

INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

ing. KHALDUN AHMAD ALI AHMAD

ASPECTE TEORETICE SI EXPERIMENTALE PRIVIND STABILITATEA
LIMITA ALE EXPLOATARII NORMALE ALE ELEMENTELOR DE BETON ARMAT

T e z ă d e d o c t o r a t

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

CONDUCATOR ȘTIINȚIFIC :

Prof.dr.doc.ing. IOAN FILIMON

- TIMIȘOARA 1987 -

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA	
BIBLIOTECA CENTRALĂ	
Vol. nr.	925/143
După	143 II. 6

C U P R I N S

	Pag
CAP.I. INTRODUCERE	1
1.1. Generalități privind stările limită ale explo-	
tării normale a elementelor de beton armat . .	1
1.1.1. Varianta normelor țărilor socialiste. . .	1
1.1.2. Varianta recomandărilor internaționale	
CEB-FIP	3
1.2. Scopul și obiectul tezei de doctorat	7
CAP.II. STAREA LIMITA DE FISURARE A ELEMENTELOR ÎNCOVOIATE	9
2.1. Procesul de fisurare. Formarea fisurilor . . .	9
2.1.1. Distanța dintre fisuri	11
2.1.2. Deschiderea fisurilor	14
2.1.3. Distribuția eforturilor tangențiale de	
aderență propusă de diferiți autori . .	15
-Teoria lui L.P.Brice	
-Teoria prof. Saliger	
-Teoria lui Muragev	
2.1.4. Calculul la starea limită de apariție	
a fisurilor la elementele încovoiate. .	18
2.1.5. Calculul eforturilor unitare în beton	
și armătură în stadiul II la elementele	
încovoiate de beton armat	20
2.2. Starea limită de deschidere a fisurilor.	23
2.2.1. Distanța dintre fisuri. Prevederi ale	
normelor românești : STAS 10107/o-76,	
STAS 10107/o-87 și normele CEB-FIP. . .	24
2.2.2. Mărimea deschiderii fisurilor	30
2.3. Verificări experimentale privind fisurarea ele-	
mentelor încovoiate	33
2.3.1. Program experimental.	33
2.3.2. Alcătuirea elementelor.	38
2.3.3. Tehnologia de încărcare	38
2.3.4. Rezultatele experimentale	41
2.4. Comparație între calculele teoretice și rezul-	
tatele experimentale privind fisurarea elemen-	
telor încovoiate	48

	Pag.
CAP. III. STAREA LIMITA DE FISURARE LA ELEMENTELE EXCENTRIC.	52
3.1. Starea limită de fisurare la un element comprimat excentric.	52
3.1.1. Calculul momentului apariției fisurilor /43/	54
3.1.2. Calculul la starea limită de apariție a fisurilor la elementele comprimate excentric	55
3.1.3. Calculul eforturilor unitare normale în beton și armătura întinsă în stadiul II, la elemente comprimate excentric.	58
3.2. Calculul distanței dintre fisuri la elemente comprimate excentric	59
3.3. Mărimea medie a deschiderii fisurilor la elemente comprimate excentric	66
Calculul distanței dintre fisuri și mărimea medie a deschiderii fisurilor la elemente comprimate excentric conform normelor românești : STAS 10107/o-76, STAS 10107/o-87, normelor CEB-FIP, normelor CAER și normelor SNIP :	69
3.4. Verificări experimentale asupra elementelor comprimate excentric	75
3.4.1. Programul experimental.	75
3.4.2. Alcătuirea elementelor experimentale.	77
3.4.3. Tehnologia de încărcare	7
3.4.4. Rezultatele experimentale :	87
3.4.5. Comparație între calculele teoretice și rezultatele experimentale privind elementele comprimate excentric.	87
CAP. IV. STAREA LIMITA DE DEFORMAȚIE A ELEMENTELOR ÎNCOVUATE	104
4.1. Modulul de deformație.	116
(a) funcție de stadiul de lucru	
(b) încărcări de scurtă durată	
(c) încărcări de lungă durată	
4.2. Calculul săgeților elementelor încovoiate.	124
4.2.1. Calculul săgeților conform STAS 10107/o-76	124

	Pag.
4.2.2. Calculul săgeților conform STAS 10107/o-84	126
4.2.3. Calculul săgeților conform CEB-FIP /68/.	127
4.3. Rezultatele experimentale	128
4.4. Comparație între calculele teoretice și rezul- tatele experimentale.	145
CAP.V. SIMPLA LİMİTA DE DEFORMAȚIE A ELEMENTELOR COMPRIATE EXCENTRIC	149
Modelele de calcul după normele CEB-FIP la elemente- le comprimate excentric.	149
5.1. Modulul de rigiditate a elementelor comprimate excentric	153
5.2. Calculul săgeților elementelor comprimate ex- centric.	160
Calculul săgeților conform STAS 10107/o-76. . .	160
Calculul săgeților conform STAS 10107/o-85. . .	161
Calculul săgeților conform normelor CEB-FIP . .	164
5.3. Rezultatele experimentale	165
5.4. Comparație între calculele teoretice și rezul- tatele experimentale.	167
CAP.VI. CONCLUZII ȘI ASPECTUL ADUS ÎN DISCUȚIE.	188
Bibliografie.	195

CAP. I. INTRODUCERE

1.1. Generalități privind stările limită ale exploatării normale a elementelor de beton armat

Intr-o structură din beton armat sau într-un element al ei, o stare limită oarecare poate fi atinsă ca urmare a intervenției mai multor factori aleatori de nesiguranță, /2/ care se combină între ei și care provin din :

- variabilitatea rezistențelor și a celorlalte proprietăți fizico-mecanice ale materialelor ținând seama de condițiile de punere în operă și de exploatare ;
- variabilitatea caracteristicilor geometrice ale secțiunilor de beton și armătură și ale structurii ;
- variabilitatea - în mare parte statistică - a încărcărilor (permanente și temporare) și a deformațiilor impuse (variații de temperatură, contracția betonului, deplasarea reazemelor etc.) ;
- probabilitatea acțiunii simultane a diferitelor încărcări ;
- divergența dintre solicitările reale și valorile lor calculate.

In etapa actuală o analiză probabilistă completă nu este posibilă, dat fiind faptul că o asemenea analiză ar necesita cunoașterea legilor de distribuție ale acțiunilor care solicită structurile, ale solicitărilor care rezultă, ale proprietăților fizico-mecanice, ale materialelor folosite, ale dimensiunilor geometrice, ale secțiunilor și structurilor.

Drept urmare, factorii de siguranță introduși în calcule sînt determinați printr-o apreciere semiprobabilistă, iar noua metodă este numită metodă semiprobabilistă de calcul la stări limită. Ea realizează o siguranță permanentă și omogenă pentru întreaga structură sau o parte a ei. In metoda la stări limită se lucrează cu valori extreme (maxime sau minime) care prezintă o anumită probabilitate, acceptată a priori, de a nu fi depășite în sens defavorabil.

1.1.1. Varianta normelor țărilor socialiste

Normele țărilor socialiste se referă la elementele de construcții din beton simplu, beton armat și beton precompriat /2/,

/72/ și /69/. Pentru proiectare la stări limită ale exploatării normale se ia în considerație una sau mai multe din subdiviziunile acestei stări limită :

a. - starea limită de fisurare. Această stare limită este deosebit de importantă pentru structurile de beton armat sau precomprimat, garantându-le, între altele, rigiditatea, și durabilitatea; se poate impune una din următoarele stări limită de fisurare :

- starea limită de compresiune (sau de închidere a fisurilor) ; nu se admit eforturi unitare de întindere în beton ;

- starea limită de formare (aparitie) a fisurilor : se admit eforturi unitare normale de întindere în beton, dar se limitează mărimea lor ;

- starea limită de deschidere a fisurilor : se admit fisuri în betonul întins, dar se limitează mărimea deschiderii lor.

Alegerea depinde de un număr mare de parametri :

- durata prevăzută pentru exploatare ;

- modul de aplicare a încărcărilor (static sau dinamic) și durata lor de acțiune (scurta sau lungă durată) ;

- natură solicitărilor (H , N , Q , M_t) și combinațiile lor ;

- condițiile de exploatare impuse (impermeabilitatea) ;

- gradul de agresivitate a mediului ambiant ;

- sensibilitatea la coroziune a armăturilor ;

- cantitatea totală de armătură întinsă și eventuala existență a unei forțe de precomprimare.

Elementele de beton se verifică la starea limită de deschidere a fisurilor, admitându-se deschideri în fisuri de 0,1-0,2-0,3 mm, funcție de parametri de mai sus.

Pentru elementele de beton precomprimat se prevăd trei clase de verificare la fisurare (clasa I, II și III).

b. - starea limită de deformație. Calculul deformațiilor se face cu metodele mecanicii construcțiilor, folosind moduli de rigiditate care țin seama de acțiunea încărcărilor, de modul de aplicare și de conlucrarea betonului întins dintre fisuri cu armătura.

Săgețile elementelor încovoiate pot fi cuprinse între 1/200-1/700 din deschidere.

Pentru a introduce în calculul semiprobabilist variabilitatea rezistențelor și a încărcărilor, se operează cu valori normale.

Rezistențele normate R^n sînt valori de referință precizate în norme, coincid în principiu, cu caracteristicile de recepție ale materialelor, care se verifică prin încercări de control. Rezistențele normate ale betonului se admit mărcile prevăzute în proiect ($B=R_b^n$) și rezistențele de rupere corespunzătoare folosite în calcule :

$$R_{pr}^n = (0,8 \dots 0,7) R_b^n ;$$

$$R_1^n = 1,25 R_{pr}^n ; \quad (1.1a, b, c)$$

$$R_t^n = (0,10 \dots 0,05) R_b^n$$

Încărcările normate Q^n sînt valori de referință precizate în normele pentru încărcări în construcții. Ele reprezintă valorile maxime admise pentru o exploatare normală a construcțiilor și se stabilesc pe baza unei anumite probabilități de depășire a lor de către încărcările reale ; atunci cînd pot fi considerate aleatorii (majoritatea cazurilor) și se dispune de date statistice suficiente. În mod practic, din lipsa acestor date, aproape totdeauna drept încărcări normate se iau încărcările nominale în vigoare în normele în vigoare în diferite țări.

Clasificarea și gruparea încărcărilor, pentru metoda la stări limită, sînt date în STAS 8433-69 ; iar valorile încărcărilor pentru construcții civile și industriale în STAS-urile 502-68, 504-71, 506-71, 946-71 etc.

Clasificarea încărcărilor se face după durata lor de acțiune :

- încărcări permanente ;
- încărcări temporare de lungă durată ;
- încărcări temporare de scurtă durată ;
- încărcări accidentale.

Se prevăd următoarele grupări de încărcări :

- grupările fundamentale :
- grupările suplimentare (încărcări temporare de scurtă durată se înmulțesc cu un coeficient de simultaneitate egal cu 0,9) ;
- grupările extraordinare (idem cu un coeficient egal cu 0,9).

1.1.2. Varianta recomandărilor internaționale CEB-FIP

Recomandările internaționale /4/ ; /5/ și /65/ pentru calcul și

execuția construcțiilor de beton /5/ cuprind două părți :

a - principii, limitate la ideile fundamentale pentru uzul comisiilor de redactare a normelor naționale ;

b - recomandări, care constituie un exemplu de aplicare a principiilor.

Principiile și recomandările cuprind alte două tipuri de documente:

c - complemente, care cuprind explicații, justificări, tabele și exemple pentru a ușura înțelegerea și aplicarea documentelor (a) și (b) ;

d - manuale de calcul, tehnologie sau execuție ; publicate în caiete separate pe probleme, care cuprind toate detaliile necesare (concepțe generale de siguranță - acțiuni și solicitări, încălzire - compresiune; forța tăietoare, torsiune; flambaj, fisurare; calcul și limitarea săgeților etc.).

Este de remarcat faptul deosebit de important că în același act normativ sînt cuprinse atît probleme de calcul cît și cele de execuție.

Recomandările CEB-FIP /65/ propun următoarele raționamente:

a - Să se ia în considerare valori caracteristice, pe de o parte pentru rezistențe și pe de altă parte pentru acțiuni, fiecare din aceste valori fiind determinată în funcție de probabilitatea, acceptată a priori, că valorile efective rămîn mai mari, respectiv mai mici, decît valorile caracteristice ;

b - Să se acopere ceilalți factori de incertitudine, transformînd valorile caracteristice în valori de calcul prin împărțire sau înmulțire cu un coeficient γ ;

c - Să se verifice că valorile solicitărilor de calcul (sau în general ale mărimilor de calcul produse de acțiuni, cum ar fi săgeți, deschideri de fisuri etc.) rămîn mai mici sau sînt cel mult egale cu cele pe care le poate suporta structura sau secțiunea elementului în starea limită considerată.

Rezistențele caracteristice R_K ; sînt valori minimale, care prezintă probabilitatea $p=5\%$ de a nu avea valori mai mici. În mod obișnuit se admite distribuția statistică normală Gauss ; se poate scrie :

$$R_K = R_M - 1,64 \sqrt{R} = R_M (1 - 1,64 c_v) \quad (1.2)$$

unde R_m este media aritmetică a rezultatelor încercărilor.

Acțiuni caracteristice și de calcul. Recomandările CEB-FIP fac o distincție sistematică între acțiunile directe (încărcările propriu-zise - forțe și cupluri) și acțiunile indirecte (deformații impuse), prin acțiuni înțelegându-se toate cauzele capabile să genereze stări de solicitare mecanică într-o structură de rezistență. Drept deformații impuse se consideră : deformațiile datorită contracției și curgerii lente ale betonului, cum și efectelor termice ; deplasările liniare și unghiulare ale reazemelor la structurile hiperstatice, deformațiile care rezultă din anumite faze de execuție ; deformațiile datorite precomprimării betonului. Pentru simplificarea calculului, forțele de precomprimare se consideră acțiuni directe.

Acțiunile caracteristice R_k sînt, prin definiție, acele valori care reprezintă probabilitatea $p=5\%$ de a nu fi depășite - în sensul cel mai defavorabil - pe toată durata prevăzută pentru exploatare a construcției; ele sînt în mod obișnuit valori maximele, iar uneori valori minime, dacă încercările minime sînt mai defavorabile (încărcările permanente, pentru starea limită de stabilitate a poziției) și se determină cu relațiile :

$$F_k = F_m (1 + 1,64 c_v) \quad (1.3, a, b)$$

și $F'_k = F'_m (1 - 1,64 c'_v)$

unde F_m (sau F'_m) reprezintă o valoare medie și c_v (sau c'_v) coeficientul de variație corespunzător.

Recomandările CEB-FIP /67/ admit, cînd nu se dispune de date statistice suficiente, să se ia drept acțiuni caracteristice valori nominale date în normele existente. Se procedează în mod asemănător cu încărcările variabile care nu pot fi considerate aleatorii și care sînt stabilite prin decizii. Pentru stările limită de exploatare ; valorile de calcul ale solicitărilor se determină, în general, cu formula :

$$S^{\bar{a}} = S_{gk} + S_{qk} + S_{ek} \quad (1.4)$$

încărcări variabile se pot lua în considerație coeficienții subunitari de simultanitate,

unde : S_{gk} - solicitarea datorită încărcărilor permanente caracteristice ;

S_{qk} - idem a încărcării variabile caracteristice cea mai defavorabilă ;

$S_{\epsilon k}$ - idem a deformațiilor impuse caracteristice, altele decât precomprimate.

Verificările la stările limită de fisurare, se prevăd următoarele verificări :

a) clasa I; starea limită de compresiune, caracterizată printr-o probabilitate neglijabilă de formare a fisurilor (efort unitar nul în fibra cea mai puțin comprimată).

b) clasa II ; starea limită de formare a fisurilor, caracterizată printr-o probabilitate mică, fixată apriori, de formarea fisurilor (eforturi unitare limitate în betonul întins și armătură întinsă calculate simplificat în stadiul I elastic) ; se prevede de asemenea o verificare la starea limită de formare a fisurilor la compresiune, care are ca scop evitarea microfisurii inițiale ;

c) clasele III și IV ; starea limită de deschidere a fisurilor, caracterizată printr-o probabilitate, fixată apriori, ca valorile caracteristice w_k (valori extreme maxime) ale deschiderii fisurilor să nu depășească anumite valori limită (0,1...0,2 mm pentru clasa III și 0,1...0,3 pentru clasa IV).

Valoarea caracteristică a deschiderii fisurilor se calculează cu relația :

$$w_k = w_m (1 + k C_v) \quad (1.5)$$

unde w_m este deschiderea medie a fisurilor, C_v coeficientul de variație și k un coeficient care depinde de probabilitatea admisă ($k=1,64$ ptr. $p=5\%$).

Deschiderea medie a fisurilor este dată de relația :

$$w_m = \Delta l_m (\epsilon_{am} - \epsilon_{bm}) \quad (1.6)$$

unde Δl_m , ϵ_{am} și ϵ_{bm} reprezintă valorile medii ale distanței dintre fisuri și ale lungimilor specifice ale armăturii și betonului întins între fisuri (în mod obișnuit ϵ_{bm} se neglijează).

Pornind de la aceste relații generale, recomandările dau formule practice de calcul al deschiderii fisurilor pentru clasele III și IV, făcând distincție între încărcările statice și repetate, precum și diagrama pentru clasa IV, în cazul încărcărilor statice, care definesc diametrul maxim al armăturilor în funcție de procentul de armare, de efortul unitar în armătură, de natura suprafeței armăturii și de deschiderea limită admisă a fisurii.

Verificarea la starea limită de deformație se face numai în cazurile când depășirea unor valori limită ale deformațiilor poate

perturba exploatarea normală sau produce anumite stricăciuni (în zidurile neportante). În mod practic, săgețile grinzilor încovoiate se determină prin însumarea săgeții produse în stadiul I nefisurat de momentul de fisurare M_I (rigiditate mare) cu săgeata produsă în stadiul II fisurat de restul momentului încovoietor $M_{II} = M - M_I$ (rigiditate micșorată). Pentru elementele solicitate la încovoiere simplă, săgețile produse de încărcările considerate de scurtă durată se pot calcula în mod simplificat și acoperitor folosind modulul de rigiditate redus din stadiul II fisurat $Z A_g (h_0 - x) E_g$, dacă procentul de armare nu coboară sub 0,5%.

Pentru încărcările de lungă durată, săgețile de mai sus se multiplică cu 2 în zone cu climă temperată sau umedă și cu 3 în zone cu climă caldă.

1.2. Copul și obiectul tezei de doctorat

Lucrarea de doctorat abordează o problemă de mare actualitate în momentul în care toate organele internaționale (Comitetul European de Beton CEB /65/; /67/; /68/ și /74/, Asociația țărilor CAER) /66/ și naționale se preocupă de îmbunătățirea normelor de calcul.

În acest context s-a lucrat la revizuirea normelor de calcul pentru beton, beton armat și beton precomprimat care a apărut sub diferite forme STAS 10102/0-85 și STAS 10107/0-87. Catedra de Construcții Civile, Industriale și Agricole, prin laboratorul de beton armat din Timișoara și-a adus contribuția la elaborarea unor norme de calcul prin numeroase aspecte teoretice și experimentale care au fost cuprinse în standardele amintite.

În acest context se integrează și lucrarea de doctorat care se ocupă de fisurarea elementelor și de deformația elementelor de beton armat solicitate la încovoiere și la compresiune excentrică.

Scopul cercetărilor experimentale efectuate în cadrul lucrării de doctorat este următorul :

- de a permite o fundamentare mai corectă a prevederilor din normativul actual în ceea ce privește starea limită de deschidere a fisurilor la elementele din beton armat supuse la încovoiere și compresiune excentrică solicitate la încărcări de scurtă durată ;

- de a studia influența principalilor parametri asupra stării limită de deschidere a fisurilor la elemente de beton armat supuse la încovoiere și compresiune excentrică solicitate la încărcări de scurtă durată ;

- de a analiza procesul de fisurare de formare și apariția fisurilor precum și aspecte legate de starea limită de deschidere a fisurilor, urmărind parametrii: distanța dintre fisuri și mărimea deschiderii fisurilor la elemente de beton armat supuse la încovoiere și compresiune excentrică ;

- de a permite o fundamentare mai corectă a prevederilor din normativul actual în ceea ce privește starea limită de deformație la elementele din beton armat supuse la încovoiere și compresiune excentrică solicitate la încărcări de scurtă durată ;

- de a studia influența principalilor parametri asupra stării limită de deformații la elementele de beton armat supuse la încovoiere și compresiune excentrică solicitate la încărcări de scurtă durată ;

- de a stabili relații de calcul a săgeților prin metoda biliniară, ținând seama de conlucrarea betonului cu armătura pe distanță dintre fisuri pentru elementele de beton armat supuse la încovoiere și compresiune excentrică.

Studiile teoretice și experimentale au fost efectuate de autori în etapele de cercetare 1985, 1986, 1987, în cadrul laboratorului de beton armat din cadrul catedrei Construcții Civile, Industriale și Agricole, Facultatea de Construcții Timișoara.

Lucrarea de doctorat a fost elaborată pe baza unui program experimental care a cuprins un număr de 9 elemente experimentale solicitate la încovoiere și de 9 elemente experimentale solicitate la compresiune excentrică, pe care s-a urmărit starea limită de fisurare și starea limită de deformație.

Toate notațiile folosite în lucrarea de doctorat sînt explicitate în textul lucrării.

CAP. II. STAREA LIMITA DE FISURARE A ELEMENTELOR ÎNCOVOIATE

2.1. Proceşul de fisurare. Formarea fisurilor

Paralel cu aplicarea practică a betonului armat s-au dezvoltat şi cercetările privind acest material şi s-au fundamentat teoriile de calcul. Mult timp însă, teoria betonului s-a dezvoltat în sensul studiului problemelor legate de ruperea betonului. Cercetările teoretice şi experimentale nu s-au oprit însă aici, ci au continuat cu studierea comportării elementelor în anumite situaţii critice care pot să intervină în timpul exploatării construcţiilor, cum ar fi : apariţia şi deschiderea fisurilor ; - calcul dictat de păstrarea impermeabilităţii construcţiilor; protecţia armăturii contra coroziunii sau pentru evitarea unor deformaţii prea mari.

Apariţia fisurilor în zona întinsă a grinzilor încovoiate şi a elementelor întinse din beton armat a fost discutată de autorii diferitelor lucrări care, bazaţi pe un vast program de cercetări experimentale, au ajuns la concluzia unanimă că betonul armat lucrează cu fisuri la solicitările de întindere. Fisurarea nu poate fi împiedecată, dar deschiderea fisurilor poate fi limitată, prin reducerea secţiunii de beton la minimum necesar pentru o bună execuţie. Tocmai prin aceasta betonul armat se deosebeşte de alte materiale de construcţii, întrucât poate prezenta fisuri în condiţii normale de exploatare.

Rezistenţa unui element de construcţie din beton armat se bazează pe conlucrarea dintre beton şi armătură. Aceste materiale au proprietăţi fizico-mecanice mult diferite ; betonul, ca orice material casant, are rezistenţe mici la întindere şi rezistenţe mari la compresiune, în timp ce oţelul are rezistenţe mari la ambele solicitări. De aceea, pentru preluarea eforturilor de întindere se dispune armătura în zonele întinse ale elementelor din beton armat.

Una din condiţiile de bază care se cere betonului armat este asigurarea unei conlucrări ireproşabile acelor două materiale, beton şi armătura, pentru păstrarea caracterului monolit până la ruperea elementului. Conlucrarea dintre oţel şi beton este cu atât mai importantă la solicitările care dau şi întindere în secţiune, cu cât în aceste zone betonul fisurează chiar la eforturi mici în armătură.

În consecință, normele pentru calculul construcțiilor din beton armat /76/; /77/; /78/, admit ca toate elementele de construcții din beton armat să funcționeze sub acțiunea încărcărilor normate în stadiul II de lucru cu betonul întins fisurat, independent de natura solicitărilor la care sînt supuse, limitîndu-se deschiderea fisurilor în funcția condițiilor de exploatare.

Atît timp cît fisurile sînt izolate și deschiderea lor rămîne mică; ele nu periclitează o construcție de beton armat. Trebuie găsite măsuri potrivite pentru a menține pe cît posibil valoarea deschiderii fisurilor la valori care să nu depășească în nici un caz valoarea mărimilor admisibile /30/.

Teoria formării fisurilor creează posibilitatea de a cunoaște factorii reali, care influențează procesul fisurării. Dar nu putem cere de la teorie să lămurească toate cauzele și consecințele întîlnite în fenomenul de formare a fisurilor. Înainte de toate, o serie de factori care influențează formarea fisurilor nu sînt încă elucidați; pe lîngă aceasta, poziția, distanța și mărimea fisurilor sînt supuse interpretărilor subiective, astfel încît cercetările teoretice sînt greoaie și uneori nesemnificative.

Dar și stabilirea unor relații pur empirice pot duce la concluzii eronate în mod deosebit atunci cînd se bazează pe un număr limitat de încercări. De aceea, cu cît cercetările actuale corespund mai mult cu teoria, cu atît teoria este mai folosibilă și se poate îmbunătăți prin continuarea și aprofundarea cercetărilor.

La sfîrșitul secolului XIX se fundamentează metoda de calcul pe baza rezistențelor admisibile, care consideră betonul armat ca un corp omogen, izotrop și elastic, cărui i se pot aplica formulele generale din rezistența materialelor. Pe baza ipotezei acestei metode se poate face un calcul la apariția fisurilor, dar acest calcul nu este exact deoarece ignoră proprietățile reale, elasto-vîscos-plastice ale betonului și nu ține seama de comportarea reală a construcțiilor sub sarcini.

Metoda de calcul la rupere a elementelor de beton armat face un pas înainte în calculul la apariția fisurilor în stadiul Ia, între ipotezele de calcul fiind cuprinsă și ipoteza plasticizării zonei întinse de beton.

Cercetări ulterioare au constatat că betonul armat fisu-

rează nu numai sub încălziri exterioare, ci și datorită altor cauze, cum ar fi contractia betonului, variații bruște de temperatură, tasarea reazelor etc., motiv pentru care s-a pus problema limitării mărimii deschiderii fisurilor.

Ecuațiile generale ale fenomenului de formare a fisurilor au fost determinate de cercetătorii americani Watstein și Parsons în anul 1943, pentru elemente încovoiate și întinse.

În această direcție și-a îndreptat cercetările prof. V.I. Murășev /38/ și /39/, care a elaborat o metodă unitară pentru calculul rigidității, al rezistenței și a apariției și deschiderii fisurilor la elementele din beton armat.

Cercetătorul francez L.P. Brice /12/; /13/; /14/; în urmă studiilor efectuate ajunge la concluzia practică de a limita mărimea deschiderii fisurilor prin limitarea efortului în armătura întinsă. Această metodă este suficient de exactă și se referă la un parametru destul de ușor de măsurat : valoarea efortului unitar în armătură.

Studii și cercetări în această direcție au efectuat și alți cercetători, prof. R. Saliger /56/; /57/; prof. E. Rusch /53/, prof. G. Westlund și P.O. Johnson /29/ ale căror propuneri au fost studiate și supuse unei analize critice de către Comitetul European de Beton.

O comparare și un studiu al rezultatelor experimentale, bazată pe teoria generală a formării fisurilor la grinzi de beton armat supuse la încovoiere pură a fost realizată de S. Schröder în lucrarea de doctorat /58/, subliniind necesitatea găsirii unor relații ale eforturilor de legătură între beton și armătură, relații precizate încă înainte de mulți cercetători. Ori, tocmai în aceasta constau deosebiri între rezultatele obținute în diferite țări. Totuși în multe cazuri se ajunge la expresii asemănătoare și ceea ce este mai important, formulele stabilite permit recunoașterea factorilor principali care influențează procesul de fisurare.

2.1.1. Distanța dintre fisuri

Dacă se consideră cazul unei grinzi încovoiate solicitate de un moment constant, înainte de apariția fisurilor, repartizarea eforturilor în beton și oțel este constant (fig.2.1.a,b).

Dacă se mărește încărcarea, la atingerea rezistenței la întindere a betonului R_t și a deformației limită la întindere ϵ_{+} , beto-

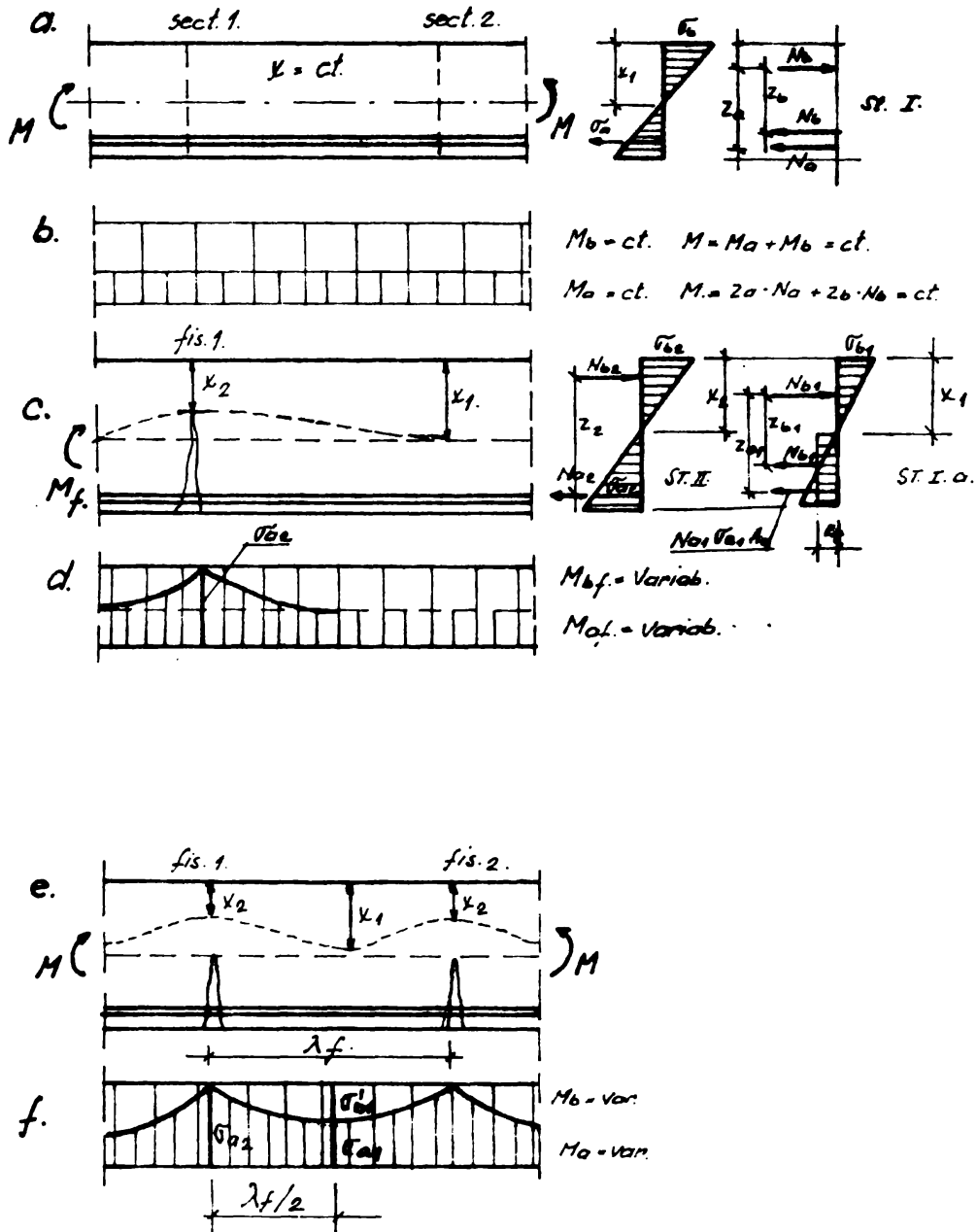


FIG. 2. 1.

mul fisurează (fig.2.1.c). Prima fisură va apare unde rezistența la întindere a betonului datorită neomogenității structurii sale, este minimă. Cu alte cuvinte, când momentul încovoietor devine egal cu momentul de fisurare, în stadiul Ia, într-o anumită secțiune apare prima fisură (fig.2.1.c). În dreptul fisurii 1 elementul trecând în stadiul II, betonul întins este scos din funcțiune și toate întinderile sînt trecute asupra armăturii în care efortul crește brusc de la valoarea σ_{a1} în stadiul Ia, la valoarea σ_{a2} în stadiul II (fig. 2.1.d).

Pe măsură ce ne îndepărtăm de fisură, efortul în armătură scade, iar efortul în beton crește (fig.2.1.f) diferența fiind transmisă de la armătură la beton prin eforturi unitare de aderanță. La distanța λ_f de la fisura 1 unde efortul în beton devine egal cu R_t se produce fisura 2 (fig.2.1.e).

Conform ipotezei de calcul se consideră momentul constant, deci momentul în stadiul II (II) este identic cu cel din stadiul Ia (II_f) :

$$M_a \cdot \sigma_{a2} \cdot z = M_a \cdot \sigma_{a1} \cdot z + \sigma_b \cdot I_b / y_b \quad (2.1)$$

unde : I_b - este momentul de inerție al secțiunii de beton,
 y_b - este distanța de la fibra întinsă la axa neutră.

Efortul de întindere în armătură la o distanță x de o fisură va avea valoarea :

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a2} - \frac{\mu}{k_e} \int_0^x \sigma_{ax} \cdot dx \quad (2.2)$$

deci

$$\sigma_b' = \frac{\mu \cdot z}{I_b / y_b} \int_0^x \sigma_{ax} \cdot dx \quad (2.3)$$

Dacă distanța maximă între două fisuri consecutive este λ_f efortul maxim de întindere R_t se va atinge la distanța $x = \lambda_f / 2$.

Dacă se înlocuiește :

$$\begin{aligned} \sigma_{a2} &= \max \sigma_a \cdot f(x | \lambda_f) \\ x &= \lambda_f / 2 \\ dx &= \lambda_f \cdot dx \end{aligned} \quad (2.4)$$

deci

$$\int_{\frac{\lambda_f}{2}}^{\frac{\lambda_f}{2}} \sigma_{ax} \cdot dx = \max \sigma_a \cdot \lambda_f \int_{\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} f(x) \cdot dx \quad (2.5)$$

Când efortul unitar de întindere în beton σ_b atinge valoarea R_t la distanță $\lambda_f/2$; ecuația (2.3) devine :

$$R_t = \frac{u \cdot \lambda_f^2}{I_b/Y} \max \tau_a \cdot \lambda_f \int_0^{\lambda_f/2} f(x) \cdot dx \quad (2.6)$$

Prin rezolvarea acestei ecuații se obține distanța dintre fisuri :

$$\lambda_f = C_1 \frac{I_b/Y}{u \cdot Z} \cdot \frac{R_t}{\tau_a \max} \quad (2.7)$$

în care C_1 este o constantă ce depinde de modul de variație a efortului de aderență τ_a și are valoarea :

$$C_1 = \frac{1}{\int_0^{\lambda_f/2} f(x) \cdot dx}$$

2.1.2. Deschiderea fisurilor . . .

Armătura se deformează datorită încărcărilor și variației de temperatură Δ_t . Într-o secțiune curentă mărimea acestei deformații este :

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_{al}}{E'_a} + \Delta_t \cdot \alpha_{ta} \quad (\text{stad Ia}) \quad (2.8)$$

Betonul suferă în plus și deformații din contracții (ϵ_c):

$$\epsilon_b = \frac{\sigma'_b}{E_b} + \Delta_t \cdot \alpha_{tb} - \epsilon_c \quad (2.9)$$

La nivelul armăturii întinse A_a alunecarea specifică între o fibră de beton și o fibră de oțel este :

$$\epsilon = \epsilon_a - \epsilon_b = \frac{1}{\epsilon_c} (\sigma_{al} - n \sigma'_b) + \epsilon_c + \Delta_t (\alpha_{ta} - \alpha_{tb}) \quad (2.10)$$

Deschiderea maximă a fisurilor $\omega_f \max$ este dată de diferența alungirilor totale dintre fibră, ale betonului și armăturii.

