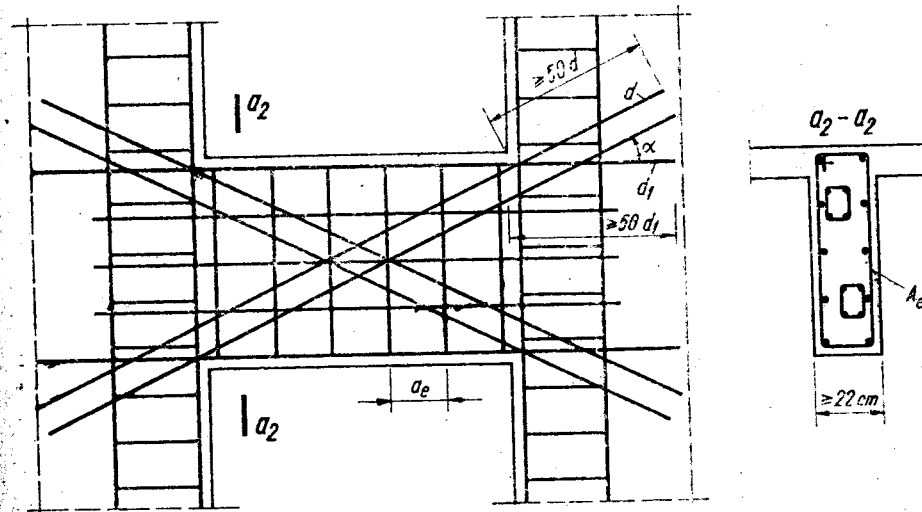


Fig. 8.50

b. *Armarea cu bare înclinată încrucișate* (fig. 8.50) este recomandată la riglele puternic solicitate din acțiuni seismice și avînd  $l_0/h \leq 1,5$  ( $l_0$  — lumina liberă a golului) și  $b \geq 22$  cm. Pentru barele longitudinale și etrieri rămîn și în acest caz valabile aceleași reguli constructive ca și în sistemul de armare ortogonală.

## 8.8. PREVEDERI SUPLIMENTARE PENTRU PLĂCI

În capitolul de față sînt date elementele necesare pentru alcătuirea constructivă a plăcilor planșelor din clădirile civile și industriale, cu rezemări continue pe grinzi sau pe pereți. Nu au putut fi cuprinse și prevederile referitoare la unele categorii de plăci pentru care prescripțiile de proiectare fac parte integrantă din cele ale unor tipuri speciale de structuri, cum sînt: planșeele-dală rezemate direct pe stîlpi (fără grinzi), planșeele ciupercei, plăcile circulare pentru acoperirea recipientilor cilindrici, plăcile zidurilor de sprijin etc.

S-a insistat mai mult asupra detaliilor de alcătuire și armare pentru plăci monolite, avînd în vedere că pentru plăcile și fișiile de planșeu prefabricate, care de regulă sînt tipizate și se execută uzinat, detaliile necesare se găsesc în cataloagele și proiectele tip respective.

### 8.8.1. Grosimile plăcilor

La dimensionarea grosimii plăcilor se va ține seama de următoarele cerințe:

- procentul mediu de armare să se încadreze de regulă în limite economice (sub 0,8% la plăcile armate pe o direcție și sub 0,5% la cele armate pe două direcții);
- deformațiile să respecte limitele admise, conform tabelului 18 din anexă;

— la clădirile civile, să fie asigurată masa necesară pentru realizarea izolării la zgomote cerută de prescripții;

— la clădirile industriale etajate și în general la planșeele cu încărcări concentrate mari să se asigure rezistența la străpungere.

Grosimea minimă admisă: 60 mm la plăcile monolite (50 mm la cele ale planșeelor cu nervuri dese fără corpuri de umplură), 30 mm la plăcile prefabricate, în condițiile în care grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor rezultă cea minimă de 10 mm. Orice majorare necesară la grosimea stratului de acoperire cu beton conform cerințelor de la paragraful 8.2 se adaugă și la grosimea minimă admisă pentru placă.

Suplimentar, în funcție de natura clădirilor, se recomandă ca grosimile plăcilor monolite să nu scadă sub următoarele valori:

— la planșee de acoperiș: 60 mm;

— la planșeele intermediare ale clădirilor civile: 70 mm, dacă din condiții de izolare fonică nu rezultă grosimi mai mari;

— la planșeele intermediare ale clădirilor industriale etajate (hale de producție, depozite): 80 mm;

— la planșee carosabile: 100 mm.

Pentru ca structura planșeului în ansamblu să fie conformată rațional, se va urmări ca deschiderile plăcilor să fie astfel stabilite încât, cu grosimile impuse de considerentele de mai sus, să fie utilizate economic (să nu rezulte armate constructiv la procente minime de armare).

Grosimile plăcilor vor fi de regulă multiplu de 10 mm.

### 8.8.2. Armături. Prevederi generale

Plăcile se armează cu plase sudate din STNB sau STPB sau cu bare montate individual din oțel laminat, formind plase legate cu sîrmă. Pentru plăcile prefabricate uzinate, inclusiv cele ale fișilor nervurate, armarea se realizează de regulă din plase sudate, proiectate în mod special pentru elementele respective și executate în atelierele fabricilor de prefabricate care le produc. Utilizarea plaselor sudate este avantajoasă și pentru plăcile monolite sau prefabricate pe șantier, în care caz trebuie să fie utilizate plasele tipizate livrate de industrie, pe baza catalogului fabricii producătoare (vezi tabelul 20 din anexă).

La elementele situate în medii cu agresivitate medie sau puternică (v. tabelul 8.5) se interzice utilizarea plaselor sudate din sîrmă trasă mată (STNB).

Diametrele minime admise pentru armăturile de rezistență și pentru cele de repartiție sînt arătate în tabelul 8.19.

Numărul minim de bare pe metru în zonele întinse, în funcție de grosimea  $h_p$  a plăcii:

$h_p \leq 300$ mm	5 bare/m
$300 \text{ mm} < h_p \leq 400$ mm	4 bare/m.
$h_p > 400$ mm	3 bare/m.

Numărul maxim de bare/m recomandat, în cîmp și pe reazem: 12 bare/m.

Procente minime de armare pentru plăci sînt date în tabelul 6 A din anexă.

Tipuri de armături		Diametre minime (mm) pentru armăturile:		
		de rezistență		de repartiție
		barele drepte de la partea inferioară a plăcii	barele înclinate și cele dispuse la partea superioară	
bare laminat individuale	PC 60, PC 52	6	6	6
	OB 37		8	
plase sudate din STNB sau STPB	plăci monolite	5		4
	plăci prefabricate	4		3

### 8.8.3. Prevederi de detaliu pentru armarea cu bare individuale

În fig. 8.51 sînt prezentate schematic modurile de dispunere a armăturii de rezistență în diferite cazuri caracteristice. Pentru plăcile armate pe două direcții, aceleași moduri de dispunere a armăturilor se referă la ambele direcții.

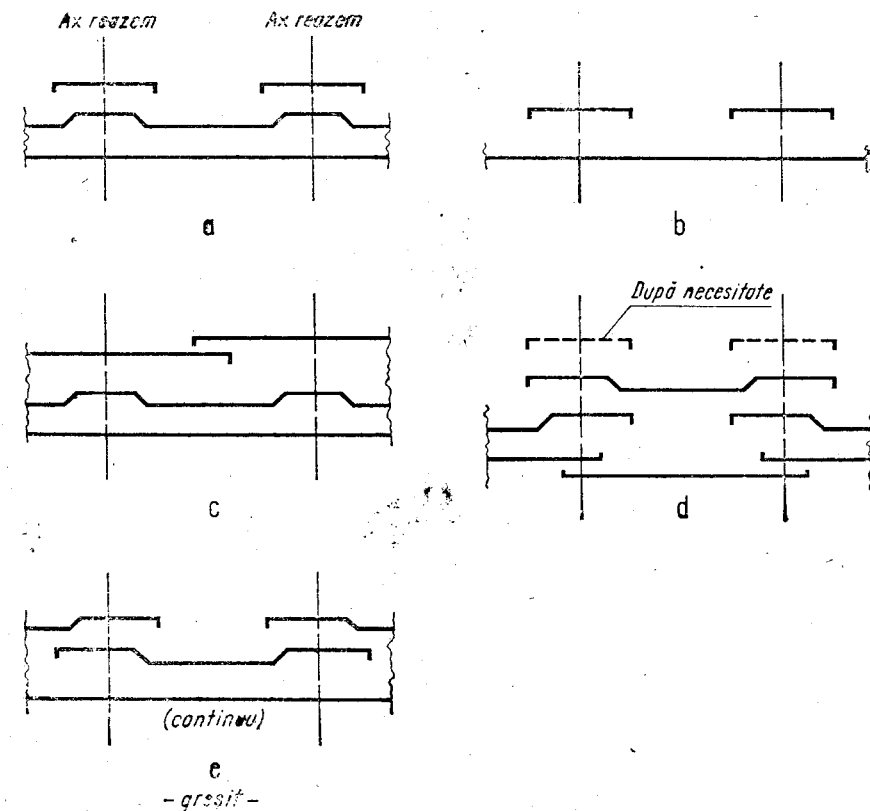


Fig. 8.51

— În cazul curent al armării cu bare cu diametre pînă la 10 mm inclusiv, care se livrează în colaci de lungimi mari, este preferabil ca barele drepte de la partea inferioară și cele ridicate să se realizeze continue (dintr-o bucată) pe toată lungimea planșeului, completate pe reazeme cu bare locale (călăreți) ca în fig. 8.51, a. Fasonarea barelor înclinate se face în acest caz la fața locului, pe cofrajul plăcii.

— La plăcile cu deschideri pînă la 2 m se recomandă armarea mai simplă, fără bare înclinate, din fig. 8.15, b.

— La plăcile cu încărcări temporare mari în raport cu cele permanente, la care intervin și momente negative în cîmpuri, se utilizează schema de armare din fig. 8.51, c, cu bare continue și la partea superioară, ale căror înădiri, dacă sînt necesare, se prevăd în mijlocul deschiderilor.

— Sistemul din fig. 8.51, d, cu bare separate pe fiecare deschidere, devine necesar cînd se folosesc armături cu diametre  $\geq 12$  mm, care se livrează de regulă la lungimi pînă la 12 m și care necesită fasonarea prealabilă în atelier. Soluția din fig. 8.51, e este incorectă, întrucît nu permite alternarea pe reazeme a pozițiilor barelor înclinate.

În fig. 8.52 este arătată exemplificativ schema de armare pentru o placă continuă avînd o deschidere mică între două deschideri mari, cu momente negative pe toată deschiderea mică.

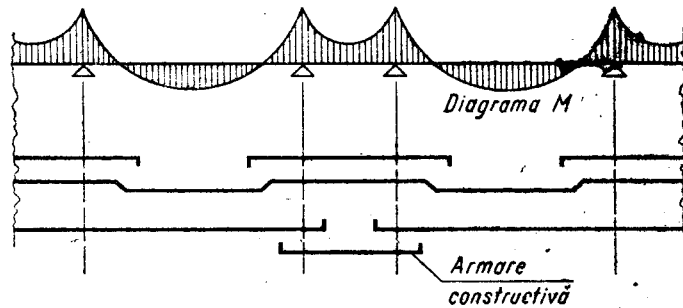


Fig. 8.52

Numărul de bare pe metru trebuie stabilit astfel ca distanțele între bare să fie ordonate, ceea ce simplifică montajul și controlul poziționării armăturilor. De aceea numărul de bare pe metru din aceeași placă trebuie să fie multiplu de un modul (2,5; 3; 3,5; 4 etc.). Exemple sînt date în fig. 8.53. Se recomandă ca la armăturile de rezistență ale unei plăci să se utilizeze cel mult două tipuri de diametre.

Armăturile de la partea superioară a plăcii, pentru preluarea momentelor negative de pe reazeme, se prelungesc de o parte și de alta a reazemului astfel ca să acopere întreaga zonă de momente negative. Dacă nu se face un calcul al lungimii  $l_c$  necesare (fig. 8.54), se va lua de fiecare parte a reazemului  $l_c = 1/4$  din cea mai mare dintre luminile libere  $l_{o(1)}$  și  $l_{o(2)}$  ale deschiderilor adiacente. La rapoarte mari între încărcarea temporară și cea permanentă, devin necesare lungimi  $l_c$  sporite, putîndu-se ajunge la forma din fig. 8.51, c cu armare continuă la partea superioară a plăcii.

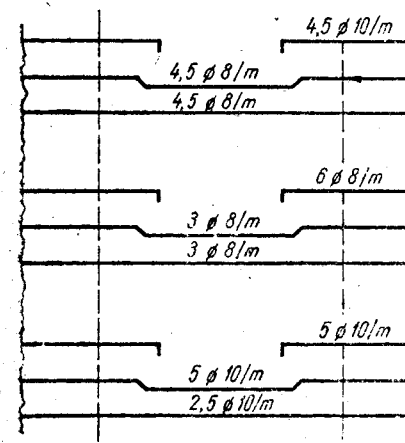


Fig. 8.53

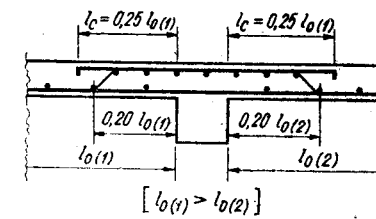


Fig. 8.54

Secțiunile de înclinare a barelor vor fi amplasate la distanțe suficient de mari de la marginile reazemelor (de regulă  $1/5$  din lumina liberă a plăcii în deschiderea respectivă), pentru ca barele înclinate să poată fi utilizate eficient la preluarea momentelor negative de pe reazeme. La plăci cu încărcări mari (de exemplu radier) în situațiile speciale cînd  $\bar{Q} > 0,75$  și deci folosirea barelor înclinate este necesară pentru preluarea forțelor tăietoare, secțiunile de înclinare se vor prevedea începînd din imediata vecinătate a reazemelor.

La plăcile armate pe o singură direcție (fig. 8.55) se prevăd pe direcția perpendiculară pe cea a armăturilor de rezistență armături constructive:

- în zonele întinse din cîmp și de pe reazeme, o armătură de repartiție avînd secțiunea pe metru egală cu cel puțin 15% din secțiunea pe metru a armăturii de rezistență, la planșeele obișnuite și 25% la cele cu încărcări concentrate mari, dar cel puțin  $4 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm/m}$ ;
- pentru preluarea momentelor locale de încastrare pe reazemele de continuitate de pe direcția laturii mari a plăcii  $l_{o(1)}$ , călăreții prelungiți de o parte

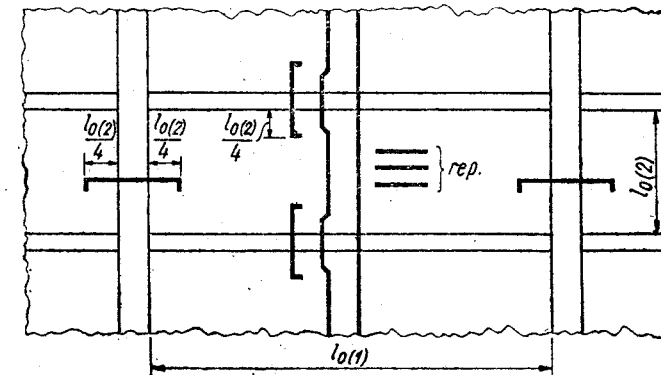


Fig. 8.55



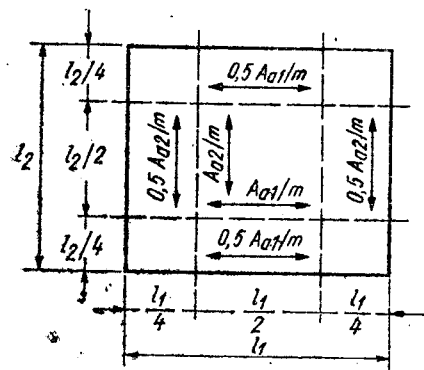


Fig. 8.56

și de alta a reazemelor cu  $(l_{0(2)}/4)$  de regulă  $5 \text{ } \varnothing 8/\text{m}$  dacă sînt din OB 37 și  $6 \text{ } \varnothing 6/\text{m}$  dacă sînt din PC 52 sau PC 60.