Pentru lungimea dx , valoarea alunecării este $\epsilon \cdot dx$, iar pentru distanța maximă λ_f dintre două fisuri se obține deschiderea maximă a fisurii :

$$\omega_f \max = 2 \int_0^{\lambda_f/2} \epsilon \cdot dx \quad (2.11)$$

Inlocuind în (2.11) valoarea lui ϵ din (2.1e) ; σ_{a1} din (2.2) ; σ_b din (2.3) ; și ținând seama că $U/A_a = 4/d$, se obține :

$$\alpha_{fmax} = 2 \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{1}{E_a} \left[\sigma_{a2} - \frac{4}{d} \left(1 + \frac{n \cdot A_a \cdot z}{I_b / Y} \right) \right] \int_0^x \tau_{ax} \cdot dx +$$

$$+ 2 \int_0^{\frac{1}{2}} \left[\Delta_t (\alpha_{ta} - \alpha_{tb}) + \epsilon_0 \right] dx \quad (2.12)$$

Se neglijează influența temperaturii, lunecărilor și deformațiilor din contracție ale betonului, se înlocuiește valoarea efortului unitar τ_{ax} în funcție de mărimea maximă a efortului de aderență din relația (2.5) și se notează :

$$C_2 = 2C_1 \int_0^{\frac{1}{2}} dx \int_0^x f(x) \cdot dx$$

rezultând valoarea maximă a mărimii deschiderii fisurilor :

$$\alpha_{fmax} = \frac{\lambda_f}{E_a} \left(\sigma_{a2} - C_2 \frac{R_t \cdot I_b / Y}{A \cdot z} \right) \quad (2.13)$$

Valoarea constantei C_2 depinde prin intermediul constantei C_1 de valoarea lui și variația lui τ_{ax} .

Formulele generale (2.7) și (2.13) permit determinarea mărimilor caracteristicilor fenomenului de fisurare.

Pentru ca aceste formule să poată fi folosite în calculele practice, este necesar să se determine valorile constantelor C_1 și C_2 , cu alte cuvinte, trebuie să se stabilească o formă de repartizare a efortului unitar tangențial de aderențe dintre oțel și beton pe intervalul a două fisuri consecutive. Pentru ca valorile calculate să fie corecte, repartizarea efortului unitar tangențial de aderență trebuie astfel aleasă încât să se apropie cât mai mult de realitate.

Diferiți cercetători au ales diferite forme de repartiție a efortului unitar tangențial de aderență, dreptunghiulară, sinusoidală, triunghiulară sau quasitriunghiulară 11, 38, 39, 56 .

2.1.3. Distribuția eforturilor tangențiale de aderență propusă de diferiți autori

Teoria lui L.P. BRICE

Brice /11/ consideră că eforturile unitare tangențiale de aderență sînt constant repartizate pe intervalul a două fisuri consecutive (fig.2.2). Pe baza unui mare număr de experiențe, obține o formulă semiempirică care dă mărimea efortului unitar de aderență τ_{ax} .

$$\tau_{ax} = \tau_{amax} = \frac{2K \cdot R_t}{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}} \quad (2.14)$$

constanta K determinate experimental

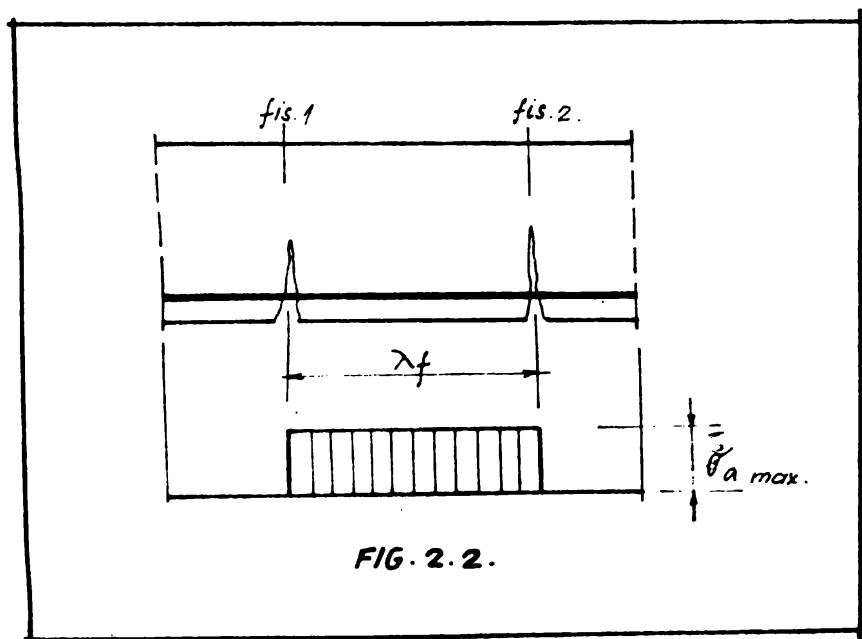


FIG. 2.2.

K=1,0 oțel neted
K=1,6-2 oțel cu profil periodic pentru secțiunea dreptunghiulară, distanța dintre fisuri devine :

$$\lambda_{fmax} = \frac{d}{19,2K} \frac{e}{\mu} \quad (2.15)$$

unde e_a și e_b de pînd de numărul de bare a armăturii A_a , diame-

trul armăturilor d și dimensiunile secțiunii.

Mărimea maximă a deschiderii fisurilor potrivit teoriei lui BRICE este dată de relația

$$\lambda_{fmax} = \lambda_{fmax} \frac{\sigma_{a2}}{E_a} \left(1 - \frac{M^n}{M^f}\right) \quad (2.16)$$

în care : σ_{a2} - este efortul unitar normal în armătură întinsă în stadiul II

M^n - este momentul sub încărcări normale

M^f - este momentul de fisurare.

Teoria prof. Saliger

Consideră repartiția eforturilor unitare tangențiale de aderență pe intervalul a două fisuri că este sinusoidală /56/. de

forma din figura 2.3.

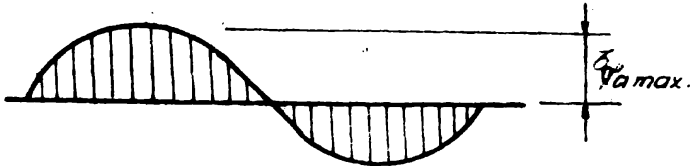


FIG. 2.3.

$$\tau_{ax} = \tau_{a \max} \sin \frac{2\pi x}{\lambda_f}$$

distanța maximă dintre fisuri :

$$\lambda_{f \max} = d \cdot \frac{0,039 K_b}{\mu \cdot \tau_{a \max}} \quad (2.17)$$

Valoarea raportului

$K_b/\tau_{a \max}$ a fost determinată experimental de către Saliger

oțel rotund ... 6-8 ;

oțel profil periodic 3-4;

Mărimea maximă a deschiderii fisurilor ținând seama de deformațiile elastice ale betonului

$$\alpha_{f \max} = \frac{\lambda_{f \max}}{E_a} \left[\sigma_{a2} - C_2 R_t \left(\frac{I_b/Y}{A_a \cdot Z} + n \right) \right] \quad (2.18)$$

Din formula(2.17) se vede că fisurile vor fi cu atât mai apropiate cu cât eforturile unitare tangențiale de aderențe vor fi mai mari, procentele de armare mai mari și diametrele armăturilor mai mici.

Teoria lui Muragev

Consideră betonul armat ca un material elasto-plastic, /33/ la care deformațiile plastice apar concomitent cu cele elastice chiar la deformații mici. Deformațiile betonului și oțelului pe distanța dintre două fisuri, λ_f , variază. Pentru oțel sînt maxime, în dreptul fisurii, iar pentru beton sînt maxime în dreptul lui $\lambda_f/2$.

Muragev introduce notația $\psi = \epsilon_{am} / \epsilon_{a2} \leq 1$, coeficient care ține seama de conlucrarea betonului întins cu armătură pe distanța dintre fisuri și reprezintă raportul dintre deformațiile specifice medii ale armăturii și deformației ϵ_{a2} din dreptul fisurii pe porțiunea metalului liber.

Distanța dintre fisuri, după Muragev este :

$$\lambda_{f \text{ med}} = \psi \cdot n \cdot \frac{d}{4} \cdot \frac{R_t}{\omega \cdot \tau_{a \max}} \quad (2.19)$$

unde ψ , reprezintă factorul de aderențe și determină forma diagramei de repartitie a eforturilor unitare tangențiale de aderență $\tau_{a \max}$

525 143 143 a

Mărimea medie a deschiderii fisurilor este :

$$\alpha_f \text{ med} = \psi \lambda_f \frac{\sqrt{\sigma_2}}{E_a}$$

În concluzie, adevărata repartizare a eforturilor unitare tangențiale, precum și valoarea maximă a lui τ_a nu au fost încă definitiv stabilite datorită greutăților ce se ivesc în cercetarea lor experimentală.

2.1.4. Calculul la starea limită de apariție a fisurilor elementele încovoiate

Limita stadiului I de lucru al elementelor de beton armat încovoiate este determinată de apariția fisurilor. Ca și la elementele întinse, fisurarea se produce la atingerea unei deformații a betonului în zona întinsă $\bar{\epsilon}_t = 0,1-0,15\%$. Pentru stabilirea momentului de fisurare, se admite ipoteza secțiunilor plane. De asemenea, se admite că zona întinsă a elementului încovoiat s-a plastificat, iar zona comprimată betonul, continuă să se comporte elastic. Pe aceste baze va fi stabilit momentul de fisurare pentru o grindă cu secțiune dreptunghiulară .

Pentru a calcula momentul de fisurare, trebuie determinată poziția axei neutre. În acest scop, eforturile din secțiune se proiectează pe axa elementului (fig.2.4).

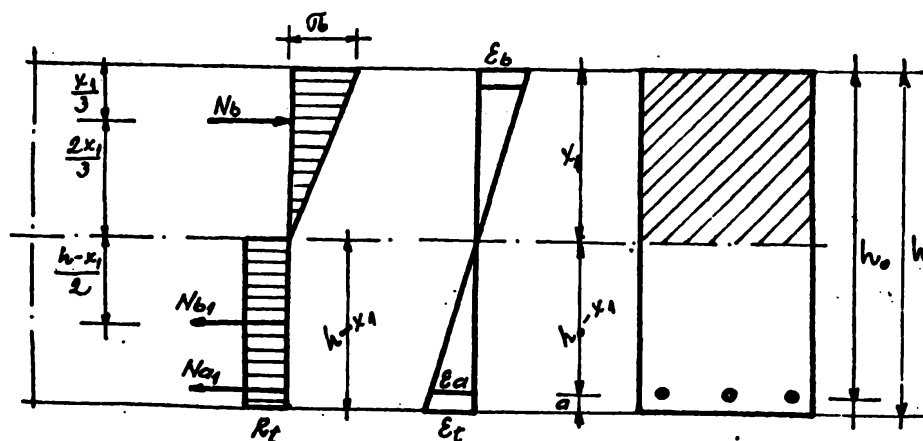


FIG. 2.4.

$$N_{b1} - N'_{b1} - N_{a1} = 0 \quad (2.21)$$

$$N_{b1} = \frac{1}{2} b x_1 \sigma_{b1} \quad (2.22)$$

$$N'_{b1} = b(h - x_1) R_t \quad (2.23)$$

$$N_{a1} = A_a \sigma_{a1} \quad (2.24)$$

introducînd (2.23, 2.24) în (2.21), se obține :

$$\frac{1}{2} b x_1 \sigma_{b1} - b(h - x_1) R_t - N_a \sigma_{a1} = 0 \quad (2.25)$$

$$\epsilon_a = \frac{h - x_1 - a}{h - x_1} \bar{\epsilon}_t \quad (2.26)$$

$$\epsilon_b = \frac{x_1}{h - x_1} \bar{\epsilon}_t \quad (2.27)$$

folosind și legea lui Hooke :

$$\sigma_{a1} = E_a \epsilon_a = E_a \frac{h - x_1 - a}{h - x_1} \bar{\epsilon}_t \quad (2.28)$$

$$\sigma_{b1} = E_b \cdot \epsilon_b = E_b \frac{x_1}{h - x_1} \bar{\epsilon}_t \quad (2.29)$$

$$\bar{\epsilon}_t = 2 \frac{R_t}{E_b} \text{ sau } R_t = \frac{1}{2} E_b \bar{\epsilon}_t$$

introducînd valorile lui σ_a , σ_b și R_t în (2.25)

$$\frac{1}{2} \frac{b x_1^2}{h - x_1} E_b \bar{\epsilon}_t - \frac{1}{2} b(h - x_1) E_b \bar{\epsilon}_t - \frac{h - x_1 - a}{h - x_1} A_a E_a \bar{\epsilon}_t = 0 \quad (2.30)$$

Notînd mai departe :

$$h - a = h_0 ; \xi_1 = \frac{x_1}{h} ; x = \frac{h_0}{h} ; n = \frac{E_a}{E_b} ; \mu = \frac{A_a}{bh}$$

ecuația 2.30, ia forma :

$$\xi_1^2 - (1 - \xi_1)^2 - 2n\mu(x - \xi_1) = 0 \quad (2.31)$$

de unde :

$$\xi_1 = \frac{1 + 2n\mu x}{2(1 + n\mu)} \quad (2.32)$$

Așadar, poziția axei neutre depinde numai de modulul de elasticitate al betonului, de coeficientul de armare și de poziția armăturii și este independentă de rezistența de întindere a betonului.

Momentul de fisurare M_f se obține scriind momentele lui N_{a1} și N_{b1} în raport cu N_{b1} :

$$M_f = b(h-x_1) R_t \left(\frac{h-x_1}{2} + \frac{2}{3} x_1 \right) + A_a \sigma_{a1} \left(h_0 - \frac{x_1}{3} \right) \quad (2.33)$$

Cu ajutorul ecuațiilor (2.28) și (2.30) se poate scrie :

$$\sigma_a = 2 \frac{E_a}{E_b} \cdot \frac{h-x_1-a}{h-x_1} R_t = 2n \frac{h_0-x_1}{h-x_1} R_t \quad (2.34)$$

care introdus în (2.33) dă pentru momentul de fisurare :

$$M_f = \left[\frac{1}{6} b(h-x_1)(3h+x_1) + \frac{2}{3} nA_a \frac{h_0-x_1}{h-x_1} (3h_0-x_1) \right] R_t \quad (2.35)$$

pentru a simplifica expresia momentului de fisurare, se poate admite că

$$\frac{h_0 - x_1}{h - x_1} = 1$$

$$M_f = \left[\frac{1}{6} (1 - \xi_1)(3 + \xi_1) + \frac{2}{3} n\mu(3 - \xi_1) \right] bh^2 R_t \quad (2.36)$$

Dacă se neglijează influența armăturii asupra poziției axei neutre ; $\xi_1 = 0,5$ ca la grinda dreptunghiulară de beton simplu. Luând pentru valoarea medie 0,92 și notînd :

$$\alpha_1 = 2 \frac{A_a}{bh} \frac{E_a}{E_b} = 2 n\mu \quad (2.37)$$

obținem momentul de fisurare sub forma :

$$M_f = (0,292 + 0,75\alpha_1) bh^2 R_t \quad (2.38)$$

Ecuația (2.38) a fost stabilită de prof. V.I. Murășev.

2.1.5. Calculul eforturilor unitare în beton și armătură în stadiul II la elementele încovoiate de beton armat

Pentru calculul deschiderii fisurilor și al săgeților grinzilor încovoiate /43/, este necesar să se poată determina va-

valoarea eforturilor unitare în beton (σ_{b2}) și în armătură (σ_{a2}); precum și poziția axei neutre, în stadiul II de lucru al betonului armat. În astfel de elemente, în dreptul fisurilor înălțimea zonei comprimate se micșorează, iar axa neutră nu mai are forma unei linii drepte, ci a unei curbe ca în fig.21.e.

Eforturile unitare σ_{a2} și σ_{b2} în dreptul fisurilor pot fi determinate, dacă se admit următoarele ipoteze simplificatoare :

- betonul nu lucrează la întindere ;
- secțiunile plane rămân plane și după deformare ;
- se admite legea lui Hooke pentru betonul zonei comprimate
- betonul din zona întinsă este fisurat și în secțiunea cu fisură nu se ia în considerare la preluarea sarcinilor ;
- modulul de deformare a betonului se consideră constant pe întreaga zonă comprimată.

Cît privește folosirea ipotezei lui Bernouli în dreptul fisurilor, este clar că nu poate fi vorba decît de acceptarea unui raport convențional între deformațiile zonei comprimate și ale armăturii întinse, deoarece secțiunea inițial plană se desparte în alte două secțiuni, după apariția fisurii.

La secțiune dreptunghiulară simplu armată pentru a determina eforturile unitare σ_{a2} și σ_{b2} trebuie stabilită mai întîi poziția axei neutre. Valoarea lui x_2 se obține scriind ecuația proiecțiilor pe axa elementului a rezultantei eforturilor de compresiune, N_{b2} și a celor de întindere N_{a2} (fig.2.5) :

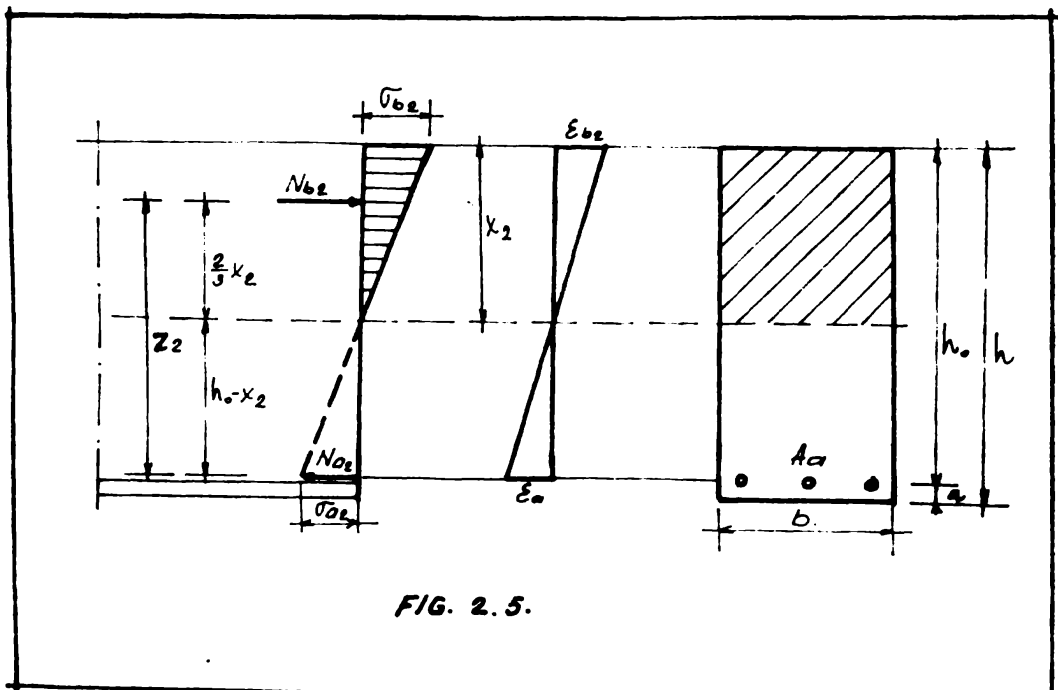


FIG. 2.5.

$$N_{b2} - N_{a2} = 0 \quad (2.39a)$$

$$N_{b2} = \frac{1}{2} b x_2 \sigma_{b2} \quad (2.39.b)$$

$$N_{a2} = A_a \sigma_{a2} \quad (2.39.c)$$

$$\frac{1}{2} b x_2 \sigma_{b2} - A_a \sigma_{a2} = 0 \quad (2.39.d)$$

pentru a determina pe x_2 , trebuie stabilită o relație între σ_{b2} și σ_{a2} .

Această relație poate fi obținută cu ajutorul legilor lui Hooke și al ipotezei lui Bernoulli.

$$\epsilon_{b2} = \frac{\sigma_{b2}}{E_b}, \quad \epsilon_{a2} = \frac{\sigma_{a2}}{E_a} \quad (2.40.a,b)$$

$$\frac{\epsilon_{b2}}{\epsilon_{a2}} = \frac{x_2}{h_0 - x_2} = \frac{\sigma_{b2}}{\sigma_{a2}} \cdot \frac{E_a}{E_b}$$

Notînd $\frac{E_a}{E_b} = n$

$$\frac{\sigma_{b2}}{\sigma_{a2}} = \frac{1}{n} \frac{x_2}{h_0 - x_2} \quad (2.41)$$

cu ajutorul acestei relații, (2.39.d) devine :

$$\frac{1}{2n} b x_2 \frac{x_2}{h_0 - x_2} - A_a = 0 \quad (2.42)$$

Notînd : $\frac{A_a}{bh_0} = \mu$; $\frac{x_2}{h_0} = \xi_2$ și $\alpha_2 = n\mu$:

$$\xi_2^2 + 2\alpha_2 \cdot \xi_2 - 2\alpha_2 = 0 \quad (2.43)$$

$$\xi_2 = \alpha_2 \left[\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_2}} - 1 \right] \quad (2.44)$$

Mărimea eforturilor σ_{a2} și σ_{b2} se stabilește în funcție de momentul încovoietor M din secțiunea considerată fisurată :

$$M = N_{b2} \cdot Z_2 = N_{a2} \cdot Z_2 \quad (2.45)$$

$$Z_2 = h_0 - \frac{x_2}{3} \quad (2.46)$$

cu ajutorul lui (2.39.c).

$$M = A_a \sqrt{\sigma_{a2}} \left(h_0 - \frac{x_2}{3} \right) \quad (2.47)$$

$$\sqrt{\sigma_{a2}} = \frac{M}{A_a \left(h_0 - \frac{x_2}{3} \right)} = \frac{M}{A_a h_0 \left(1 - \frac{\xi_2}{3} \right)} \quad (2.48)$$

Cu ajutorul lui (2.41)

$$\sqrt{\sigma_{b2}} = \frac{1}{n} \frac{x_2}{h_0 - x_2} \quad \sqrt{\sigma_{a2}} = \frac{1}{n} \frac{\xi_2}{1 - \xi_2} \sqrt{\sigma_{a2}}$$

2.2. Starea limită de deschidere a fisurilor

Rezistența unui element de construcție din beton armat se bazează pe conlucrarea dintre oțel și beton. Aceste materiale au proprietăți de rezistență caracteristice : betonul, puțin rezistent la întindere, preia aproape în exclusivitate eforturile de compresiune în timp ce oțelul, preia eforturile de întindere ;

Ipoteza pentru o bună rezistență a secțiunii transversale din beton armat, este o ireproșabilă legătură între cele două materiale, o bună aderență a oțelului cu betonul.

Legătura este cu atât mai importantă cu cât elementele de construcție solicitate la încovoiere, ca urmare a neînsemnatei capacități de întindere a betonului, vor fisura în zona întinsă a secțiunii transversale chiar la solicitări mici în armături. Atât timp cât aceste fisuri sînt izolate și rămîn mici (microfisuri) ele nu periclitează o construcție de beton armat. Pot apare fisuri de dimensiuni inadmisibile care fac posibile coroziunea oțelului, periclitînd construcția. Trebuie găsite măsuri potrivite pentru a menține pe cît posibil o mică deschidere a fisurilor, care nu trebuie în nici un caz să depășească valoarea mărimilor determinate experimental /20/.

Calculul elementelor din beton armat la fisurare se face de regulă numai la starea limită de deschidere a fisurilor, considerîndu-se că formarea sau apariția fisurilor se poate produce înainte de aplicarea sarcinilor exterioare ca urmare a contracției, varia-

țiilor de temperatură sau altor cauze. Calculul la starea limită de deschidere a fisurilor se face sub acțiunea sarcinilor de exploatare dintr-o grupare fundamentală.

Mărimea deschiderii fisurilor este funcție de numărul fisurilor pe unitatea de lungime a elementului, deci funcție în primul rând de distanța dintre fisuri. La elementele de beton armat distanța dintre fisuri și mărimea deschiderii fisurilor depind de un număr mare de parametrii /2o/ ca :

- procentul de armare $p\%$;
- diametrul armăturii de rezistență ;
- natură suprafeței armăturii ;
- modul de acționare al sarcinii (statice sau dinamice ;
- valoarea efortului unitar din armătură ;
- poziția de betonare a armăturii ;
- numărul rândurilor de bare pe care este dispusă armătura ;
- distanța dintre bare și grosimea stratului de acoperire ;
- calitatea betonului.

2.2.1. Distanța dintre fisuri

Prevederi ale normelor românești : STAS 10107/o-76, STAS 10107/o-87

Pentru calculul distanței dintre fisuri în cazul elementelor încovoiate se aplică același raționament pentru zona întinsă ca și pentru cazul unui element întins centric /2o/.

Se consideră ca porțiune dintr-un element cu secțiune dreptunghiulară simplu armat la încovoiere pură $M=ct$ (fig.2.6.a) ; înainte de apariția fisurilor, repartizarea eforturilor în beton și armătură este constantă (fig.2.6.b).

Cât timp momentul încovoiător M este mai mic decât momentul încovoiător de fisurare M_f , $M < M_f$, elementul funcționează în stadiul I fără fisuri, iar momentul încovoiător este preluat de betonul întins și armătura întinsă (fig.2.6.a și b).

$$M = Z_b N'_b + Z_a N'_a = ct \quad (2.49)$$

Cînd momentul încovoiător devine egal cu momentul de fisurare $M=M_f$ în stadiul I_a , într-o secțiune apare prima fisură (fig. 2.6.c). În dreptul fisurii 1, elementul trecînd în stadiul II, betonul întins este scos din funcțiune și toate întinderile sînt trecute asupra armăturii în care efortul crește brusc de la valoarea σ_{al} în stadiul I_a , la valoarea σ_{a2} în stadiul II (fig.2.6.d), iar

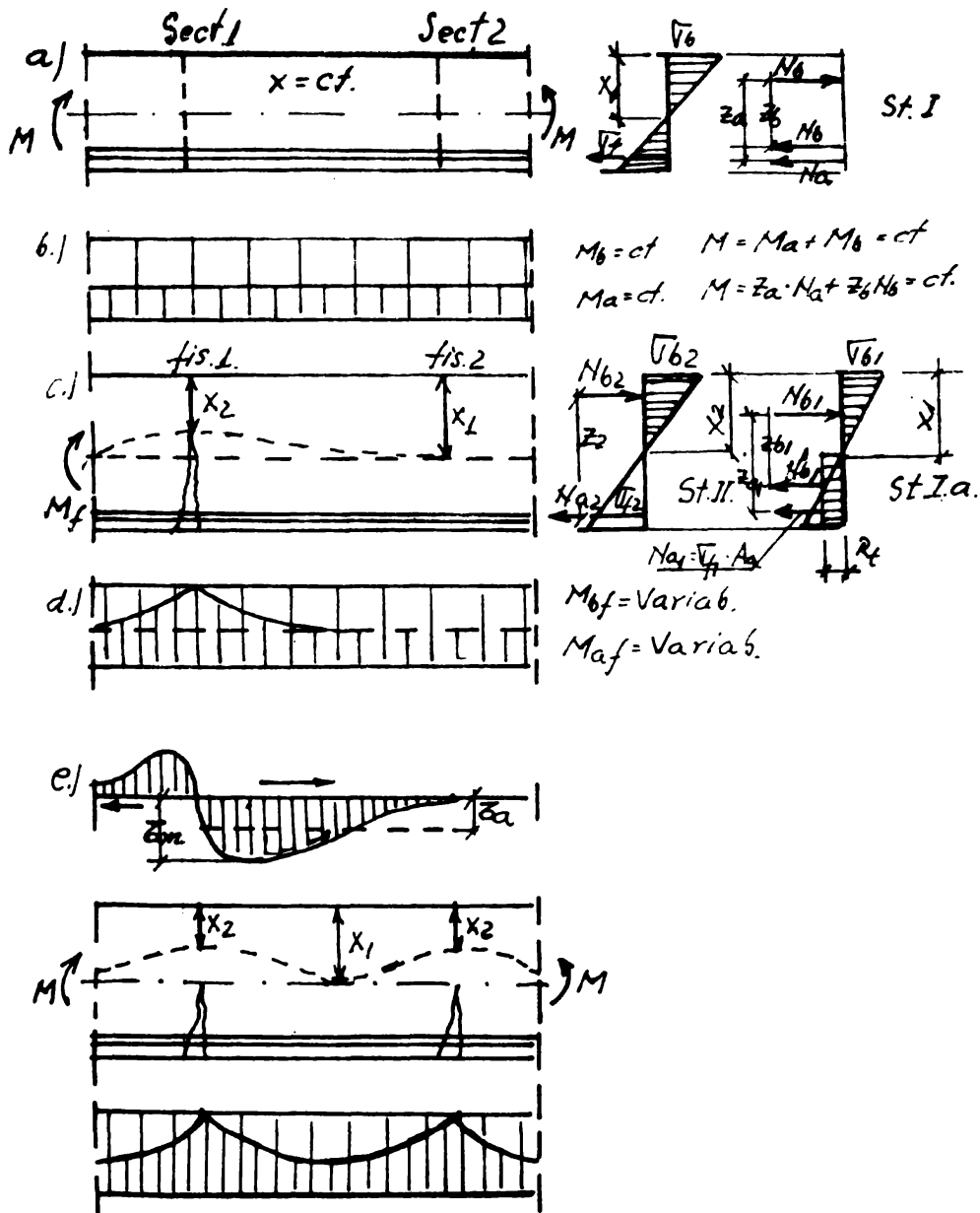


Fig. 2.6

momentul încovoietor este acoperit numai de armătura întinsă cu betonul zonei comprimate :

$$M = M_f = M_{a2} = Z_2 \sqrt{a_2} A_a \quad (2.50)$$

Pe măsură ce ne îndepărtăm de fisură, efortul în armătură la beton prin eforturi unitare de ademenți (fig.2.6.d și e). La distanța λ_f de fisură 1, unde efortul în beton devine egal cu R_t , se produce fisura 2, înainte de apariția fisurii 2, secțiunea 2 se află în stadiul Ia, iar momentul încovoietor în zona întinsă este acoperită și de armătură.

Prin calcul rezultă expresia distanței dintre fisuri la elemente încovoiate /20/ asemănătoare ca formă cu cea folosită pentru elementele întinse centrice :

$$\lambda_f = \beta_f \frac{A_{bt}}{\mu} \quad (2.51)$$

în care : β_f - este un coeficient determinat pe baza prelucrărilor statistice a rezultatelor experimentale, care se exprimă în funcție de procentul de armare și diametrul armăturilor d ;

A_{bt} - este aria zonei întinse a secțiunii de beton în momentul apariției fisurilor care poate fi determinată ca și pentru elementele de beton simplu ;

μ - este perimetrul total al armăturilor întinse de secțiune.

În conformitate cu STAS 10107/c-76, /69/, β_f se calculează pe baza relațiilor :

- pentru oțel OB 37
$$\beta_f = 0,5 + 30 \frac{\mu}{d} ;$$

- pentru oțel PC 52 și PC 60
$$\beta_f = 0,35 + 30 \frac{\mu}{d} ;$$

în care :

d - diametrul armăturilor în cm ;

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

Pentru armături de diametre diferite, se va înlocui $\frac{\mu}{d} = \frac{\mu}{4bh_0}$, unde μ reprezintă perimetrul armăturilor din zona întinsă.

Dacă acoperirea cu beton a armăturilor sau distanța dintre armături (lumina) este mai mică decât $1,5d$ sau în cazul armăturilor așezate pe mai mult de două rânduri, valoarea lui β_f se sporește cu 30%.

Pentru a introduce în relațiile de calcul și alți factori care influențează distanța dintre fisuri, cum ar fi grosimea stratului de acoperire, distanța dintre fisuri, modul de distribuție al armăturilor în secțiunea transversală a elementului, proiectul de standard I0107/84 /7c/ propune :

$$\lambda_f = A + B \frac{d}{\mu_t} \quad (2.52)$$

în care :

$$A = 2 \left(C + \frac{S}{1c} \right) \quad (2.53)$$

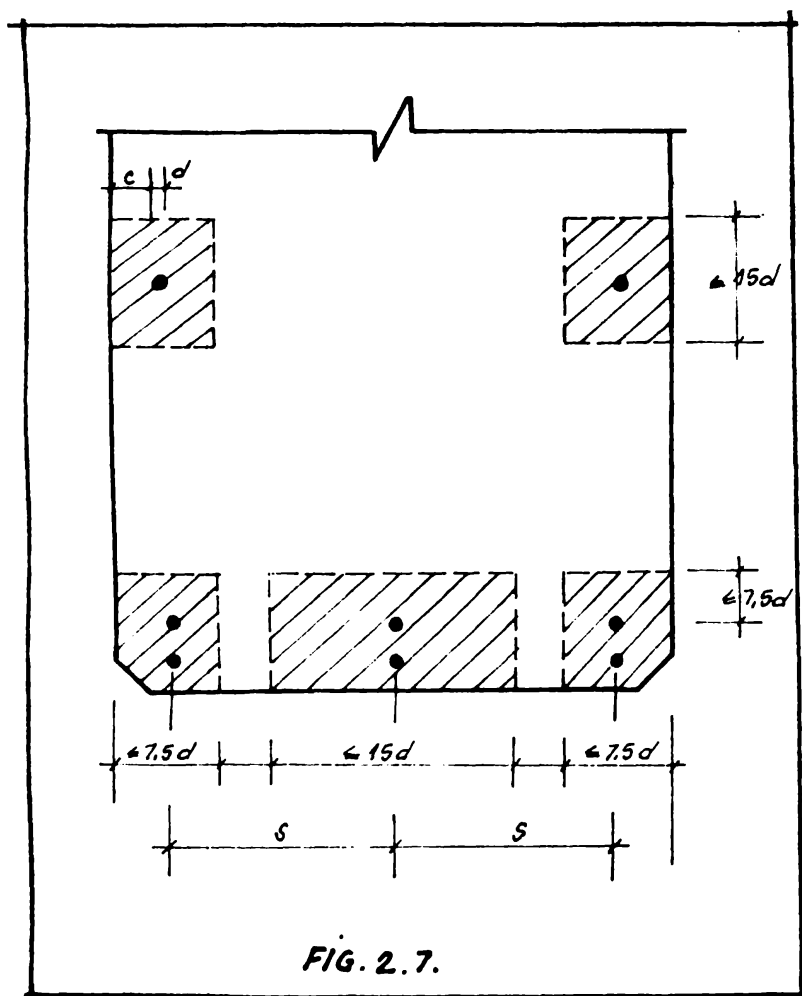


FIG. 2.7.