La plăcile armate pe două direcții, în sferturile marginale ale fiecărei deschideri, secțiunea de armătură pe metru din cîmp rezultată din calcul poate fi redusă la jumătate (fig. 8.56), cu respectarea procentelor minime de armare date în tabelul 6 A din anexă. De obicei, această reducere devine practic eficientă numai la plăci cu deschideri mari (de la 5 m în sus) sau cu încărcări importante.

#### 8.8.4. Prevederi de detaliu pentru armarea cu plase sudate

În fig. 8.57 este arătat modul de dispunere, de înnădire și de reprezentare convențională a armării cu plase sudate pentru o placă armată pe o direcție, în cîmp (a) și pe reazem (b), cînd plasele sînt așezate pe un singur rînd.

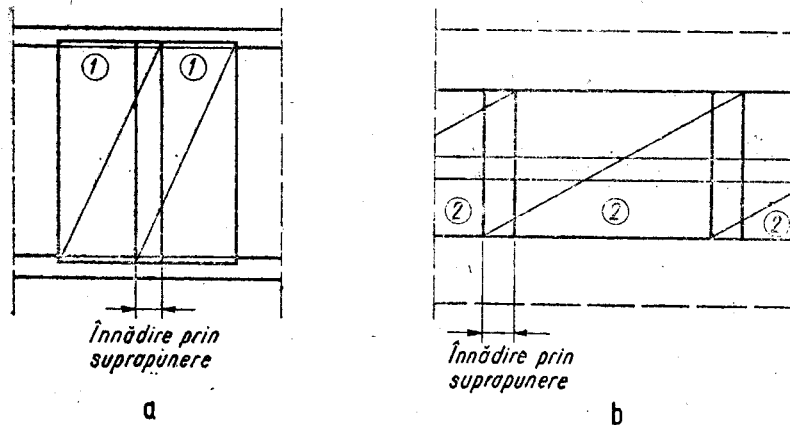


Fig. 8.57

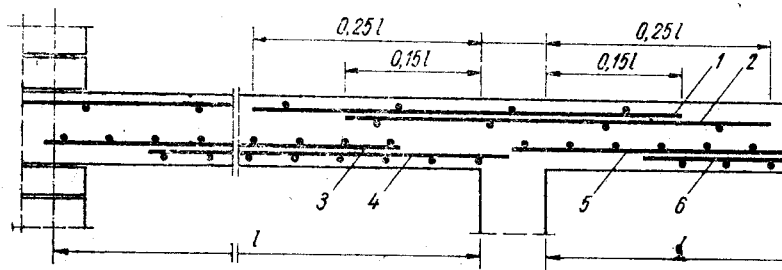


Fig. 8.58

După necesitate, plasele sudate se pot dispune și pe două rînduri suprapuse, ca în fig. 8.58, în care caz plasele de pe al doilea rînd se pot întrerupe în raport cu diagrama înfășurătoare a momentelor maxime, în modul arătat în figură.

Observație. În fig. 8.58, barele (1) sînt în același plan cu (2), la fel (3) cu (4) și (5) cu (6), fiind reprezentate în planuri diferite numai pentru a se putea distinge mai clar.

În fig. 8.59 este arătată dispunerea pe două rînduri a plaselor sudate în cîmpul unei plăci armate pe două direcții, cu întreruperea înainte de reazeme a plaselor de pe rîndul 2.

Diverse alte detalii referitoare la armarea plăcilor cu plase sudate sînt date în Instrucțiunile tehnice [117] (vezi și [37]).

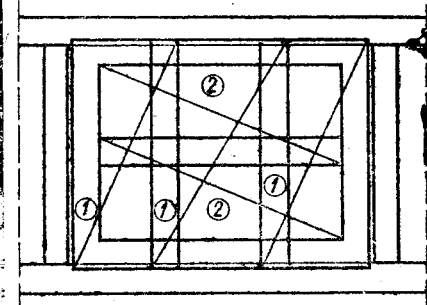
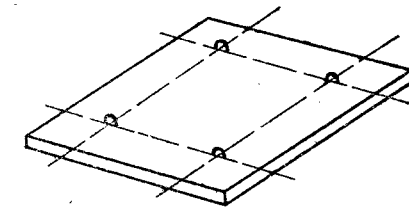


Fig. 8.59



— Direcțiile armăturilor suplimentare

Fig. 8.60

#### 8.8.5. Armături suplimentare la plăcile prefabricate

La plăcile prefabricate (panouri, semipanouri etc.) pot rezulta necesare armături suplimentare locale pentru preluarea solicitărilor din fazele de transport și montaj, în funcție de pozițiile punctelor de suspendare. Un exemplu este arătat în fig. 8.60.

## BIBLIOGRAFIE

### A. Publicații

- [1] Abdel-Fattah, B. și Wight, J. K.: *Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of R/C Buildings*. In: A.C.I. Structural Journal, nr. 1/1987.
- [2] A.C.I. Committee 340: *Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of A.C.I.* 318-77. SP-17, American Concrete Institute, Detroit, 1981.
- [3] A.C.I.: *Manual of Concrete Practice 1985* (vol. 1-5). American Concrete Institute, Detroit, 1985.
- [4] Agent, R.: *Propuneri privind îmbunătățirea prescripțiilor referitoare la calculul stîlpilor din beton armat flexibil, supuși la compresie excentrică*. În: A V-a Conferință de betoane, Timișoara, 1972, vol. II, pag. 355 - 365.
- [5] Agent, R.: *Calculul simplificat al deformațiilor de încovoiere ale grinzilor din beton armat*. În: Construcții, nr. 2/1973.
- [6] Agent, R.: *Construcții din beton armat* (litografiat). Institutul de Construcții București, 1979 (vol. II) și 1984 (vol. V).

- [7] Agent, R. și Bînuț, V.: *Calculul structurilor din beton armat cu stâlpi zvelți*. Ed. Tehnică București, 1979.
- [8] Agent R. și Constantinescu, D.: *Dimensionarea directă și optimizarea armăturii la elementele de beton armat cu secțiuni dreptunghiulară solicitate la compresiune cu excentricitate oblică*. În: Construcții, nr. 5/1984.
- [9] Agent, R., Dumitrescu, D. și Postelnicu, T.: *Noile prevederi ale standardului privind calculul și alcătuirea elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat — STAS 10.107/0 — 90 Referat de sinteză*. În: A XIV-a Conferință de betoane, Cluj-Napoca, oct. 1988, vol. 4.
- [10] Agent, R. și Postelnicu, T.: *Calculul structurilor cu diafragme din beton armat*. Ed. Tehnică, București, 1982 (vol. I) și 1983 (vol. II).
- [11] Albigès, M. și Mingasson, M.: *Théorie et pratique du béton armé aux états limites*. Eyrolles, Paris, 1981.
- [12] Aoyama, H.: *Mechanical Properties of Concrete Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions* General Report, AICAP — CEB Symposium, Roma, 1979. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 131, apr. 1979.
- [13] Avram, C., Deutsch, I., Pop, A. și Weisz-Birnholtz, A.: *Proiectarea economică a elementar de construcții din beton armat*. Ed. Facla, Timișoara, 1979.
- [14] Avram, C., Făcioaru, I., Filimon, I., Mișu, O. și Terțea, I.: *Rezistențele și deformațiile betonului*. Ed. Tehnică, București, 1971.
- [15] Baicov, V.N. și Sigalov, E.E.: *Jelezobetonnie konstrukcii — oščii kurs*. Stroizdat, Moscova, 1978.
- [16] Bertero, V.V.: *Seismic Behaviour of Structural Concrete Linear Elements (Beams, Columns) and Their Connections*. AICAP — CEB Symposium, Roma, 1979. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 131, apr. 1979.
- [17] Bertero, V. V. și Popov, E. P.: *Hysteretic Behaviour of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components*. In: Report EERC 75-15, University of California, Berkeley, 1975.
- [18] Bonzel, J., Bub, H. și Funk, P.: *Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen*. W. Ernst & Sohn, Berlin, 1972.
- [19] Branson D.: *Deformation of Concrete Structures*. Mc Graw Hill, New York, 1977.
- [20] Breen, J. E. și Ferguson, P. M.: *Long Cantilever Columns Subject to Lateral Forces*. In: Journal of the A.C.I., nov. 1969.
- [21] Cărare, T.: *Oșeluri superioare pentru beton armat și beton precomprimat*. Ed. Tehnică, București, 1969.
- [22] C.E.B.: *Design Manual on Buhling and Stability* In: Bulletin d'Information CEB nr. 123, dec. 1977
- [23] C.E.B.: *Design Manual on Cracking and Deformations*. În: Bulletin d'Information CEB, nr 159/1985.
- [24] C.E.B. — F.I.P.: *Manual on Bending and Compression — Design of Sections Under Axial Action Effects at the Ultimate Limit State*. Construction Press, Londra — New York, 1982.
- [25] Cistiakov, E. A. și Belikov, V. A.: *Izghib i vnesfentrennoe sčatie korotkih i ghibkih elementov*. In: Beton i jelezobeton, nr. 5/1971.
- [26] Cișmigiu, Al.: *Dapă 4 martie 1977*. In: Arhitectura, nr. 4/1977.
- [27] Constantinescu, D. și Postelnicu, T.: *Rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat*. În: Construcții, nr. 1/1979.
- [28] Constantinescu D. și Postelnicu, T.: *Asismic Design Criteria Correlating Strength, Stiffness and Ductility for Simple R.C. Structures*. In: Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, Atena, sept. 1982, vol. 4, pag. 49—56.
- [29] Constantinescu D., Rosetnic, V. și Neacșu, M.: *Aspecte privind proiectarea secțiunilor dreptunghiulare de beton armat la compresiune excentrică oblică*. In: Construcții, nr. 1/1984.
- [30] Dilger, W. H., Koch, R. și Kowalczyk, R.: *Ductility of Plain and Confined Concrete Under Different Strain Rates*. In: Journal of the A.C.I., nr. 1/1984.
- [31] Dowrick, D. J.: *Earthquake Resistant Design*. J. Wiley & Sons, New York, 1977.
- [32] Dumitrescu, D.: *Analiza comparativă a nivelului prescripțiilor de proiectare a elementelor și structurilor de beton armat din mui multe țări europene*. In: Construcții, nr. 11/1979.
- [33] Dumitrescu, D., Agent, R. și Sandi H.: *Redactarea îmbunătățită a normativului românesc pentru proiectarea antisismică a construcțiilor (P. 100—81)*. Prezentare și comentarii. In: Construcții, nr. 12/1981.
- [34] Dumitrescu, D., Agent, R., Nicula I. ș.a. *Îndrumător pentru proiectarea și calculul construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat*. Ed. Tehnică, București, 1978.
- [35] Dumitrescu D., Agent, R., Constantinescu, D. și Postelnicu, T.: *Probleme generale de concepție și calcul în proiectarea antisismică a construcțiilor din beton armat — Raport de sinteză*. În: Conferința a XI-a de betoane, Timișoara, 1982, vol. 4, pag. 43—56 (vezi și în: Construcții, nr. 2/1983).
- [36] Dumitrescu, D., Agent, R. și Pavel, C.: *Perfecționarea metodelor de proiectare a elementelor și structurilor din beton armat și beton precomprimat*. În: Construcții, nr. 12/1986.
- [37] Dumitrescu, D. și Calmanovici, G.: *Proiectarea armării elementelor de beton armat cu plase sudate*. Ed. Tehnică, București, 1973.
- [38] Dumitrescu, D., Constantinescu, D. și Postelnicu, T.: *Probleme ale alcătuirii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice*. În: Construcții, nr. 8/1979.
- [39] Dumitrescu, D., Constantinescu, D. și Postelnicu, T.: *Probleme ale comportării structurilor din beton armat la acțiuni seismice*. În: Construcții, nr. 3/1984.
- [40] Dumitrescu, D., Nicula, I. și Wintze, A.: *Beton armat* (litografiat). Institutul de Construcții București, 1974.
- [41] Dumitrescu, D. și Postelnicu, T.: *Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice*. În: Construcții, nr. 1/1979.
- [42] Enescu, Șt.: *Marca betonului — Clasa betonului*. În: Construcții, nr. 11/1980.
- [43] Filimon, I. și Deutsch, I.: *Curs de beton armat și beton precomprimat* (litografiat), Institutul Politehnic „Traian Vuia”, Timișoara, 1979.
- [44] Fintel, M. ș.a.: *Handbook of Concrete Engineering*. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1974.
- [45] Franz, G.: *Konstruktionslehre des Stahlbetons*. Springer-Verlag, Berlin, 1970 (vol. 1, ed. 3) și 1969 (vol. 2).
- [46] Gilbert, R. J.: *Deflections Control of Slabs Using Allowable Span to Depth Ratios*. In: Journal of the A.C.I., ian.-febr. 1985.
- [47] Gouwens, A. J.: *Biaxial Bending Simplified*. In: Reinforced Concrete Columns. SP-50, American Concrete Institute, Detroit, 1975, pag. 233—262.
- [48] Grasser, E.: *Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045, Ausgabe 1978*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 220. W. Ernst & Sohn, Berlin, 1979.
- [49] Grasser, E. și Pratsch, G.: *Biegung mit Längskraft, Querkraft, Torsion und Durchstanzen nach Eurocode 2 bzw. DIN 1045/DIN 4227*. In: Beton- und Stahlbetonbau, nr. 1/1983.
- [50] Green, R. și Breen, J. R.: *Eccentrically Loaded Concrete Columns Under Sustained Load*. In: Journal of the A.C.I., nov. 1969.
- [51] Gvozdev, A. A., Dmitriev, S. și Lessig, N.: *O strukture i obschih položeniah novih norm proiectirovania konstrukcii*. In: Beton i jelezobeton, nr. 5/1971.
- [52] Hangan, S. și Crainic, L.: *Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor*. Ed. Academiei R.S.R., București, 1980. Cap. 12. Deformațiile elementelor de beton armat sub încărcări. Ductilitatea elementelor de beton armat.
- [53] Kato, B.: *Mechanical Properties of Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions* General Raport, AICAP — CEB Symposium, Roma, 1979. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 131, apr. 1979.
- [54] Lacroix R., Fuentes, A. și Thonier, H.: *Traité de béton armé*. Eyrolles, Paris, 1982.
- [55] Leonhardt, Fr. și Mönig, G.: *Vorlesungen über Massivbau*. Springer-Verlag, Berlin, 1973 (Teil I. Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, ed.2), 1975 (Teil II. Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau, ed. 2) și 1977 (Teil III. Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, ed. 3).
- [56] Leonhardt, Fr.: *Vorlesungen über Massivbau*. Teil IV. Nachweis der Gebrauchsfähigkeit, ed. 2. Springer-Verlag, Berlin, 1977.
- [57] Leonhardt, Fr.: *Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken*. In: Beton- und Stahlbetonbau, nr. 8 și 9/1963.
- [58] Leonhardt, Fr., Thürlimann, B. ș.a.: *Manuel de calcul C.E. B. Effort tranchant-Torsion*. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 92/1973.
- [59] Litzner, H. U.: *Grundlagen der Bemessung und Nachweis der Grenzzustände nach Eurocode 2*. In: Beton- und Stahlbetonbau, nr. 1/1985.
- [60] Lukose, K., Gergely, P. și White, R. N.: *Behaviour of Reinforced Concrete Lapped Splices for Inelastic Cycling Loading*. In: Journal of the A.C.I., nr. 2/1982.
- [61] Mac Gregor, J.G., Breen, J. E. și Pfrang, E. O.: *Design of Slender Concrete Columns. Back — ground to Material Being Considered for the Next A.C.I. Building Code*. In: Journal of the A.C.I., ian., 1970.
- [62] Mac Gregor, J. G., Oelhafen, U. H. și Hage, S. E.: *A Re-examination of the EI Value for Slender Columns*. In: Reinforced Concrete Columns, SP-50, American Concrete Institute, Detroit, 1975, pag. 1—40.
- [63] Mișu, O. și Pop, A.: *Calculul la compresiune excentrică al secțiunilor înelare de beton armat, pline și cu goluri*. In: Construcții, nr. 2/1976.
- [64] Mušin, N. M.: *Sterjnevata armatura jelezobetonnih konstrukcii*. Stroizdat, Moscova, 1974.
- [65] Nicula, I. și Oneț, Tr.: *Beton armat*. Ed. Didactică și pedagogică, București, 1982.
- [66] Obst, A.: *Bemessung von Kreisquerschnitten auf Schub*. In: Beton- und Stahlbetonbau nr. 12/1981.