C - este stratul de acoperire cu beton în mm ;

S - este distanța dintre axele armăturilor în mm, iar nu mai mult de 15d.

B - este un coeficient experimental care depinde de tipul armăturii și de felul solicitării variind de la 0,0065-0,2.

$$\mu_t = \frac{A_a}{A_{bt}}$$

A_{bt} - este aria de înglobare a armăturii întinse, determinată considerînd pentru fiecare bară o înglobare de maximum 7,5d în fiecare sens cu condiția ca A_{bt} să nu depășească aria de beton întinsă în momentul apariției fisurilor (fig.2.7).

Prevederi ale normelor CE, B-F.I.P.

Cea mai mică distanță dintre fisuri este lungimea care pleacă de la o fisură existentă necesară a introduce în beton alături de aderență o tensiune care este necesară să producă fisurarea betonului /68/.

Presupunând niște simplificări valoarea minimă este dată de următoarea relație :

$$S_{rn,0} = \frac{K_{2,0} \cdot f_{ct}}{f_{bdm}} \cdot \frac{A_{ct}}{\sum U} \quad (2.54)$$

în care :

$K_{2,0}$ - influența distribuției eforturilor de tensiune

$K_{2,0} = 1$ pentru tensiune pură

$K_{2,0} = 0,5$ pentru încovoiere pură

f_{ct} - rezistența betonului

f_{bdm} - eforturile de aderență medii din regiunea sarcinii introduse de la armătură la beton

A_{ct} - aria de tensiune a betonului

$\sum U$ - suma circumferințelor barelor de armătură în secțiunea de referință.

Experimental se poate arăta că raportul $f_{ct}/f_{bdm} = K_1$ nu este influențată de rezistența betonului. Prin urmare, putem introduce un factor K_1 , care depinde numai de capacitatea de aderență a barelor de armătură.

Raportul $f_{ct}/\sum U$ - se poate exprima astfel :

$$\frac{A_{ct}}{\sum U} = \frac{\rho}{4\rho_r} \quad (2.55)$$

în care :

ρ - diametrul barelor de armătură

ρ_r - procentul de armare ținându-se cont de secțiunea efectivă înglobată

Cu $K_2 = K_{2,0}/4$ expresia (2.54) rezultă :

$$S_{rn,0} = K_1 K_2 \cdot \frac{\rho}{\rho_r} \quad (2.56)$$

Pentru $\rho_r \rightarrow \infty$ lățimea fisurii $S_{rn,0}$ va deveni o. Aceasta este imposibil pentru distanțe finite între armături și acoperiri finite cu beton datorită sarcinii transmise de la armătură la

beton. De exemplu chiar pentru procente foarte mari de armare apare dimensiuni finite ale fisurii.

De aceea expresia (2.56) are nevoie de retuşuri care să în considerare influenţa acoperirii cu beton şi distanţa dintre re.

Din experienţa muncii practice expresia următoare a fost derivată pentru media distanţei dintre fisuri pentru stadiul de re stabilizat :

$$S_{rm} = 2\left(C + \frac{S}{l_0}\right) + K_1 K_2 - \frac{\phi}{\rho_r} \quad (2.5)$$

în care :

S_{rm} - distanţa dintre fisuri în mm,

C - acoperirea de beton în mm,

S - distanţa dintre barele de armătură în mm,

K_1 - influenţa proprietăţilor de aderenţă a barelor

$K_1=0,4$ pentru bare cu aderenţă mare PC :

$K_1=0,8$ pentru bare netede

K_2 - influenţa distribuţiei efortului de întindere în ment,

$K_2=0,125$ pentru încovoiere pură

$K_2=0,25$ pentru întindere centrică

ϕ - diametrul barei în mm,

ρ_r - procentul de armare corelat cu secţiunea efectivă globală $\rho_r = A_s / A_{c,ef}$

$A_{c,ef}$ se numeşte secţiune efectivă înglobată. Se limitează la o anumită arie de beton adiacentă la barele de armătură, bazându-se pe distribuţia încărcării la distanţe finite între armături numai o anumită zonă de beton poate fi influenţată de o singură ră de armare. Secţiunile efective de beton adiacente s-au obţinut după o muncă experimentală şi teoretică. Pentru plăci (şi grinzi dreptunghiulare de mică înălţime) distanţa dintre armături este influenţată de dispersia eforturilor din zona comprimată. De aceea înălţimea zonei înglobate efectiv pentru plăci se limitează la jumătate din înălţimea zonei supusă efortului (stadiul I).

În mod normal distanţa medie dintre armături S_{mr} este valabilă pentru studiul de rupere stabilizat. Totuşi, chiar pentru fisurare primară, de exemplu în cazul încastrării relaţiile derivate

se pot utiliza dacă S_{rm} se consideră a fi de două ori lungimea necesară să introducă forța de tensiune de la armătură la beton (începând de la fisura existentă).

Calculul eforturilor

Modelele descrise în secțiunea 1.2 în general se pot utiliza la evaluarea deformațiilor pentru structuri de beton armat cu zonă tensionată fisurată. Pentru calculul lățimii mărimii fisurilor, diferența dintre efortul mediu al armăturii și efortul mediu din beton este determinat cu relația :

$$\epsilon_{sm,r} = \xi \epsilon_{s2} \quad (2.58)$$

Raportul de distribuție a fost derivat prima oară în lit.6 /68/. Acolo s-a demonstrat că relația

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sqrt{\sigma_r}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (2.59)$$

Pentru calcul, mărimea fisurii s-a limitat la $\xi = 0,4$ deoarece $\xi = 0,4$ înseamnă tranziția la stadiul primar de fisurare. În cazul stadiului primar de fisurare, raportul $\xi = 0,4$ descrie bine participarea betonului.

Efortul mediu din armătură este dat de

$$\epsilon_{sm,r} = \xi \cdot \epsilon_{s2} \geq 0,4 \epsilon_{s2} \quad (2.60)$$

În stadiul stabilizat de rupere raportul ξ respectiv participarea betonului dintre fisuri la efort depinde de următoarele efecte :

- Cu mărirea procentului de armare, ξ crește ;
- Cu mărirea efectului de aderență, ξ descrește ;
- Încărcările alternative, cedarea lentă și contracția betonului dintre fisuri duce la creșterea lui.

Eforturile efective produse de deformațiile independente sub sarcina ($\Delta \epsilon_q$ datorite temperaturii, contracției etc.) trebuie luate în considerare.

2.2.2. Mărimea deschiderii fisurilor

Prevederi ale normelor românești /69/; /70/ și /71/

În momentul formării fisurilor în secțiunea cu fisură se produce o lunecare a betonului în raport cu armătura, lunecare care constituie mărimea deschiderii fisurilor în momentul formă-

rii ei.

In(fig.2.8) sînt prezentate un element întins centric și o

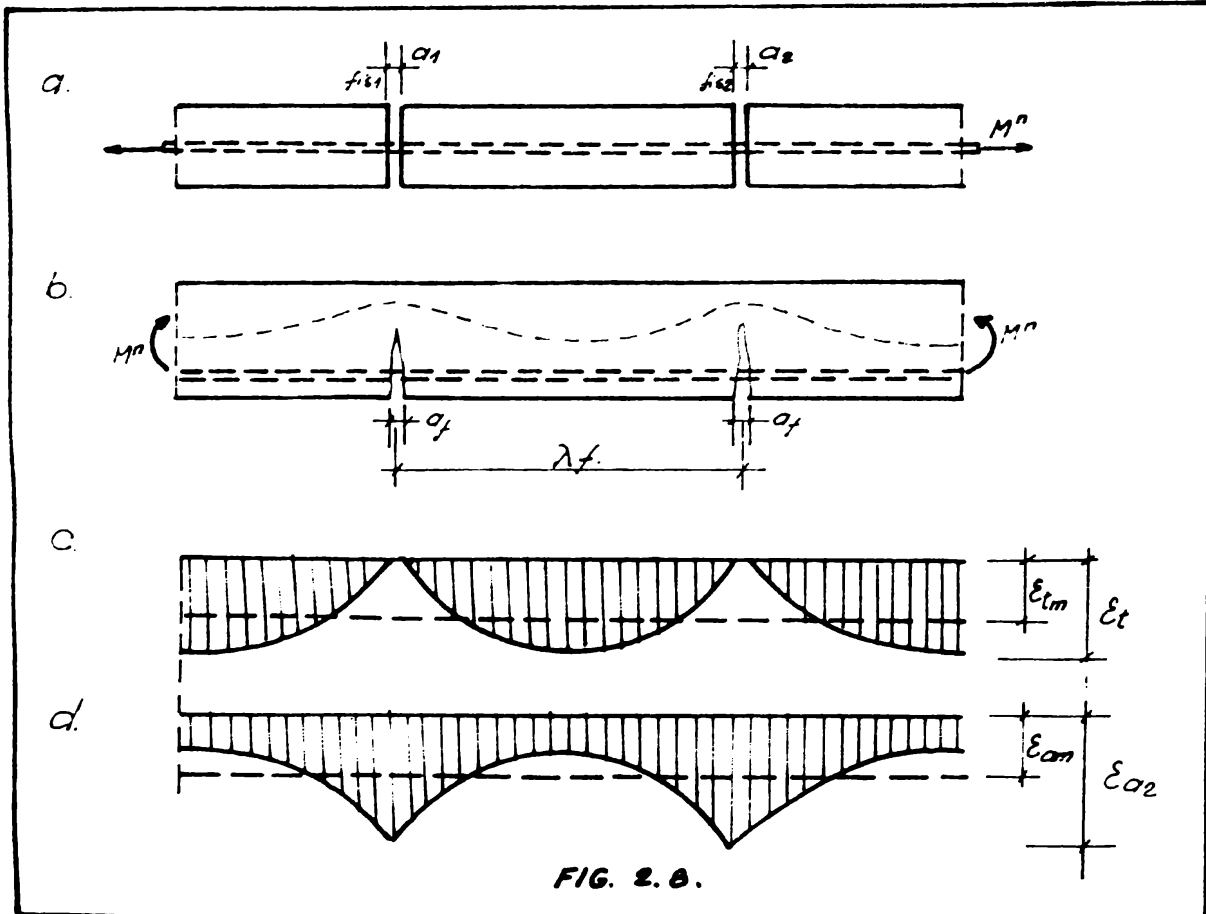


FIG. 2.8.

porțiune dintr-un element încovoiat.

$$\alpha_f = \psi \frac{\sqrt{a}}{E_a} \lambda_f \quad (2.61)$$

în care :

α_f - este mărimea deschiderii fisurilor

ψ - este coeficientul care ține seama de conlucrarea betonu-
lui întins cu armătura pe distanța dintre Țisuri.

STAS 10107/0-76 dă valoarea lui ψ sub formă /69/

$$\psi = 1 - \beta \frac{A_{bt}}{A_a} \frac{R_t}{\sqrt{a_2}} \quad (2.62)$$

în care : \bar{B} este funcție de valoarea efortului unitar tangențial sub sarcini de exploatare și de efortul unitar tangențial normal, STAS 10107/84 /70/ dă valoarea coeficientului ψ sub forma :

$$\psi = 1 - \bar{B}(1-0,5V) \frac{A_{bt} \cdot R_t^n}{A_a \sqrt{\sigma_a}} \quad (2.63)$$

în care :

$\bar{B} = 0,5$ pentru armături cu profil periodic,

$\bar{B} = 0,3$ pentru armături cu suprafață netedă,

V - raportul dintre solicitarea de lungă durată și solicitarea totală.

$$\sigma_a = \frac{M}{A_a h_0 \xi} \quad (2.64)$$

$$\xi = 1 - \frac{\xi}{3}$$

$$\xi = \mu n^r \left(1 + \frac{2}{\mu n^r} - 1 \right)$$

$$n^r = \frac{E_a}{E_b} ; E_b' = 0,8E_b$$

$$\alpha_f = \lambda_f \frac{\psi \sigma_a}{E_a}$$

Prevederi ale Normelor CEB-FIP /68/

Mărimea deschiderii fisurii rezultă din distanța dintre fisuri înmulțită cu efortul mediu din armătură :

$$w = S_r \cdot \epsilon_{sm,r} \quad (2.65)$$

W - mărimea fisurii ;

S_r - distanța dintre fisuri ;

$\epsilon_{sm,r}$ - mărimea efortului mediu din armătură respectându-se efortul din betonul învecinat.

Datorită efectelor cu caracter întâmplător în formarea fisurilor la fel ca și multiplele proprietăți ale materialelor, în special a tensiunii din beton și a forței de conlucrare dintre armătură și beton, expresia de mai sus reprezintă numai o medie pentru

secțiuni diferite sub încărcare constantă :

$$W_m = S_{rm} \cdot \epsilon_{sm,r} \quad (2.66)$$

Influența contracției betonului asupra mărimii fisurii se poate lua în considerare astfel :

$$W_m = S_{rm} (\epsilon_{sm,r} - \epsilon_{cs}) \quad (2.67)$$

Valorile maxime ale mărimii fisurii

Pentru o lungime cu efort constant distribuția logaritmică a mărimii fisurii este gaussiană. După ce se știe pentru oricare distribuție statistică a mostrelor este imposibil să se dea un număr pentru raportul dintre valoarea maximă absolută și valoarea medie. Mărimea caracteristică a fisurii :

$$W_k = 1.7 W_m \quad (2.68)$$

pentru încărcări : exterioare corespunde unei medii aproximativ 95%. Cuantilă a mărimii fisurii elementului. De la această definiție se poate deduce direct că o singură fisură poate deveni mai mare (largă) decât mărimea critică a fisurii (pentru o estimare a mărimii critice a fisurii, în cazul încastrării).

2.3. Verificări experimentale privind fisurarea elementelor încovoiate

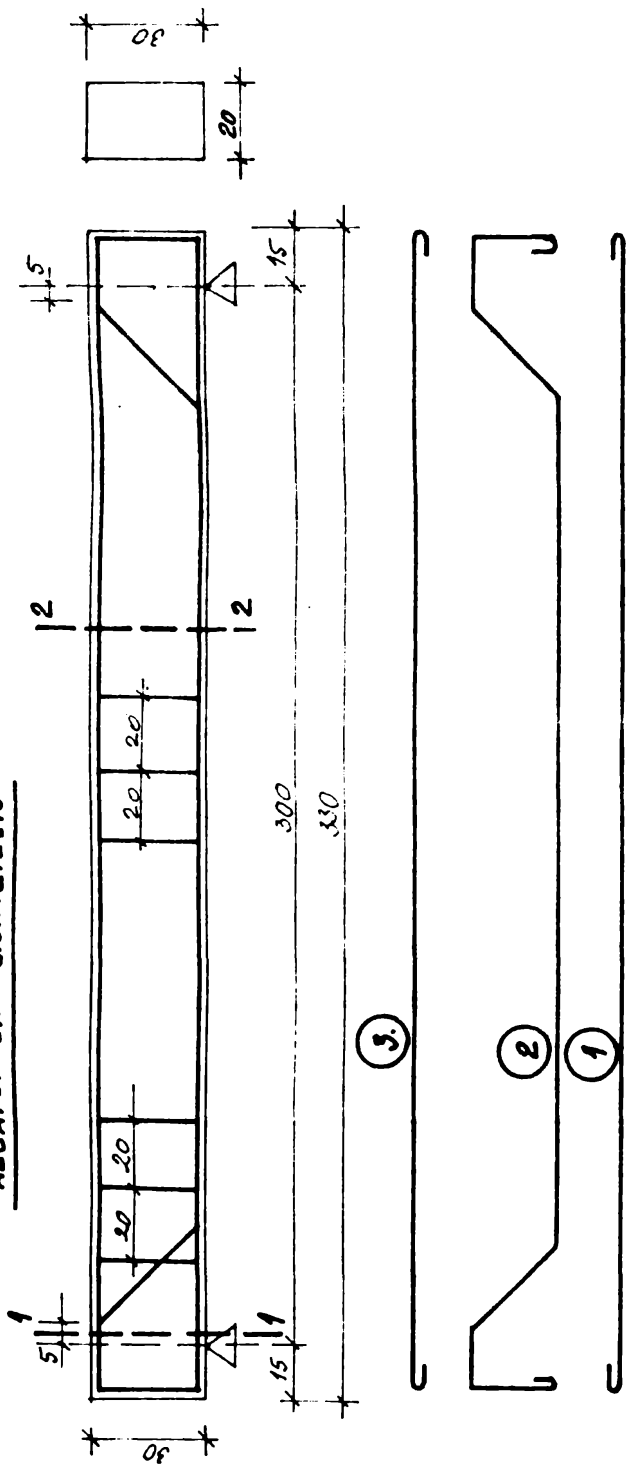
2.3.1. Program experimental

Programul experimental prevăzut în etapa de cercetare din anul 1985 a cuprins un număr de nouă grinzi experimentale cu secțiune dreptunghiulară 20x30 cm și cu lungimea 300 cm solicitate la încovoiere, supuse la încărcări de scurtă durată.

Elementele experimentale au fost executate din beton de marca B300 și oțel beton OB37.

La elementele experimentale s-au turnat pentru fiecare element 3 cuburi 20x20x20 cm pentru determinarea mărcii betonului, 3 cuburi 20x20x20 cm pentru determinarea rezistenței la compresiune a betonului la data încercării, 6 prisme 10x10x30 cm pentru determinarea modulului de elasticitate al betonului, 6 prisme 10x10x55 cm pentru determinarea rezistenței la întindere a betonului și 6 cilindri cu diametrul 15 cm și înălțimea de 30 cm.

ALCATUIREA GRINZILOR



DEM. GR.	NR. GR.	A _o cm ²	PERCENTE DE REHAIE	
			p%	f _{re} %
G1		3,19		
G2	3	① 2φ12 ② 1φ12	0,619	0,145
G3		6,02		
G4	3	① 2φ16 ② 1φ16	1,109	0,145
G5		8,04		
G6	3	① 2φ16 ② 2φ16	1,480	0,145
G9				

Ø 300
OB 37

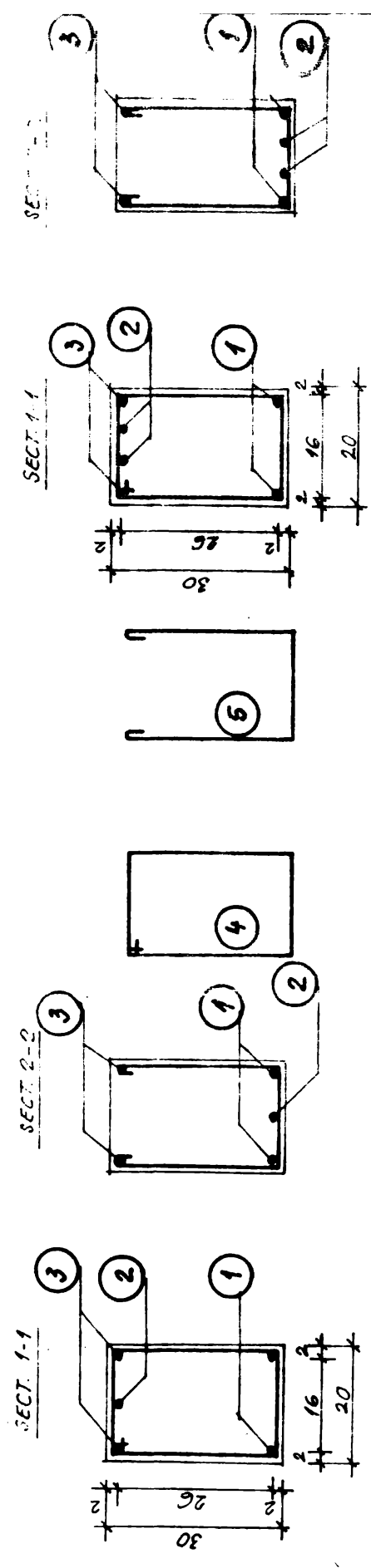


FIG. 2.9.

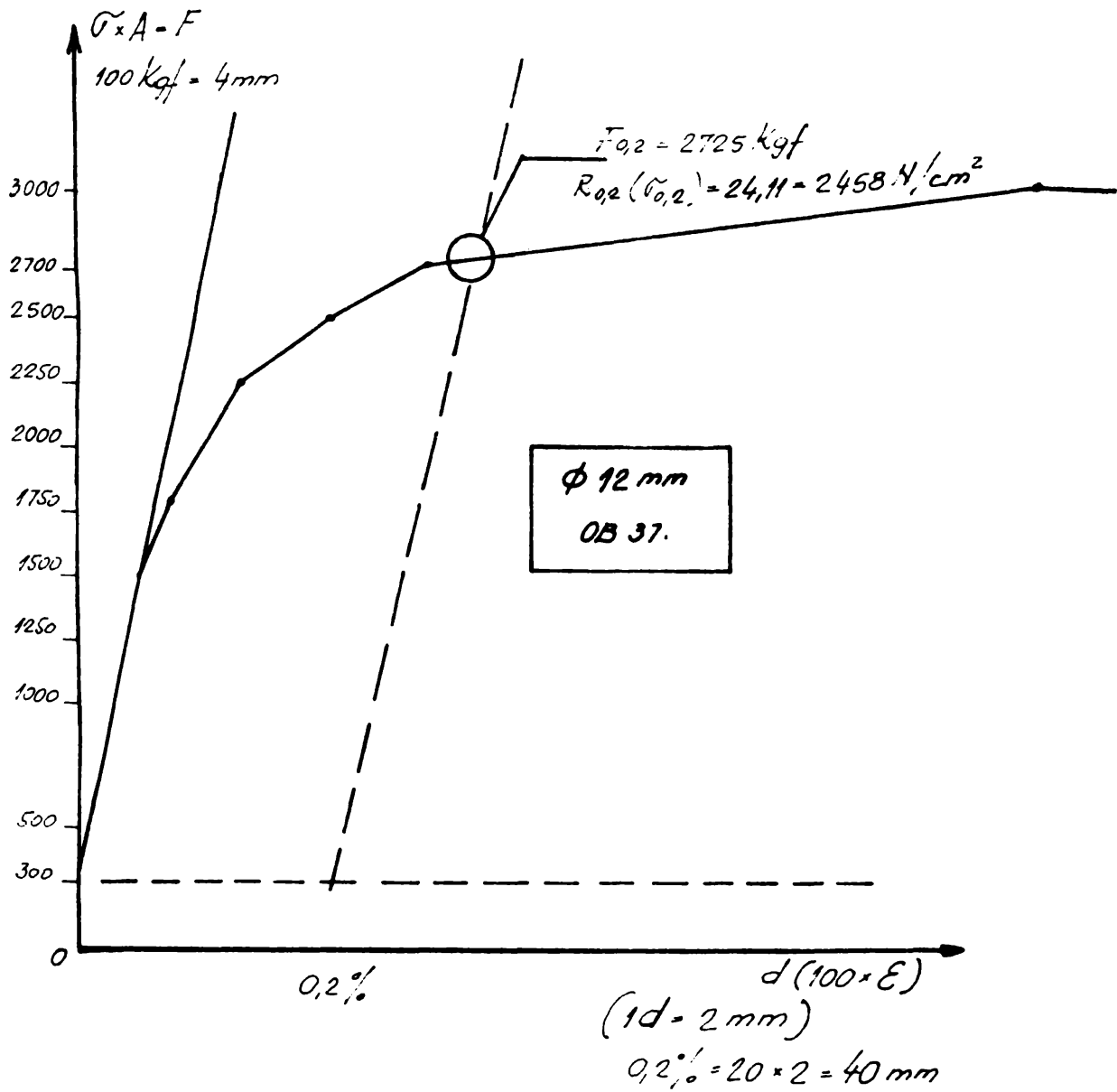


FIG. 2.10.

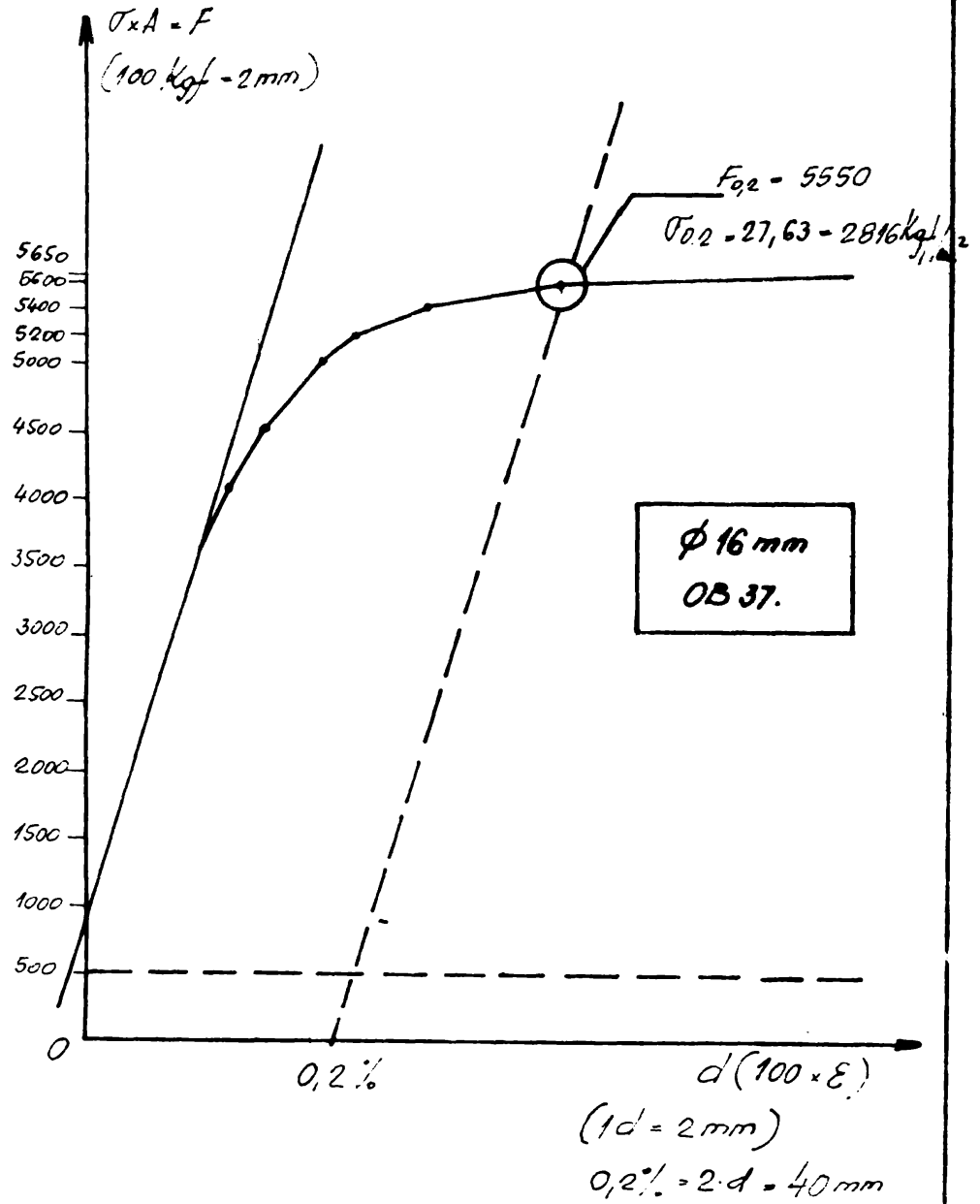


FIG. 2.11.

**CARACTERISTICE FIZICO-MECANICE ALE GRINZILOR
ÎNCERCATE EXPERIMENTAL**

TAB. 2.1

Nr. CRT.	INDICATIV GRINZI	MARCA BETONULUI R_b daN/cm ²	REZISTENȚA LA COMPRESIUNE A BETONULUI LA DATA ÎNCERCĂRII R_{bt} daN/cm ²	VALOAREA MEDIE R_c DUPĂ STAS 1092/75 LA DATA ÎNCERCĂRII daN/cm ²	R_c LA DATA ÎNCERCĂRII daN/cm ²	R_t^* LA DATA ÎNCERCĂRII daN/cm ²	E_b daN/cm ²
1.	GD-1	392	403	317	160	19.50	334000
2.	GD-2	395	404	318	160	19.50	334000
3.	GD-3	401	403	317	159	19	333700
4.	GD-4	403	406	319.5	161	19	333700
5.	GD-5	390	394	314	158	18.7	330000
6.	GD-6	402	406	319.5	161	19.60	334500
7.	GD-7	401	404	318	160	19.50	334000
8.	GD-8	395	402	316	159	19	333900
9.	GD-9	398	403	318	160	19.50	334800

Pentru a studia influența procentului de armare asupra deschiderii fisurilor grinzile experimentale au fost alcătuite cu procente de armare longitudinale diferite : $p=0,619\%$; $p=1,109\%$ și $p=1,48\%$, iar armătura transversală realizată din etrieri $\phi 6$ mm la 20 cm.

Programul experimental detaliat este prezentat în figura 2.9.

2.3.2. Alcătuirea elementelor

Alcătuirea grinzilor experimentale și modul lor de armare este prezentat în figura 2.9.

Ca armătură longitudinală de rezistență s-au utilizat oțelul beton OB37 cu diametrul $\phi 12$ mm și $\phi 16$ mm, iar armătura transversală din etrieri oțel beton B37 cu diametrul $\phi 6$ mm dispuși la distanța $a_e=20$ cm.

Pentru a studia influența procentului de armare a supradeschiderii fisurilor, grinzile experimentale au fost alcătuite cu procente diferite de armare : $p=0,619\%$, $p=1,109\%$ și $p=1,48\%$ (fig. 2.9).

Caracteristicile fizico-mecanice ale oțelului beton OB37, au fost determinate pe trei epruvete standard cu diametrul $\phi 12$ mm și $\phi 16$ mm. Curba caracteristică pentru armătură de rezistență OB37, cu diametrul $\phi 12$ mm este prezentată în (fig.2.10), respectiv pentru diametrul $\phi 16$ mm (fig.2.11).

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului la grinzile experimentale încercate sînt prezentate în tabelul 2.1. Din tabelul 2.1 rezultă că mărcile obținute sînt în jurul mărcilor proiectate.

Turnarea elementelor experimentale s-a efectuat în cadrul laboratorului, în poziția orizontală, în cofraje din lemn.

2.3.3. Tehnologia de încărcare

Încercarea elementelor experimentale s-a efectuat pe un stand amenajat pentru acest scop care este prezentat în (figura 2.12).

Schema statică de încărcare este grinda simplu rezemată încărcată cu două forțe concentrate pe deschidere (fig.2.13).

Măsurarea valorii forțelor de încărcare la fiecare ciclu și treaptă de încărcare s-a efectuat cu ajutorul unui manometru etalon de 100 atm.

Măsurarea deformațiilor și deplasărilor din planul de încovoiere al grinzilor la diferite trepte și cicluri de încărcare

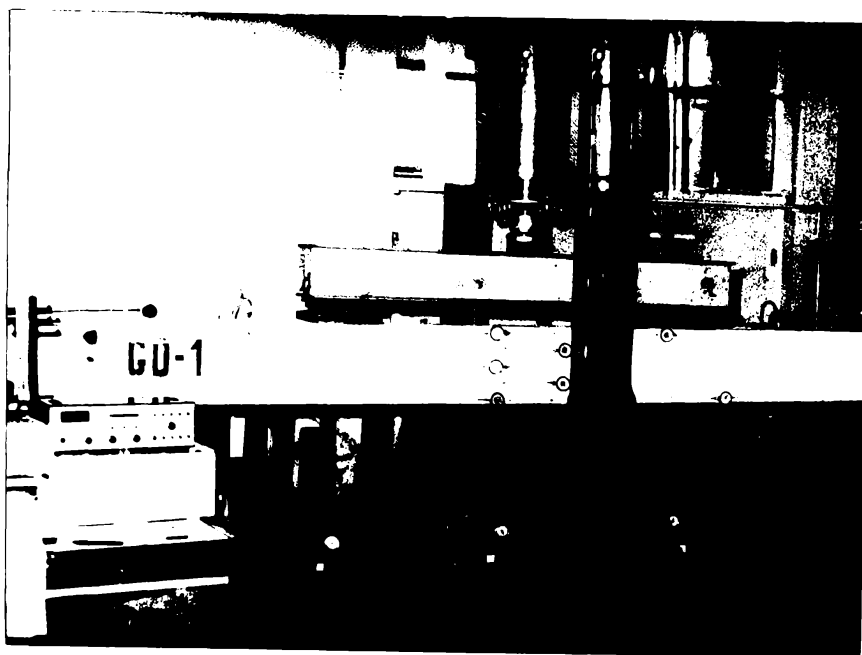


Fig. 2.12.

s-a efectuat cu ajutorul fleximetrelor cu fir cu precizia 1:10 și 1:100 dispuse sub forțe și la mijlocul deschiderii.

In figura 2.13, este prezentat modul de amplasare al aparatelor de măsurare a săgeților și a unor deplasări la grinzile experimentale încercate la încovoiere.

Măsurarea deformațiilor betonului din zonele comprimate și întinse ale grinzilor experimentale încercate s-a efectuat cu ajutorul timbrelor tensometrice rezistive cu baza de măsurare $l_0 = 100$ mm care au fost așezate în zonele cu solicitare maximă, iar în zonele cu forțe tăietoare s-au așezat rozete de timbre tensometrice rezistive pentru studiul fisurării în secțiuni înclinate, conform figurii 2.13.

Deformațiile armăturilor din zona întinsă la diferite trepte și cicluri de încărcare au fost măsurate cu ajutorul timbrelor tensometrice rezistive cu baza de măsurare $l_0 = 20$ mm. Aceste timbre au fost lipite direct pe armătura din oțel-beton OB37, în zonele respective prevăzându-se în acest sens la betonare ferestre în beton. Poziția de amplasare pe armătură a timbrelor tensometrice rezistive se observă din figura 2.12.