- [67] Olaru, D. și Diaconu D.: *Cercetări privind ductilitatea secțiunilor inelare de beton armat*. In: Construcții, nr. 2/1980.
- [68] Olaru, D. și Diaconu, D.: *Noi cercetări privind ductilitatea secțiunilor inelare de beton armat*. In Construcții Nr/1983
- [69] Park, R. și Gamble, W. L.: *Reinforced Concrete Slabs*. J. Wiley & Sons, New York, 1980
- [70] Park, R. și Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*. J. Wiley & Sons, New York, 1975
- [71] Paulay, T.: *Lapped Splices in Earthquake Resisting Columns*. In: Journal of the A.C.I., nr. 6/1982.
- [72] Paulay, T.: *A Consideration of P-Delta Effects in Ductile Reinforced Concrete Frames*. In: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, sept. 1978.
- [73] Paulay, T.: *Developments in the Seismic Design of Reinforced Concrete Frames in New Zealand*. In: Canadian Journal of Civil Engineering, nr. 2/1981.
- [74] Paulay, T.: *A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of Building Code Requirements for Reinforced Concrete (A.C.I. 318-82)*. In: Journal of the A.C.I., martie-aprilie 1986.
- [75] Pavel, C.: *Construcții din beton armat, partea I* (litografiat). Institutul de Construcții București, 1981.
- [76] Poliakov, L. P., Lisenko, E. F. și Kuznetsov, L. V.: *Jezebetonniie konstrukții*. Izd. „Viša škola”, Kiev, 1984.
- [77] Popov, E. E.: *Bond and Anchorage of Reinforcing Bars Under Cyclic Loading*. In: Journal of the A.C.I., nr. 4/1984.
- [78] Postelnicu, T.: *Contribuții la proiectarea antiseismică a structurilor cu diafragme de beton armat*. Teză de doctorat, Institutul de Construcții București, 1980.
- [79] Postelnicu, T. și Vanghele, N.: *Noile prevederi ale prescripțiilor pentru calculul deformațiilor de încovoiere ale elementelor de beton armat*. In: Construcții, nr. 1/1987.
- [80] Pulmano, V. A. și Shin, Y. S.: *Simplified Finite-Element Analysis of Deflections of Reinforced Concrete Beams*. In: A.C.I. Structural Journal, nr. 4/1987.
- [81] Quast, U.: *Nachweis der Knicksicherheit nach Eurocode 2*. In: Beton-und Stahlbetonbau nr. 1/1985.
- [82] Rehm, G. ș.a.: *Hinweise zu DIN 1045, Ausgabe Dezember 1973*. Erläuterungen der Bewehrungsrichtlinien. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 300. W. Ernst & Sohn, Berlin, 1979.
- [83] Robinson, J. R.: *Éléments constructifs spéciaux du béton armé*. Eyrolles, Paris, 1975.
- [84] Rüsck, H.: *Strahlbeton – Spannbeton, Band 1: Werkstoffeigenschaften und Bemessungsverfahren*. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1972.
- [85] Salmon, C.C. și Wang, C.K.: *Concrete Reinforced Structures*. Intext Educational Publishers, New York, 1973.
- [86] Scott, B. D., Park, R. și Priesley, M.J.N.: *Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates*. In: Journal of the A.C.I., nr. 1/1982.
- [87] Scribner, Ch. F.: *Reinforcement Buckling in Reinforced Concrete Flexural Members*, In: Journal of the A.C.I., nr 6/1986.
- [88] Sheikh, Sh. A.: *A Comparative Study of Confinement Models* In: Journal of the A.C.I. nr. 4/1982.
- [89] Sheikh, Sh. A. și Uzumeri, S. M.: *Mechanism of Confinement in Tied Columns*. In: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 7, pag. 71–78.
- [90] Siemer, H. și Kröger, R.: *Die Bemessung von Kreis- und Kreisringquerschnitten bei Biegung mit Normalkraft und Beliebiger Bewehrung*. In: Beton- und Stahlbetonbau, nr. 7/1981.
- [91] Stoicovici, D. și Șerb, I.: *Tabele, abace și exemple pentru calculul elementelor din beton armat la compresiune excentrică oblică*, vol. III. Ed. Tehnică, București, 1979.
- [92] Șerb, G. A.: *Calculul secțiunilor dreptunghiulare din beton armat solicitate la încovoiere oblică*. In: Construcții, nr. 2/1984.
- [93] Tal, K. E. și Cistiakov, E. A.: *Rasciot nesuşcei sposobnosti ghibkih jezebetonnih elementov*. In: Rasciot i konstruirovanie elementov jezebetonnih konstrukții. Stroizdat, Moscova 1964.
- [94] Tanaka Y., Kaneko, Y. și Yashiro, H.: *The Confining Effect on Plastic Hinge in Reinforced Concrete Short Columns Under Cyclic Shear Loadings*. In: Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, vol V, pag. 829–836. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1984.
- [95] Terțea I., Oneț, Tr. și Păcurar, V.: *Proiectarea betonului armat*, ed. 3. Ed. Didactică și pedagogică, București, 1984.
- [96] Terțea, I., Oneț, Tr. și Szigeti, L.: *Comportarea în domeniul postelastice a stlpilor de beton armat la scară naturală solicitați la compresiune cu momente încovoietoare și forțe tăietoare alternante*. In: Construcții, nr. 4/1983.
- [97] Thonier, H.: *Comparaison pratique du code-modèle C.E.B. 78 et des règles BAEL 80*. In: Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, mai 1982.

- [98] Thonier, H.: *Le projet de béton armé*. SEBTP – ISBN, Paris, 1987.
- [99] T.N.I.I. Promzdanii – N.I.I.J.B.: *Rukovodstvo po proektirovaniu betonnih i jezebetonnih konstrukții iz tiajolovo betona (bez predvaritelnogo napriajenia)*. Stroizdat, Moscova, 1977.
- [100] Umehara, H. și Jirsa, J. O.: *Behavior and Design of Short R.C. Columns*. In: Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, vol. V, pag. 877–884. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1984.
- [101] Viorel, G.: *Calculul plăcilor de beton armat la străpungere excentrică*. In: Construcții, nr. 10–11/1985 (vezi și „Calculul plăcilor de beton armat la străpungere” teză de doctorat, Institutul Politehnic Cluj-Napoca, 1984).
- [102] Weng, Y. J. și Ma, B.M.: *Ductility of R/C Columns with Various Types of Ties and Stirrup Ratios*. In: Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, vol. V, pag. 837–844. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1984.
- [103] Zalesov, A. S., Iliin, O.F. și Rolle, L. K.: *Procinosti i trescinoustoicivosti jezebetonnih elementov pri deistvii poperecinih sil i kriucenia*. In: Beton i jezebeton, nr. 5/1971.

## B. Prescripții românești; străine și internaționale.

- [104] A.C.I. Committee 318: *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (A.C.I. 318-83) and Commentary*. American Concrete Institute, Detroit, 1983.
- [105] A.C.I. 315-80: *Details and Detailing of Concrete Reinforcement*. American Concrete Institute, Detroit, 1980.
- [106] Applied Technology Council (A.T.C.): *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*. U. S. Government Printing Office, Washington, iunie 1978.
- [107] B.A.E.L. 83: *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Eyrolles, Paris, 1985.
- [108] C.28-83: *Instrucțiuni tehnice pentru sudarea armăturilor de oțel beton*. Colecția de normative și instrucțiuni ICCPDC, București, nr. 275/1983.
- [109] C. 140-85: *Normativ pentru executarea lucrărilor din beton și beton armat*. Colecția de normative și instrucțiuni, ICCPDC, București, nr. 354–356/1987.
- [110] C.E.B. – F.I.P.: *Code-Modèle pour les structures en béton*, ed. 3. In: Bulletin d'Information CEB, aprilie 1978.
- [111] C.E.B. – F.I.P.: *Model Code for Seismic Design of Concrete Structures*. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 160–160 bis, 1983.
- [112] C.P. 100: *Code of Practice for the Structural Use of Concrete*. British Standard Institution, nov. 1972.
- [113] D.I.N. 1045: *Beton und Stahlbetonbau. Bemessung und Ausführung*. Berlin, Beuth-Vertrieb GmbH, 1978.
- [114] N.S.Z. 3101, part. 1: *Code of Practice for the Design of Concrete Structures*. Standard Association of New Zealand, 1982.
- [115] N.S.Z. 3101, part.2: *Commentary on the Design of Concrete Structures*. Standard Association of New Zealand, 1982.
- [116] P.10-86: *Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții*. In: Buletinul Construcțiilor, vol. 1/1987.
- [117] P.59-86: *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea și folosirea armăturii cu plase sudate a elementelor de beton*. Colecția de normative și Instrucțiuni, ICCPDC, București, nr. 349/1987.
- [118] P.85-82: *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton*. Colecția de normative și instrucțiuni, ICCPDC, București, nr. 258/1982.
- [119] P. 100-81: *Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale*. Colecția de normative și instrucțiuni, ICCPDC, București nr. 244/1982.
- [120] R.S. 5189-75: *Elemente de construcții din beton și beton armat*. Îndrumător de proiectare. Recomandare de standardizare CAER, 1975.
- [121] S.N. i P. 2.03.01-84. *Stroitelniie normi i pravila*. Betonniie i jezebetonniie konstrukții. Stroizdat, Moscova, 1985.
- [122] ST 76-74: *Elemente de construcții din beton și beton armat*. Prevederi fundamentale. Standard CAER, 1974.

C. Programe de calcul pentru elemente din beton armat, elaborate și folosite în România.

- [124] I.P.C.T.: Pachete de programe pentru cercetarea și proiectarea construcțiilor-catalog de prezentare. IPCT, București, 1988 (litografiat). Cuprinde, pentru utilizarea la mini-calculatoare de tipul „Independent“:
- 604. IPCT — Institutul de Construcții București: Programul JUMBO. Calculul la starea limită de rezistență al secțiunilor dreptunghiulare la compresiune (întindere) excentrică, dreaptă sau oblică. Verificare și dimensionarea armăturilor.
  - 607. Institutul de Construcții București: Programul COBRA. Idem. Secțiuni de formă oarecăr.
  - 608. IPCT — Institutul de Construcții București: Programul ARDIAP. Calculul la starea limită de rezistență al secțiunilor de diafragme la compresiune (întindere) excentrică.
  - 609. IPCT — Institutul de Construcții București: Programul DEFBAR. Pentru bare solicitate la compresiune (întindere) excentrică dreaptă, determinarea curburii, curbei de interacțiune N|M, diagramei moment-curbură.
  - 610. COCC — Institutul de Arhitectură București: Seria de programe GC. Calculul la starea limită de rezistență al secțiunilor din beton armat și beton cu armătură rigidă (BAR).
- [125] Institutul de Construcții București — IPCT/IAMN: Programul CASLISB, pentru micro-calculatoare de tipul „Junior“. Calculul elementelor de beton armat cu secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T la încovoiere, forță tăietoare, compresiune (întindere) excentrică dreaptă și oblică, la stările limită de rezistență, deformație, deschiderea fisurilor și oboseală.

# ANEXE

## A. MIC DICȚIONAR DE TERMENI UTILIZAȚI ÎN PROIECTAREA ANTISEISMICĂ

### 1. Acțiuni și răspuns dinamice.

Prin acțiune (excitație) dinamică se înțelege în mod generic o cauză (forță, deplasare etc.) variabilă rapid în timp, care, manifestându-se asupra unui sistem oscilant, îi provoacă acestuia efecte inerțiale.

Acțiunea seismică se schematizează de regulă prin efectele cinematice ale undelor seismice asupra bazei structurii, care se modelează la rîndul ei printr-un sistem dinamic (oscilant) adecvat care asociază caracteristicile inerțiale (generate de mișcare), disipative (dependente de capacitatea de amortizare) și de deformabilitate ale structurii.

Dacă aceste caracteristici sînt constante pe durata mișcării, sistemul caracterizîndu-se prin liniaritate fizică și geometrică, el se numește sistem dinamic liniar. Dacă dimpotrivă, sistemul are comportare neliniară (de exemplu relația dintre eforturi și deformații este neliniară atunci ne referim la un sistem dinamic neliniar.

De multe ori în vederea simplificării operațiilor de calcul sistemele dinamice mai complete se înlocuiesc prin sisteme dinamice echivalente, mai simple. Pentru ca fenomenele reale să fie cit mai fidel modelate prin sistemul echivalent se folosesc criterii de echivalență specifice.

Excitația dinamică asupra sistemului dinamic generează răspunsul dinamic al acestuia, care în cazul acțiunii seismice este denumit răspuns seismic și se constituie din totalitatea efectelor mecanice ale acțiunii. Răspunsul dinamic (sau seismic) se poate exprima în mărimi cinematice fundamentale (deplasări, viteze și accelerații) sau prin mărimi derivate din acestea (forțe, energii, eforturi secționale, eforturi unitare, deformații).

Răspunsul seismic depinde în afara excitației seismice (reprezentată de regulă de acceleroograma unui cutremur real sau simulat), de caracteristicile inerțiale, disipative și de deformabilitate ale sistemului dinamic, rezultînd astfel un răspuns seismic elastic sau un răspuns seismic neliniar.

Reprezentarea grafică a variației răspunsului maxim exprimat în oricare din mărimile care-l definesc, în funcție de caracteristicile sistemului dinamic și de excitația fizică reprezintă spectrul de răspuns pentru respectiva mărime. De regulă se construiesc spectre pentru sistemele dinamice cu un grad de libertate dinamică.

Pentru un cutremur dat, valorile spectrale depind de caracteristicile de oscilație (perioada vibrațiilor proprii) și de amortizare, (definite de fracțiunea din amortizarea critică a sistemului structural), pentru sistemele dinamice liniare (spectrul răspunsului elastic), și, în plus față de acestea, de indicile de ductilitate asociat, în cazul sistemelor dinamice cu comportare ideal elasto-plastică (spectrul răspunsului inelastic).

Spectrele reale sînt prelucrate (mediate, „netezite“, etc.) în vederea obținerii așa numitelor spectre standard care pot fi folosite direct la proiectarea antiseismică a structurilor.

De exemplu, la evaluarea forțelor seismice de calcul, prescripțiile de proiectare antiseismică a construcțiilor utilizează valorile adimensionalizate ale spectrului accelerațiilor absolute (în cazul normativului P 100, coeficientul de amplificare dinamică  $\beta$ ). Dacă se notează cu  $S_a$ , valoarea accelerației maxime a masei și cu  $A_{max}$ , accelerația maximă a terenului, valoarea  $S_{el}$  a forței de inerție (seismice) pentru un sistem cu un grad de libertate în răspuns elastic este:

$$S_{el} = mS_a = m\beta A_{max} = m\beta k_s g = \beta k_s G \quad (A.1)$$

S-a notat:  $k_s = \frac{A_{max}}{g}$  coeficientul corespunzător intensității seismice din normativul P 100. și  $G = mg$ , greutatea masei  $m$ .

În cazul structurilor implicînd încursiuni în domeniul postelastice de deformare, așa cum se întîmplă în cvasitotalitatea construcțiilor solicitate la acțiunea cutremurelor puternice, forța seismică de calcul este:

$$S = \psi S_{el} = \psi \beta k_s G \quad (A.2)$$

În care  $\psi$  este coeficientul de reducere prin care se ține seama de capacitatea structurii de disipare a energiei seismice prin deformații plastice. Evident, în cazul structurilor cu mai multe grade de libertate, expresiilor (A.1) sau (A.2) li se aplică factorul de echivalență  $e$ .

## 2. Histerezis, energie absorbită, energie disipată.

Într-o definiție foarte generală, histerezis înseamnă un decalaj apărut între două faze succesive ale unui fenomen fizic.

În mecanica corpului deformabil fenomenul histerezis la care ne referim în mod obișnuit este cel asociat încărcării și descărcării unui material, element sau a unei structuri de construcție. În cazul în care materialul are proprietăți de deformare inelastică sau în care deformarea sa presupune și fenomene de frecare viscoasă sau uscată curba de descărcare nu se suprapune peste cea de încărcare.

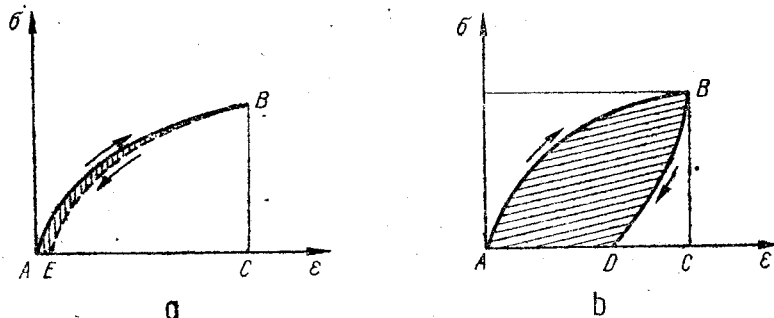


Fig. A.1

În figura A.1 se prezintă comparativ curba de încărcare-descărcare pentru un material cu comportare ideal elastic-nelinară și pentru un material cu comportare inelastică. În primul caz curba de descărcare se suprapune peste cea de încărcare, în timp ce în cel de al doilea caz diferența dintre curba corespunzătoare descărcării de tip elastic și curba de încărcare este cu atât mai mare cu cât deformația maximă la încărcare a fost mai mare.

Dacă configurațiile celor două curbe de încărcare sînt asemănătoare, cantitățile de energie absorbită de cele două tipuri de materiale la aceeași valoare a deformației pot fi foarte apropiate (suprafețele A, B, C fig. A.1, a și b). În schimb energia disipată este zero în cazul materialului cu comportare ideal-elastică, unde este absent histerezisul și cu atât mai mare în cazul materialului cu comportare inelastică, cu cât deformația remanentă este mai mare, respectiv cu cât histerezisul este mai pronunțat (suprafața ABD în fig. A.1, b).

Fenomenul de histerezis este asociat cu transformarea unei forme de energie, de exemplu energie mecanică, în energie calorică.

Dacă solicitarea este ciclică alternantă curbele de încărcare-descărcare consecutive delimitează așa numitele bucle (inele) histeretice (fig. A.2).

În cazul structurilor supuse acțiunilor cutremurelor puternice, disiparea unei fracțiuni cât mai mari din energia cu care structura este alimentată de cutremur are deosebită importanță

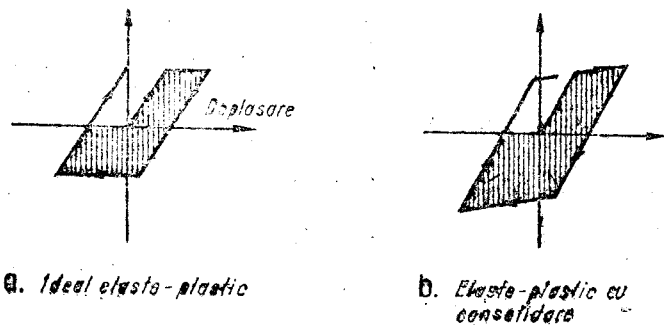
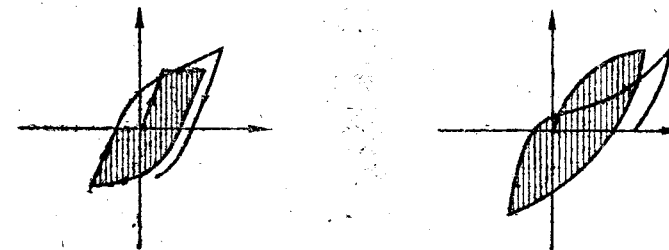


Fig. A.2



c. Comportare modelată prin tehnici Ramberg-Osgood (v. cap. 3)

d. Comportare reală

Fig. A.2

În protejarea structurii, deoarece numai diferența dintre energia absorbită și energia disipată (reprezentată prin aria triunghiului BCD) se convertește în energie cinetică la descărcare.

Așa cum s-a arătat, amortizarea efectelor forțelor seismice se poate realiza nu numai prin deformare inelastică dar și prin fenomene de frecare internă a materialului, cu caracter viscos sau de tip uscat (efectul lor este marcat prin suprafața ABE în fig. A.1, a).

## 3. Efect Bauschinger.

Dacă unei epruvete de oțel i se aplică o încărcare alternantă (întindere — compresiune) în domeniul post-elastic se obține o curbă  $\sigma - \epsilon$  ca în fig. 3.3. Figura pune în evidență așa numitul efect Bauschinger de neliniarizare a curbei efort unitar — deformație specifică la eforturi mult mai reduse decât efortul de curgere inițial, în ciclurile care urmează primei încărcări dincolo de pragul de curgere. Comportarea oțelului este puternic influențată de istoria de încărcare: rigiditatea la încărcare (în ambele sensuri) scade continuu cu numărul de cicluri în timp ce descărcarea are un caracter practic elastic.

## 4. Ductilitatea.

În accepțiunea curentă ductilitatea este proprietatea unor materiale care prezintă la solicitare deformații importante cu caracter plastic.

În domeniul construcțiilor, în special al celor proiectate să reziste la acțiunea cutremurelor puternice, noțiunea s-a extins și la elemente și structuri în ansamblu, fiind asociată în special cu o capacitate substanțială de a absorbi și de a disipa energia indusă de cutremur prin deformații postelastice.

Este de menționat că problema asigurării unei comportări ductile nu se pune numai pentru elementele structurilor proiectate pentru a prelua efectele cutremurelor puternice, ci pentru majoritatea elementelor structurale, în scopul obținerii unor comportări care să permită avertizarea față de o eventuală apropiere de momentul cedării și pentru elementele structurilor la care dimensionarea bazată pe metoda echilibrului limită presupune redistribuții de eforturi, față de cele corespunzătoare comportării elastice.

Oțelul moale are cele mai bune proprietăți de ductilitate dintre toate materialele de construcție, curba sa caracteristică fiind caracterizată de un palier substanțial și în special de o deformație ultimă foarte importantă. Betonul are o ductilitate redusă datorată deformațiilor cu caracter neliniar inelastic, care intervin atunci când este solicitat dincolo de pragul microdeformării interioare. Proprietățile de ductilitate ale betonului comprimat se pot îmbunătăți sensibil printr-o armare corespunzătoare, în special printr-o armare transversală pe direcția efortului de compresiune. Ductilitatea zidăriei (chiar armate), este mult mai incertă.

Proprietățile de ductilitate sînt evidențiate prin reprezentarea relației dintre un efort și o deplasare asociată. La nivelul materialelor ne referim la relația dintre eforturile unitare și deformațiile specifice, la nivelul secțiunilor — la relația dintre un efort secțional și o deformație specifică (de exemplu, deformația specifică de scurtare-alungire pentru elemente solicitate axial sau curbura fibrei medii deformate pentru elemente solicitate la încovoiere, cu sau fără efort axial), la nivelul elementelor — la relația dintre un efort secțional (moment încovoietor, efort axial sau forță tăietoare) și o deplasare (rotire de element, deplasare axială sau deplasarea relativă a capetelor barei). Pentru o structură în ansamblu, semnificativ din punct de vedere al ductității este relația dintre un efort generalizat global (de exemplu, pentru

structura unei clădiri, momentul de răsturnare sau forța tăietoare de bază) și o deplasare globală (de exemplu, în cazul aceleiași structuri de clădire deplasarea orizontală la un anumit nivel). În limbaj curent de specialitate curba reprezentând relația dintre forța totală orizontală și deplasarea orizontală se numește prescurtat *curba S - Δ*.

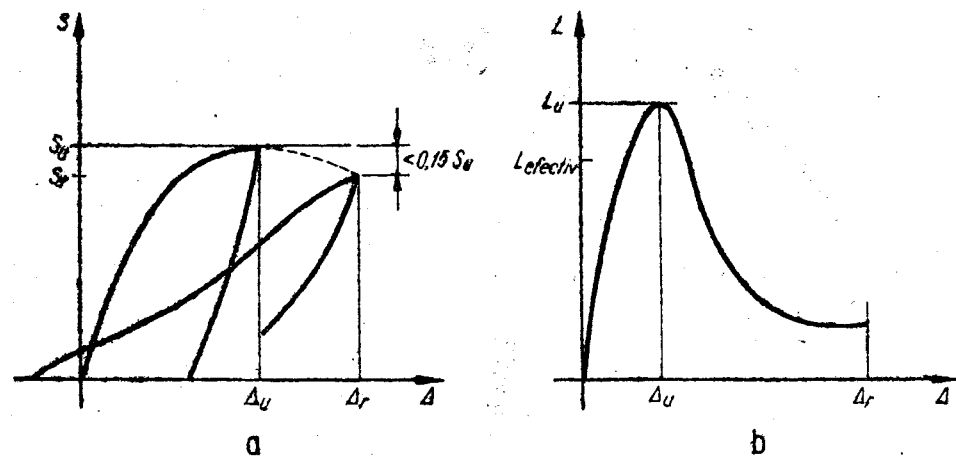


Fig. A3

Aria cuprinsă între curba efort-deformație și axa deplasărilor reprezintă măsura energiei absorbite de secțiune, element sau de structură. Din acest motiv, pentru o structură de clădire solicitată seismic, cea mai semnificativă pentru evaluarea capacității de absorbție și de disipare a energiei este relația între rezultanta forțelor seismice orizontale și deplasarea la nivelul punctului de aplicare a acestei rezultante, deoarece aria suprafeței mărginite de curba *S - Δ* și axa  $\Delta$  reprezintă teoretic în acest caz energia absorbită de întreaga structură, energie egală cu lucrul mecanic al forțelor de inerție orizontale parcurgând deplasările corespunzătoare.

În cazul structurilor proiectate antisismic proprietățile de ductilitate sînt apreciate pe baza comportării hysteretice la cicluri de încărcare alternantă. Uneori pentru evaluarea proprietăților de ductilitate sînt folosiți așa numiții *indici de ductilitate*, definiți ca raportul dintre deplasarea (sau deformația specifică) capabilă și cea corespunzătoare inițierii curgerii în armătura întinsă. Avînd în vedere că noțiunea de ductilitate se referă în esență la capacitatea structurală de a disipa energie prin deformații plastice asemenea indicilor nu pot caracteriza semnificativ această proprietate la structuri, care, datorită unor cicluri de încărcare alternantă prealabile, pot evidenția reduceri importante ale rigidității și/sau capacității de rezistență. În general se poate afirma că, cu cît relația încărcare-deplasare într-un anumit ciclu de solicitare este mai depărtată ca formă, de cea care corespunde unei structuri ideal elasto-plastice avînd aceeași deplasare capabilă, cu atît indicele de ductilitate este mai puțin în măsură să caracterizeze structura din punct de vedere energetic.

Este evident că pentru a se asigura o comportare favorabilă la solicitarea seismică elementele și structurile trebuie să evidențieze *stabilitate hysteretică*. Aceasta înseamnă că, după un număr suficient de cicluri de încărcare alternantă cu incursiune importantă în domeniul de deformare inelastică, să se conserve în cît mai mare măsură capacitatea de absorbție și de disipare a energiei, respectiv să nu intervină degradări importante ale rigidității sau capacității de rezistență.

Se apreciază că structurile sau elementele de rezistență posedă proprietăți de ductilitate satisfăcătoare, dacă în urma unui număr semnificativ de incursiuni în domeniul postelastice (de exemplu, în [70] se precizează 4 cicluri complete cu deformații maxime de circa 4 ori deformația de inițiere a curgerii), acestea nu înregistrează o reducere de rezistență mai mare de cca. 15% din cea inițială (fig. A 3a).

În situațiile în care această reducere de rezistență este prea mare, nu trebuie contat pe ductilitatea elementelor respective, fiind necesar să se asigure comportarea lor în domeniul elastic. De exemplu, în cazul îmbinărilor cu dinți și armături transversale dintre elementele prefabricate (de pildă îmbinarea verticală dintre doi pereți prefabricați), o concepție de proiectare corectă trebuie să aibă în vedere dezvoltarea unei forțe de lunecare maxime în îmbinare sensibil mai mici decît valoarea lunecării capabile în regim de solicitare monoton crescătoare (fig. A3,b). Aceasta deoarece incursiunile în domeniul deformațiilor mari sînt asociate cu ruperea dinților (a căror capacitate de rezistență nu se poate refăce ci numai eventual înlocui prin introducerea

altor elemente structurale), preluarea lunecărilor în rost fiind asigurată numai prin efectul de coasere al armăturilor transversale, cu degradarea dramatică a rezistenței și a capacității de absorbție de energie, care afectează capacitatea portantă a pereților structurali la forțe orizontale și implicit siguranța de ansamblu a structurii.

În cazul structurilor de beton armat se poate asigura o comportare ductilă mobilizînd preponderent capacitatea de deformare post-elastică a secțiunilor normale la axa a elementelor solicitate la încovoiere cu sau fără efort axial.

Pentru a se putea manifesta ductilitatea potențială a unor structuri și elemente trebuie inhibată printr-o dimensionare și o alcătuire judicioasă acțiunea fragilizantă a unor factori cum sînt de exemplu efectele forțelor tăietoare sau pierderea ancorajului armăturilor.

Rotirile și deplasările post elastice pentru un element sau structura în ansamblu se obțin prin integrarea simplă sau dublă a rotirilor specifice (curburilor) în lungul elementului, respectiv pe toate elementele structurii.

Referindu-ne la ductilitatea de curbura aceasta poate fi cuantificată semnificativ prin valoarea rotirii specifice în stadiul de cedare (fig. A.4) stabilită cu relația:

$$\Phi_u = \frac{\epsilon_{bu}}{\bar{x}_u} \quad (A3)$$

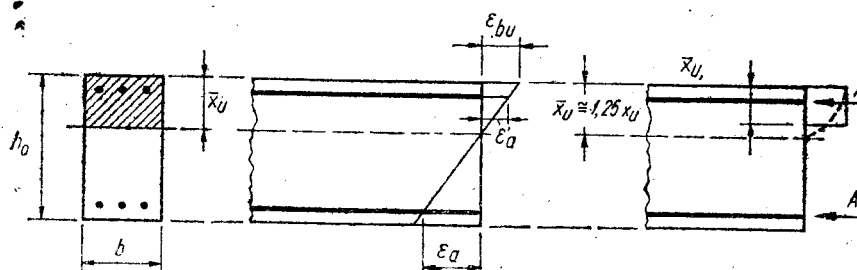


Fig. A4

Valoarea  $\Phi_u$  este deci cu atît mai mare cu cît deformația specifică ultimă  $\epsilon_{bu}$  a betonului comprimat este mai mare și cu cît înălțimea  $\bar{x}_u$  a zonei comprimate în momentul cedării este mai mică.

Avînd în vedere că posibilitatea de sporire a valorii  $\epsilon_{bu}$  (a „ductilității“ betonului ca material) este limitată implicînd și sporuri substanțiale de armare transversală, principalele ale de a mări ductilitatea secțională este reducere a valorii  $\bar{x}_u$ . De altfel, criteriul cel mai general de evaluare a ductilității de curbura evidențiază tocmai valoarea relativă a zonei comprimate în momentul cedării, criteriu utilizat în majoritatea prescripțiilor de proiectare antisismică.

Acceptînd o distribuție simplificată a eforturilor în zona comprimată a secțiunii de beton, pentru situația de solicitare la compresiune excentrică se obține (fig. A.4):

$$x_u = \frac{N + A_a \bar{R}_a - A'_a \bar{R}_a}{b \bar{R}_c} \quad (A4)$$

sau cu notațiile obișnuite:

$$\xi_u = \frac{x_u}{h_0}; \quad n = \frac{N}{bh_0 R_c}; \quad \mu = \frac{A_a}{bh_0} \text{ și } \mu' = \frac{A'_a}{bh_0} \quad (A5)$$

$$\xi_u = n + (\mu - \mu') \frac{\bar{R}_a}{\bar{R}_c} \quad (A6)$$

Rezultă că sporirea ductilității de curbura și implicit a ductilității de element sau de structură se poate realiza prin reducerea mărimii relative a efortului de compresiune cu alte cuvinte sporind secțiunea de beton în zona comprimată (ceea ce se poate obține și prin schimbarea formei secțiunii, de exemplu, adoptînd o secțiune în dublu T), prin sporirea cantității de armătură comprimată și prin limitarea cantității de armătură întinsă.