SCHEMA

DE INCARCARE A GRINZILOR SI AMPLASAREA APARATELOR DE MASURA

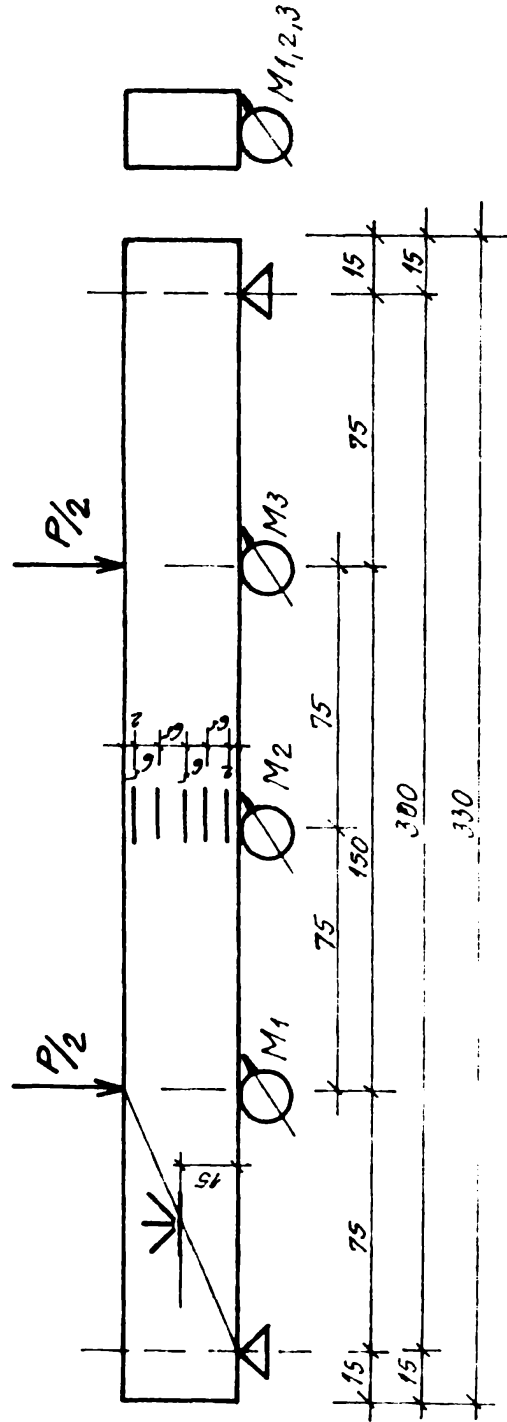


Fig. 2.13.

S-a urmărit procesul de apariție și dezvoltare a fisurilor pînă la ruperea elementelor experimentale încercate, în acest sens s-a măsurat distanța dintre fisuri și mărimea deschiderii fisurilor la diferite trepte și cicluri de încărcare după apariția lor, folosind pentru aceasta o riglă și o lupă microscopică avînd o precizie de 0,01 mm.

O atenție deosebită în timpul încercărilor a fost acordată pentru stabilirea treptei de încărcare la care a apărut prima fisură la grinzile experimentale încercate.

2.3.4. Rezultatele experimentale

Scopul cercetărilor efectuate în cadrul programului experimental este de a urmări starea limită de deschidere a fisurilor elementelor din beton armat supuse la încovoiere solicitate la încărcări de scurtă durată pentru diferite procente de armare longitudinală.

Pe baza încercărilor experimentale efectuate în cadrul laboratorului de beton armat din Timișoara, catedra de Construcții Civile, Industriale și Agricole s-au obținut următoarele date experimentale sintetizate mai jos în diagrame și tabele.

La încercarea elementelor experimentale s-au înregistrat deplasările liniei mediane a elementelor sub acțiunea încărcărilor de scurtă durată, la diferite cicluri. Astfel, s-au măsurat săgețile în trei puncte caracteristice la $1/4$ și $1/2$ din deschidere, astfel să se poată trasa liniile mediane deformată ale elementelor la diferite trepte și cicluri de încărcare și descărcare pînă la ruperea elementului.

În tabelul 2.2 sînt prezentate treptele la care au fisurat elementele experimentale, treptele de exploatare și de rupere a elementelor experimentale.

Pentru studiul fisurării în timpul încercărilor experimentale s-au măsurat deschiderea mărimii fisurilor α_f și distanța dintre fisuri λ_f la diferite trepte și cicluri de încărcare.

În tabelul 2.2 sînt prezentate valorile mărimii deschiderii fisurilor α_f și distanța dintre fisuri λ_f măsurate experimental la treapta de exploatare, pentru grinzile experimentale încercate.

În urma încercărilor experimentale în figura 2.14.a la b, sînt prezentate aspecte după rupere la grinzile GD1, GD2, GD3, GD-4, GD5, GD6, GD7, GD8 și GD9, încercate experimental.

MABINI MASURATE EXPERIMENTAL PENTRU STUDIUL APARITIEI
SI DEZVOLTARII FISURILOR LA GRINZILE INCERCATE

TAB. 2.2.

NE. CRT.	INDICATIV GRINZI	PROCENTUL DE ABNARE		TRACIUNTA DE INCARCARE DE APARITIE A FISURILOR	TRACIUNTA DE INCARCARE DE EXPLOATARE	TRACIUNTA DE INCARCARE DE RUPTURE	RAPORTE		VALOAREA MARINII DESCHISURII FISURILOR LA TRACIUNTA CORESPUNZATOARE	TRACIUNTA LA CARE S-A ATINGA AERCHIBESA MAXIMA A FISURILOR	DISTANTA MARE DINTRE FISURILE LA TRACIUNTA DE EXP.
		LONGITUD.	TRANSV.				$\frac{P^0}{P_f}$	$\frac{P^r}{P_f}$			
		P. %	Pe %				P^0 daN	P^r daN			
1.	GD-1	0.619	0.1415	2500	3500	7500	1,4	3	0.065	NU	18.37
2.	GD-2	0.619	0.1415	2000	3500	7500	1.75	3.75	0.056	NU	19.90
3.	GD-3	1.109	0.1415	3500	7000	13000	2	3.71	0.055	NU	11.91
4.	GD-4	1.109	0.1415	2500	7000	13000	2,8	5.2	0.088	NU	16.21
5.	GD-5	1.48	0.1415	2000	9000	17000	4.5	8.5	0.071		11.46
6.	GD-6	1.48	0.1415	2000	10000	17500	5	8.75	0.081	NU	12.94
7.	GD-7	0.619	0.1415	2000	4000	6500	2	3.25	0.067	NU	14.94
8.	GD-8	1.109	0.1415	3000	7000	12000	2.33	4	0.078	NU S-O atins	15.90
9.	GD-9	1.48	0.1415	3500	9000	15000	2.57	4.28	0.065	NU S-O atins	11.84

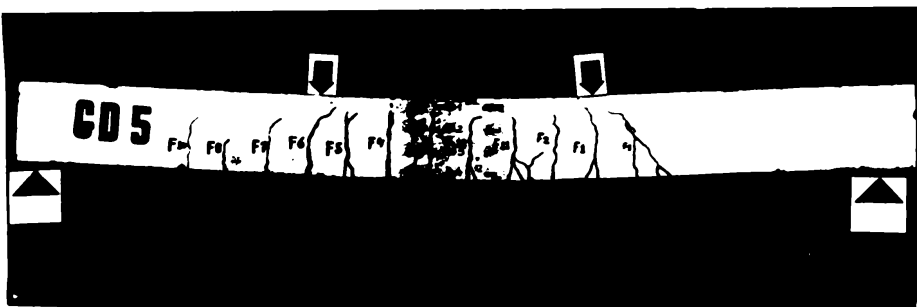
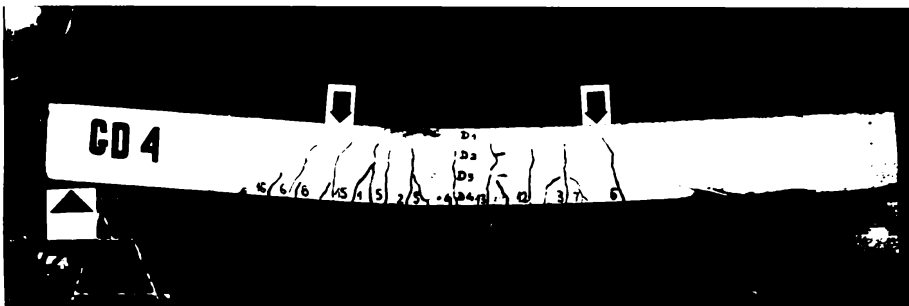
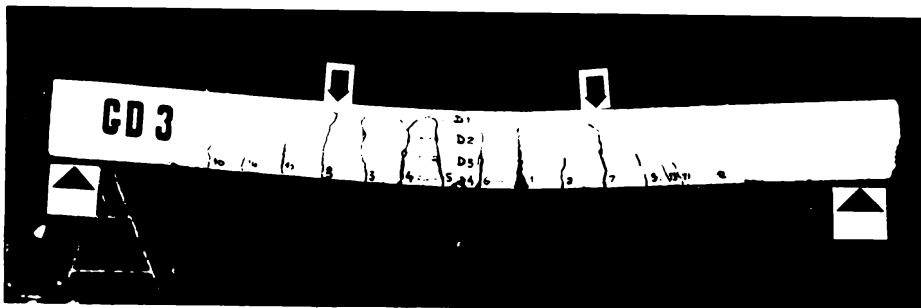
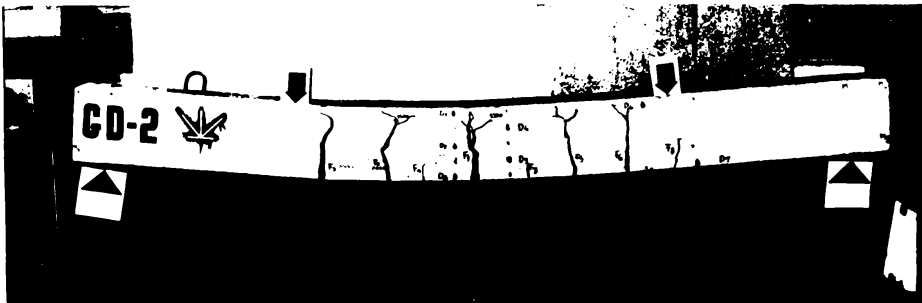
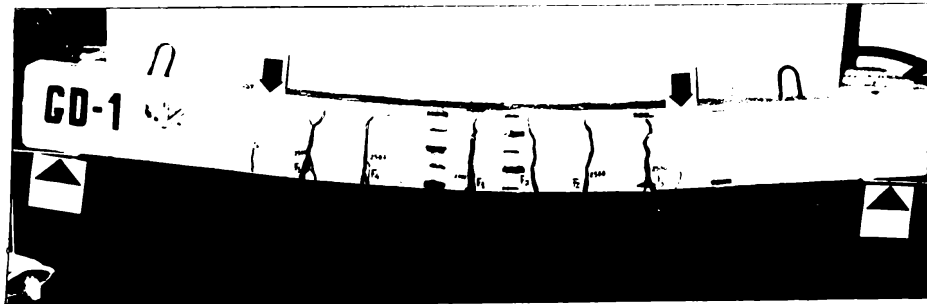


FIG. 2.14a

INSTITUT POLIMEROS
112450
BULGARIA

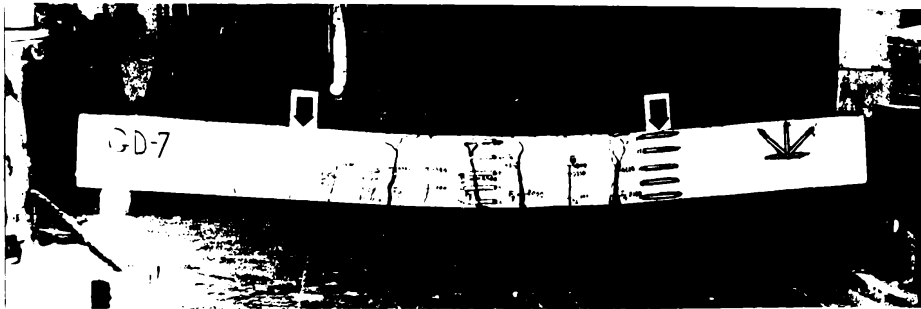
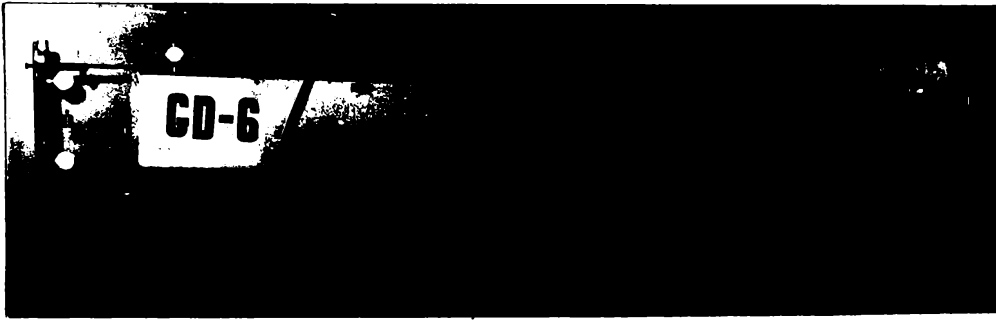
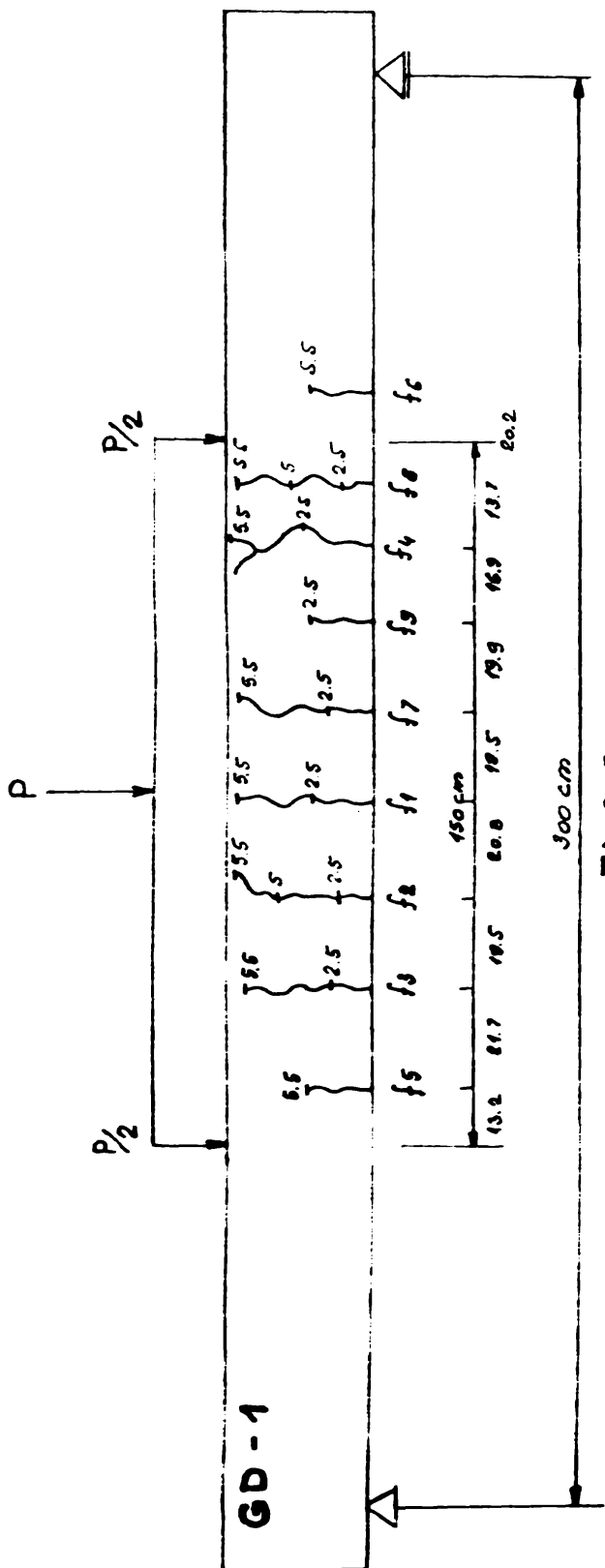


FIG. 2.14 b



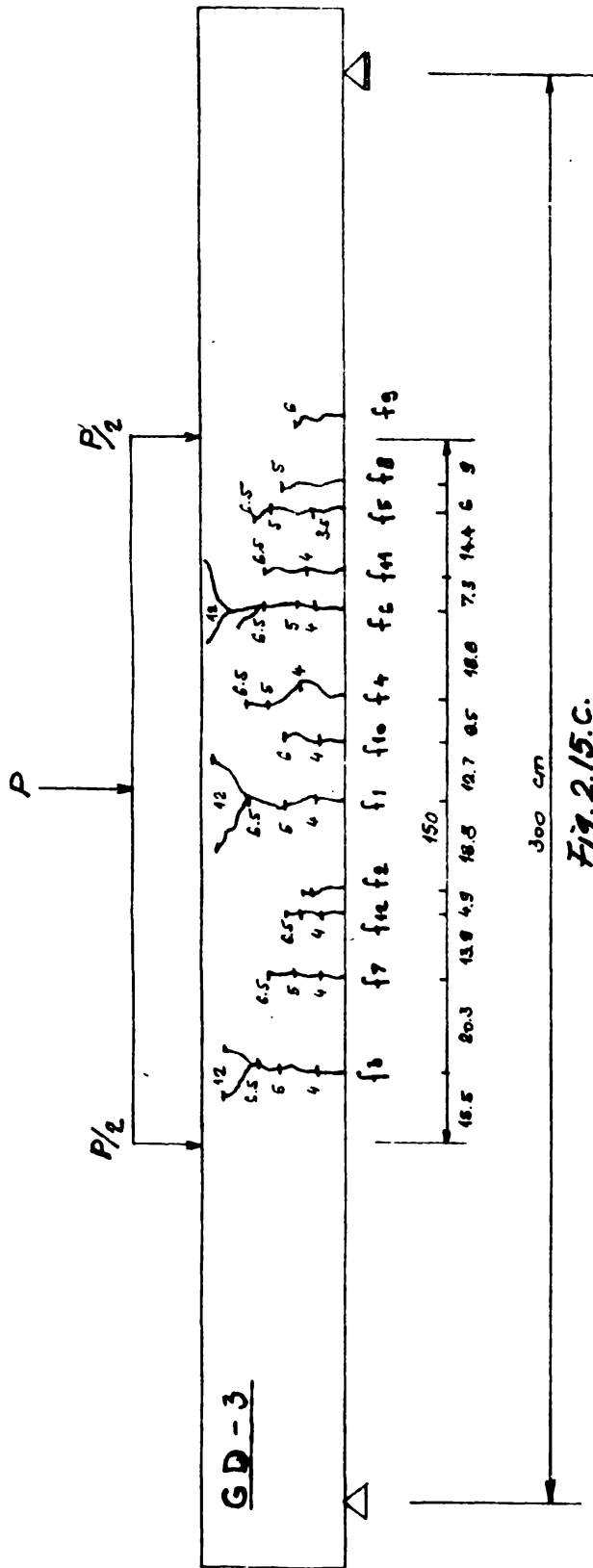


Fig. 2.15.c.

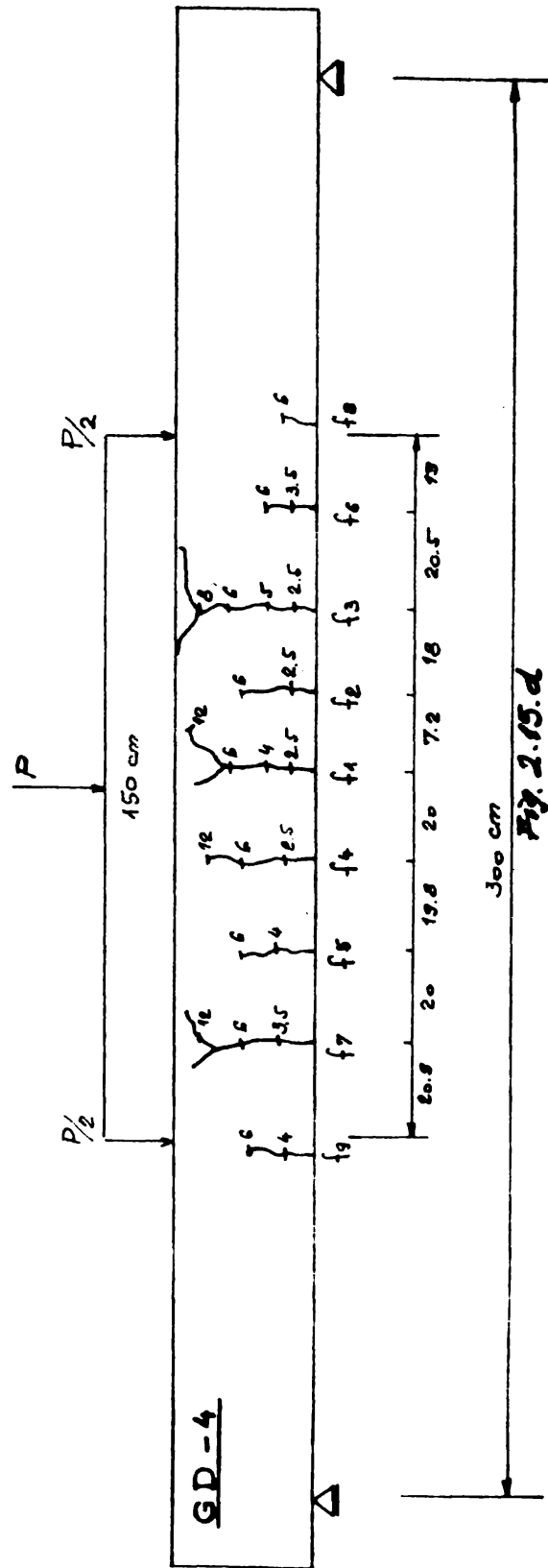


Fig. 2.15.d

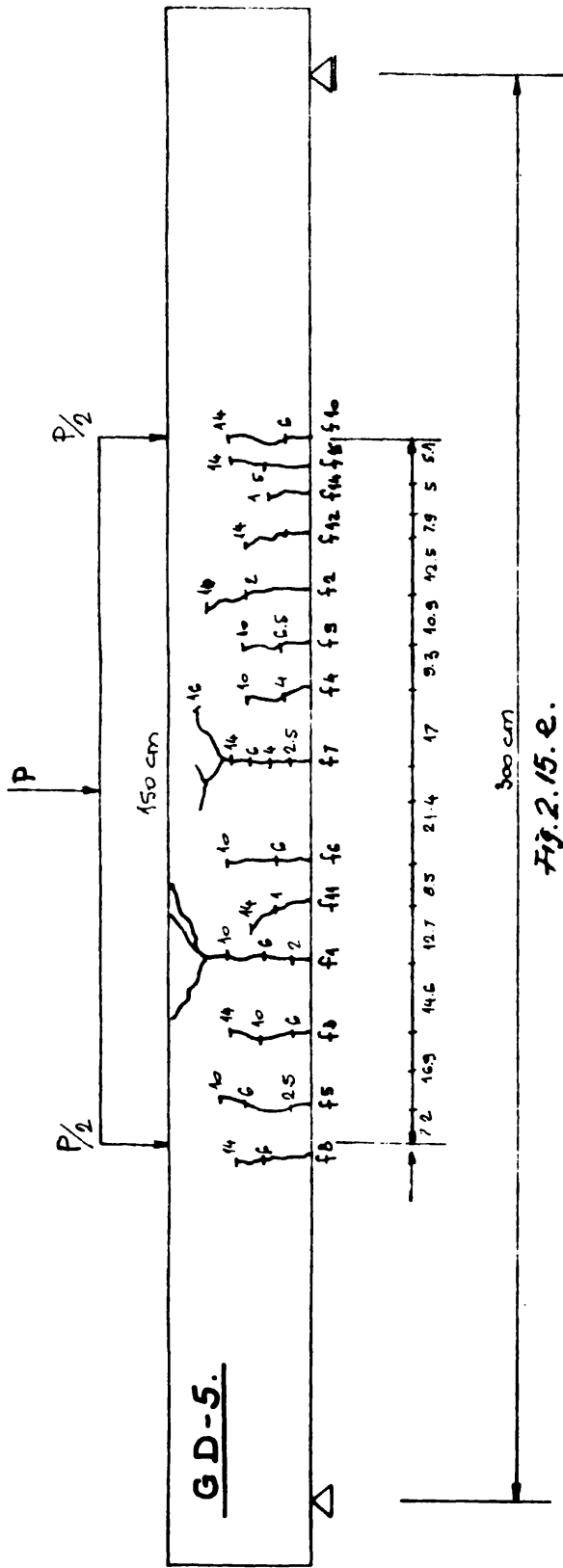


Fig. 2.15.e.

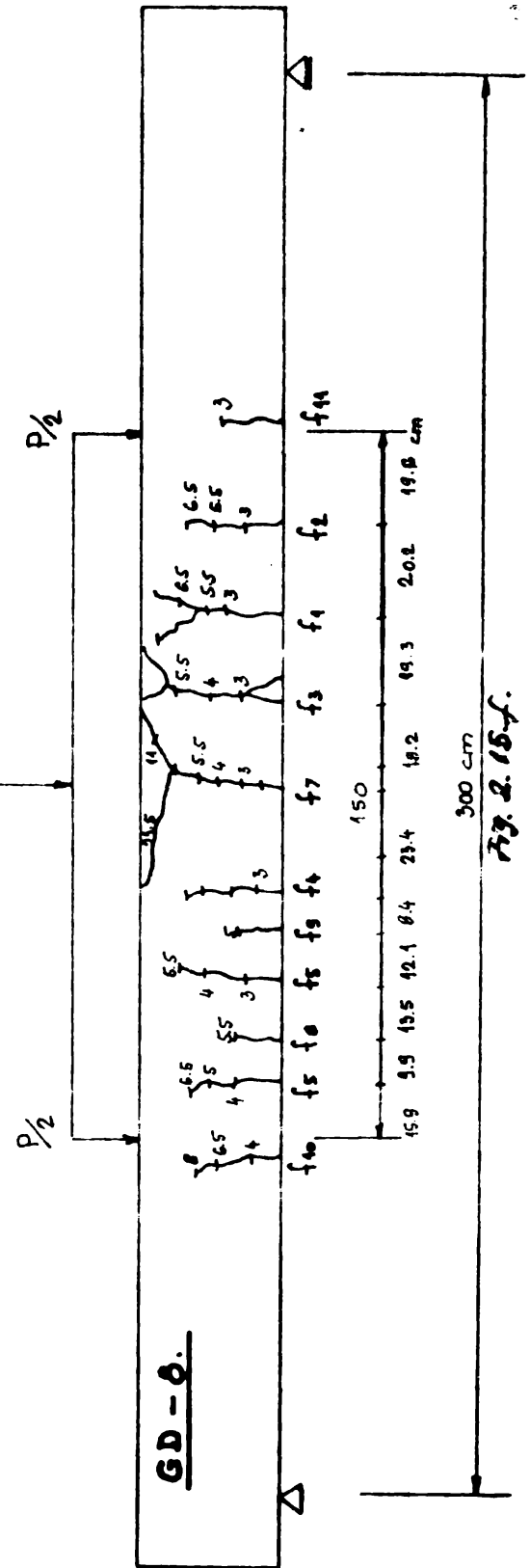


Fig. 2.15.f.

În figurile 2.15.a la f sînt prezentate releveele fisurilor la grinzile GD1, GD2, GD3, GD4, GD5, GD6 încercate experimental.

2.4. Comparatie între calculele teoretice și rezultatele experimentale privind fisurarea elementelor încovoiate

Pentru elementele experimentale încercate în tabelul 2.4. s-a calculat mărimea deschiderii fisurilor α_f , iar în tabelul 2.3. distanța dintre fisuri λ_f după STAS 10107/0-76, STAS 10107/0-83 și normele CMB-FIP. Toate aceste valori au fost calculate cu relațiile date de normele respective și prezentate în capitolul 2.

În cadrul stadiului experimental s-au analizat o serie de măsuri legate de procesul de apariție și dezvoltare al fisurilor care sînt prezentate sintetic în tabelul 2.2 și au rezultat următoarele concluzii :

- treapta de apariție a fisurilor a fost în general ridicată fiind aproape de valoarea încărcărilor normale, raportul p^{fis}/p^n fiind subunitar cu valori între 0,20 și 0,71, funcție de parametrul care influențează acest proces și anume procentul de armare longitudinal din zona întinsă ;

- în ceea ce privește raportul p^{fis}/p^r la elementele încovoiate a variat între 0,11 și 0,33 funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă.

Odată cu creșterea încărcării dincolo de stadiul Ia de lucru elementul fisurează (stadiul II). Majoritatea fisurilor au apărut într-un interval scurt al creșterii încărcării peste treapta de fisurare și de acolo pînă la treapta de exploatare considerată.

În tabelul 2.2 sînt indicate valorile medii ale distanței dintre fisuri la treapta de exploatare. Distanța medie dintre fisuri la treapta de exploatare a variat între 11,46 la 19,90 cu în funcție de procentul de armare longitudinal din zonă întinsă. Fisurile au fost măsurate la nivelul crăpăturilor din zonă întinsă.

Mărimea deschiderii fisurilor au fost măsurate la toate treptele de încărcare pînă la rușinarea elementului. Valorile medii ale deschiderii fisurilor care au fost încărcate la treapta de exploatare sînt prezentate în tabelul 2.2. Se observă că mărimea medie a deschiderii fisurilor a variat între 0,055 și 0,088 mm în funcție de procentul de armare longitudinal.

Valoarea maximă a deschiderii fisurilor la treapta de în-

cărcare normată a fost cu mult sub valoarea limită $\overline{\alpha}_f = 0,3$ mm.

Valorile limită ale deschiderii fisurilor $\overline{\alpha}_f = 0,3$ mm s-au atins la trepte ridicate de încărcare aproape de ruperea elementului în funcție de procentul de armare din zona întinsă.

În tabelul 2.3. sînt calculate distanțele medii dintre fisuri pentru elemente din beton armat de secțiune dreptunghiulară supuse la încovoiere potrivit normelor STAS 10107/0-76, STAS 10107/0-84 revizuire și normele CEB-FIP.

După STAS 10107/0-76 distanța medie dintre fisuri calculată are valori cuprinse între 11,61 la 17,40 cm în funcție de procentul de armare longitudinal.

Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale rezultate în urma încercărilor experimentale, raportul $\lambda_f^{\text{exp}} / \lambda_f^{\text{cal}}$ a variat între 0,84 la 1,14.

După STAS 10107/0-84 revizuirea distanței medii dintre fisuri calculată are valori cuprinse între 11,36 la 13,69 cm în funcție de procentul de armare longitudinal.

Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\lambda_f^{\text{exp}} / \lambda_f^{\text{cal}}$ a variat între 0,89 la 1,45.

După normele CEB-FIP distanța medie dintre fisuri calculată în funcție de procentul de armare longitudinal, are valori cuprinse 11,36-13,69.

Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\lambda_f^{\text{exp}} / \lambda_f^{\text{cal}}$ a variat între 0,89 la 1,45.

În tabelul 2.4 sînt calculate mărimile medii ale deschiderii fisurilor conform normelor STAS 10107/0-76, STAS 10107/0-84 și Normele CEB-FIP.

După STAS 10107/0-76 mărimile medii ale deschiderii fisurilor calculate au valori cuprinse între 0,082 și 0,095 mm în funcție de procentul de armare longitudinal. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\alpha_f^{\text{exp}} / \alpha_f^{\text{cal}}$ a variat între 0,57 și 0,98.

După STAS 10107/0-84 mărimile medii ale deschiderii fisurilor calculate au valori cuprinse între 0,057 și 0,084 mm în funcție de procentul de armare longitudinal.

Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\alpha_f^{\text{exp}} / \alpha_f^{\text{cal}}$ a variat între 0,65 și 1,17.

După normele CEB-FIP mărimile medii ale deschiderii fisurilor calculate au valori cuprinse între 0,074 și 0,099 mm în funcție de procentul de armare longitudinal. Aceste valori calculate au fost comparate cu val.exp., raportul $\alpha_f^{\text{exp}} / \alpha_f^{\text{cal}}$ a variat între 0,55 și 0,94

DISTANȚA DINTRE FISURI LA GRINZI
INCERCATE EXPERIMENTAL

TAB. 2.3

INDI- CĂȚI GRINZI	PROCENTE DE ARMARE		VALORI CALCULATE DUPA NORME												VALORI EXPERI- MENTALE		CAPACITATE						
	longitudinal	transv.	STAS 10107/-76				STAS 10107/-84 REVIZUIRE				CEB - FIB				λ_f exp.	cm.	$\frac{\lambda_{exp}}{\lambda_f}$	$\frac{p_{exp}}{p_f}$	cm.				
			β_4	A_{br} cm ²	μ cm	λ_f' cm	A	B	A_{br} cm ²	μ cm	λ_f' cm	c	s	K1						K2	A_{br} cm ²	μ cm	S _{rm}
1.	0.619	0.1415	0.655	292	11.30	17.40	5.48	0.1	274	0.046	13.69	20	74	0.8	0.125	232	0.0146	13.69	18.37	1.055	1.34	1.34	1.34
2.	0.619	0.1415	0.655	292	11.30	17.40	5.48	0.1	274	0.046	13.69	20	74	0.8	0.125	232	0.0146	13.69	19.30	1.14	1.45	1.45	1.45
3.	1.109	0.1415	0.708	286	15.07	14.09	5.44	0.1	272	0.020	13.32	20	72	0.8	0.125	296	0.020	13.32	11.91	0.84	0.53	0.53	0.53
4.	1.109	0.1415	0.708	286	15.07	14.09	5.44	0.1	272	0.020	13.32	20	72	0.8	0.125	296	0.020	13.32	16.21	1.14	1.21	1.21	1.21
5.	1.48	0.1415	0.77	282	20.09	11.61	5.44	0.1	272	0.027	11.36	20	72	0.8	0.125	296	0.027	11.36	11.46	0.98	1.08	1.08	1.08
6.	1.48	0.1415	0.77	282	20.09	11.61	5.44	0.1	272	0.027	11.36	20	72	0.8	0.125	296	0.027	11.36	12.94	1.14	1.13	1.13	1.13
7.	0.619	0.1415	0.655	292	11.30	17.40	5.48	0.1	274	0.046	13.69	20	74	0.8	0.125	232	0.046	13.69	14.94	0.85	1.09	1.09	1.09
8.	1.109	0.1415	0.708	286	15.07	14.09	5.44	0.1	272	0.020	13.32	20	72	0.8	0.125	296	0.020	13.32	15.90	1.12	1.19	1.19	1.19
9.	1.48	0.1415	0.77	282	20.09	11.61	5.44	0.1	272	0.027	11.36	20	72	0.8	0.125	296	0.027	11.36	11.84	1.04	1.04	1.04	1.04

MARIMEA DESCHIDERII FISURILOR LA GRINZILE
INCERCATE EXPERIMENTAL

TAB. 2.4

INDICATIV GRINZI	PROCENTE DE ARMARE		VALORI CALCULATE DUPA NORME												VALORI EXPERIM.	RAPORTE								
	LONGITUD. %	TRANSV. %	STAS 10107/-76						STAS 10107/-84 REVIZUIRE								CEB - FIP							
			γ	σ_0 $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	E_0 $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	Σ	n'	α_f mm	γ	σ_0 $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	Σ	n_e	α_{bc} α_f	σ_{sr} $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$			β_1	β_2	E_{sm} mm %	W_{lim} mm mm	W mm	$\frac{\alpha_{fexp.}}{\alpha_f}$	$\frac{\alpha_{fexp.}}{W}$	
1.	0.619	0.1415	0.75	1366	0.278	0.91	8.31	0.085	0.84	1364	9267	0.94	7.84	274	0.067	1131	0.5	0.51	0.074	0.192	0.065	0.76	1.14	0.86
2.	0.619	0.1415	0.74	1366	0.278	0.91	8.31	0.085	0.84	1364	9267	0.91	7.84	274	0.057	1131	0.5	0.54	0.074	0.192	0.056	0.66	0.92	0.76
3.	1.109	0.1415	0.88	1568	0.37	0.88	9.51	0.095	0.82	1550	0.33	7.51	272	0.084	677	0.5	0.74	0.099	0.17	0.055	0.57	0.65	0.55	
4.	1.109	0.1415	0.878	1568	0.37	0.88	9.51	0.095	0.82	1550	0.33	7.51	272	0.084	677	0.5	0.74	0.099	0.17	0.088	0.92	1.00	0.88	
5.	1.48	0.1415	0.91	1565	0.42	0.86	10.68	0.082	0.87	1586	0.37	7.51	272	0.078	528	0.5	0.75	0.086	0.15	0.071	0.86	1.33	0.82	
6.	1.48	0.1415	0.91	1565	0.42	0.86	10.68	0.082	0.87	1536	0.37	7.51	272	0.076	528	0.5	0.75	0.086	0.15	0.084	0.98	1.06	0.94	
7.	0.619	0.1415	0.75	1366	0.278	0.91	8.31	0.085	0.84	1364	9267	0.94	7.84	274	0.057	1131	0.5	0.64	0.074	0.192	0.067	0.78	1.17	0.96
8.	1.109	0.1415	0.88	1568	0.37	0.88	9.51	0.095	0.82	1550	0.33	7.51	272	0.084	677	0.5	0.74	0.099	0.17	0.078	0.82	0.92	0.78	
9.	1.48	0.1415	0.91	1565	0.42	0.86	10.68	0.082	0.87	1536	0.37	7.51	272	0.076	628	0.5	0.75	0.086	0.15	0.065	0.79	0.85	0.75	

CAP. III. STAREA LIMITĂ DE FISURARE LA ELEMENTELE COMPRIATE EXCENTRIC

3.1. Starea limită de fisurare la un element comprimat excentric

Pentru elementele comprimate excentric din beton armat, calculul la starea limită de deschidere a fisurilor prevăd folosirea relațiilor stabilite pentru încovoierile /77/.