Așa cum se observă din fig. A.4 valoarea de calcul  $x_u$  este mai mică decît valoarea exactă  $\bar{x}_u$ , pentru secțiunile dreptunghiulare putîndu-se considera o valoare medie  $\bar{x}_u/x_u = 1,25$ .

Exprimînd o proprietate globală a structurii în stadiul ultim de solicitare, ductilitatea acesteia trebuie evaluată pe baza rezistențelor efective cu valori apropiate de cele medii ale betonului și armăturii de oțel (valorile  $\bar{R}_c$  și  $\bar{R}_a$  în (A4)). În prescripțiile de proiectare, din rațiuni de a nu

complica calculul prin introducerea unor valori diferite ale rezistențelor materialelor pentru diferite verificări, criteriile de ductilitate prin limitarea valorilor obținute cu relația (A6), deși exprimate formal funcție de valorile de calcul ale rezistențelor sînt stabilite astfel încît se ține seama de raportul dintre valorile medii și cele de calcul ale rezistențelor.

În ceea ce privește cerințele de ductilitate în diferitele elemente ale structurii, acestea depind de mărimea deplasărilor în care sînt angajate respectivele elemente pe durata acțiunii seismice și pot fi determinate numai prin *calcul dinamic nelinier* al structurii la excitația seismică considerată. La nivel de structură cerințele de ductilitate sînt cu atît mai mari cu cît raportul dintre valoarea forței seismice de calcul și valoarea forței seismice corespunzătoare răspunsului elastic al structurii este mai mic. La aceeași valoare a forței seismice de calcul, la nivel de secțiune, cerințele de ductilitate sînt cu atît mai mari cu cît raportul dintre momentul capabil și momentul din încărcările de calcul este mai mic.

Cu cît valoarea forțelor seismice de calcul este mai mică față de valoarea forței seismice în răspuns elastic și cu cît mobilizarea ductilității structurale în cazul acțiunii unor cutremure puternice este mai amplă construcția va evidenția degradări structurale și nestructurale mai pronunțate.

### 5. Fretarea (confinarea) betonului

Efectul de stringere laterală a betonului comprimat, exercitat de armătura transversală la valori ridicate ale eforturilor unitare, cînd procesul de microfisurare a structurii interioare a betonului este amorsat, manifestîndu-se prin tendința de „dilatare” transversală, este denumit în mod curent *efect de fretă* sau *efect de confinare*. Împiedicarea într-o măsură mai mică sau mai mare a deformațiilor transversale prin mobilizarea unei armături transversale dispusă judicios poate îmbunătăți sensibil comportarea betonului comprimat și sub aspectul rezistenței, dar mai ales sub aspectul deformabilității. Astfel, printr-o confinare eficientă, deformația specifică ultimă a betonului comprimat poate spori de cîteva ori în raport cu valoarea corespunzătoare compresiunii monoaxiale.

În cazul armăturii transversale circulare (fretă, spirale), se realizează o presiune continuă în lungul circumferinței (fig. A, 5, a). În cazul obișnuit al armăturii transversale sub formă de etrieri rectangulari, efectul de confinare se realizează în cea mai mare măsură concentrat prin reacțiunile armăturilor longitudinale aflate în colțurile etrierilor sau agrafelor, deoarece ca urmare a rigidității reduse a armăturii transversale la încovoiere, aceasta se poate deforma în afară ca urmare a împingerii laterale a betonului supus la compresiune. (fig. A 5, b). Se dezvoltă un mecanism de arc cu tirant între punctele fixe de prindere prin etrieri, betonul fiind confinat numai în zona acestor prinderi și în zona centrală a secțiunii.

Explicația efectului de confinare evidențiază și parametrii care-l influențează:

- Procentul de armare transversală.
- Limita de curgere a armăturii
- Raportul dintre distanța între etrieri și dimensiunile miezului de beton, adaptarea unei distanțe mai reduse ducînd la o confinare mai eficientă (fig. A.5,c)
- Raportul dintre diametrul etrierului și distanța dintre punctele sale de prindere, respectiv rigiditatea sa la încovoiere. Acest parametru are importanță, evident, numai pentru etrieri ortogonali, nu și pentru freta circulară. Pentru a spori rigiditatea la încovoiere a etrierului, atunci cînd se folosesc și agrafe intermediare este recomandabil ca acestea să lege etrierii și nu armăturile longitudinale.

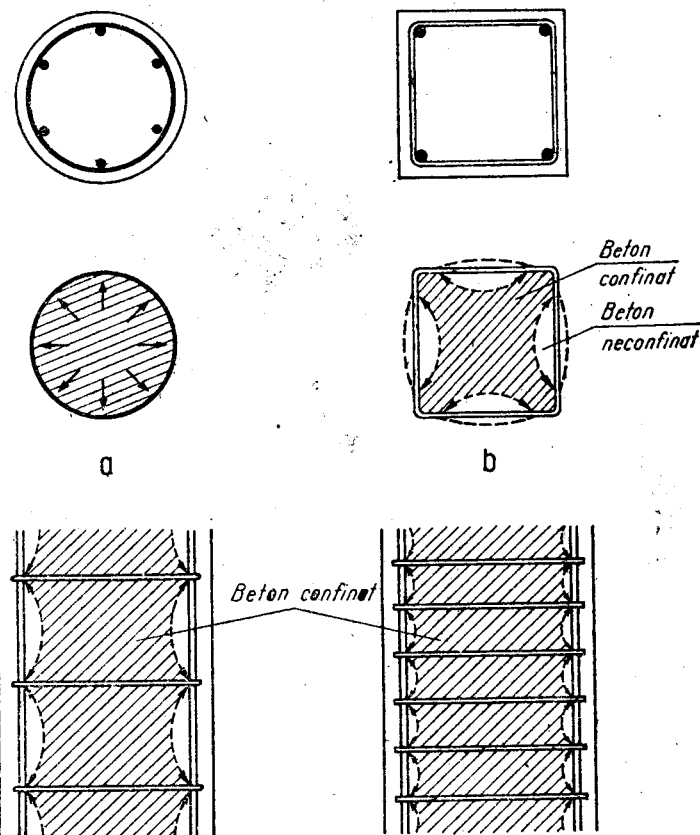
e. Procentul și diametrul armăturii longitudinale, pentru că, așa cum se constată din fig. A5,b și acest oțel confinează betonul. Pentru aceasta fiecare bară longitudinală trebuie fixată, prin dispunerea strict în colțul unui etrier, în contact intim cu acesta.

Creșterea substanțială a deformabilității betonului printr-o confinare eficientă permite să se vorbească chiar de o *ductilitate a betonului comprimat*.

Este de observat că efectul de fretă este aplicat numai miezului de beton aflat la interiorul armăturii transversale, astfel încît stratul de acoperire cu beton este de regulă exfoliat, la un nivel de deformare ce depășește deformația ultimă a betonului neconfinat.

### 6. Mecanism de plastificare și mecanism de cedare a structurii

Pe durata de acțiune a cutremurelor intense, unele zone ale structurii sînt supuse la deformații postelastice. Zonele plastificate sînt cu atît mai numeroase iar incursiunile în domeniul plastic cu atît mai ample, cu cît capacitatea de rezistență este mai mică în raport cu cea corespunzătoare răspunsului seismic elastic. În această situație, structura se manifestă ca un *mecanism disipator al energiei* induse de cutremur, sau pe scurt *mecanism de plastificare*, ca urmare a procesului histeretic din zonele plastice, care în schemele de calcul se asimilează cu articulații plastice. Este important de subliniat că mecanismul disipator de energie nu reprezintă



C  
Fig. A5

în cele mai multe dintre cazuri și un *mecanism cinematic* situație în care structura poate ajunge cu atît mai probabil cu cît are mai puține grade de nedeterminare și în orice caz dacă este static determinată.

Mecanismul de plastificare nu trebuie confundat cu *mecanismul de cedare al structurii* care se asociază cu momentul prăbușirii (colapsului) acesteia, situație în care structura ajunge prin depășirea capacității de deformare (rotire) într-una sau mai multe articulații plastice situate în elemente vitale ale structurii, de regulă cele verticale (stâlpi, pereți) sau/și prin ruperi datorate acțiunii forțelor tăietoare în secțiuni înclinate sau prin pierderea ancorajului barelor.

Terminologia utilizată astăzi pe plan internațional în domeniul construcțiilor mai cuprinde și noțiunea de *mecanism de rezistență* prin care se înțelege de regulă, totalitatea factorilor de care depinde rezistența elementelor la o anumită solicitare.

Astfel vorbim de mecanisme de rezistență ale elementelor la încovoiere, la forță tăietoare, la lunecare după anumite planuri determinate, etc. Mecanismul elementelor de beton armat la forță tăietoare, de exemplu, implică preluarea forței tăietoare de către capacitatea tălpii comprimate de beton, înclustarea agregatelor în lungul fisurii înclinate, efectul de dorn al armăturii longitudinale, contribuția etrierilor și a armăturii înclinate, etc.

Proiectarea structurilor trebuie să urmărească, prin procesul dirijării locului și a ordinii de formare a articulațiilor plastice, dezvoltarea unor mecanisme de plastificare avantajoase. Aceasta presupune că articulațiile plastice să se formeze cu prioritate în elementele cu capacitate relativ mai mare de deformare în domeniul postelastice (în rigle) și să limiteze, eventual chiar să se elimine, plastificarea elementelor cu o ductilitate mai redusă, cum sînt de exemplu, stâlpii struc-

turilor în cadre supuși la forțe de compresiune importante, elemente de care depinde stabilitatea generală a structurii și care, în plus, sînt și mai dificil de consolidat.

Pe de altă parte un mecanism de plastificare favorabil presupune capacități substanțiale de deformare (rotire) plastică în articulațiile plastice. În legătură cu noțiunea de articulație plastică în structurile de beton armat se mai fac în continuare o serie de precizări suplimentare.

Pentru stîlpul de hală industrială parter lucrînd pe schema de consolă cu masa concentrată la vîrf, diagrama de momente este cea din fig. A.6, a. Dacă relația  $M-\Phi$  (moment încovoietor-rotire specifică) ar fi biliniară cu palier orizontal ca în fig. A.6, b atunci curgerea armăturii ar apărea într-o singură secțiune, cea de la bază, iar capacitatea disipativă structurală prin deformări plastice neglijabilă. În realitate diagrama  $M-\Phi$  arată că în fig. A.6, c momentul ultim (la rupere) fiind superior celui de inițiere a curgerii. Rigiditatea diferită de zero la încărcarea pe zona de comportare postelastice se datorește următorilor factori:

a. creșterea brațului de pirghie al eforturilor interioare după inițierea curgerii în armătura întinsă, ca urmare a modificării distribuției eforturilor unitare în betonul zonei comprimate de la cvasitriunghiulară la una quasiuniformă;

b. solicitarea oțelului din zona întinsă în zona de consolidare, ceea ce presupune sporuri de efort unitar de pînă la 30%;

c. contribuția eventualelor armături longitudinale intermediare, a căror intrare în curgere are loc treptat pe măsură ce rotirea secțională crește, pînă la pastificarea lor acestea opunînd o rezistență, „elastice”.

Forma diagramei  $M-\Phi$  din fig. A.6, c are ca efect dezvoltarea deformațiilor plastice pe o anumită zonă de la baza stîlpului.

Fisurarea înclinată, ca urmare a acțiunii forțelor tăietoare, are ca efect, sporirea eforturilor unitare față de valorile corespunzătoare efectului momentelor încovoietoare în secțiuni normale la axa elementului. Diagrama de momente și cea a curburilor trebuie „dilatată” pentru a ține seama de acest efect, ca în fig. A.6, d.

De regulă, în calcul, diagrama curburilor (rotirilor secționale) se aproximează prin diagrama simplificată din fig. A.6, e, în care dimensiunea  $l_p$  este așa numită lungime a articulației plastice. Valoarea  $l_p$  depinde de toți parametrii care influențează diagrama  $M-\Phi$ , precum și de lungimea elementului, mai general de distanța de la secțiunea de încastrare la punctul de nul al diagramei de momente (punctul de inflexiune a deformației). În literatura de specialitate sînt propuse numeroase formule pentru stabilirea lungimii  $l_p$  ținînd cont de principalii factori care influențează această valoare.

Evaluarea capacității de rotire plastică,  $\theta_p$ , a articulațiilor plastice sau a deplasărilor  $\Delta_u$  a consolei de beton armat din fig. A.6, d implică integrarea rotirilor specifice cu expresiile

$$\theta_p = \int_0^{l_p} \Phi_z dz \simeq (\Phi_u - \Phi_p) l_p \quad (A. 7)$$

și

$$\Delta_u = \int_0^H \Phi_z (H - z) dz \simeq \frac{\Phi_p H^2}{3} + (\Phi_u - \Phi_p) l_p \left( H - \frac{l_p}{2} \right) \quad (A. 8)$$

Compararea acestor valori cu valorile maxime produse de acțiunea unui anumit cutremur, valori care se pot stabili prin tehnicile calculului dinamic neliniar evidențiază siguranța structurii la acțiunea cutremurului respectiv.

Trebuie observat că în cazul unor construcții mai complexe, principal, valorile  $\theta_p$  și  $\Delta_u$  trebuie stabilite pe aceeași schemă (implicînd aceeași poziție a punctului de inflexiune pe deschidere) ca cea care furnizează valorile  $\theta_{max}$  sau  $\Delta_{max}$ .

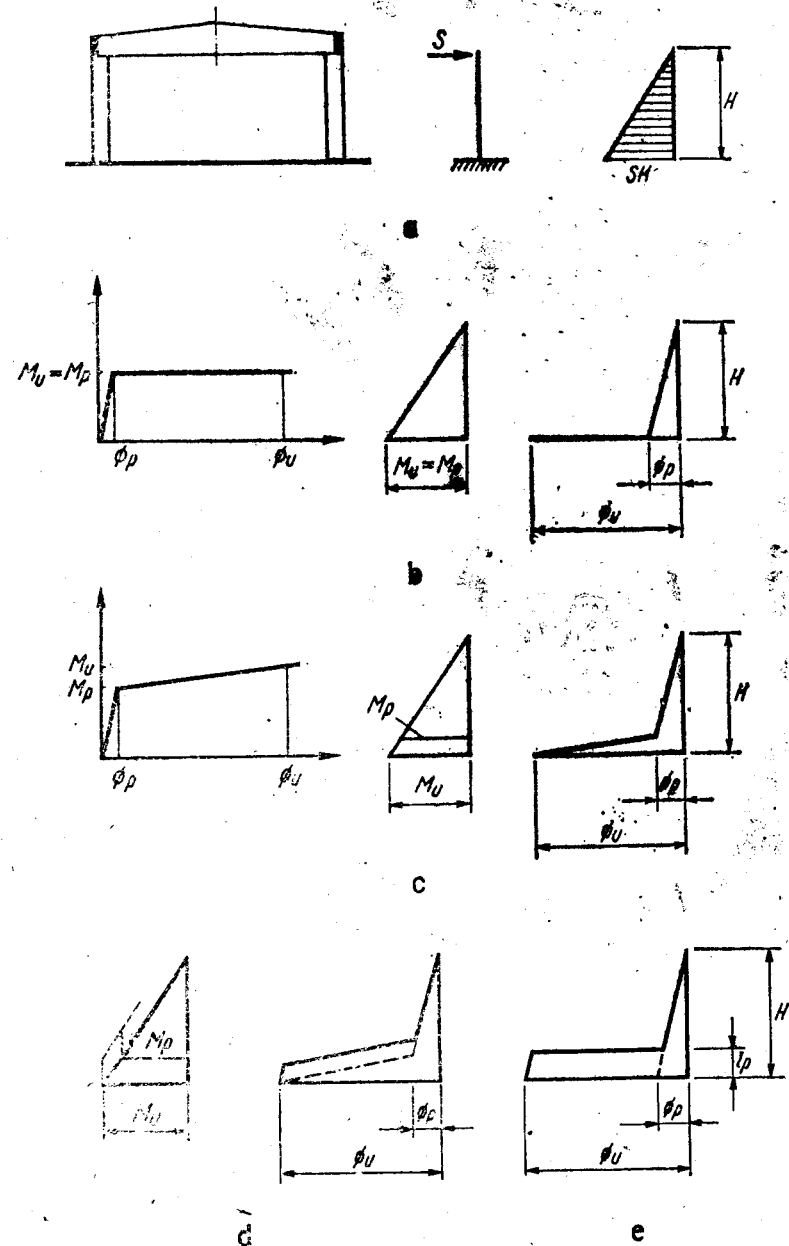


Fig. A6



## B. LISTA TABELELOR

### I. Generale

	Pag
1. Rezistențe de calcul pentru beton în elemente de beton armat.....	470
2. Rezistențe de calcul ale armăturilor.....	471
3. Modulii de elasticitate ai betonului și armăturilor.....	471
4. Calculul simplificat al deformației specifice de durată a betonului.....	472
5. Calculul deformației specifice a betonului datorită contracției.....	473
6. Procente minime și maxime de armare.....	474
A. Procente minime de armare în zona întinsă pentru grinzi și plăci.....	474
B. Procente minime și maxime de armare longitudinală pentru stâlpi.....	474
C. Procente minime de armare transversală pentru stâlpi.....	475
D. Procente minime de armare pentru armăturile de capăt ale diafragmelor pline și ale montanților diafragmelor cu goluri.....	475
E. Procente minime de armare pentru armăturile de pe inimă ale diafragmelor pline și ale montanților diafragmelor cu goluri.....	476

### II. Pentru calculul la starea limită de rezistență

7. Coeficienții $m$ , $\xi$ , $\gamma$ , $\rho$ pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară sau în formă de T, supuse la încovoiere sau la compresiune (întindere) excentrică cu excentricitate mare.....	477
8. Coeficienții $\nu$ pentru dimensionarea elementelor cu secțiune dreptunghiulară, supuse la încovoiere.....	479
9. Coeficienții $n$ , $m$ , $\alpha$ pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară, armate simetric, supuse la compresiune (întindere) excentrică.....	480
A. $a/h = 0,050$ .....	480
B. $a/h = 0,075$ .....	482
C. $a/h = 0,100$ .....	484
D. $a/h = 0,125$ .....	486
10. Coeficienții $n$ , $m$ , $\alpha$ pentru calculul elementelor cu secțiune circulară, cu armătură distribuită uniform pe contur, supuse la compresiune (întindere) excentrică.....	488
A. $a/D = 0,050$ .....	488
B. $a/D = 0,075$ .....	490
C. $a/D = 0,100$ .....	492
11. Coeficienții $n$ , $m$ , $\alpha$ pentru calculul elementelor cu secțiune inelară, cu armătură distribuită uniform pe contur, supuse la compresiune (întindere) excentrică.....	494
12. Coeficienții pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară, supuse la compresiune cu excentricitate oblică.....	496
A. Valorile exponentului $\beta$ .....	496
B. Valori optimizate pentru coeficienții $k_x$ , $k_y$ .....	496

### II. Pentru calculul la stările limită ale exploatării normale

13. Coeficienții $k$ pentru calculul momentului de inerție echivalent pentru elemente solicitate la încovoiere.....	497
A. Secțiuni dreptunghiulare simplu armate.....	497
B. Secțiuni dreptunghiulare dublu armate.....	497
C. Secțiuni în formă de T simplu armate.....	498
14. Valorile limită admisibile ale deschiderii medii a fisurilor.....	500
15. Cazuri în care nu este necesară verificarea prin calcul a deschiderii fisurilor.....	500
A. Elemente cu armături din oțel laminat.....	500
B. Plăci armate cu plase sudate.....	500

16. Valori aproximative pentru coeficientul $\psi$ de conlucrare a betonului întins dintre fisuri.....	501
17. Valorile $\sigma_{a\max}$ pentru verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor.....	501
A. Elemente întinse centric cu $\alpha_f \leq 0,1$ mm.....	501
B. Elemente cu procente reduse de armare.....	502
18. Valorile limită admisibile ale săgeților elementelor de beton armat.....	503
IV. Caracteristici ale armăturilor.....	504
19. Diametrele, ariile secțiunilor transversale și greutatea armăturilor din bare laminate.....	504
20. Plase sudate din STNB.....	505
A. Caracteristicile plaselor sudate tipizate „de uz general” fabricate la I.S.P.S. Buzău.....	505
B. Ariile secțiunilor transversale ale barelor plaselor sudate.....	509

Rezistențe de calcul pentru beton (N/mm<sup>2</sup>) (in elemente de beton armat)

Rezistența	Poziția de turnare a elementului	Solicitarea	Dimensiua cea mai mică a secțiunii (mm)	cazul	Clasa de beton					
					Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
R <sub>c</sub>	verticală cu înălțime de turnare > 1500 mm (stâlpi, pereți, diafragme etc. din beton armat monolit) sau înclinată, cu cofraj pe toate laturile	compresiune excentrică	< 300	a	3,5	4,7	7,0	9,0	11,5	13,5
			≥ 300	b	4,0	5,5	8,0	10,5	13,0	15,5
			< 300	c	4,7	6,5	9,5	12,5	15,0	18,0
		compresiune excentrică incovoiere	≥ 300	a	0,40	0,45	0,60	0,70	0,80	0,90
			≥ 200	b	0,45	0,50	0,70	0,80	0,95	1,05
			≥ 300	c	0,50	0,60	0,80	0,95	1,10	1,25
R <sub>t</sub>	verticală cu înălțime de turnare > 1500 mm (stâlpi, pereți diafragme etc. din beton armat monolit) sau înclinată, cu cofraj pe toate laturile	compresiune excentrică	< 300	a	0,40	0,45	0,60	0,70	0,80	0,90
			≥ 300	b	0,45	0,50	0,70	0,80	0,95	1,05
			< 300	c	0,50	0,60	0,80	0,95	1,10	1,25
		incovoiere sau întindere	≥ 300	a	0,40	0,45	0,60	0,70	0,80	0,90
			≥ 200	b	0,45	0,50	0,70	0,80	0,95	1,05
			≥ 300	c	0,50	0,60	0,80	0,95	1,10	1,25

Observații: 1. Valorile R date în tabel se referă la beton cu agregate obișnuite. Pentru betoane cu agregate ușoare, vezi STAS 10.107/0-90, tab. 3 și 6.  
2. Pentru pereți monoliți ai recipientilor (rezervoare, silozuri), solicitați la întindere centrică sau excentrică, sînt valabile valorile date pentru elemente verticale.

Rezistențe de calcul ale armăturilor (valori de bază, notate în STAS 10.107/0-90 cu R<sub>a</sub><sup>\*</sup>)

Tipul de oțel	Diametrele barelor (mm)	Rezistența de calcul R <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
PC 60	orice diametru	350
	≤ 28	300
PC 52	32... 40	290
	orice diametru	210
OB 37	≤ 7,1	370
	> 7,1	325

Tabelul 3

Modulii de elasticitate ai betonului și armăturilor

A. Betoane cu agregate obișnuite

Clasa de beton	Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25
E <sub>b</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	14.000	21.000	24.000	27.000	30.000
Clasa de beton	Bc 30	Bc 35	Bc 40	Bc 50	Bc 60
E <sub>b</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	32.500	34.500	36.000	38.000	40.000

Modulul de elasticitate transversal se ia G<sub>b</sub> = 0,4 E<sub>b</sub>.

B. Betoane cu agregate ușoare

$$E_{bu} = \left( \frac{\gamma_{bu}}{\gamma_b} \right)^2 E_b$$

unde:

γ<sub>bu</sub> – densitatea aparentă a betonului cu agregate ușoare;  
γ<sub>b</sub> – densitatea aparentă a betonului obișnuit de aceeași clasă;  
E<sub>b</sub> – modulul de elasticitate al betonului obișnuit de aceeași clasă.

$$G_{bu} = 0,4 E_{bu}$$

C. Armături

E<sub>a</sub> = 210.000 N/mm<sup>2</sup> pentru oțeluri PC 60, PC 52 și OB 37;

E<sub>a</sub> = 200.000 N/mm<sup>2</sup> pentru STNB, STPB.

Tabelul 4

## Calculul simplificat al deformației specifice de durată a betonului

Caracteristica deformației în timp a betonului  $\bar{\varphi} = \varepsilon_{bd}/\varepsilon_{b0}$  se calculează cu expresia:

$$\bar{\varphi} = k_1 k_2 k_3 \varphi_0$$

unde:

$\varepsilon_{bd}$  – deformația specifică de durată;

$\varepsilon_{b0}$  – deformația specifică elastică inițială;

$\varphi_0$  – valoarea de bază a caracteristicii deformației în timp a betonului (tab. 4 A);

$k_1$  – coeficient care exprimă influența gradului de maturitate a betonului (tab. 4 B);

$k_2$  – coeficient care exprimă influența gradului de solicitare a betonului la compresiune (tab. 4 C);

$k_3$  – coeficient care exprimă influența umidității relative a mediului (tab. 4 D).

A. Valorile  $\varphi_0$ 

Clasa de beton	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
$\varphi_0$	3,70	3,30	3,00	2,80	2,70

Valorile  $\varphi_0$  din tabel sînt date pentru betoane cu agregate obișnuite și cu ciment RIM sau Portland, cu întărire normală sau accelerată prin aburire. Pentru betoane cu agregate ușoare, valorile  $\varphi_0$  din tabel se înmulțesc cu  $E_{bu}/E_b$ .

B. Valorile  $k_1$ 

Gradul de maturitate al betonului în stadiul aplicării încărcării permanente t (zile)	$k_1$
< 28	1,30
28 ( $R_{b0} = R_b$ )	1,00
60	0,70
90	0,60
120	0,55
≥ 180	0,50

C. Valorile  $k_2$ 

Gradul de solicitare a betonului	$k_2$
$\sigma_b \max \leq 0,5 R_{b0}$	1,00
$\sigma_b \max > 0,5 R_{b0}$	$2 \frac{\sigma_b \max}{R_{b0}}$

D. Valorile  $k_3$ 

Umiditatea relativă a mediului ambiant U(%)	$k_3$
40	1,30
60	1,00
100	0,50

În tabelele 4 B – D:

$R_b$  – clasa betonului;

$R_{b0}$  – rezistența betonului la compresiune pe cuburi la data aplicării încărcării permanente;

$\sigma_b \max$  – efortul unitar de compresiune maxim pe secțiune din încărcarea permanentă.

Dacă nu se poate aprecia momentul aplicării încărcării permanente (de exemplu fa elemente prefabricate de serie), se permite să se determine  $k_1$  considerînd  $t = 90$  zile.

Valorile intermediare pentru  $k_1, k_2, k_3$  se stabilesc prin interpolare liniară între cele date în tabele.

Tabelul 5

## Calculul deformației specifice a betonului datorită contracției

Valoarea maximă (finală) de calcul a deformației specifice a betonului datorită contracției se determină cu relația:

$$\bar{\varepsilon}_c = k_3 k_4 k_c \varepsilon_c$$

unde:

$\varepsilon_c$  – valoarea de bază a deformației specifice a betonului datorită contracției (tab. 5 A);

$k_3$  – coeficient care exprimă influența umidității relative a mediului (tab. 4 D);

$k_4$  – coeficient care exprimă influența dimensiilor secțiunii transversale a elementului (tab. 5 B);

$k_c$  – coeficient care exprimă influența modului de realizare a elementului și care pentru beton armat (neprecomprimat) se ia  $k_c = 1$ .

A. Valorile  $\varepsilon_c$ 

Beton cu agregate	Condiții de întărire	$\varepsilon_c$ (‰)
obișnuite	normale	0,25
	cu tratament termic	0,20
ușoare	normale	0,50
	cu tratament termic	0,40

B. Valorile  $k_4$ 

Dimensia cea mai mică a secțiunii transversale a elementului b(mm)	$k_4$
≥ 300	1,0
< 300	$1,3 - 0,001b$

Procente minime și maxime de armare

A. Procente minime de armare în zona întinsă pentru grinzi și plăci

$$p = \frac{A_a}{bh_0} 100\% \geq p_{min}$$

Tipul de element			Procent minim de armare în zonele întinse ( $p_{min}$ ) %	
			pentru armăturile de preluare a momentelor negative pe reazeme	pentru celelalte armături întinse
Rigle de cadru	participante la structuri antiseismice în zona seismică de calcul:	A...E	0,45	0,15
		F	0,30	0,10
neparticipante la structuri antiseismice			- 0,10	
Grinzi care nu reprezintă rigle de cadru și plăci, la care procentul de armare rezultat din calcul este: $p_{calc} \leq 0,10$	$p_{calc}$	0,085 ... 0,10	0,10	
		0,045 ... 0,085	1,15 $p_{calc}$	
		< 0,045	0,05	

Procentul minim de armare transversală (cu etrieri) în zonele plastice potențiale, la grinzile cadrelor participante la structuri antiseismice, cu grad de protecție antiseismică  $\geq 7$ :  $p_s \geq 0,2\%$

B. Procente minime și maxime de armare longitudinală pentru stâlpi

$$p_{min} \leq p_{total} = \frac{A_a(total)}{bh} 100\% \leq p_{max}$$

Clasa stîlpului conform tabelului 8.12		A			B			C	
Armăturile longitudinale din oțel:		PC 60	PC 52	OB 37	PC 60, PC 52	OB 37	PC 60, PC 52	OB 37	
$p$ (total) minim pentru stâlpi:	interiori	0,5	0,6	0,8	0,5	0,6	0,4	0,5	
	marginali	0,6	0,7	0,9	0,6	0,7			
	de colț	0,7	0,8	1,0	0,7	0,8			
procente minime de armare pe fiecare latură		0,2							

În cazurile cînd din motive de asigurare a rigidității necesare la deplasări laterale sau din alte motive justificate secțiunea de beton a stîlpilor este majorată față de cea impusă de dimensionarea la compresiune excentrică, astfel încît armăturile longitudinale rezultă dimensionate constructiv, procentele totale de armare minime admise se reduc cu 20% față de cele din tabel, cu condiția ca procentul de armare pe fiecare latură să nu scadă sub:

- 0,15% pentru stîlpii din clasa A;
- 0,10% pentru stîlpii din clasa B;
- 0,075% pentru stîlpii din clasa C.

La construcțiile cu un singur nivel, cu grinzile de acoperiș articulate pe stâlpi (exemplu: hale industriale cu structură din elemente prefabricate), pentru toți stîlpii, inclusiv cei marginali și cei de colț, sînt valabile procentele minime de armare date în tabel pentru cazul stîlpilor interiori.

Procentul total de armare maxim recomandat: 2,5 %.

C. Procente minime de armare transversală pentru stâlpi

Clasa de stîlp (tabelul 8.12)		$p_{c min}$ (%)	
A	în zonele plastice potențiale	$\xi \leq 0,4$	$10 \frac{R_c}{R_a} (0,4 + n)$
		$0,4 < \xi \leq \xi_b$	$10 \frac{R_c}{R_a} (0,4 + n) + 0,5 (\xi - 0,4)$
	pe restul înălțimii stîlpului	0,15 %	
B și C		0,10 %	

$$n = \frac{N}{bh R_c}; \quad \xi = \frac{x}{h_0}$$

$b = 0,60$  pentru OB 37 și  $\xi_b = 0,55$  pentru PC 60 și PC 52.