Atât la starea limită de apariție a fisurilor cât și la starea limită de deschidere a fisurilor, calculul este necesar să fie făcut numai pentru elementele comprimate excentric cu mare excentricitate ; deoarece la elementele comprimate excentric cu mică excentricitate fisurile se produc la o treaptă de încărcare apropiată de cea de rupere și ca urmare nu pun în pericol exploatarea normală a construcției.

Considerând cazul unui stâlp din beton armat supus la compresiune cu mare excentricitate (fig.3.1.a); înainte de apariția fisurilor eforturile preluate de beton și armătură sînt constante în lungul elementului (stadiul I) (fig.3.1.b). Odată cu creșterea încărcării, atunci cînd în beton efortul unitar σ_b atinge valoarea limită de rupere la întindere R_t , betonul fisurează (fig.3.1.c). În (fig.3.1) sînt prezentate schematic fazele de formare ale fisurilor. : M_a reprezintă momentul încovoietor acoperit de armătură, iar M_b momentul încovoietor acoperit de betonul întins.

Este evident că prima fisură va apare în secțiunea unde betonul datorită neomogenității lui, are rezistența cea mai mică ; poziția primei fisuri depinde de o serie de factori aleatori.

În secțiunea cu fisură tot efortul de întindere este preluat de armătură, efortul unitar în beton fiind nul. În această secțiune efortul unitar din armătură întinsă are valoarea maximă σ_{as} (fig. 3.1.c,d). σ_{as} este funcție de M și e_0 în cazul simplei armări și de N , e_0 și A'_a în cazul dublei armări, pentru aceleași mărimi b , h , R_b).

Pentru stabilirea relației de calcul, presupunem că în element au apărut mai multe fisuri (fig.3.1.f) la distanță x de fisuri, în domeniul λ_f dintre două fisuri consecutive, betonul se încarcă tot mai mult cu o parte din efortul unitar de întindere transmis de

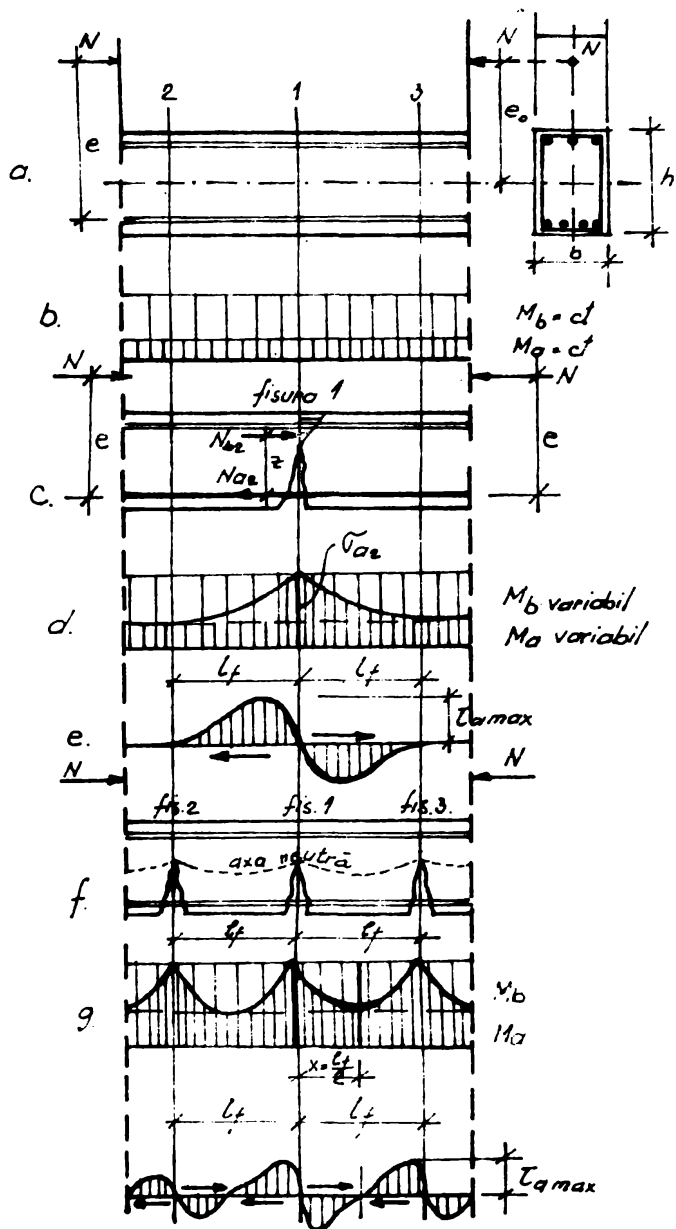


FIG. 3.1.

REPREZENTAREA SCHEMATICA A FAZELOR DE FORMARE A FISURILOR

armătură prin aderență. Aceasta face ca efortul în armătura din secțiunea cu fisura σ_{a2} (secțiunea 1.1) (fig.3.1) să scadă pînă la mijlocul distanței λ_f , iar efortul de întindere din beton σ'_b să crească și să tindă spre valoarea limită R_t la distanța $x = \lambda_f/2$, (fig.3.1.g). Cînd efortul unitar de întindere în beton σ'_b este mai mic decît valoarea sa limită dar în apropierea lui R_t , atunci distanța dintre două fisuri vecine este maximă. În cazul în care $\sigma'_b = R_t$, apare o nouă fisură la distanța $\lambda_f/2$ /58/.

În calculul distanței dintre fisuri λ_f / 69/, / 70/ a mărimii deschiderii fisurilor α_f / 69/, / 68/ prin intermediul coeficientului de co lucrare " ψ " a betonului întins cu armătura pe distanța dintre fisuri λ_f este necesară determinarea ariei zonei întinse de beton " A_{bt} " în momentul apariției fisurilor în stadiul Ia; produsă de solicitarea comprimată excentric dreaptă, care limitează superior în aceste metode de calcul aria zonei de înglobare a armăturii întinse " A_a " precum și a forței de fisurare " N_f " în stadiul Ia a cărui prezență duce la micșorarea mărimii ariei întinse de beton " A_{bt} " față de cea determinată în cazul încovoierii pure.

3.1.1. Calculul momentului apariției fisurilor /43/

Se poate face pentru elementele comprimate cu excentricitate mare, pe aceeași cale ca și la grinzile încovoiate (v.cap.I).

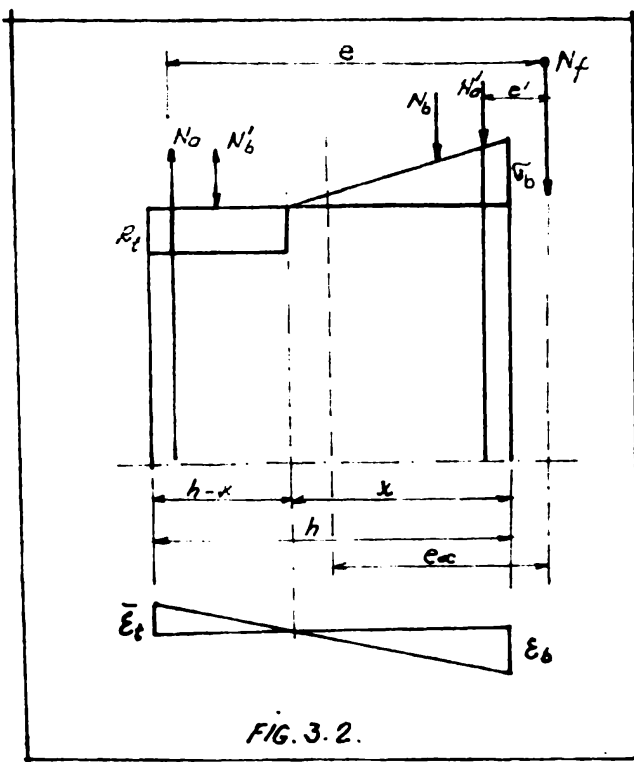


FIG. 3.2.

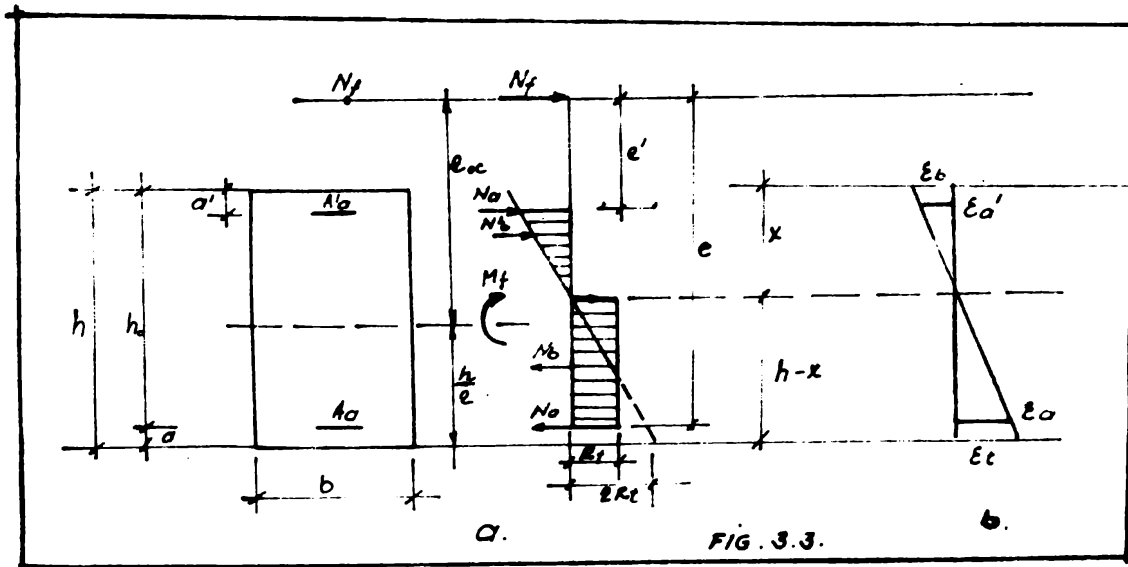
Pentru compresiunea cu excentricitate mică, calculul apariției fisurilor nu este necesar, deoarece fisurarea se produce la o treaptă apropiată de cea de rupere. Schema eforturilor în momentul apariției fisurilor este arătată în (fig.3.2). Se admite, ca și la elementele încovoiate, că betonul din zona întinsă s-a plastificat, deci că efortul din beton este R_t , iar în zona comprimată betonul se comportă elastic. Poziția axei neutre se poate determina luînd momentul rezultatelor N_a , N'_a , N_b

și N_b^0 în raport cu N_f .

3.1.2. Calculul la starea limită de apariție a fisurilor la elementele comprimate excentric

Determinarea forței de fisurare N_f se face în ipotezele de calcul a secțiunii de beton armat admise în stadiul Ia, admitînd plasticizarea zonei întinse de beton cu valoarea $2R_t$ (dublu rezistenței de întindere a betonului) la extremitatea fibrei întinse, ipoteza secțiunilor plane, iar betonul comprimat continuă să se comporte elastic.

Pentru a calcula forța de fisurare N_f , trebuie determinată poziția axei neutre.



$$N_a^0 = A_a' \cdot \sigma_a' \quad (3.1) \quad N_b^0 = \frac{1}{2} b \cdot \sigma_b \cdot x \quad (3.2)$$

$$N_a = A_a \cdot \sigma_a \quad (3.3) \quad N_b = b(h - x)R_t \quad (3.4)$$

Pentru a determina valoarea poziției axei neutre trebuie găsită o relație între σ_a , σ_b și R_t .

Acceptînd ipoteza secțiunilor plane a lui Bernoulli, din asemănarea de triunghiuri (fig. 3.2.b) obținem :

$$\frac{\epsilon_t}{\epsilon_a} = \frac{h - x}{h - x - a} \quad (3.5) \quad \epsilon_c = \frac{h - x - a}{h - x} \epsilon_t \quad (3.6)$$

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_t} = \frac{x}{h-x} \quad (3.7)$$

$$\epsilon_b = \frac{x}{h-x} \epsilon_t \quad (3.8)$$

$$\frac{\epsilon_t}{\epsilon'_a} = \frac{h-x}{x-a'} \quad (3.9)$$

$$\epsilon'_a = \frac{x-a'}{h-x} \epsilon_t \quad (3.10)$$

Tinând seama că deformațiile la rupere ale betonului întins sînt de două ori mai mari decît cele elastice, rezultă :

$$\epsilon_t = \frac{2R_t}{E_b} \quad \text{sau} \quad R_t = \frac{1}{2} E_b \epsilon_t \quad (3.11)$$

Folosind legea lui Hooke, rezultă :

$$V_a = \epsilon_a \cdot E_a = \frac{2R_t}{E_b} E_a \frac{h-x-a}{h-x} = 2R_t \cdot n \cdot \frac{h-x-a}{h-x} \quad (3.12)$$

$$V'_a = \epsilon'_a E_a = \frac{2R_t}{E_b} E_a \frac{x-a'}{h-x} = 2R_t \cdot n \frac{x-a'}{h-x} \quad (3.13)$$

$$V_b = \epsilon_b \cdot E_b = \frac{2R_t}{E_b} E_b \frac{x}{h-x} = 2R_t \frac{x}{h-x} \quad (3.14)$$

unde :

$$n = \frac{E_a}{E_b} \quad (3.15)$$

Pentru determinarea poziției axei neutre în secțiunea Ia, scriem o ecuație de momente în raport cu punctul de aplicare al forței de fisurare N_f :

$$N_a \cdot e + N_b \left(e+a - \frac{h-x}{2} \right) - N'_b \left(e'-a'+\frac{1}{3}x \right) - N'_a \cdot e' = 0 \quad (3.16)$$

Inlocuind valorile lui N_a , N_b , N'_b și N'_a date de relațiile de mai sus obținem :

$$2 A_a (h-x-a)n \cdot e + b(h-x)^2 \left(e+a - \frac{h-x}{2} \right) - x^2 b \left(e'+a'+\frac{1}{3}x \right) - 2A'_a (x-a')n \cdot e' = 0 \quad (3.17)$$

sau :

$$2A_a h.n.e - 2A_a x_1 n.e - 2A_a .a.n.e + (bh^2 - 2bhx_1 + bx_1^2) \left(e + a - \frac{h-x_1}{2} \right) - x_1^2 .b.e' + x_1^2 .b.a' - \frac{1}{3} .x_1^3 .b - 2.A'_a .x_1 .n.e' + 2A'_a .a'.n.e' = 0 \quad (3.18)$$

Ordonând termenii, obținem :

$$2A_a hne - 2A_a x_1 ne - 2A_a .a.n.e + bh^2 e + bh^2 a - \frac{bh^3}{2} + \frac{bh^2 x_1}{2} - 2bhx_1 .e - 2bhx_1 a + bh^2 x_1 - bhx_1^2 + x_1^2 b .e + abx_1^2 - \frac{bh}{2} x_1^2 + \frac{bx_1^3}{2} - x_1^2 b e' + x_1^2 b .a' - \frac{1}{3} x_1^3 b - 2A'_a x_1 n.e' + 2A'_a .a'.n.e' = 0 \quad (3.19)$$

sau :

$$12A_a h.n.e - 12A_a x_1 n.e - 12A_a .a.n.e + 6bh^2 e + 6bh^2 a - 3bh^3 + 3bh^2 x_1 - 12bhx_1 e - 12bhx_1 a + 6bh^2 x_1 - 6bhx_1^2 + 6x_1^2 e .b + 6ax_1^2 b - 3bhx_1^2 + 3bx_1^3 - 6x_1^2 b .e' + 6x_1^2 b a' - 2x_1^3 b - 12A'_a x_1 n.e' + 12A'_a .a'.n.e' = 0 \quad (3.20)$$

În final rezultă poziția axei neutre sub forma :

$$x_1^3 (-2b + 3b) + x_1^2 (-6bh + 6eb + 6ab - 3hb - 6be' + 6ba') + x_1 (-12A_a ne + 3bh^2 - 12bhe - 12bha + 6bh^2 - 12A_a' ne') + (12A_a h.n.e - 12A_a .a.n.e + 6bh^2 e + 6bh^2 a - 3bh^3 + 12A'_a .a'.n.e') = 0 \quad (3.21)$$

Forța de fisurare N_f rezultă dintr-o ecuație de proiecție după axa elementului :

$$N_f + N'_a + N'_b - N_b - N_a = 0 \quad (3.22)$$

$$N_f = N_b + N_a - N'_a - N'_b \quad (3.23)$$

$$N_f = b(h - x)R_t + 2n . A_a R_t \left(\frac{h - x - a}{h - x} \right) - 2.n.A'_a R_t \left(\frac{x - a'}{h - x} \right) - b . R_t . \frac{x^2}{h - x} \quad (3.24)$$

Momentul de fisurare M_f se determină cu relația :

$$M_f = N_f \cdot e_{oo} \quad (3.25)$$

3.1.3. Calculul eforturilor unitare normale în beton și armătura întinsă în stadiul II, la elemente comprimate excentrice

Pentru calculul deschiderii fisurilor la elemente de beton armat solicitate la compresiune excentrică dreaptă, este necesar să se determine valoarea eforturilor unitare normale în beton (σ_{b2}) și armătura (σ_{a2}). În astfel de elemente, în dreptul fisurilor înălțimea zonei comprimate se micșorează, iar axa neutră nu mai are forma unei linii drepte, ci a unei curbe că în (fig. 3.1.f).

Eforturile unitare σ_{a2} și σ_{b2} , în dreptul fisurilor pot fi determinate, dacă admitem următoarele ipoteze simplificatoare:

- betonul comprimat se comportă elastic, deci se supune legii lui Hooke ;
- betonul din zona întinsă este fisurat și în secțiunea cu fisură nu se ia în considerare la preluarea eforturilor ;
- secțiunile plane rămân plane și după deformare ;
- modulul de deformare a betonului (E_b) se consideră constant pe întreaga zonă comprimată, valorile coeficientului de echivalență n_a fiind stabilite pentru fiecare normă de calcul în parte.

Legea lui Hooke poate fi acceptată, dacă admitem că în stadiul de exploatare, pentru care se face determinarea eforturilor unitare, σ_b nu depășește jumătate din R_1 .

La eforturile care depășesc jumătate din rezistența la rupere a betonului, distribuția eforturilor unitare se face după o curbă, indicînd plastificarea betonului, adică procesul de formare a microfisurilor.

Transmiterea eforturilor de la beton la armătură se face prin eforturi unitare de aderență τ la suprafața de contact dintre cele două materiale (fig. 3.1.e) și prin eforturi unitare tangențiale ce se dezvoltă în masa betonului paralel cu armătura.

Forța N solicitînd în afara sîmburelui central, pe secțiune apar și eforturi de întindere. Se consideră că betonul întins a fisurat, eforturile de întindere fiind acoperite numai de armătură. Poziția axei neutre depinde de excentricitatea forței N .

Rezultantele eforturilor în armătură și beton (fig. 3.4) sînt :

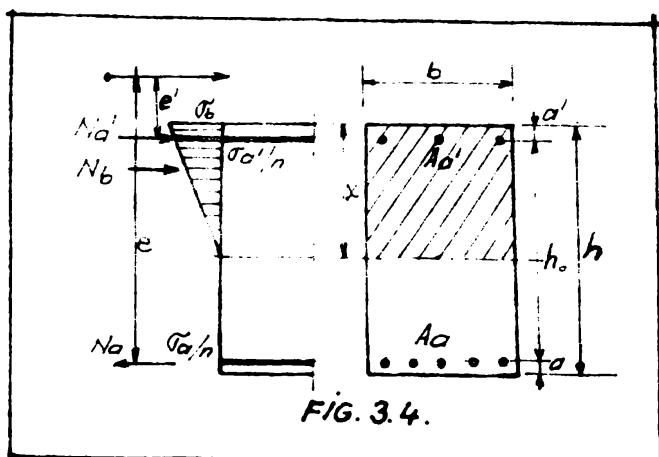


FIG. 3.4.

$$N_b = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \sqrt{\sigma_b} \quad (3.26)$$

$$N'_a = n A'_a \frac{x - a'}{x} \sqrt{\sigma_b} \quad (3.27)$$

$$N_a = n A_a \frac{h_0 - x}{x} \sqrt{\sigma_b} \quad (3.28)$$

Scrind momentele lui N_b , N_a și N'_a în raport cu N

$$\frac{1}{2} b \cdot x \sqrt{\sigma_b} (e' - a' + \frac{x}{3}) +$$

$$+ n A'_a \frac{x - a'}{x} \sqrt{\sigma_b} \cdot e' -$$

$$- n \cdot A_a \frac{h_0 - x}{x} \sqrt{\sigma_b} \cdot e = 0 \quad (3.29)$$

Dezvoltînd și ordonînd în x se obține o ecuație care precizează poziția axei neutre :

$$x^3 + 3(e' - a')x^2 + \frac{6n}{b} (A_a \cdot e + A'_a \cdot e') x - \frac{6n}{b} (A_a h_0 e + A'_a \cdot a' \cdot e') = 0 \quad (3.30)$$

Mărimea efortului unitar $\sqrt{\sigma_b}$ se obține proiectînd N_b , N_a și N'_a pe direcția lui N :

$$\left(\frac{1}{2} b \cdot x + n A'_a \frac{x - a'}{x} - n A_a \frac{h_0 - x}{x} \right) \sqrt{\sigma_b} = N \quad (3.31)$$

În funcție de $\sqrt{\sigma_b}$ se deduce și efortul în armătură :

$$\sqrt{\sigma_a} = n \sqrt{\sigma_b} \frac{h_0 - x}{x} \quad (3.32)$$

$$\sqrt{\sigma'_a} = n \sqrt{\sigma_b} \frac{x - a'}{x} = \frac{x - a'}{h_0 - x} \sqrt{\sigma_a} \quad (3.33)$$

3.1.4. Calculul distanței dintre fisuri la elemente compri- mate excentrice

La elementele de beton armat solicitate la compresiune excentrică; normele românești prevăd calculul la starea limită de deschidere a fisurilor folosind relațiile stabilite pentru încovoiere.

Atît la starea limită de apariție a fisurilor, cît și la starea limită de deschidere a fisurilor, acest calcul este necesar să

fie făcut pentru elemente solicitate la compresiune excentrică cu mare excentricitate, deoarece la mică excentricitate fisurile se produc la o treaptă apropiată de cea de rupere, deci nu pun în pericol exploatarea normală a construcției.

Considerăm o secțiune de beton armat dreptunghiulară solicitată la compresiune excentrică de o forță normală N care produce un moment constant (fără efort de tăiere) (fig.3.5.).

În fig.3.5 se prezintă repartiția eforturilor în două secțiuni : secțiunea 1 nefisurată; și secțiunea 2 fisurată.

Efortul unitar în armătură în dreptul fisurii σ_{a2} este redus la valoarea sa limită σ_{a1} prin eforturi de aderență ζ pe o anumită distanță λ_f de la fisură.

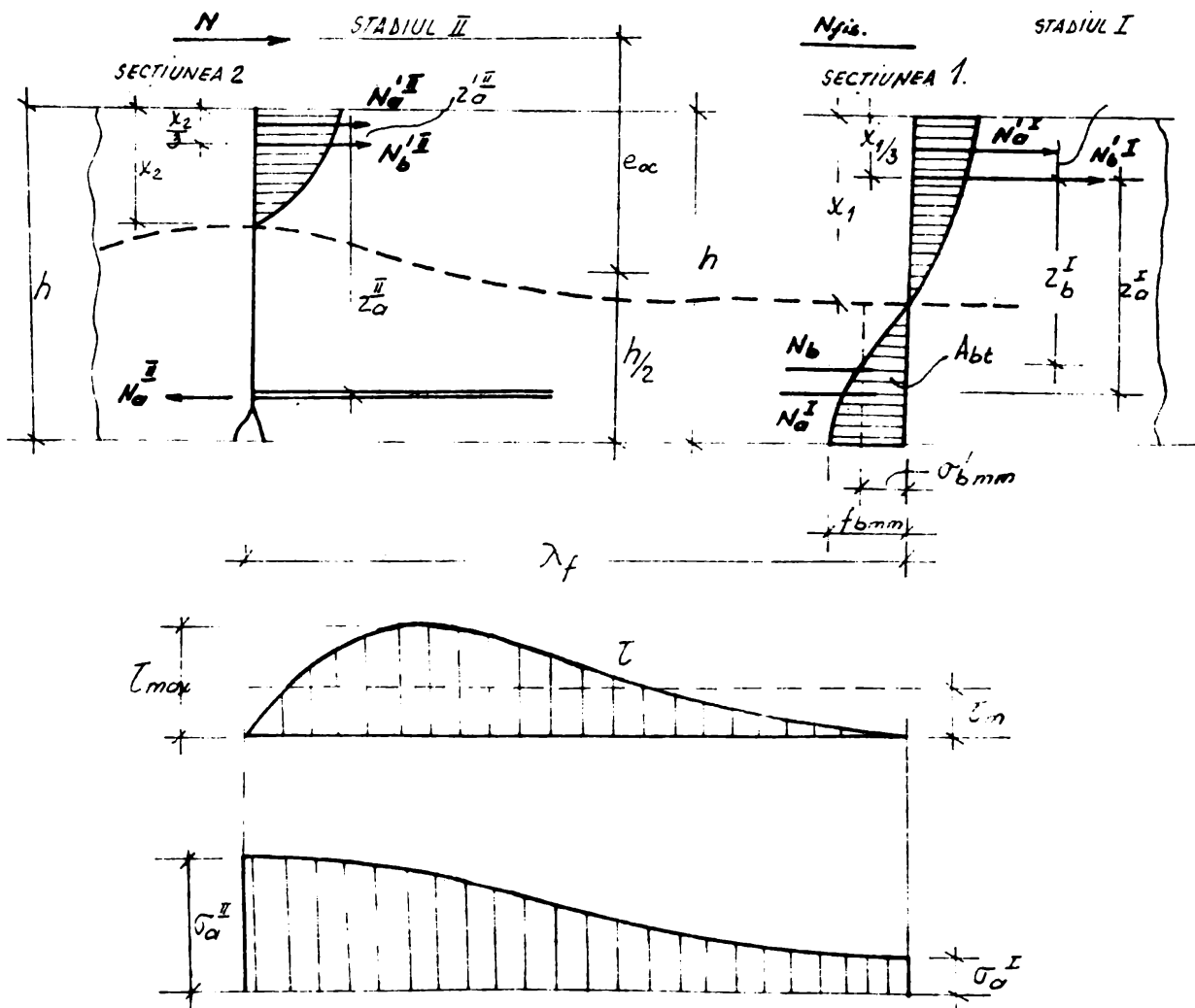


FIG. 3.5.

Aceasta este secțiunea potențială pentru o nouă fisură.

Este foarte dificil să se determine repartitia exactă a eforturilor de aderență între două fisuri și se va folosi noțiunea de efort unitar de aderență mediu ζ_m care poate fi determinat relativ ușor pentru diferite calități de betoane și suprafețe de armătură (netede sau cu înaltă aderență).

Se va exprima condiția de echilibru a forțelor interioare în două secțiuni I și II, admitînd că momentul exterior M dat de forța excentrică rămîne constant, putînd astfel scrie următoarele relații:

$$\text{Stadiul I}_a : M_f = N_a^{\prime I} + N_b^{\prime I} - N_b^I - N_a^I \quad (3.34)$$

$$\text{Stadiul II} : M = N_a^{\prime II} + N_b^{\prime II} - N_a^{II} \quad (3.35)$$

Ecuatia de moment a rezultantei eforturilor interioare și exterioare în raport cu rezultanta eforturilor de compresiune din beton (N_b) în stadiul I_a (secțiunea nefisurată) și stadiul II (secțiunea cu fisură) :

$$\text{Stadiul Ia} : N_a^I \cdot z_a^I + N_b^I \cdot z_b^I + N_a^{\prime I} \cdot z_a^{\prime I} = M_f \quad (3.36)$$

$$\text{dar} : M_f = N_f \left(e_{oc} - \frac{h}{2} + \frac{x_1}{3} \right) \quad (3.37)$$

$$N_a^{\prime I} = A_a \cdot \sqrt{a}^I ; N_b^{\prime I} = A_{bt} \cdot \sqrt{b_m}^I ; N_a^I = A_a^{\prime} \sqrt{a}^{\prime I} \quad (3.38.a, b, c)$$

Inlocuind relațiile (3.38.a la c) și (3.37) în (3.36) rezultă:

$$N_f \left(e_{oc} - \frac{h}{2} + \frac{x_1}{3} \right) = A_a \sqrt{a}^I \cdot z_a^I + A_{bt} \cdot \sqrt{b_m}^I \cdot 2b^I + A_a^{\prime} \sqrt{a}^{\prime I} \cdot z_a^{\prime I} \quad (3.39)$$

stadiul II

$$M = N_a^{II} \cdot 2a^{II} + N_a^{\prime II} \cdot 2a^{\prime II} \quad (3.40)$$

dar

$$M = N \left(e_{oc} - \frac{h}{2} + \frac{x_2}{3} \right) \quad (3.41)$$

$$N_a^{II} = A_a \sqrt{a}^{II} ; N_a^{\prime II} = A_a^{\prime} \sqrt{a}^{\prime II} \quad (3.42.a \text{ la } b)$$

Tinînd seama de relațiile (3.41) și (3.42.a la b) ; valoarea momentului M se poate exprima astfel :

$$N(e_{oc} - \frac{h}{2} + \frac{x_2}{3}) = A_a \bar{V}_a^{II} \cdot 2a^{II} + A'_a \bar{V}'^{II}_a \cdot 2a'^{II} \quad (3.43)$$

Diferența dintre rezultatele eforturilor preluate de armătură în dreptul fisurii (secțiunea 2 fig.3.5) în stadiul II, N_a^{II} și rezultanta eforturilor preluate de armătură în dreptul secțiunii I nefisurate ; în stadiul Ia; N_a^I ; deci $N_a^{II} - N_a^I$ este transmisă betonului prin eforturile unitare de aderență ζ ; pe lungimea λ_f , distanța dintre cele două fisuri :

$$N_a^{II} - N_a^I = \sum_u \cdot \lambda_f \cdot \zeta_m \quad (3.44)$$

sau

$$A_a \bar{V}_a^{II} - \sum_u \lambda_f \cdot \zeta_m = A_a \bar{V}_a^I \quad (3.45)$$

Admițînd că momentul exterior dat de forța excentrică este constant și ținînd seama de relațiile (3.39) ; (3.43) și (3.44) se poate scrie că :

$$A_a \cdot \bar{V}_a^{II} \cdot Z_a^{II} + A'_a \cdot \bar{V}'^{II}_a \cdot Z_a'^{II} = A_a \bar{V}_a^I \cdot Z_a^I - \sum_u \lambda_f \cdot \zeta_m \cdot Z_a^I + A_{bt} \cdot \bar{V}_{bm} \cdot Z_b^I + A'_a \bar{V}'^I_a \cdot Z_a'^I \quad (3.46)$$

Pentru simplificarea calculelor se poate admite cu suficientă aproximație, ca :

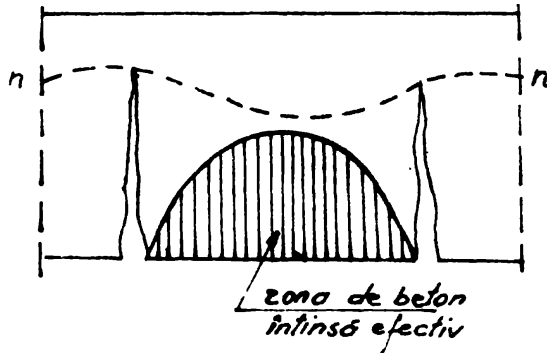
$$Z_a^{II} = Z_a^I \quad ; \quad Z_a'^I = Z_a'^{II} \quad (\text{fig.3.5})$$

deci :

$$\sum_u \lambda_f \cdot \zeta_m \cdot Z_a^I = A_{bt} \cdot \bar{V}'_{bm} \cdot Z_b^I - A'_a \cdot Z_a'^I (\bar{V}_a'^{II} - \bar{V}_a'^I) \quad (3.47)$$

Rusch./50/ a arătat prin lucrările sale de fotoelasticitate că zona întinsă efectivă de beton între două fisuri se modifică cu fiecare nouă fisură. La începutul fisurării, pînă cînd fisurile sînt foarte depărtate unele de altele, eforturile de întindere în beton sînt repartizate linear în secțiune pînă la axa neutră.