D. Procente minime de armare pentru armăturile de capăt ale diafragmelor pline și ale montanților diafragmelor cu goluri

Zona din diafragmă	Excentricitatea relativă a efortului normal N: $\frac{e_0}{h} = \frac{M}{N h}$	$p_{min}$ (%) pentru zona seismică de calcul:					
		A...E			F		
		PC 60	PC 52	OB 37	PC 60	PC 52	OB 37
A	toate cazurile	0,09	0,10	0,12	0,07	0,08	0,10
B	> 0,25						
	$\leq 0,25$	0,06	0,06	0,07	0,06	0,06	0,07

E. Procente minime de armare pentru armăturile de pe inimă ale diafragmelor pline și ale montanșilor diafragmelor cu goluri

Zona din diafragmă	Numărul de niveluri	zona seismică	$\rho_{min}$ pentru barele:	
			orizontale	verticale
A	<P + 2 E	F	0,15	0,10
		D, E	0,17	0,12
		A, B, C	0,20	0,15
	P + 2 E până la P + 4E	F	0,17	0,12
		D, E	0,20	0,15
		A, B, C	0,22	0,17
	>P + 4 E	F	0,20	0,15
		D, E	0,22	0,17
		A, B, C	0,25	0,20
	<P + 2 E	F	0,15	0,10
		D, E	0,17	0,12
		A, B, C	0,20	0,15
P + 2 E până la P + 4E	F	0,17	0,12	
	D, E	0,20	0,15	
	A, B, C	0,20	0,15	
>P + 4 E	F	0,20	0,15	
	D, E	0,20	0,15	
	A, B, C	0,20	0,15	
B	$\bar{Q} = \frac{Q}{b h R_s} > 0,7$	Nu sînt prescrise valori pentru $\rho_{min}$ . Se pot utiliza plase sudate din STNB.		
		Dacă necesitatea unei armări continue nu este dictată de alte condiții, se poate utiliza armare discontinuă.		
	$\bar{Q} < 0,7$			

Tabelul 7  
Coeficienții  $m$ ,  $\xi$ ,  $\gamma$ ,  $\rho$ , pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară sau în formă de T, supuse la încovoire sau la comprimare (întindere) excentrică cu excentricitate mare

$\xi = \frac{x}{h_0}$	$\gamma = 1 - \frac{\xi}{2}$	$m = \frac{M}{\delta h_0^2 R_c}$	procente de armare ( $\rho$ ), pentru elemente supuse la încovoire cu lățime $b \geq 1200$ mm <sup>2</sup> (cazul c)													
			OB 37 ( $R_a = 210$ )				PC 52 ( $R_a = 300$ )				PC 60 ( $R_a = 350$ )					
			Bc 10 ( $R_c = 6,5$ )	Bc 15 ( $R_c = 9,5$ )	Bc 20 ( $R_c = 12,5$ )	Bc 15 ( $R_c = 9,5$ )	Bc 20 ( $R_c = 12,5$ )	Bc 25 ( $R_c = 15,0$ )	Bc 30 ( $R_c = 18,0$ )	Bc 15 ( $R_c = 9,5$ )	Bc 20 ( $R_c = 12,5$ )	Bc 25 ( $R_c = 15,0$ )	Bc 30 ( $R_c = 18,0$ )	Bc 15 ( $R_c = 9,5$ )	Bc 20 ( $R_c = 12,5$ )	Bc 25 ( $R_c = 15,0$ )
0,01	0,995	0,010	0,03	0,06	0,05	0,04	0,03	0,05	0,06	0,06	0,06	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05
0,02	0,990	0,020	0,06	0,12	0,09	0,08	0,06	0,10	0,12	0,12	0,12	0,05	0,07	0,07	0,09	0,10
0,03	0,985	0,030	0,09	0,18	0,14	0,13	0,10	0,15	0,18	0,18	0,18	0,08	0,11	0,11	0,13	0,15
0,04	0,980	0,039	0,12	0,24	0,18	0,17	0,13	0,20	0,24	0,24	0,24	0,11	0,14	0,14	0,17	0,21
0,05	0,975	0,049	0,15	0,30	0,23	0,21	0,16	0,25	0,30	0,30	0,30	0,14	0,18	0,18	0,21	0,26
0,06	0,970	0,058	0,19	0,36	0,27	0,25	0,19	0,30	0,36	0,36	0,36	0,10	0,14	0,14	0,17	0,21
0,07	0,965	0,068	0,22	0,42	0,32	0,29	0,22	0,35	0,42	0,42	0,42	0,19	0,25	0,25	0,30	0,36
0,08	0,960	0,077	0,25	0,48	0,36	0,33	0,25	0,40	0,48	0,48	0,48	0,22	0,29	0,29	0,34	0,41
0,09	0,955	0,086	0,28	0,54	0,41	0,37	0,28	0,45	0,54	0,54	0,54	0,24	0,32	0,32	0,39	0,46
0,10	0,950	0,095	0,31	0,60	0,45	0,42	0,32	0,50	0,60	0,60	0,60	0,27	0,36	0,36	0,43	0,51
0,11	0,945	0,104	0,34	0,65	0,50	0,46	0,35	0,55	0,66	0,66	0,66	0,30	0,39	0,39	0,47	0,57
0,12	0,940	0,113	0,37	0,71	0,54	0,50	0,38	0,60	0,72	0,72	0,72	0,33	0,43	0,43	0,51	0,62
0,13	0,935	0,122	0,40	0,77	0,59	0,54	0,41	0,65	0,78	0,78	0,78	0,35	0,46	0,46	0,56	0,67
0,14	0,930	0,130	0,43	0,83	0,63	0,58	0,44	0,70	0,84	0,84	0,84	0,38	0,50	0,50	0,60	0,72
0,15	0,925	0,139	0,46	0,89	0,68	0,62	0,47	0,75	0,90	0,90	0,90	0,41	0,54	0,54	0,64	0,77
0,16	0,920	0,147	0,50	0,95	0,72	0,67	0,51	0,80	0,96	0,96	0,96	0,43	0,57	0,57	0,69	0,82
0,17	0,915	0,156	0,53	1,01	0,77	0,71	0,54	0,85	1,02	1,02	1,02	0,46	0,61	0,61	0,73	0,87
0,18	0,910	0,164	0,56	1,07	0,81	0,75	0,57	0,90	1,08	1,08	1,08	0,49	0,64	0,64	0,77	0,93
0,19	0,905	0,172	0,59	1,13	0,86	0,79	0,60	0,95	1,14	1,14	1,14	0,52	0,68	0,68	0,81	0,98
0,20	0,900	0,180	0,62	1,19	0,90	0,83	0,63	1,00	1,20	1,20	1,20	0,54	0,71	0,71	0,86	1,03
0,21	0,895	0,188	0,65	1,25	0,95	0,87	0,66	1,05	1,26	1,26	1,26	0,57	0,75	0,75	0,90	1,08
0,22	0,890	0,194	0,68	1,31	1,00	0,92	0,70	1,10	1,32	1,32	1,32	0,60	0,79	0,79	0,94	1,13
0,23	0,885	0,203	0,71	1,37	1,04	0,96	0,73	1,15	1,38	1,38	1,38	0,62	0,82	0,82	0,99	1,18
0,24	0,880	0,211	0,74	1,43	1,09	1,00	0,76	1,20	1,44	1,44	1,44	0,65	0,86	0,86	1,03	1,23
0,25	0,875	0,219	0,77	1,49	1,13	1,04	0,79	1,25	1,50	1,50	1,50	0,68	0,89	0,89	1,07	1,29

Tabelul 7 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,26	0,870	0,226	0,80	1,18	1,55	0,82	1,09	1,30	1,56	0,71	0,93	1,11	1,34
0,27	0,865	0,234	0,84	1,22	1,61	0,85	1,12	1,35	1,62	0,73	0,96	1,16	1,39
0,28	0,860	0,241	0,87	1,27	1,67	0,89	1,17	1,40	1,68	0,76	1,00	1,20	1,44
0,29	0,855	0,248	0,90	1,31	1,73	0,92	1,21	1,45	1,74	0,79	1,04	1,24	1,49
0,30	0,850	0,255	0,93	1,36	1,79	0,95	1,25	1,50	1,80	0,81	1,07	1,29	1,54
0,31	0,845	0,262	0,96	1,40	1,85	0,98	1,29	1,55	1,86	0,84	1,11	1,33	1,59
0,32	0,840	0,269	0,99	1,45	1,90	1,01	1,33	1,60	1,92	0,87	1,14	1,37	1,65
0,33	0,835	0,276	1,02	1,49	1,96	1,04	1,37	1,65	1,98	0,90	1,18	1,41	1,70
0,34	0,830	0,282	1,05	1,54	2,02	1,08	1,42	1,70	2,04	0,92	1,21	1,46	1,75
0,35	0,825	0,289	1,08	1,58	2,08	1,11	1,46	1,75	2,10	0,95	1,25	1,50	1,80
0,36	0,820	0,295	1,11	1,63	2,14	1,14	1,50	1,80	2,16	0,98	1,29	1,54	1,85
0,37	0,815	0,302	1,15	1,67	2,20	1,17	1,54	1,85	2,22	1,00	1,32	1,59	1,90
0,38	0,810	0,308	1,18	1,72	2,26	1,20	1,58	1,90	2,28	1,03	1,36	1,63	1,95
0,39	0,805	0,314	1,21	1,76	2,32	1,23	1,62	1,95	2,34	1,06	1,39	1,67	2,01
0,40	0,800	0,320	1,24	1,81	2,38	1,27	1,67	2,00	2,40	1,09	1,43	1,71	2,06
0,41	0,795	0,326	1,27	1,85	2,44	1,30	1,71	2,05	2,46	1,11	1,46	1,76	2,11
0,42	0,790	0,332	1,30	1,90	2,50	1,33	1,75	2,10	2,52	1,14	1,50	1,80	2,16
0,43	0,785	0,338	1,33	1,95	2,56	1,36	1,79	2,15	2,58	1,17	1,54	1,84	2,21
0,44	0,780	0,343	1,36	1,99	2,62	1,39	1,83	2,20	2,64	1,19	1,57	1,89	2,26
0,45	0,775	0,349	1,39	2,04	2,68	1,42	1,87	2,25	2,70	1,22	1,61	1,93	2,31
0,46	0,770	0,354	1,42	2,08	2,74	1,46	1,92	2,30	2,76	1,25	1,64	1,97	2,37
0,47	0,765	0,360	1,45	2,13	2,80	1,49	1,96	2,35	2,82	1,28	1,68	2,01	2,42
0,48	0,760	0,365	1,49	2,17	2,86	1,52	2,00	2,40	2,88	1,30	1,71	2,06	2,47
0,49	0,755	0,370	1,52	2,22	2,92	1,55	2,04	2,45	2,94	1,33	1,75	2,10	2,52
0,50	0,750	0,375	1,55	2,26	2,98	1,58	2,08	2,50	3,00	1,36	1,79	2,14	2,57
0,51	0,745	0,380	1,58	2,31	3,04	1,61	2,12	2,55	3,06	1,38	1,82	2,19	2,62
0,52	0,740	0,385	1,61	2,35	3,10	1,65	2,17	2,60	3,12	1,41	1,86	2,23	2,67
0,53	0,735	0,390	1,64	2,40	3,15	1,68	2,21	2,65	3,18	1,44	1,89	2,27	2,73
0,54	0,730	0,394	1,67	2,44	3,21	1,71	2,25	2,70	3,24	1,47	1,93	2,31	2,78
0,55	0,725	0,399	1,70	2,49	3,27	1,74	2,29	2,75	3,30	1,49	1,96	2,36	2,83
0,56	0,720	0,403	1,73	2,53	3,33	—	—	—	—	—	—	—	—
0,57	0,715	0,408	1,76	2,58	3,39	—	—	—	—	—	—	—	—
0,58	0,710	0,412	1,80	2,62	3,45	—	—	—	—	—	—	—	—
0,59	0,705	0,416	1,83	2,67	3,51	—	—	—	—	—	—	—	—
0,60	0,700	0,420	1,86	2,71	3,57	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabelul 8  
Coeficienții  $r$  pentru dimensionarea elementelor cu secțiune dreptunghiulară, supuse la încovoiere

procentul de armare ales $p$ (%)	OB 37			PC 52				PC 60			
	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
0,5	1,018	1,006	0,997	0,851	0,842	0,838	0,834	0,793	0,784	0,779	0,775
0,6	0,937	0,922	0,914	0,783	0,774	0,769	0,765	0,732	0,721	0,716	0,711
0,7	0,876	0,859	0,850	0,732	0,721	0,716	0,711	0,685	0,673	0,667	0,662
0,8	0,827	0,808	0,799	0,691	0,679	0,673	0,668	0,647	0,634	0,628	0,622
0,9	0,787	0,767	0,757	0,657	0,644	0,638	0,633	0,617	0,603	0,596	0,590
1,0	0,754	0,732	0,721	0,629	0,615	0,609	0,603	0,592	0,576	0,569	0,563
1,1	0,726	0,702	0,691	0,606	0,591	0,584	0,578	0,571	0,554	0,546	0,539
1,2	0,702	0,676	0,664	0,585	0,570	0,562	0,556	0,553	0,535	0,526	0,519
1,3	0,681	0,654	0,641	0,568	0,551	0,543	0,536	0,538	0,518	0,509	0,502
1,4	0,663	0,634	0,621	0,553	0,535	0,526	0,519	0,524	0,504	0,494	0,486
1,5	0,647	0,617	0,603	0,540	0,521	0,511	0,509	0,513	0,491	0,480	0,472

$$h_0 = r \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (h_0 - \text{mm}; b - \text{mm}; M - \text{Nmm})$$



















Tabelul 12

Coefficienți pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară, supuse la compresiune excentrică oblică

A. Valorile exponentului  $\beta$

$n = \frac{N}{bh R_c}$	Modul de dispunere a barelor de armătură		
	A. 4 bare, dispuse la colțurile secțiunii	B. > 4 bare $A_{ay} = A_{ax}$	C. > 4 bare $A_{ay} = (1,5 \dots 2)A_{ax}$
0,1	1,60	1,70	1,75
0,2	1,35	1,60	1,50
0,3	1,25	1,55	1,40
0,4	1,20	1,50	1,35
0,5	1,20	1,45	1,35
0,6	1,35	1,45	1,40
0,7	1,55	1,50	1,50
0,8	1,75	1,60	1,60

B. Valori optimizate pentru coeficienții  $k_x, k_y$

$\beta$	$\frac{m_x}{m}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1,20	1000 $k_x$	285	360	408	444	472	496	515	533	548	561
	1000 $k_y$	812	749	706	674	647	625	560	590	575	561
1,30	1000 $k_x$	305	383	432	469	497	521	541	558	573	587
	1000 $k_y$	831	771	730	698	672	650	632	615	600	587
1,40	1000 $k_x$	325	404	454	491	520	544	564	581	596	610
	1000 $k_y$	847	790	750	719	694	673	654	638	623	610
1,50	1000 $k_x$	343	424	475	512	541	564	584	602	617	630
	1000 $k_y$	861	806	768	738	723	692	674	658	643	630
1,60	1000 $k_x$	360	442	493	530	560	583	603	620	635	648
	1000 $k_y$	873	821	784	755	731	710	692	676	661	648
1,70	1000 $k_x$	377	459	511	548	577	601	620	637	652	665
	1000 $k_y$	883	833	798	769	746	726	708	692	678	665
1,80	1000 $k_x$	392	475	527	564	593	616	636	653	668	680
	1000 $k_y$	892	845	810	783	760	740	723	707	693	680

Coefficienții  $k$  pentru calculul momentului de inerție echivalent pentru elemente solificate la încovoiere.

$$I_{bt} = k \frac{bh^3}{12}$$

Tabelul 13

A. Elemente cu secțiune dreptunghiulară, simplu armate

$p_{ne}$	$k$	$p_{ne}$	$k$	$p_{ne}$	$k$	$p_{ne}$	$k$	$p_{ne}$	$k$
1	0,100	10	0,678	19	1,054	28	1,337	37	1,561
2	0,185	11	0,726	20	1,090	29	1,364	38	1,584
3	0,252	12	0,773	21	1,123	30	1,391	39	1,606
4	0,332	13	0,817	22	1,157	31	1,417	40	1,627
5	0,398	14	0,860	23	1,188	32	1,442	41	1,648
6	0,461	15	0,902	24	1,219	33	1,468	42	1,669
7	0,520	16	0,942	25	1,250	34	1,492	43	1,688
8	0,575	17	0,980	26	1,279	35	1,516	44	1,709
9	0,628	18	1,018	27	1,308	36	1,538	45	1,728

B. Elemente cu secțiune dreptunghiulară, dublu armate

$\frac{p'}{p}$	Valorile $k$ pentru $p_{ne} =$								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0, —	0,40	0,68	0,90	1,09	1,25	1,39	1,52	1,63	1,73
0,1	0,40	0,69	0,92	1,12	1,30	1,46	1,60	1,73	1,86
0,2	0,40	0,69	0,94	1,15	1,34	1,52	1,68	1,83	1,98
0,3	0,40	0,70	0,95	1,18	1,38	1,57	1,75	1,92	2,09
0,4	0,40	0,71	0,97	1,20	1,42	1,62	1,82	2,01	2,19
0,5	0,41	0,71	0,98	1,23	1,45	1,67	1,88	2,08	2,28
0,6	0,41	0,72	1,00	1,25	1,49	1,72	1,94	2,16	2,37
0,7	0,41	0,73	1,01	1,27	1,52	1,76	1,99	2,22	2,45
0,8	0,41	0,73	1,02	1,29	1,55	1,80	2,05	2,29	2,52
0,9	0,41	0,74	1,03	1,31	1,58	1,84	2,09	2,35	2,59
1,0	0,41	0,74	1,04	1,33	1,61	1,87	2,14	2,40	2,66
1,1	0,41	0,75	1,06	1,35	1,63	1,91	2,18	2,45	2,72
1,2	0,42	0,75	1,07	1,36	1,65	1,94	2,22	2,50	2,78
1,3	0,42	0,76	1,08	1,38	1,68	1,97	2,26	2,55	2,83
1,4	0,42	0,76	1,08	1,40	1,70	2,00	2,29	2,59	2,88

Observație. Pentru  $p'/p = 0$  (simplă armare) valorile  $k$  coincid cu cele din tabelul 13 A, rotunjite la două zecimale.





Tabelul 14

Valorile limită admisibile ale deschiderii medii a fisurilor  
conform STAS 10.107/0-90, paragraf. 3.8.2)

Condiții de expunere a elementului		$\alpha_f adm.$ (mm)
Elemente care se află sub presiunea unui lichid sau a unui material necoeziv care pune condiții de etanșeitate	Elemente solicitate la întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică	0,1
	restul cazurilor	0,2
Alte elemente	expuse unui mediu agresiv	0,1
	expuse direct (neprotejate) acțiunii intemperțiilor	0,2
	restul cazurilor	0,3

Tabelul 15

Cazuri în care nu este necesară verificarea prin calcul a deschiderii fisurilor

A. Elemente cu armături din oțel laminat

Valorile raportului  $p_t/d$  (mm) de la care nu este necesară verificarea prin calcul a deschiderii fisurilor

Tipul de solicitare	Întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică		Încovoiere sau întindere (compresiune) excentrică cu excentricitate mare	
	$\alpha_f adm$ (mm)	0,2	0,3	0,2
PC 60	0,185	0,080	0,100	0,050
PC 52	0,130	0,060	0,075	0,040
OB 37	0,135	0,075	0,065	0,035

$A_{bt}$  și  $p_t$  sînt definite în schema logică 9.0.

Pentru elemente cu armături de mai multe diametre, se înlocuiește  $p_t/d$  cu  $25 \Sigma \pi d/A_{bt}$ .

B. Plăci armate cu plase sudate din STNB cu  $\alpha_f adm. = 0,3$  mm.

Verificarea ( $\alpha_f \leq 0,3$  mm?) nu este necesară dacă sînt îndeplinite condițiile:

$h_p$ (mm)	$l_t$ (mm)	$d_t$ (mm)	$l_t$ (mm)	$d_t$ (mm)
$\leq 100$	$\leq 100$	$\leq 7,1$	$\leq 200$	$\geq 3,55$
$\leq 120$	$\leq 120$	$\leq 7,1$	$\leq 200$	$\geq 4$
$\leq 150$	$\leq 150$	$\leq 7,1$	$\leq 250$	$\geq 5$
$\leq 140$	$\leq 200$	$\leq 7,1$	$\leq 250$	$\geq 4$
$\leq 180$	$\leq 150$	$\leq 7,1$	$\leq 150$	$\geq 4$
$\leq 120$	$\leq 150$	$\leq 7,1$	$\leq 120$	$\geq 3$

$h_p$  — grosimea plăcii

$d_t, l_t$  — diametrul barelor longitudinale și distanța între axele lor;

$d_t, l_t$  — diametrul barelor transversale și distanța între axele lor.

Tipul de oțel	$v$	Valori aproximative ale coeficientului $\gamma$ pentru $p_t(\%) =$				
		$\leq 0,5$	0,5 ... 1,0	1,0 ... 1,5	1,5 ... 2,0	$> 2,0$
PC 52, PC 60 OB 37	$< 0,3$	0,65 0,78	0,83 0,85	0,90	0,92	1,00
PC 52, PC 60 OB 37	$\geq 0,3$	0,76 0,85	0,88 0,90	0,93	0,95	1,00

Tabelul 17

Valorile  $\sigma_a max(N/mm^2)$  pentru verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor

A. Pereți de recipienti solicitați la întindere centrică, cu  $\alpha_f adm = 0,1$  mm (schema logică 9.3)

Clasa de beton	$p_t$ (%)	Valori $\sigma_a max$ pentru $d$ (mm) =								
		10	12	14	16	18	20	22	25	
Bc 20	0,2	48,3	41,2	35,9	31,8	28,6	25,9	23,7	21,1	
	0,4	84,8	73,7	65,1	58,3	52,8	48,3	44,4	39,7	
	0,6	113,5	100,0	89,4	80,8	73,7	67,7	62,7	56,4	
	0,8	136,6	121,7	109,8	100,0	91,8	84,8	78,9	71,3	
	1,0	152,4	140,0	127,3	116,7	107,7	100,0	93,3	84,8	
	1,2	158,4	146,5	136,6	128,3	121,1	113,5	106,3	97,1	
	1,4	164,2	152,2	142,2	133,6	126,2	119,8	114,1	106,8	
	1,6	169,7	157,8	147,7	139,0	131,4	124,8	118,9	111,2	
	1,8	174,8	163,0	153,0	144,2	136,5	129,7	123,7	115,8	
	2,0	179,4	167,9	157,9	149,1	141,4	134,5	128,4	120,3	
	2,2	183,7	172,3	162,5	153,7	146,0	139,1	132,9	124,7	
	2,4	187,4	176,4	166,7	158,1	150,4	143,5	137,2	128,9	
	2,6	191,0	180,2	170,6	162,1	154,5	147,6	141,3	133,0	
	2,8	194,3	183,7	174,3	165,9	158,3	151,4	145,2	136,8	
	3,0	197,2	186,9	177,7	169,4	161,9	155,1	148,9	140,5	
	Bc 25	0,2	48,3	41,2	35,9	31,8	28,6	25,9	23,7	21,1
		0,4	84,8	73,7	65,1	58,3	52,8	48,3	44,4	39,7
		0,6	113,5	100,0	89,4	80,8	73,7	67,7	62,7	56,4
		0,8	136,6	121,7	109,8	100,0	91,8	84,8	78,9	71,3
		1,0	155,5	140,0	127,3	116,7	107,7	100,0	93,3	84,8
1,2		163,0	151,0	141,2	131,2	121,7	113,5	106,3	97,1	
1,4		168,2	156,2	146,1	137,6	130,1	123,7	118,0	108,3	
1,6		173,1	161,3	151,2	142,4	134,9	128,2	122,3	114,7	
1,8		177,9	166,1	156,0	147,3	139,6	132,8	126,8	118,9	
2,0		182,2	170,6	160,6	151,9	144,2	137,3	131,2	123,1	
2,2		186,1	174,8	165,0	156,2	148,5	141,6	135,4	127,2	
2,4		189,7	178,7	169,0	160,4	152,7	145,8	139,5	131,2	
2,6		193,1	182,3	172,8	164,2	156,6	149,7	143,4	135,1	
2,8		196,2	185,7	176,3	167,9	160,3	153,4	147,2	138,8	
3,0		199,1	188,7	179,5	171,2	163,7	156,9	150,7	142,3	

$$\sigma_a \max = 2 \sqrt{\frac{E_a \tau_{ad} \alpha_f adm}{d}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

Tipul de oțel		PC 52, PC 60				OB 37				
$\alpha_f adm$ (mm)	d (mm)	Valorile $\tau_a \max$ pentru clasa de beton:								
		Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	
0,1	6	146	166	182	195	113	129	141	152	
	8	126	144	157	169	98	112	122	132	
	10	113	128	141	151	88	100	110	118	
	12	103	117	128	138	80	91	100	107	
	14	95	109	119	128	74	84	93	100	
	16	89	101	111	120	69	79	87	93	
	18	84	96	105	113	65	74	82	88	
	20	80	91	100	107	62	71	77	83	
	22	76	87	95	102	59	67	74	79	
	0,2	6	206	234	257	276	160	182	200	215
		8	178	203	223	239	139	158	173	186
		10	160	182	199	214	124	141	155	166
12		146	166	182	195	113	129	141	152	
14		135	153	168	181	105	119	131	141	
16		126	144	157	169	98	112	122	132	
18		119	135	148	159	93	105	115	124	
20		113	128	141	151	88	100	110	118	
22		108	122	134	144	84	95	104	112	
0,3		6	252	287	315	338	197	224	245	263
		8	219	249	272	293	170	194	212	228
		10	196	222	244	262	152	173	190	204
	12	178	203	223	239	139	158	173	186	
	14	165	188	206	221	129	146	160	172	
	16	155	176	193	207	120	137	150	161	
	18	146	166	182	195	113	129	141	152	
	20	138	157	172	185	108	122	134	144	
	22	132	150	164	177	103	117	128	137	

Valorile limită admisibile ale săgeților elementelor de beton armat

Tipul de element	Partea din săgeată care se ia în considerare la verificare	Relația de verificare	Caracteristici de utilizare a elementelor structurale	Săgeata (f) sau diferența de săgeată ( $\Delta f$ ) admisă în raport cu deschiderea L
Elemente componente ale planșelor	Săgeata de lungă durată ( $f_{ld}$ ) din încărcarea totală de exploatare ( $q^E$ ), minus săgeata de scurtă durată ( $f_{sd}$ ) din încărcarea de exploatare care acționează înainte de executarea elementelor structurale ( $q^I$ )	$f_{ld}(q^E) - f_{sd}(q^I) \leq \Delta f_{adm}$	Planșee care susțin sau sînt ataseate de elemente structurale care pot fi deteriorate prin deformații mari ale planșelor	$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500}$
	Săgeata de scurtă durată ( $f_{sd}$ ) din încărcarea utilă produsă de aglomerații de oameni (p)	$f_{sd}(p) \leq \Delta f_{adm}$	Planșee care nu susțin sau care nu sînt ataseate de elemente structurale care pot fi deteriorate prin deformații mari ale planșelor	$\Delta f_{adm} = \frac{L}{250}$
Grinzii de rulare	Săgeata totală din încărcările considerate în calculul la oboseală ( $q^0$ )	$f(q^0) \leq f_{adm}$	Planșeele săliilor de spectacole, inclusiv cele ale balcoanelor, gradenele tribunelor	$\Delta f_{adm} = \frac{L}{350}$
			Poduri rulante manuale	$f_{adm} = \frac{L}{500}$
			Poduri rulante electrice	$f_{adm} = \frac{L}{700}$

Diametrele, ariile secțiunilor transversale și greutatele armăturilor din bare laminate

Diametre mm	Aria secțiunii transversale pentru n bare (mm <sup>2</sup> )										Diametre mm	Greutăți kg/m				
	Aria secțiunii transversale pentru n bare (mm <sup>2</sup> )															
	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6			7	8	9	10
5	19,6	39	49	59	69	79	88	98	108	118	137	157	177	196	14	1,208
6	28,3	57	71	85	99	113	127	142	156	170	198	226	255	283	16	1,578
8	50,3	101	126	151	176	201	226	251	275	302	352	402	453	503	18	1,998
10	78,5	157	196	236	275	314	353	393	432	471	550	628	707	785	20	2,466
12	113,1	226	282	339	395	452	508	565	611	679	792	905	1018	1131	22	2,984
14	153,9	308	—	462	—	616	—	769	—	923	1077	1231	1385	1539	25	3,853
16	201,1	402	—	603	—	804	—	1005	—	1206	1407	1608	1810	2011	28	4,834
18	254,5	509	—	763	—	1018	—	1272	—	1527	1781	2036	2290	2545	32	6,313
20	314,1	628	—	942	—	1256	—	1571	—	1884	2109	2514	2828	3141	36	7,990
22	380,1	760	—	1140	—	1520	—	1900	—	2281	2661	3041	3421	3801	40	9,870
25	490,9	982	—	1473	—	1963	—	2454	—	2945	3436	3927	4418	4909	—	—
28	615,8	1232	—	1847	—	2463	—	3079	—	3695	4310	4926	5542	6158	—	—
32	804,2	1608	—	2413	—	3217	—	4021	—	4825	5630	6434	7238	8042	—	—
36	1018,0	2036	—	3054	—	4072	—	5090	—	6108	7126	8144	9162	10180	—	—
40	1256,0	2512	—	3768	—	5024	—	6280	—	7536	8792	10048	11304	12560	—	—

Tabelul 20

A. Caracteristicile plasei sudate tipizate „de uz general” fabricate la ISPS Buzău

Plase cu ochiuri pătrate						
Nr. crt.	Indicativ	Distanțe (mm)		Diametre (mm)		Greutate aproximativă (Kg/m <sup>2</sup> de plasă)
		între barele longitudinale	între barele transversale	barele longitudinale	barele transversale	
1	101 GQ 63	200	200	4	4	0,99
2	102 GQ 71	100	100	3	3	1,10
3	103 GQ 84	150	150	4	4	1,32
4	104 GQ 98	200	200	5	4	1,26
5	105 GQ 106	150	150	4,5	4,5	1,66
6	106 GQ 126	100	100	4	4	1,98
7	107 GQ 131	150	150	5	4	1,69
8	108 GQ 159	100	100	4,5	4	2,24
9	109 GQ 159	100	100	4,5	4,5	2,53
10	110 GQ 196	100	100	5	4	2,53
11	111 GQ 196	100	100	5	5	3,08
12	112 GQ 246	100	100	5,6	4	2,92
13	113 GQ 246	100	100	5,6	5,6	3,86
14	114 GQ 283	100	100	6	4	3,21
15	115 GQ 283	100	100	6	5	3,76
16	116 GQ 283	100	100	6	6	4,44
17	117 GQ 332	100	100	6,5	4	3,60
18	118 GQ 332	100	100	6,5	6,5	5,21
19	119 GQ 348	200	200	10	10	6,16
20	120 GQ 396	100	100	7,1	4,5	4,36
21	121 GQ 396	100	100	7,1	7,1	6,22
22	122 GQ 447	100	100	7,1	8	7,05
Plase cu ochiuri dreptunghiulare						
23	123 GR 126	100	200	4	4	1,48
24	124 GR 159	100	200	4,5	4	1,74
25	125 GR 196	100	200	5	4	2,03
26	126 GR 246	100	200	5,6	4	2,43
27	127 GR 283	100	200	6	4	2,72
28	128 GR 332	100	200	6,5	4	3,14
29	129 GR 396	100	200	7,1	4,5	3,74
30	130 GR 447	100	200	8	5	4,72

## Observații

1. Pentru plasele sudate tipizate „de listă” și cele „speciale” vezi catalogul complet din [117]
2. Sortimentul de plase sudate tipizate poate fi modificat în timp prin reactualizări periodice ale Instrucțiunilor tehnice [117] sau prin dispoziții speciale. La orice ediție nouă a acestora, tabelul 20 trebuie adaptat corespunzător.

*B. Ariile secțiunilor transversale ale barelor plaselor sudate*

Diametrul barei (mm)	Aria secțiunii unei bare (mm <sup>2</sup> )	Aria secțiunii (mm <sup>2</sup> /m) pentru distanțe între bare (mm):		
		100	150	200
3	7,07	71	47	35
4	12,56	126	84	63
4,5	15,90	159	106	79
5	19,63	196	131	98
5,6	24,63	246	164	123
6	28,27	283	188	141
6,5	33,18	332	221	166
7,1	39,59	396	264	198
8	50,27	503	335	251
10	78,54	785	524	393