Cu avansarea fisurii, această zonă se deformează pentru a sfîrși, în faza de fisurare stabilită (stadiul II) prin concentrarea în jurul armăturii, iar partea superioară a zonei teoretice întinse de beton (de sub axa neutră) nu lucrează la întindere. De asemenea înălțimea zonei întinse de beton între două fisuri în faza de fisurare avansată, după profesorul Favre /18/ se prezintă în figura (3.6).



Inălțimea zonei întinse efective între două fisuri

FIG. 3.6.

$$A_{c,ef} = b_{ef} \cdot h_{ef} \quad (3.48)$$

Cu limitarea : $h_{ef} \leq h - x^I$

unde

h - înălțimea secțiunii,

x^I - distanța de la axa neutră în raport cu fibra extremă comprimată în stadiul I.

Introducându-se următorii factori :

Code-Modelle CEB-FIP propune ca zona întinsă de beton efectivă conform figurii (3.7), numai secțiunea numită "secțiune de înglobare" $A_{c,ef}$ reprezintă aria secțiunii drepte a zonei întinse de beton efectiv influența deschiderii fisurilor :

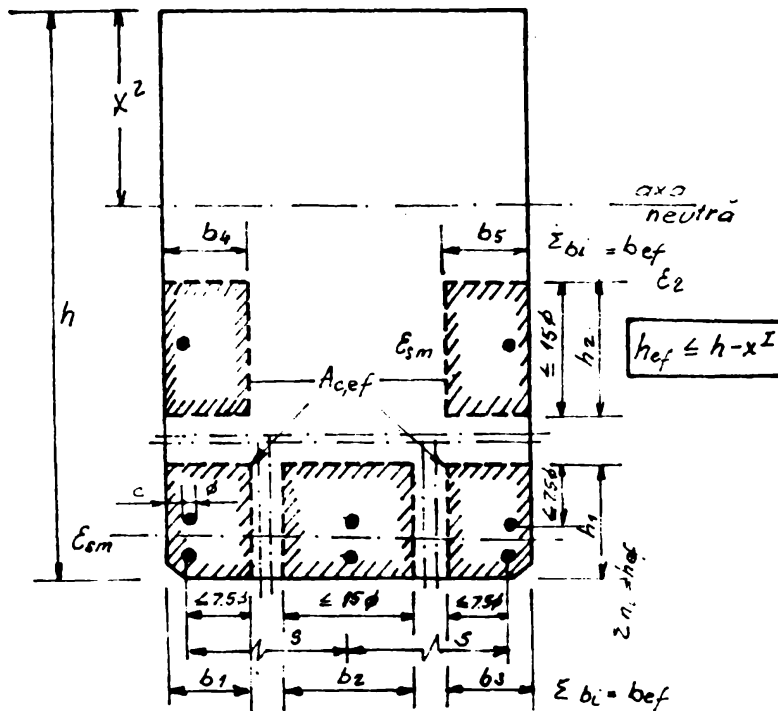


FIG. 3.7.

$$A_{bt} = K_c \cdot A_{c,ef} \quad \text{unde } K_c = \frac{A_{bt}}{A_{c,ef}} > 1$$

$$\sqrt{V}_{bm}' = K_t \cdot \bar{R}_t \quad \text{unde } K_t = \frac{\sqrt{V}_{bm}'}{\bar{R}_t}$$

$$Z_b = K_z \cdot Z_a^I \quad \text{unde } K_z = \frac{Z_b}{Z_a^I} < 1$$

$$Z_a'^I = K_{za} \cdot Z_a^I \quad \text{unde } K_{za} = \frac{Z_a'^I}{Z_a^I} < 1 \quad (3.49.a \text{ la } e)$$

$$A_a' = K_a \cdot A_a \quad \text{unde } K_a = \frac{A_a'}{A_a}$$

Suma perimetrelor armăturilor se poate înlocui cu :

$$\sum u = n \cdot \pi \cdot d = \frac{4 \cdot A_a}{d} \quad (3.50)$$

și notînd :

$$\sqrt{V}_a'^{III} - \sqrt{V}_a'^I = \Delta \sqrt{V}_a' \quad (3.51)$$

relația (3.47) devine ținînd seama de notațiile (3.34) la (3.51) :

$$\lambda_f = \frac{K_c \cdot K_t \cdot K_z \cdot \bar{R}_t}{4 \cdot \zeta_m} \cdot \frac{A_{c,ef}}{A_a} d - K_a \cdot K_{za} \cdot d \frac{\Delta \sqrt{V}_a'}{4 \zeta_m} \quad (3.52)$$

Notînd cu :

$$\mu_t = \frac{A_a}{A_{c,ef}} \text{ reprezintă coeficientul de ordonare al zonei } \quad (3.53)$$

de beton întins ;

$$K_1 = \frac{K_t}{\sqrt{V}_{bm}} \text{ raport ce caracterizează calitatea aderenței } \quad (3.54)$$

barelor

$$K_2 = \frac{K_c \cdot K_z \cdot K_t}{4} \text{ coeficient ce reprezintă influența formei } \quad (3.55)$$

diagramei de eforturi

În stadiul actual al cunoștințelor, se admite că :

$K_c \cdot K_z \approx 1,0$ ceea ce permite să se admită $K_2 = K_t/4$ conform Code-Modelle CEB-FIP /68/ :

$K_1 = 0,4$ pentru bare de înaltă aderență ;

Pentru solicitări excentrice care au forma diagramei de eforturi trapezoidale pentru coeficientul K_2 se propune de Code-Model /168/ :

$$K_2 = 0,25 \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2\epsilon_1} \quad (3.56)$$

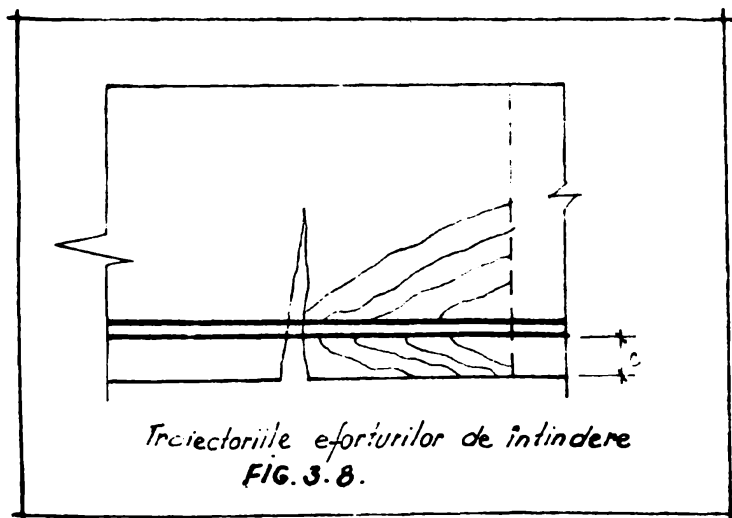
unde : ϵ_1 și ϵ_2 sînt deformațiile specifice ale betonului calculate în secțiunea fisurată (stadiul II) la nivelurile precizate în fig.3.6.

În relația (3.52) termenul $K_a \cdot K_{za} \cdot d \frac{\Delta \bar{V}'_a}{4Z_m}$ este funcție de mărimea excentricității forței normale prin intermediul lui $\Delta \bar{V}'_a$ (variația efortului unitar normal în armătura comprimată din stadiul Ia în stadiul II) care este dependent de mărimea poziției axei neutre, deci acest termen se poate înlocui printr-o funcție de \bar{e}_{oc} $f(\bar{e}_{oc})$, care reprezintă o distanță, dependentă de mărimea excentricității, care se scade din mărimea distanței dintre fisuri determinate ca pentru încovoiere pură (cap.II).

Deci relația (3.52), ținînd seama de notațiile (3.53) la (3.56), devine :

$$\lambda_f = K_1 \cdot K_2 \frac{d}{\mu_t} - f(\bar{e}_{oc}) \quad (3.57)$$

Der pentru ca armătura să poată transmite întinderea betonului printr-o difuzie de traiectorii de eforturi de întindere (fig. 3.8) este necesar de o anumită distanță minimă conform principiului lui St. Venant.



Această distanță depinde de înglobarea armăturii în betonul (C). După CEB-FIP, această lungime corectivă ține seama de distanța minimă în funcție de înglobarea armăturii și este egală cu :

$$2(C + \frac{S}{10}) \quad (3.58)$$

C - înglobarea armăturii (fig.3.7) ;
S - distanța între

armături : dacă $S > 15d$ se va considera $s=15d$ în formula (3.58).

Această lungime corectivă, ține seama de comportarea reală a elementelor, și se adună la valoarea distanței medii dintre fisuri λ_f , demonstrată teoretic în ecuația (3.52) care devine :

$$\lambda_f = 2\left(C + \frac{S}{l_0}\right) + K_1 K_2 \frac{d}{\mu_t} - f(\bar{e}_{oc}) \quad (3.59)$$

Prinii doi termeni sînt propuși și de normele / 68/ și / 70/ pentru calculul distanței medii dintre fisuri la elemente de beton armat întinse sau încovoiate. Prezentele norme încă nu prevăd o formulă de calcul al lui λ_f pentru compresiune excentrică, care prin prezența excentrică a forței de compresiune normală N reduce distanța medie dintre fisuri ; așa cum rezultă mai sus exprimată prin $f(\bar{e}_{oc})$.

Intrucît deformațiile betonului sînt variabile datorită poziției axei neutre, funcție de aceste deformații fisurarea elementelor din beton armat solicitate la compresiune excentrică este diferită de cea a elementelor încovoiate. La încovoiere pură, poziția axei neutre depinde numai de procentul de armare, calitatea betonului și a armăturii pe cînd la compresiune excentrică poziția axei neutre depinde și de mărimea excentricității relative a forței normale N . Deformațiile betonului și ale armăturii, corespunzător poziției axei neutre, sînt variabile funcție de această excentricitate.

Zona comprimată crește o dată cu scăderea excentricității și este întotdeauna mai mare decît la încovoiere pură.

Fisurarea zonei întinse de beton se face similar cu a elementelor supuse la încovoiere, dar poziția axei neutre depinde nu numai de calitatea betonului, procentul de armare, efortul în armătură întinsă, ci și de excentricitatea forței normale. Distanța dintre fisuri crește o dată cu creșterea excentricității, iar cînd excentricitatea relativă $\bar{e}_{oc} > 3$ elementele de beton armat solicitate la compresiune excentrică se comportă ca și cele supuse la încovoiere, efectul excentricității fiind practic nul.

3.1.5. Mărimea medie a deschiderii fisurilor la elemente comprimate excentric

Dacă nu este nici o legătură între beton și armătură în elementul fisurat, deschiderea unei fisuri este :

$$\alpha_f = \lambda_f \cdot \epsilon_a \quad (3.60)$$

unde ϵ_a este lungimea relativă a armăturii.

Dar betonul dintre două fisuri lucrează la întindere mai mult sau mai puțin solidat cu armătura, și deci alungirea armăturii în acest stadiu nu este ϵ_a ci reducea cu o anumită valoare $\Delta \epsilon_a$.

Deci în calcul se poate lucra cu o deformație specifică medie a oțelului :

$$\epsilon_{a,m} = \epsilon_a - \Delta \epsilon_a \quad (3.61)$$

Rostasy /49/ și Rao /47/, pe baza încercărilor, acceptă o reducere a efortului unitar în armătura în secțiunea cu fisură după apariția fisurii (\sqrt{a}^{II}) după o lege hiperbolică în funcție de efortul unitar în oțel $\sqrt{\sigma_1}$ de forma :

$$\Delta \epsilon_a = \max \cdot \Delta \epsilon_a \cdot \frac{\sqrt{aI}}{\sqrt{a}^{II}} \quad (3.62)$$

$$\max \cdot \Delta \epsilon_a = \epsilon_{ar} - \epsilon_b = \frac{\sqrt{\sigma_a}}{E_a} \quad (3.63)$$

ϵ_{ar} - deformația specifică a armăturii fără a ține seama de conlucrarea cu betonul dintre fisuri ;

ϵ_b - deformația specifică a betonului la întindere.

Dacă se neglijează ϵ_b care este mic în raport cu ϵ_{ar} :

$$\Delta \epsilon_a = \frac{\sqrt{\sigma_a}}{E_a} \cdot \frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_a}^{II}} = \epsilon_a \left(\frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_a}^{II}} \right)^2 \quad (3.64)$$

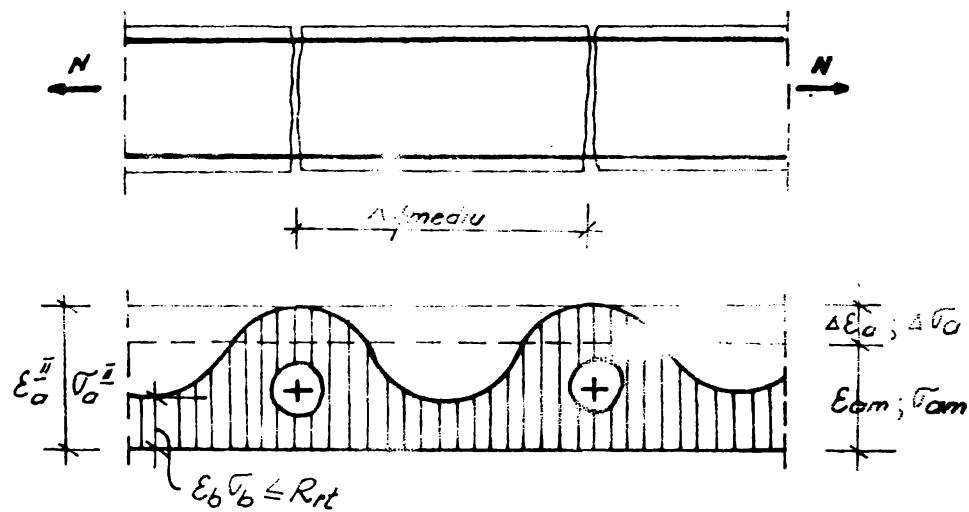
$$\epsilon_{am} = \epsilon_a - \epsilon_a \frac{\sqrt{\sigma_a^2}}{\sqrt{\sigma_a}^{II}} = \epsilon_a \left[1 - \left(\frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_a}^{II}} \right)^2 \right] \quad (3.65)$$

Code Modele CEB-FIP propune doi coeficienți β_1 și β_2 care țin seama de conlucrarea betonului întins dintre fisuri :

$$\epsilon_{am} = \epsilon_a \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_a}^{II}} \right)^2 \right] \quad (3.66)$$

β_1 - ține seama de aderența barelor ;

β_2 - caracteristicile încărcărilor și durata lor.



Reportizarea alungirii ϵ_a respectiv a eforturilor σ_a între două fisuri

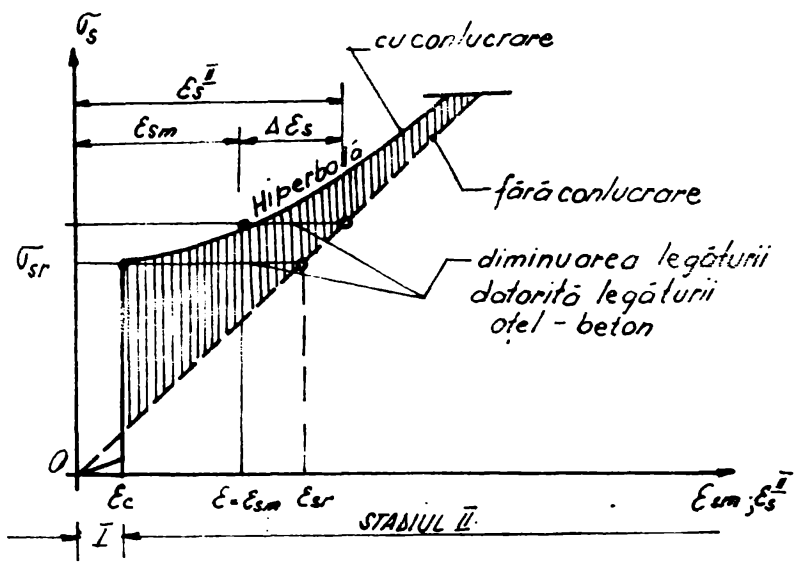


FIG. 3.9.

ϵ_{am} este limita de norme / 68/ la :

$$\epsilon_{am} \leq 0,4 \frac{\sigma_a}{E_a}$$

astfel formula finală pentru valoarea lui ϵ_{am} devine :

$$\varepsilon_{am} = \frac{\sqrt{a}^{II}}{E_a} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sqrt{a}}{\sqrt{a}^{II}} \right)^2 \right] \quad (3.67)$$

In prezentul capitol se vor conforma cinci metode de calcul, din diferite norme, referitoare la calculul distanței și deschiderii fisurilor la elemente de beton armat de secțiune dreptunghiulară solicitate la compresiune excentrică.

Prevederi ale normelor românești STAS 10107-0-76, /69/

Distanța dintre fisuri (λ_f)

Distanța dintre fisuri, potrivit /69/, se calculează cu :

$$\lambda_f = \beta_f \frac{A_{bt}}{U} \quad (3.68)$$

este necesar însă precizarea modului de calcul al termenilor care intervin :

A_{bt} - este aria zonei întinse de beton în momentul apariției fisurilor - care poate fi determinat cu și pentru elementele de beton simplu ;

U - este perimetrul armăturilor întinse A_a ;

β_f - coeficientul din stadiul Ia la apariția fisurilor care este funcție de diametrul barelor, procentul de armare, grosimea stratului de acoperire, de natură suprafeței armăturilor, a căror valoare potrivit normelor /69/ la încovoiere este pentru bare netede ;

$$\beta_f = 0,5 + 30 \frac{U}{d}$$

și

$$\beta_f = 0,35 + 30 \frac{U}{d}$$

(3.69)

pentru oțel cu profil periodic.

Mărimea medie a deschiderii fisurilor (α_f)

Pentru calculul mărimii medii ale fisurilor α_f de exploatare STAS 10107-0/76 /69/ propun următoarea relație :

$$\alpha_f = \gamma \frac{\sqrt{a}}{E_a} \lambda_f \quad (3.70)$$

în care : \sqrt{a} - efortul unitar în armătura cea mai întinsă în stadiul II sub acțiunea încărcărilor de exploatare ;

ψ - este coeficientul de conlucrare al armăturii din zona întinsă cu betonul în stadiul de exploatare care se poate calcula cu relația de la încovoiere :

$$\psi = 1 - \beta \frac{A_{st} \cdot R_t^n}{k_a \sqrt{a}} \quad (3.71)$$

R_t - reprezintă rezistența de rupere la întindere ;
 β - este coeficientul care este funcție de valoarea efortului unitar tangențial sub sarcina de exploatare și de valoare a efortului unitar tangențial normal - precum și în funcție de raportul dintre sarcina de lungă durată și sarcina totală /69/.

Relațiile de calcul din /69/ nu diferă de cele propuse de normele CAER cu o singură deosebire a coeficientului de echivalență n (ce prezintă raportul dintre care se află modulii de elasticitate ai betonului și oțelului : E_b ; E_a) ce intră în calculul efortului unitar normal \sqrt{a} . Normele CAER consideră $n = E_a / E_b$ pe cînd /69/ consideră pentru calculul la starea limită de fisurare :

$$n = \frac{E_a}{E_b} (1 + \mu \frac{R_a}{4\sigma}) (1 + \nu \cdot \bar{\sigma}) \quad (3.72)$$

Propunerii de STAS 10107-0/87 /71/

Distanța medie dintre fisuri (λ_f)

Distanța dintre fisurile normale sub încărcările de exploatare se calculează - potrivit /71/ - cu relația :

$$\lambda_f = A + B \frac{d}{\mu_t} \quad (3.73)$$

în care :

$$A = 2(C + \frac{S}{10}) \quad (3.74)$$

- C - grosimea stratului de acoperire cu beton, în mm,
- S - distanța între axele armăturilor, în mm, dar nu mai mult ca 15d, unde "d" se ia în mm (fig.3.7),
- B - coeficientul care se ia conform tabelului 48 /70) în funcție de tipul de solicitare și suprafața armăturii,
- d - diametrul barelor
- μ_t - reprezintă raportul dintre aria armăturilor A_a și aria de înglobare a armăturii în beton A_{bt} ;

$$\mu_t = \frac{A_a}{A_{bt}} \quad (3.75)$$

A_{bt} - aria de înglobare a armăturii A_a și se determină considerînd pentru fiecare bară o înglobare de maximum 7,5 d în fiecare sens (Fig.3.7) cu condiția ca A_{bt} să nu depășească aria de beton întinsă în momentul apariției fisurilor (stadiul Ia).

$$A_{bt} < A_{bt}^{st.Ia} \quad (3.76)$$

Mărimea medie a deschiderii fisurilor (α_f)

Mărimea deschiderii fisurilor normale (α_f) se calculează cu :

$$\alpha_f = \lambda_f \frac{\psi \cdot \sqrt{\sigma_a}}{E_a} \quad (3.77)$$

unde $\sqrt{\sigma_a}$ - efortul unitar în dreptul fisurii în stadiul II,
 ψ - coeficientul care ține seama de conlucrarea betonului cu armătură, și care se determină cu relația :

$$\psi = 1 - \beta (1 - 0,5 \sqrt{\sigma_a}) \frac{A_{bt} \cdot R_t^n}{A_a \sqrt{\sigma_a}} \quad (3.78)$$

β - coeficient ce ține seama de natura suprafeței armăturilor,

$\beta = 0,5$ pentru armătura cu profil periodic

$\beta = 0,13$ pentru armătura cu suprafața netedă

R_t^n - rezistența la rupere la întindere

$$E_b' = 0,8 E_b$$

Prevederi ale Normelor CEB-FIP /68/

Distanța dintre fisuri

Potrivit acestor norme, după "stabilizarea fisurilor", distanța medie finală între fisuri în zona de înglobare este dată de relația (3.79).

Prin "fisuri stabilizate" se înțelege stadiul în care numărul de fisuri, precum și distanța dintre ele nu se mai schimbă la o scădere a solicitărilor.

$$S_{rm} = 2\left(C + \frac{S}{10}\right) + K_1 K_2 \frac{d}{\rho_w} \quad (3.79)$$

- oare : C - acoperirea cu beton a armăturii (fig.3.7),
 S - distanța între axele barelor de armătură, dacă $S \leq 15d$
 în formula (3.79) S se va introduce $S=15d$,
 d - diametrul barelor la armătură,
 K_1 - coeficient caracterizând calitățile de aderență a barelor
 $K_1=0,4$ pentru bare cu profil periodic
 $K_1=0,8$ pentru bare netede
 K_2 -coeficient reprezentînd influența formei diagramei de eforturi care se va lua în cazul compresiunii excentrice sub forma trapezoidală.

$$K_2 = 0,25 \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2\epsilon_1}$$

ϵ_1 și ϵ_2 sînt deformațiile specifice ale betonului calculate în secțiunea fisurată (stadiul II) la nivelul precizat în (fig.3.7).

$$\rho_x = A_s / A_{c,ef} \quad (3.80)$$

ρ_x - procentul de armare corelat cu secțiunea efectivă înglobată,

A_s - aria de armătură continuă în secțiunea de înglobare $A_{c,ef}$ (fig.3.7),

$A_{c,ef}$ - aria secțiunii drepte a zonei de înglobare a betonului, unde barele de armătură pot efectiv influența deschiderea fisurilor (fig.3.7)

$$A_{c,ef} = b_{ef} \cdot h_{ef} \quad (3.81)$$

Se pune condiția ca aria zonei de înglobare $A_{c,ef}$ să fie mai mică sau egală cu aria zonei întinse de beton " A_{bt} ", și în cazul în care $A_{c,ef} > A_{bt}$ se va lua în calcul valoarea lui A_{bt} în stadiul Ia.

Mărimile medii a deschiderii fisurilor

Deschiderea caracteristică a fisurilor (W_k) în secțiunea înglobare nu trebuie să depășească valoarea specifică de :

$$W_k = \alpha_f \cdot W_m = 1,7 \cdot W_m \quad (3.82)$$

fiind deschiderea medie a fisurilor calculate pentru o lungime medie ;

$$(\alpha_{fm}) W_m = S_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \quad (3.83)$$

Deformația specifică medie a armăturii, ϵ_{sm} situată în secțiunea de înglobare poate, ținând cont de contribuția betonului întins, fi propusă egală cu :

$$(\epsilon_{am}) \epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{E_s} \right)^2 \right] < 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.84)$$

unde σ_s - este efortul unitar în armătură în dreptul unei secțiuni fisurate sub combinația de încărcări considerată ;

σ_{sr} - efortul unitar în armătura calculată în ipoteza unei secțiuni unde efortul maximal din beton tinde (secțiune nefisurat) să devină egal cu rezistența la întindere ;

β_1 - coeficient caracterizând calitățile de aderență ale barelor, avînd expresia :

$$\beta_1 = \frac{1}{2,5 K_1} \quad (3.85)$$

$K_1 = 0,4$ pentru bare cu profil periodic ;

$K_2 = 0,8$ pentru bare lise ;

β_2 - coeficient ce reprezintă influența duratei de aplicare sau repetare a încărcărilor

$\beta_2 = 1$ pentru încărcări de scurtă durată, sau pentru prima încărcare

$\beta_2 = 0,5$ pentru încărcări de lungă durată sau pentru un număr mare de cicluri de încărcare.

Prevederi ale Normelor CAER /66/

Distanța dintre fisuri

Potrivit acestor norme distanța dintre fisuri " d_T " este dată de formula :

$$d_T = \beta_T \frac{F \sqrt{p}}{S} \quad (3.86)$$

unde β_T - coeficient în funcție de caracteristicile forței și condițiile de aderență ale armăturii ;

$F \sqrt{p}$ - aria zonei întinse de beton în momentul formării fisurilor ;

S - perimetrul armăturilor întinse.

Valoarea coeficientului β_T fiind dată în normele /66/ în funcție de raportul μ/d pentru compresiune și întindere centrică cu mică și mare excentricitate și în funcție de tipul armăturii (perio-

dică sau netedă) :

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} - \text{coeficientul de armare} \quad (3.87)$$

Pentru elemente cu armătura din zona întinsă de diferite diametre, raportul μ/d are valoarea :

$$\frac{\mu}{d} = \frac{S}{4bh_0} \quad (3.88)$$

Pentru secțiuni dreptunghiulare supuse la compresiune, întindere excentrică sau încovoiere simplă, determinarea parametrilor ce intervin în calculul distanței medii dintre fisuri (relația 3.79) nu ridică probleme deoarece poziția axei neutre x_1 și deci a axei $F\sqrt{p}$, precum și coeficientul β_T se calculează cu formulele propuse de /66/.

Coeficientul β_T este o mărime variabilă dependentă de procentul de armare $\mu\%$, de diametrul barelor, de grosimea stratului de acoperire a armăturii, de natura suprafeței armăturii (netedă sau cu profil periodic), de a căror prezență ține seama normele CAER, dar pentru solicitarea de compresiune excentrică, coeficientul β_T este dependent și de mărimea excentricității relative \bar{e}_{oc} a forței normale N.

Valoarea coeficientului β_T s-a determinat, în urma unui calcul statistic al valorilor experimentale, în funcție de raportul μ/d care s-a înlocuit cu $S/4bh_0$ (S - perimetrul armăturilor întinse, bh_0 - aria utilă de beton) și de excentricitatea \bar{e}_{oc} a forței normale N.

S-a obținut următoarea relație pentru calculul coeficientului β_T , valabilă numai pentru armătura netedă :

$$\beta_T = 0,4 + 0,8 \frac{\mu}{d} \left(4 + \frac{1}{\bar{e}_{oc}} \right) \quad (3.89)$$

Mărimea medie a deschiderii fisurilor

Mărimea medie (a_T) a deschiderii fisurilor este dată de relația :

lația :

$$a_T = \beta_T \frac{F\sqrt{p}}{S} \cdot \psi \frac{T_a}{E_a} \quad (3.90)$$

unde

$$\psi = \frac{\epsilon_{ac}}{\epsilon_a}$$

și reprezintă raportul dintre deformația specifică medie a armătu-

rii între două fisuri consecutive și $\sqrt{V_{ac}}$ și deformația specifică medie a armăturii. Coeficientul ψ este un coeficient de conlucrare a betonului cu armătura și care conform normelor CAER /166/ relația:

$$\psi = 1 - \bar{\beta} \frac{F\sqrt{V_p} \cdot R_{bz}^H}{a \cdot \sqrt{V_a}} \quad (3.91)$$

- unde : $F\sqrt{V_p}$ - aria betonului întins în stadiul Ia ;
 R_{bz}^H - rezistența normală la întindere a betonului ;
 F_a - aria armăturilor din zona de beton întins ;
 $\sqrt{V_a}$ - efortul unitar în armătura întinsă în stadiul II ;
 $\bar{\beta}$ - coeficient care ține seama de caracteristicile forței și influența aderenței ;
 - pentru armături netede $\bar{\beta} = 0,2$ (1-0,6 V),
 - pentru armături profilate $\bar{\beta} = 0,3$ (1-0,5 V).

Prevederi ale Normelor ENIP /73/

Mărimea medie a deschiderii fisurilor

Potrivit normelor /73/ mărimea medie a deschiderii fisurilor a_f , este dată de relația :

$$a_f = K \cdot c_D \cdot \eta \frac{\sqrt{V_a}}{R_a} \cdot 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} \quad (3.92)$$

unde :

- K = coeficientul care se ia pentru :
 - încovoiere și compresiune excentrică = 1,
 - întindere = 1,2 ;
 η = coeficientul de aderență, funcție de suprafața armăturii
 - pentru bare netede = 1,3,
 - pentru bare profilate = 1,0,
 - pentru plase = 1,4 ;
 $\sqrt{V_a}$ = efortul unitar în armătura întinsă A_a în stadiul II,
 μ = coeficientul de armare al secțiunii, dar nu mai mare de 0,02
 d = diametrul armăturilor întinse, în mm.

3.4. Verificări experimentale asupra elementelor comprimate excentric

3.4.1. Programul experimental

În prima parte a capitolului trei s-au studiat teoretic pro-

blemele apariției fisurilor și calculul mărimii deschiderii fisurilor la elementele de beton armat cu secțiune dreptunghiulară solicitate la compresiune excentrică sub încălziri statice de scurtă durată, după diferite norme /68/, /69/, /70/, /71/, /67/.

Programul experimental are drept scop verificarea considerațiilor teoretice și de calcul a formării și a apariției fisurilor, pe de o parte, și deschiderea fisurilor, pe de altă parte, la elemente de beton armat cu secțiune dreptunghiulară solicitată la compresiune excentrică, precum și calculul acestor mărimi după diferite norme.

Programul experimental prevăzut în etapa de cercetare din anul 1986 a cuprins un număr de 9 (nouă) elemente de beton armat de secțiune dreptunghiulară 20x30 cm și cu lungimea de 200 cm, solicitate la compresiune excentrică cu mare excentricitate, cu excentricitatea $e_0=25$ cm, supuse la încălziri de scurtă durată.

La elaborarea programului experimental s-au urmărit influența parametrului, procentul de armare longitudinal (p și p') raportat la secțiunea de beton b.h₀. Pentru a studia influența procentului de armare asupra deschiderii fisurilor și distanța dintre fisuri, elementele au fost alcătuite cu procente diferite de armare $p=0,57\%$; $p=1,129\%$; $p=1,47\%$, iar armătura transversală realizată din etrier $\phi 8$ mm la 15 cm.

Elementele experimentale au fost executate din beton de marca B300 și oțel beton C537.

La elementele experimentale s-au turnat pentru fiecare element trei cuburi 20x20x20 cm pentru determinarea mărcii betonului, trei cuburi 20x20x20 cm pentru determinarea rezistenței la compresiune la data încercării, 6 prisme 10x10x30 cm pentru determinarea modulului de elasticitate al betonului, 6 prisme 10x10x35 pentru determinarea rezistenței de întindere a betonului și 6 cilindri cu diametrul de 15 cm și de înălțimea de 30 cm.

Valoarea mărimii excentricității s-a asigurat prin proiectarea a două console scurte la capetele elementelor orientate după axa de inerție principală a secțiunii transversale.

Lungimea stâlpilor s-a luat egală cu 2 m, astfel încât să nu apară flambaj și să se poată asigura încercarea stâlpilor la dispozitivele existente în cadrul laboratorului. Lungimea stâlpilor a fost condiționată și de faptul că să rămână o zonă de moment și forța axială constantă, de cel puțin trei ori înălțimea secțiunii transversale. Programul experimental este prezentat în tab.3.1.

3.4.2. Alcătuirea elementelor experimentale

Alcătuirea elementelor experimentale și modul lor de armare este prezentat în figurile 3.10, 3.11 și 3.12.

Pentru confecționarea elementelor s-a folosit beton de marcă B300 cu următoarea compoziție :

- ciment	400	kg/m ³
- apă	195	l/m ³
- agregate :		
Ag ₀₋₃	485	kg/m ³
Ag ₃₋₇	320	kg/m ³
Ag ₇₋₁₆	410	kg/m ³
Ag ₁₆₋₃₂	600	kg/m ³

greutatea 1 m³ beton compactat : 2410 kg/m³

Raportul A/C = 0,49

Betonul a fost realizat cu ajutorul unei betoniere de 150 L.

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului întărit s-au determinat în conformitate cu STAS 10107/0-76 și sînt prezentate în tabelul 3.2.

La alcătuirea stîlpilor ca armătură longitudinală de rezistență s-a folosit oțelul beton OB 37 cu diametrul de \varnothing 14 mm; \varnothing 16 mm; 18 mm, iar armătura transversală din etrieri oțel beton OB 37 cu diametrul \varnothing 8 mm dispuși la distanța $a_e = 15$ cm.

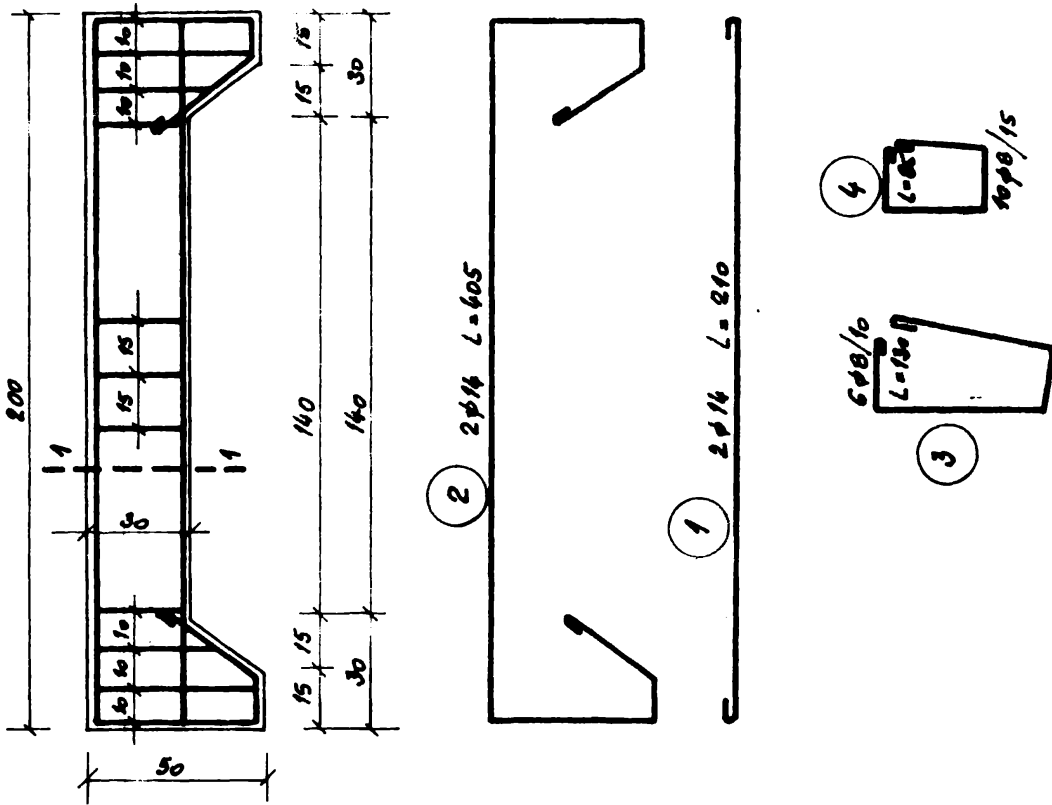
Caracteristicile fizico-mecanice ale oțelului beton OB37 au fost determinate pe cîte trei epruvete standard cu diametrul \varnothing 14 mm, \varnothing 16 mm și \varnothing 18 mm. Curba caracteristică pentru armătura de rezistență \varnothing 14 mm este prezentată în figura 3.13, respectiv pentru diametrul de \varnothing 16 mm este prezentată în figura 2.11, respectiv pentru diametrul de \varnothing 18 mm este prezentată în figura 3.14.

Turnarea elementelor experimentale s-a efectuat în cadrul laboratorului în poziția orizontală, în cofraje din lemn. Compactarea betonului la turnarea elementelor experimentale și a probelor de control s-a făcut prin vibraare.

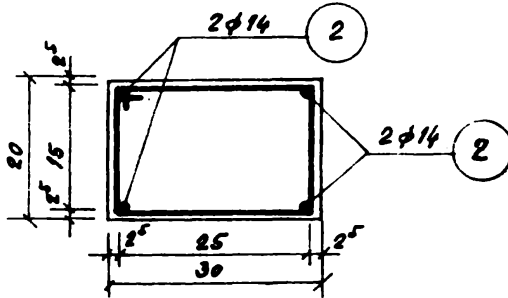
3.4.3. Tehnologia de încărcare

Încercarea stîlpilor experimental, s-a efectuat cu ajutorul unei prese hidraulice de capacitate 40 de tone forța, pe un stand a-

STILP 10x11 cu $\mu=0.08$



secțiunea 1-1

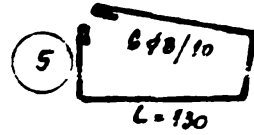
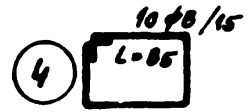
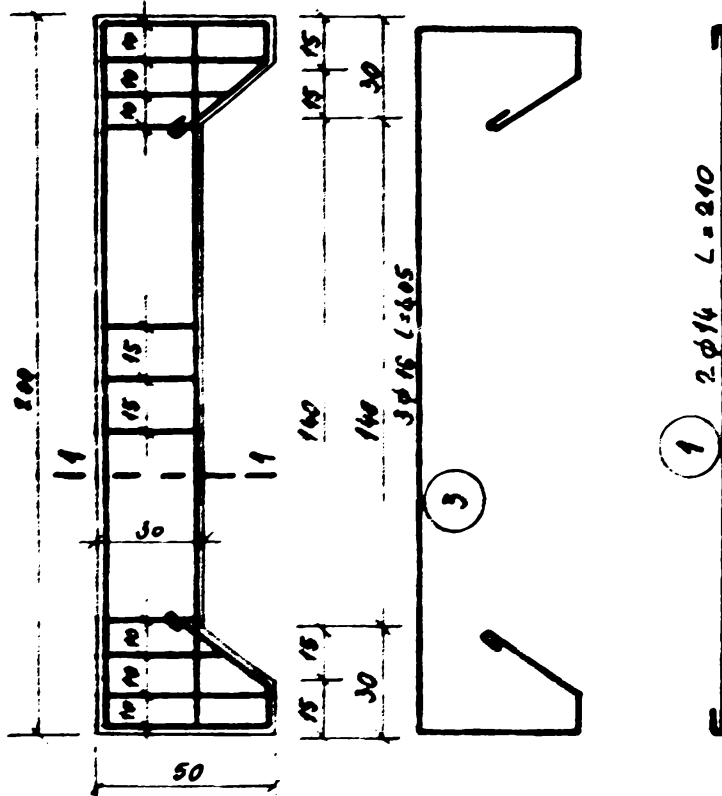


EXTRAS DE ARMATURA

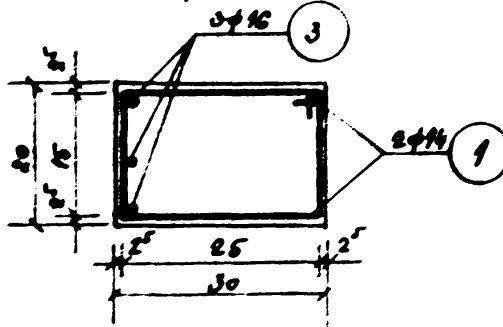
Desemnare	Marca	Diametru	Nr. barelor astucimate	Lungimea in [m]		
				a unei bare	pe diametrii	
					$\phi 8$	$\phi 14$
STILP	1	14	2	2.1		4.2
	2	14	2	4.05		8.1
	3	8	6	1.3	7.8	
	4	8	10	0.85	8.5	
Lungimi pe diametre [m]					16.3	12.3
Masa pe metru [kg]					0.395	1.210
Masa pe diametre [kg]					6.438	14.883
TOTAL kg					21.32	~ 22 kg

FIG. 3.10.

ȘTIŁP ARMAT cu $\rho = 1\%$



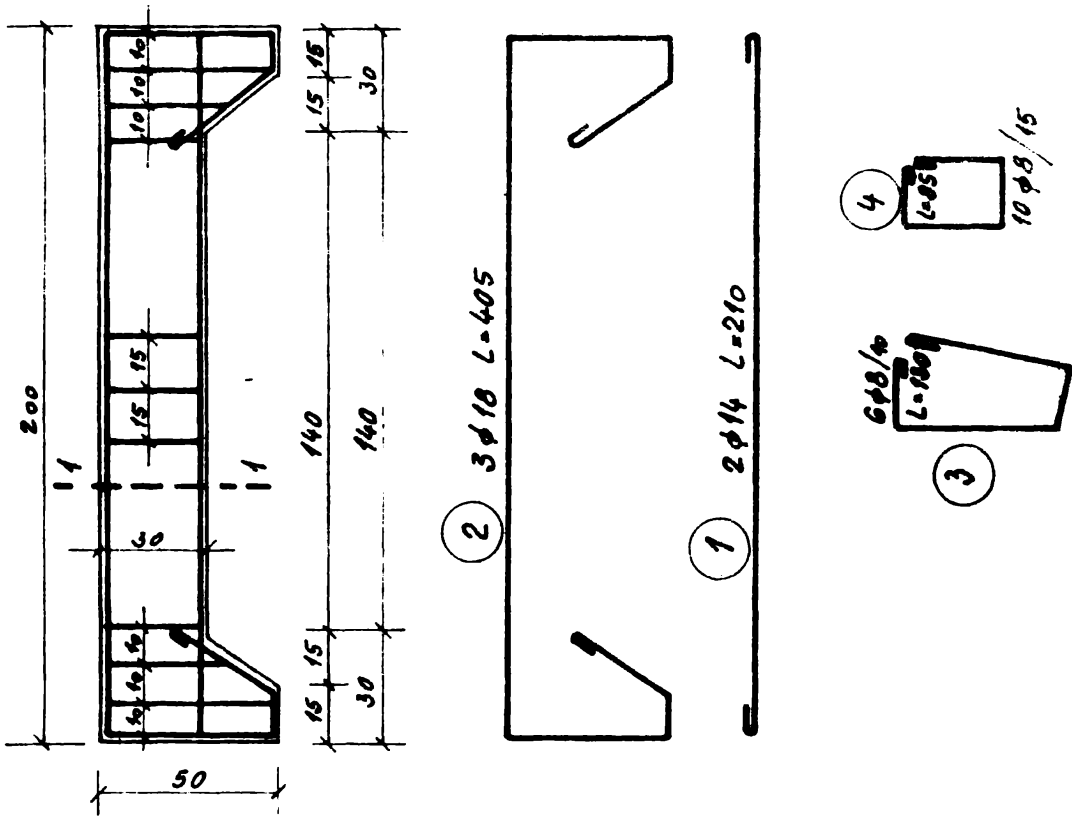
SECȚIUNEA 1-1



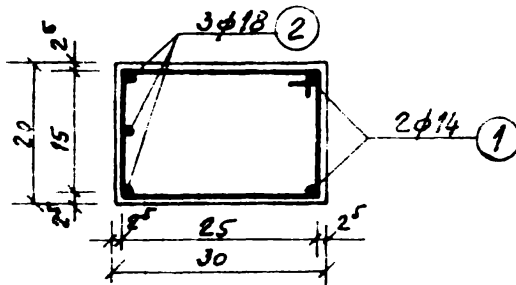
EXTRAS DE ARMATURA

Dezimire	Marca	Diametru	Nr. barele centimetrice	Lungimea în (m)			
				pe baza	pe diametrii		
					φ8	φ16	φ15
ȘTIŁP	1	16	2	2.1		4.2	
	2	16	1	4.05		4.05	
	3	16	2	4.05			0.1
	4	8	10	0.85	0.5		
	5	8	6	1.3	7.8		
Lungimi pe diametrii				16.3	0.25	0.1	
Masa pe metr [kg]				0.396	1.210	1.600	
Masa pe diametrii [kg]				6.630	6.002	16.720	
TOTAL kg					29.2 ~ 30kg		

STILP ARMAI P-13%



SECTIUNEA 1-1



EXTRAS de ARMATURA

Desumire	Marca	Diametru	Nr. barelor asemenea	Lungimea [m]		
				a unei bare	pe diametrii	
					$\phi 8$	$\phi 14$
STILP	1	14	2	2.1	4.2	
	2	18	3	4.05		12.15
	3	8	6	1.3	7.8	
	4	8	10	0.85	0.5	
Lungimi pe diametre [m]				16.3	4.2	12.15
Masa pe metru [kg]				0.395	1.240	1.990
Masa pe diametre [kg]				6.430	5.080	24.17
TOTAL Kg				35.6 ~ 36 Kg		

FIG. 3.12.

0837 - $\phi 14$

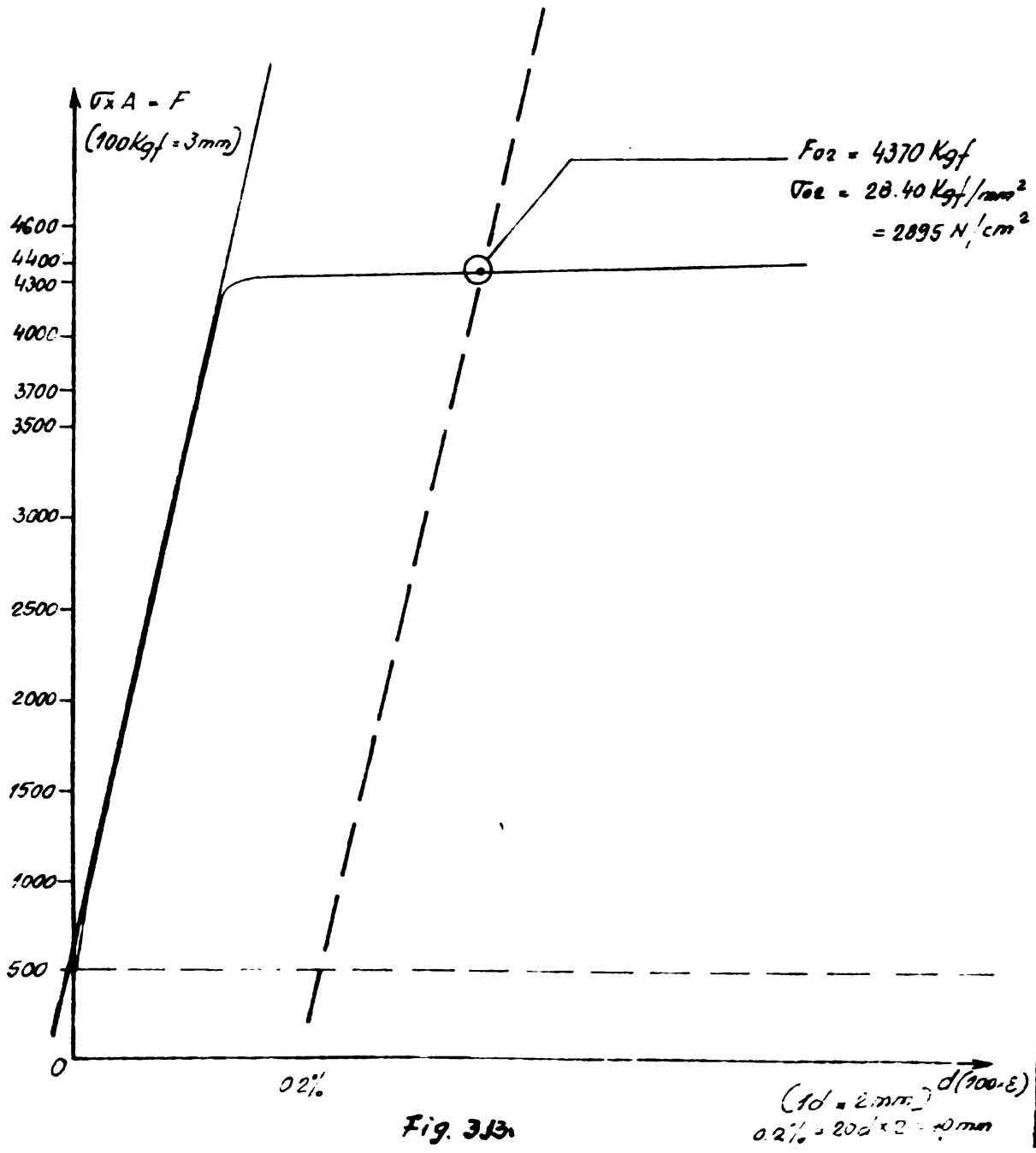
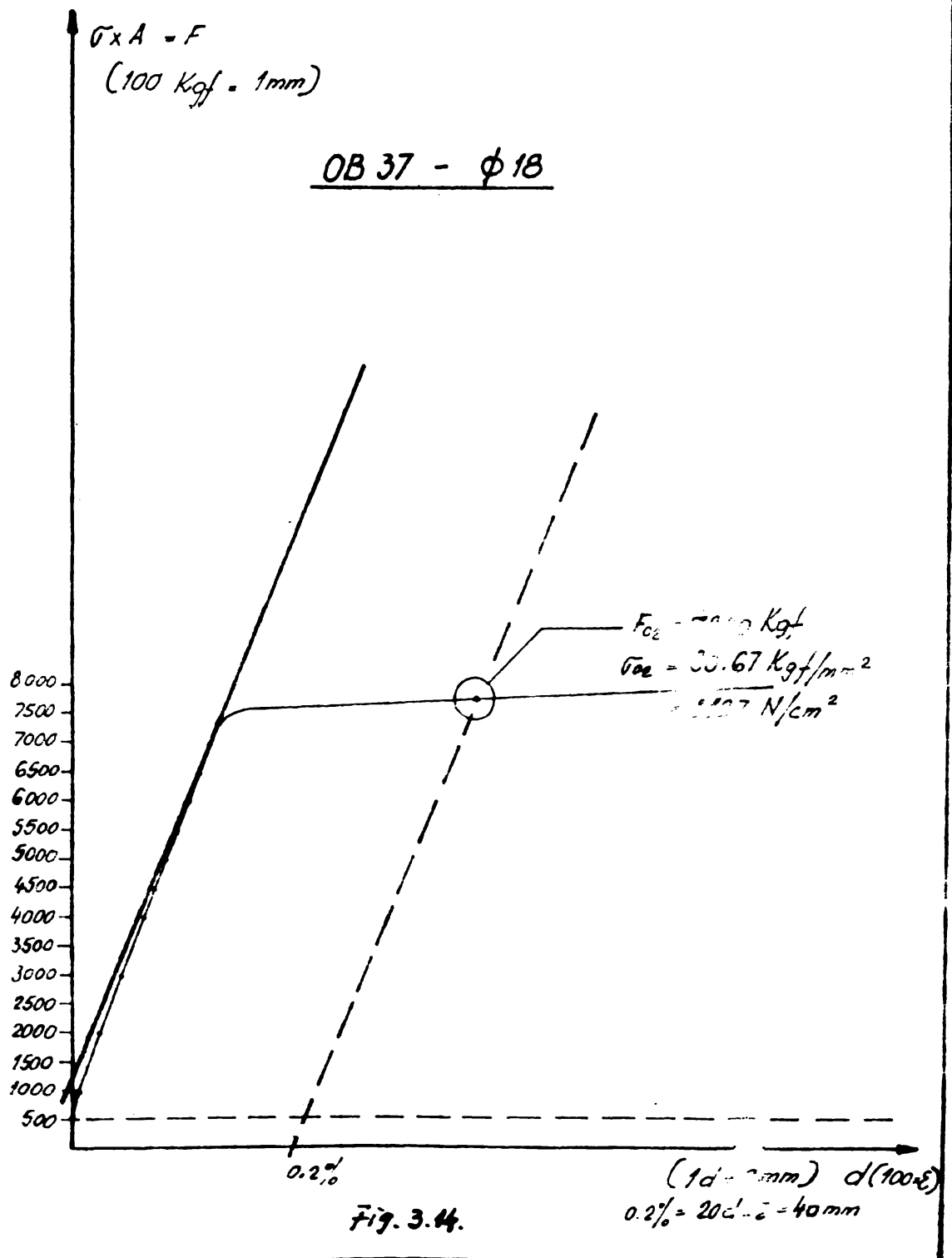


Fig. 313



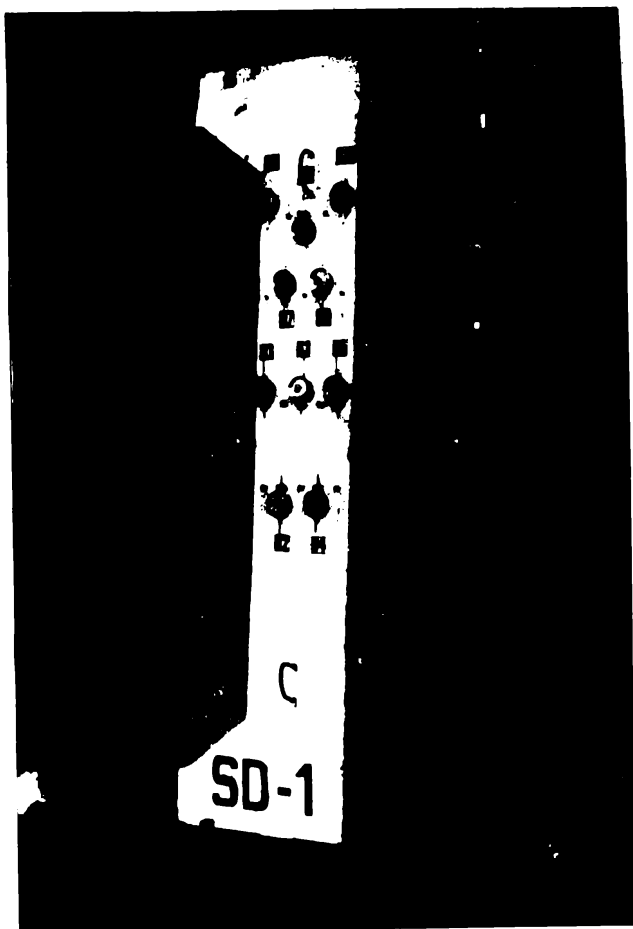


Fig. 3.15.

La al III-lea ciclu de încărcare s-a mers pînă la ruperea stîlpilor prin colaps.

Prin acest mod de încărcare se poate stabili raportul în care se află valoarea încărcării de calcul față de valoarea încărcării de rupere.

Măsurarea valorii forțelor de încărcare la fiecare ciclu și treapta de încărcare s-a efectuat cu ajutorul unui manometru de 200 kg/cm².

Măsurarea deformațiilor și deplasărilor din planul de încovoiere al stîlpilor încercați experimental la diferite trepte și cicluri de încărcare s-au măsurat cu ajutorul fleximetrelor cu fir cu precizie 1:10 și 1:100, dispuse pe elementele experimentale ca în fig.3.16.

Măsurarea deformațiilor betonului din zonele comprimate și întinse ale stîlpilor experimental încercați s-a efectuat cu ajuto-

menajat pentru acest scop, așa cum se vede din fotografia din figura 3.15, în cadrul laboratorului de beton armat al Facultății de Construcții din Timișoara.

În principiu, s-a stabilit următorul mod de încărcare : solicitarea stîlpilor s-a făcut la mai multe cicluri de încărcare, ciclul I de la 0 - p^n , ciclul II de la 0 - p^{expl} . și ciclul III de la 0 - p^r .

Încărcarea normală a fost determinată din încărcarea de calcul prin împărțirea cu un coeficient mediu al încărcărilor $n=1,2$. Valoarea încărcării de calcul s-a determinat în conformitate cu STAS 10107/0-7

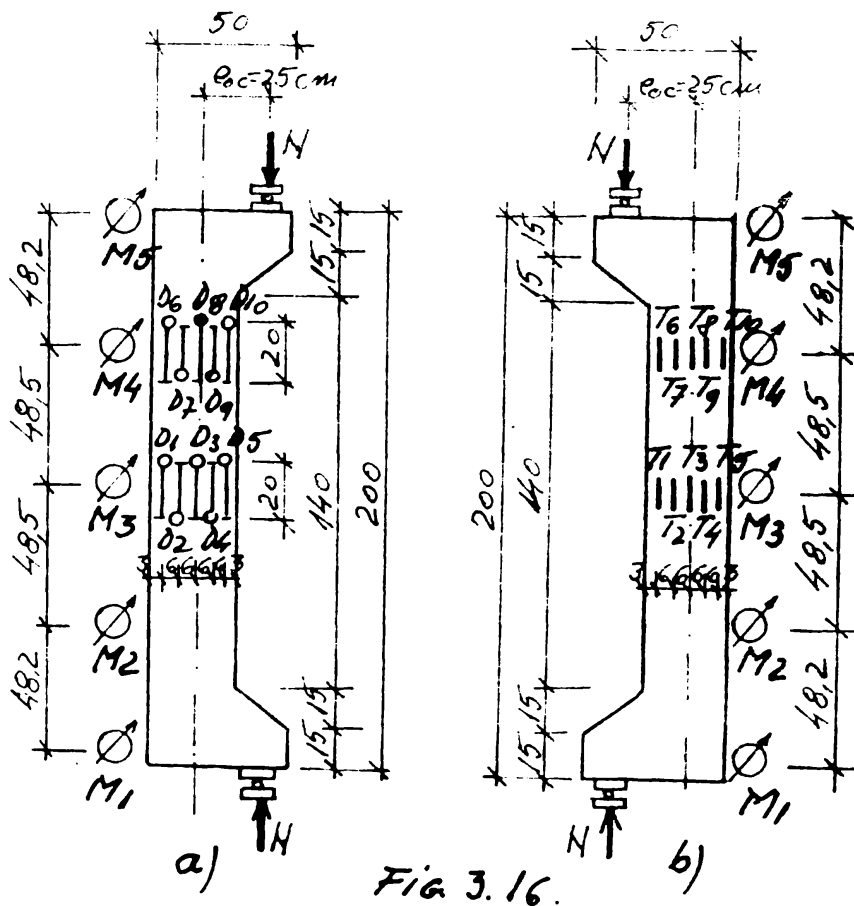
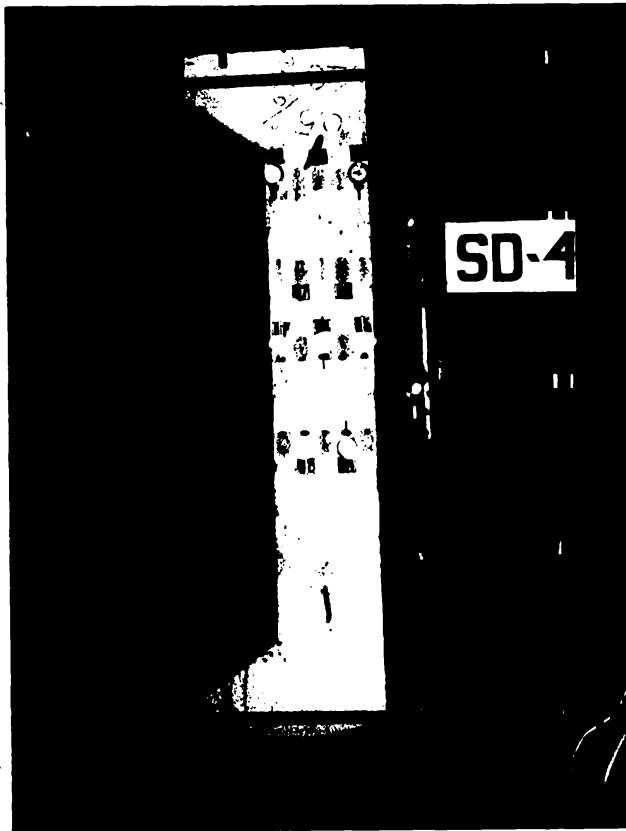


Fig. 3.16.

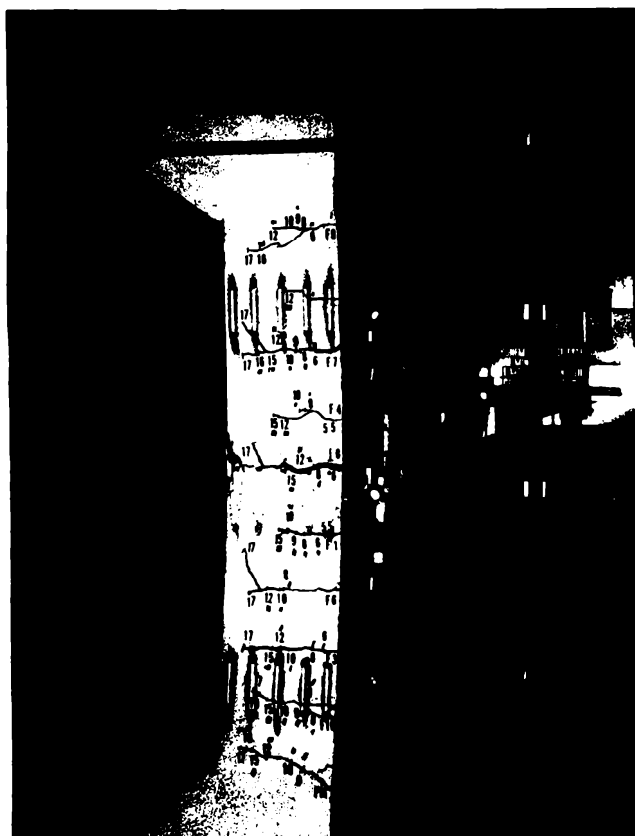


Fig. 3.17.

torul timbrelor tensometrice rezistive cu bază de măsurare l_0 de 100 mm care au fost amplasate pe elemente conform figurii 3.16 și 3.17.

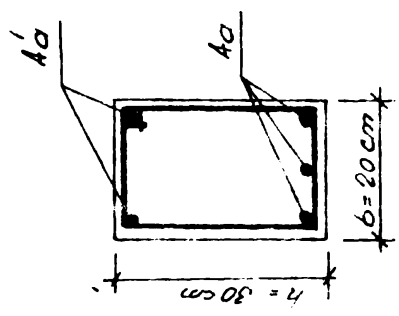
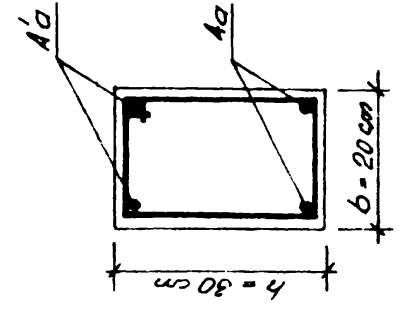
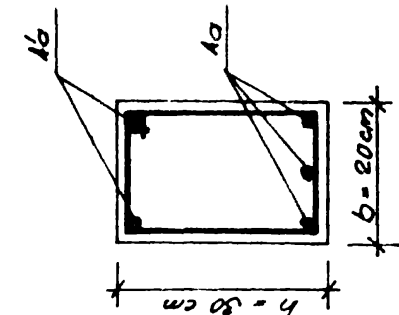
La stâlpii încercați experimental s-a urmărit procesul de apariție și de dezvoltare a fisurilor până la ruperea stâlpilor experimental încercați. În acest scop s-a măsurat mărimea deschiderii fisurilor, care s-a efectuat la fiecare treaptă de încărcare de la apariția lor până la rupere. Măsurarea mărimii deschiderii fisurilor s-a efectuat în dreptul armăturii longitudinale întinse, folosind lupa microscopică cu precizia de 1:100 mm.

Distanța dintre fisuri s-a măsurat cu o precizie de ordinul milimetrelor cu ajutorul unei rigle gradate.

O atenție deosebită în timpul încărcărilor au fost acordată pentru stabilirea treptei de încărcare la care a apărut prima fisură la stâlpii experimental încercați.

PROGRAMUL EXPERIMENTAL

TABELUL 3.1.

SECTIUNEA TRANSVERSALA SI ARMARE STILPI										
INDICATIV	STILPI	SD-1	SD-2	SD-9	SD-3	SD-4	SD-5	SD-6	SD-7	SD-8
ARMATURA LONGITUDINALA		A_o $A'o$	A_o $A'o$	A_o $A'o$	A_o $A'o$	A_o $A'o$	A_o $A'o$	A_o $A'o$	A_o $A'o$	A_o $A'o$
ARMATURA TRANSVERSALA		etrieri $\phi 6$ mm la 15 cm		etrieri $\phi 8$ mm la 15 cm		etrieri $\phi 8$ mm la 15 cm		etrieri $\phi 8$ mm la 15 cm		
PROCENTUL DE ARMARE		1.432		1.432		0.575		1.129		1.129
$P = \frac{A_o}{b \cdot h_0} \cdot 100$		0.579		0.579		0.575		0.577		0.577
$P' = \frac{A'b}{b \cdot h_0} \cdot 100$		0.579		0.579		0.575		0.577		0.577
EXCENTRICITATEA FORTEI N	e_{or}	25 cm		25 cm		25 cm		25 cm		

3.4.4. Rezultatele experimentale

Scopul cercetărilor efectuate în cadrul programului experimental este de a urmări starea limită de fisurare a elementelor de beton armat comprimate excentric de secțiune dreptunghiulară solicitate la încărcări de scurtă durată pentru diferite procente de armare longitudinale.

Pe baza încercărilor experimentale efectuate în cadrul laboratorului de beton armat din Timișoara s-au obținut următoarele date experimentale sintetizate mai jos în diagrame și tabele.

În tabelul 3.3 sînt prezentate mărimile măsurate experimental pentru studiul apariției și dezvoltării fisurilor la stîlpii încercați experimental.

În figurile 3.18 la 3.26 se prezintă releveul fisurilor, mărimea deschiderii fisurilor și distanța dintre fisuri și forța de fisurare măsurate experimental și determinate teoretic.

În fotografiile prezentate în figurile 3.27 la 3.35 se prezintă aspectul ruperii stîlpilor încercați experimental.

3.4.5. Comparație între calculele teoretice și rezultatele experimentale privind elementele comprimate excentric

Pentru stîlpii experimental încercați în tabelul 3.4 s-a calculat mărimea deschiderii fisurilor α_f , iar în tabelul 3.5 distanța dintre fisuri λ_f după diferite norme, /68/; /69/; /70/. Toate aceste valori au fost calculate cu relațiile date de normele respective și prezentate în capitolul 3.

La elementele din beton armat solicitate la compresiune excentrică procesul de formare și dezvoltare a fisurilor nu este influențat numai de procentul de armare longitudinal, ca la elementele încovoiate, ci și de mărimea excentricității forței normale N .

În cadrul studiului experimental s-au analizat o serie de măsuri legate de procesul de apariție și dezvoltare a fisurilor care sînt prezentate sintetic în tabelul 3.3 și au rezultat următoarele concluzii :

- treapta de apariție a fisurilor a fost în general ridicată fiind aproape de valoarea încărcărilor normale; raportul N^2/N^R fiind subunitar cu valori între 0,27 și 0,65 funcție de cei doi parametri care influențează acest proces și anume : procentul de armare longitudinal din zona întinsă și mărimea excentricității forței normale N ;

CARACTERISTICILE FIZICO-MECANICE ALE STILPILOR

INCERCAȚI EXPERIMENTAL

TAB. 3.2.

NR. CRT.	INDICATIV STILP	MARCA BETONULUI R_b obzile daN/cm^2	REZISTENȚA LA COMPRESIUNE A BETONULUI LA DATA INCERCAȚII R_{bt} daN/cm^2	VALOAREA MEDIE A LUI R_e DUPĂ STAS 10102/75 LA DATA INCERCAȚII daN/cm^2	R_c LA DATA INCERCAȚII daN/cm^2	R_d^o LA DATA INCERCAȚII daN/cm^2	E_b daN/cm^2
1.	SD-1	308	312	252	126.7	16.02	290000
2.	SD-2	306	310	252	126.7	16.02	290000
3.	SD-3	330	350	280	140.8	17.19	304000
4.	SD-4	335	350,8	280	140.8	17.19	304000
5.	SD-5	332	350	280	140.8	17.19	304000
6.	SD-6	332	350	281	141.33	17.20	304500
7.	SD-7	333	351	281	141.33	17.20	304500
8.	SD-8	332	350,4	281	141.33	17.20	304500
9.	SD-9	308	312	252	126.7	16.02	290000

MĂRIMI MĂSURATE EXPERIMENTAL PENTRU STUDIUL APĂRIȚII ȘI
DEZVOLTĂRII FISURILOR LA STILPII ÎNCERCAȚI

TAB. 3-3

Nr. CĂT.	INDICATIV STILPI	PROCENTUL DE ĂLĂBIRE LONGITUDINAL		TEMPIA DE ÎNCĂRCARE DE APĂRIȚIE A FISURILOR	TEMPIA DE ÎNCĂRCARE DE EXPLOZIBIL	TEMPIA DE ÎNCĂRCARE DE SUPRĂS	RAPOARTE		VALOAREA MĂRIMII DESCRIERII FISURILOR LA TEMPIA CO- RESPUNZĂTOARE	TEMPIA LA CARE S-A ATINS DESCRIEREA MAXIMĂ A FISURILOR	DISTANȚA MEDIE ÎNTRE FISURI LA TEMPIA DE EXPLOZIBIL
		P %	P' %				$\frac{N^o}{N_f}$	$\frac{N^o}{N_f}$			
1.	SD-1	1.432	0.578	6500	20.000	30000	3.07	4.61	0.078	Nu s-a atins	11.77
2.	SD-2	1.432	0.578	6000	22000	39000	3.66	6.5	0.063	36000	13.0
3.	SD-3	0.575	0.575	6000	10000	17000	1.66	2.83	0.063	16000	15.46
4.	SD-4	0.575	0.575	6500	10000	17500	1.54	2.69	0.093	16000	13.88
5.	SD-5	0.575	0.575	6500	10000	17000	1.82	3.1	0.08	16000	15.57
6.	SD-6	1.129	0.577	7000	18000	30000	2.57	4.28	0.069	Nu s-a atins	13.27
7.	SD-7	1.129	0.577	7000	18000	30000	2.57	4.28	0.094	Nu s-a atins	16.08
8.	SD-8	1.129	0.577	6000	18000	28000	3.00	4.66	0.093	25000	13.05
9.	SD-9	1.432	0.578	7000	22000	36000	3.14	5.14	0.046	Nu s-a atins	13.07

SD-2 $p = 1.432\%$
 $p' = 0.579\%$

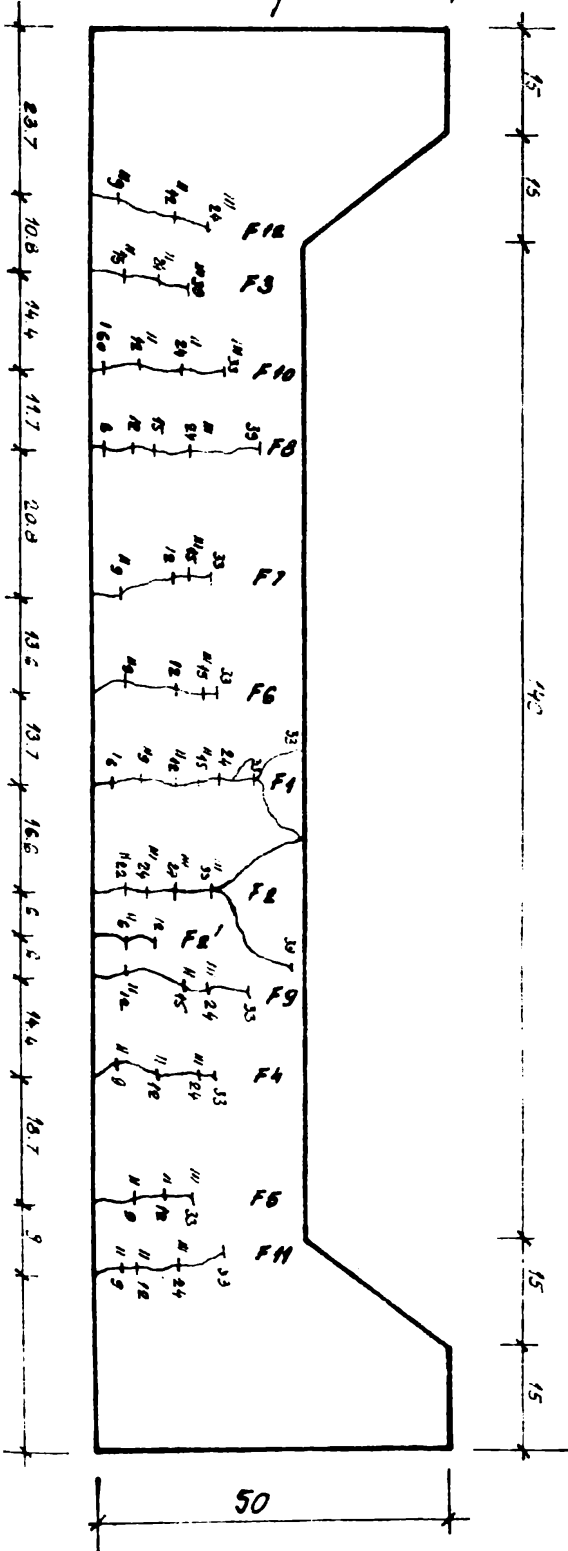


Fig. 3.18.

SD1 $p = 1.432\%$
 $p' = 0.579\%$

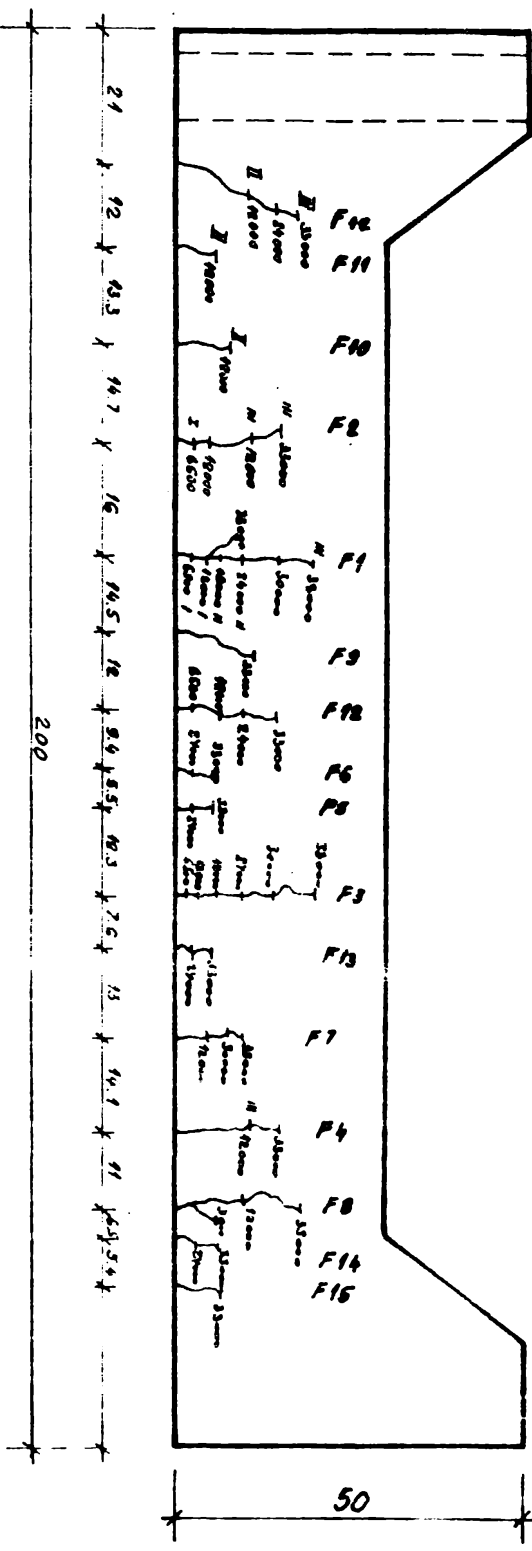


Fig. 3.19

SD-3 $p = 0.575\%$
 $p' = 0.575\%$

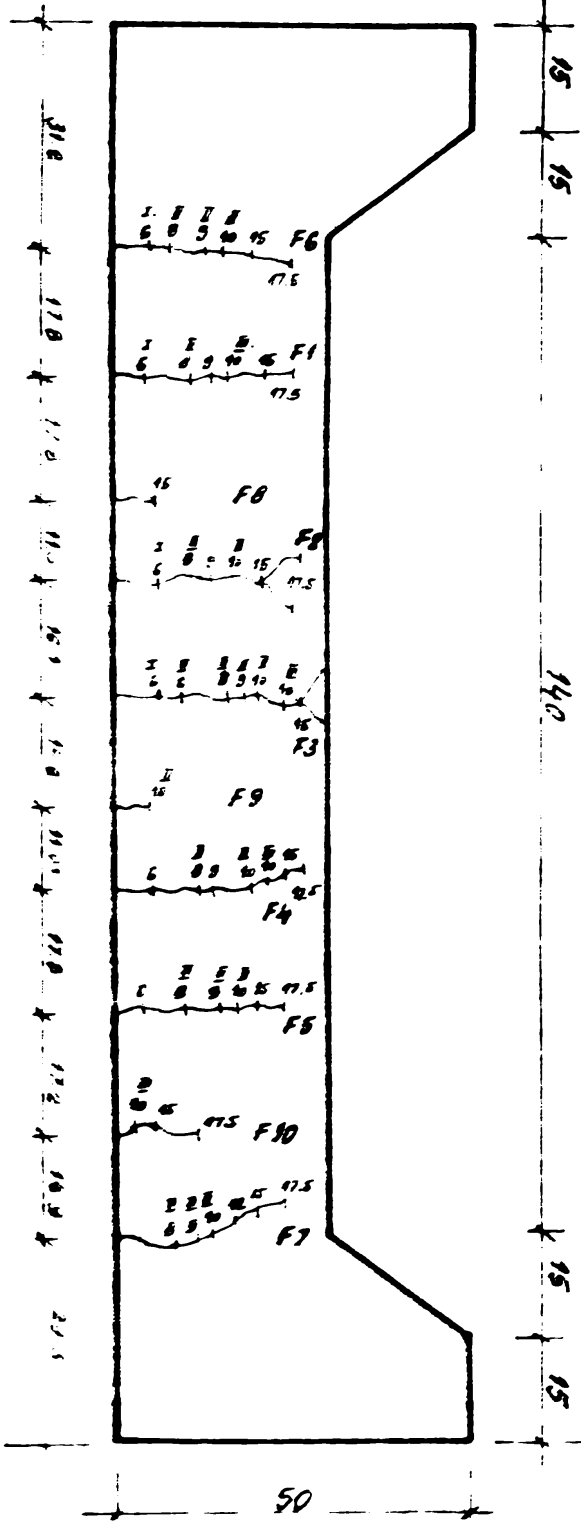


Fig. 3.20.

SD-4 $p = 0.575\%$
 $p' = 0.575\%$

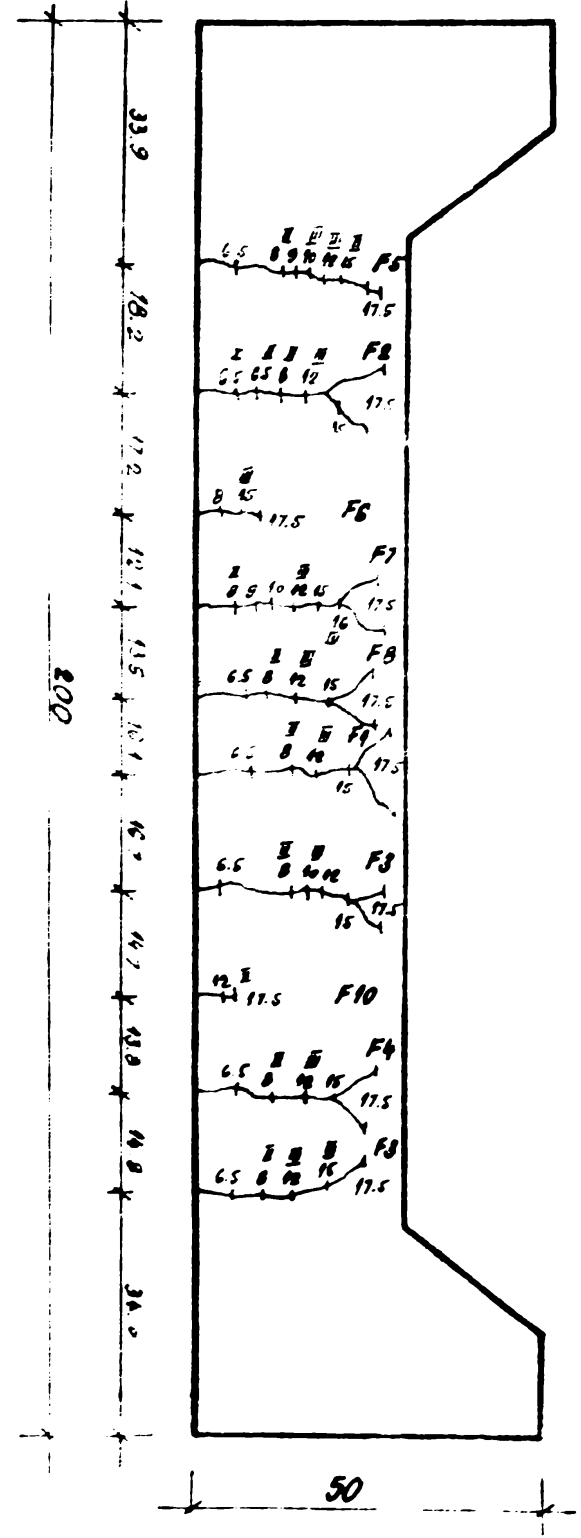


Fig. 3.21

SD-6 $p = 1.129\%$
 $p' = 0.575\%$

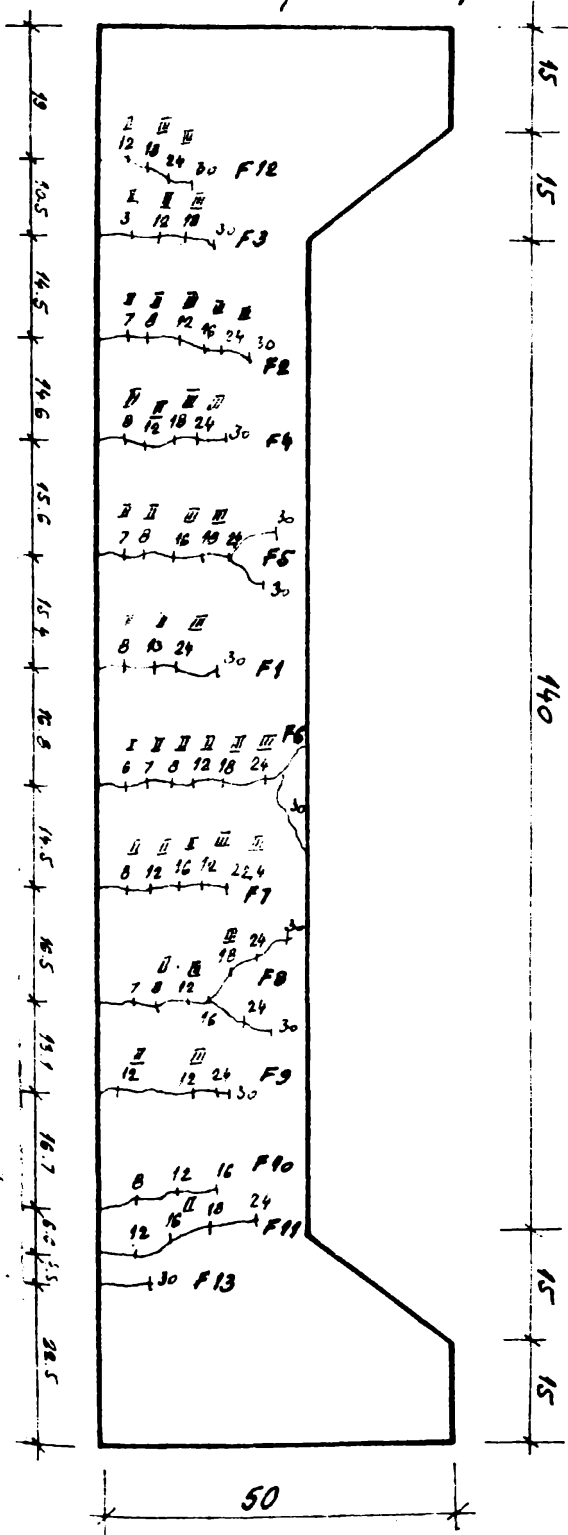


Fig. 3.22.

SD-5 $p = 0.575\%$
 $p' = 0.575\%$

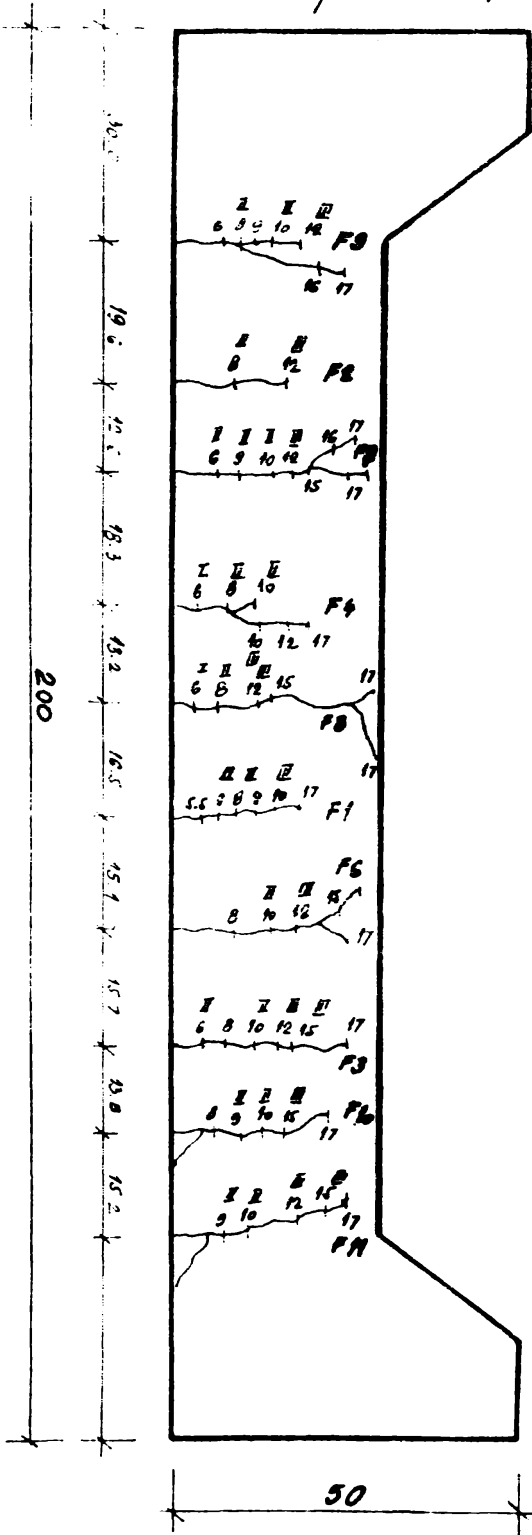


Fig. 3.23.

SD-7 $p = 1.129\%$
 $p' = 0.577\%$

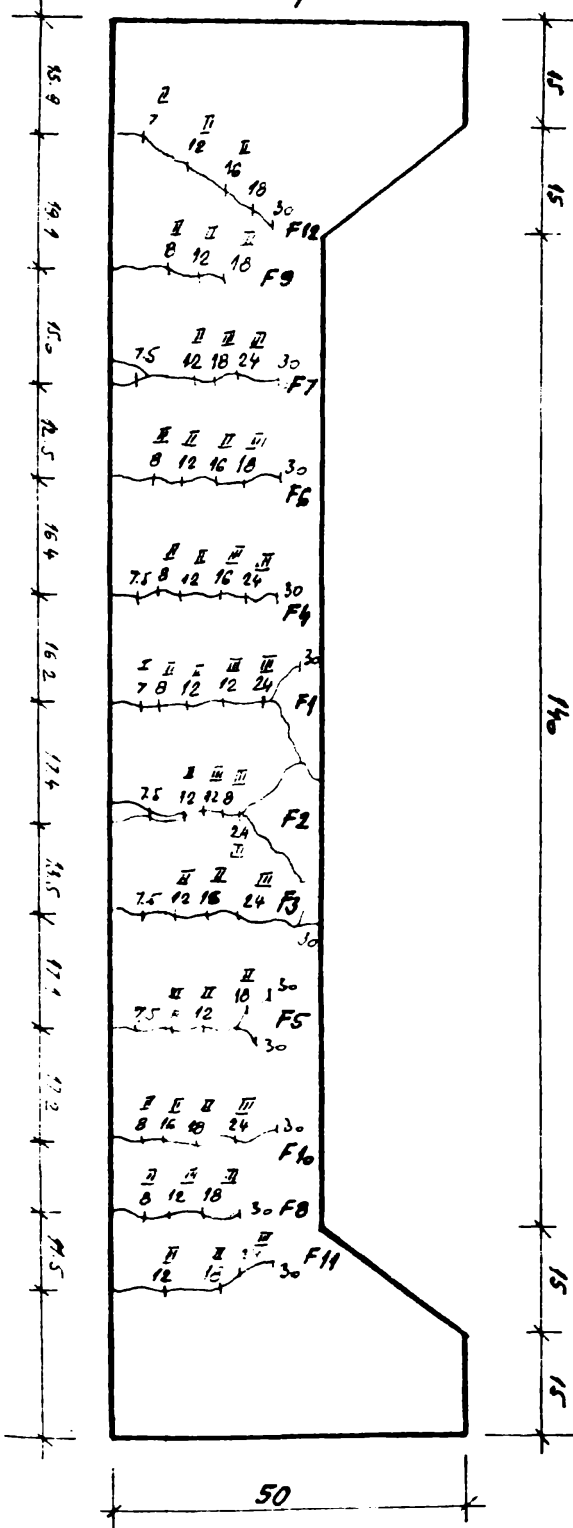


Fig. 3.24

SD-8 $p = 1.129\%$
 $p' = 0.577\%$

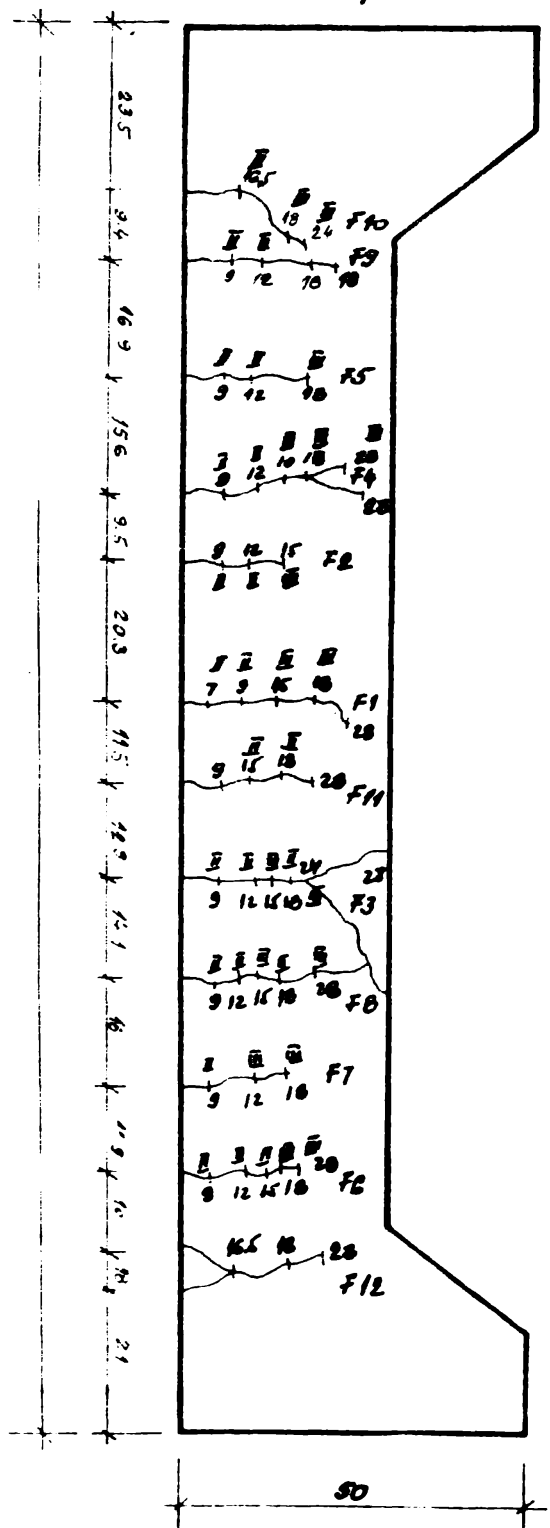


Fig. 3.25

SD-9 $\bar{p} = 1.432\%$
 $p' = 0.579\%$

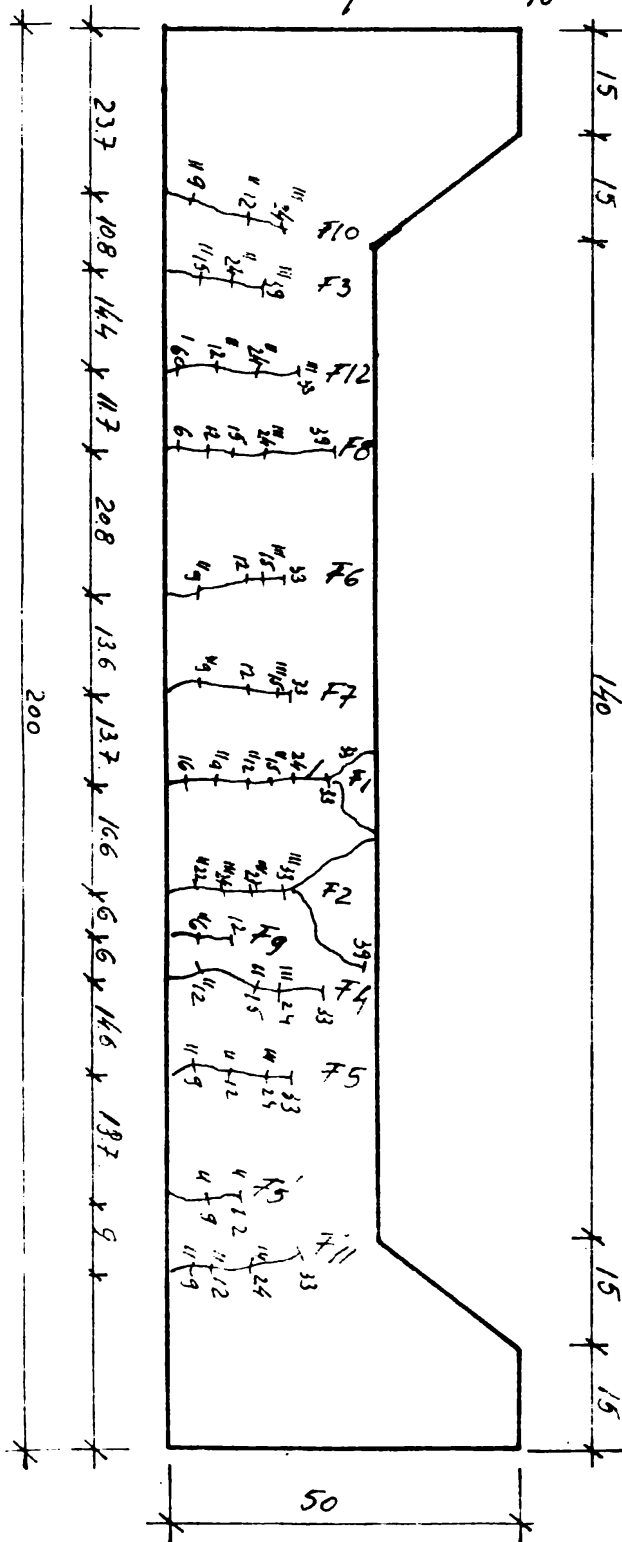


Fig. 3.26

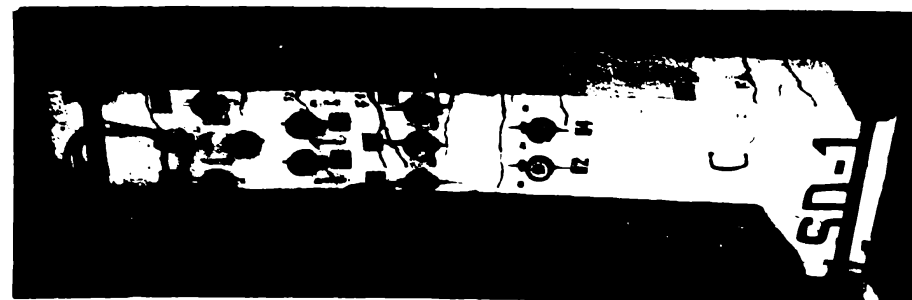
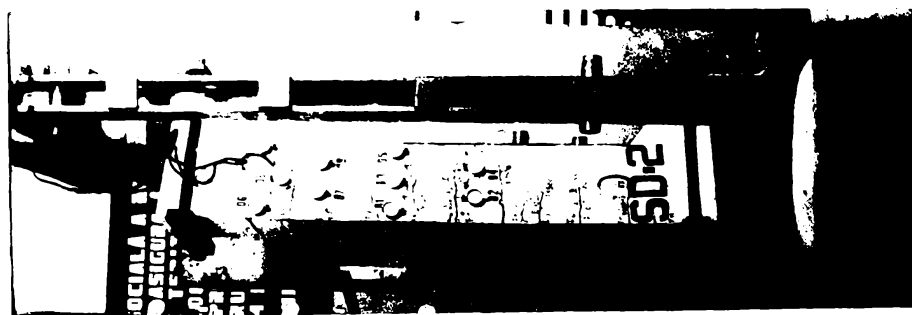
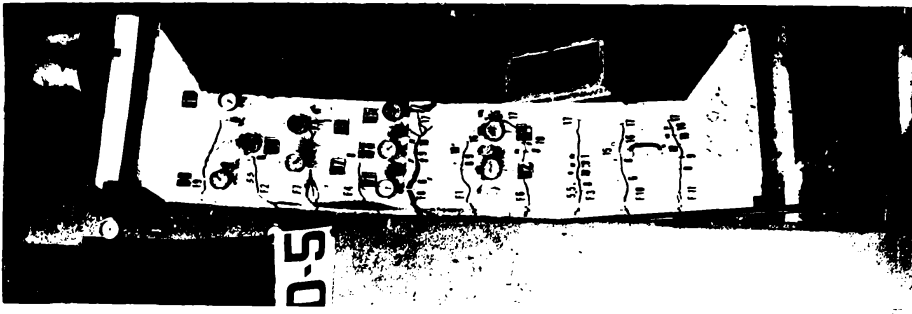


FIG. 3.27 ÷ 3.31

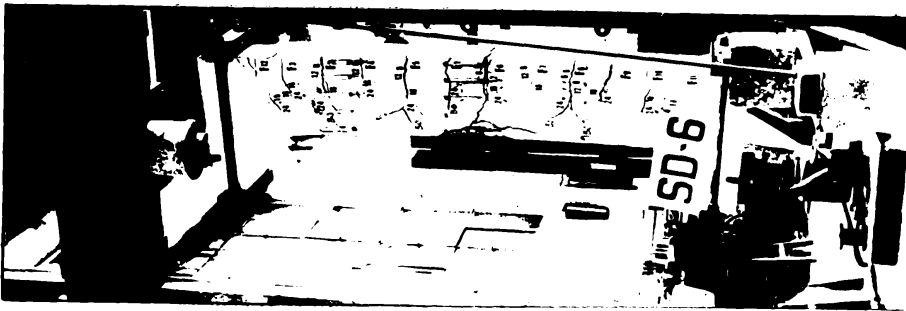
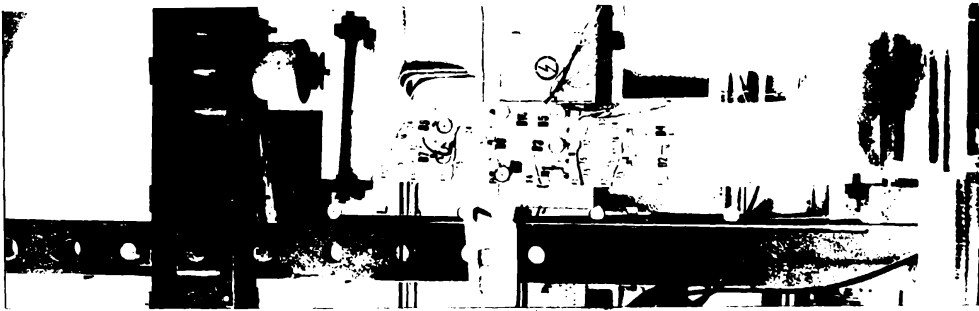
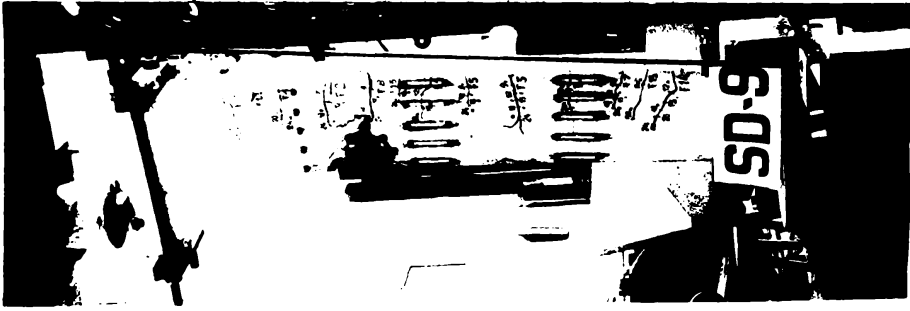
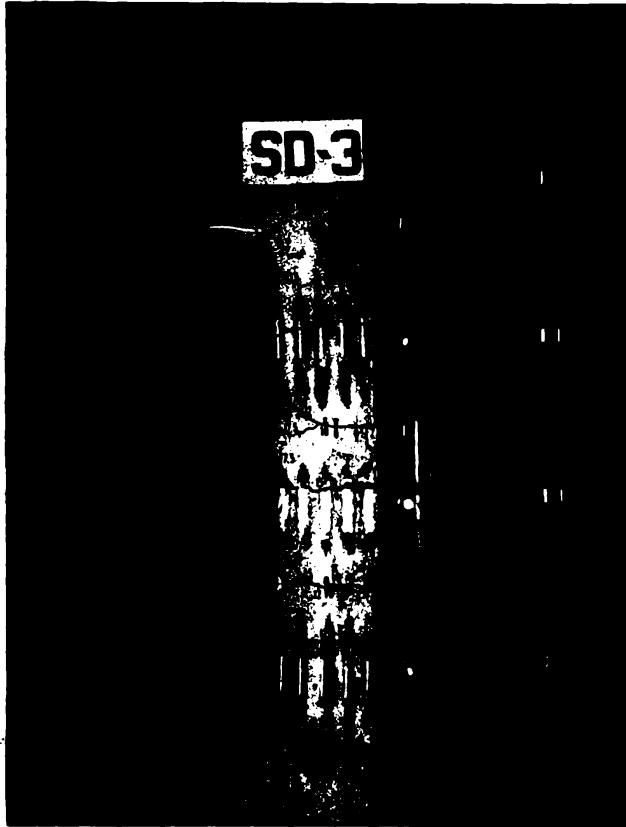
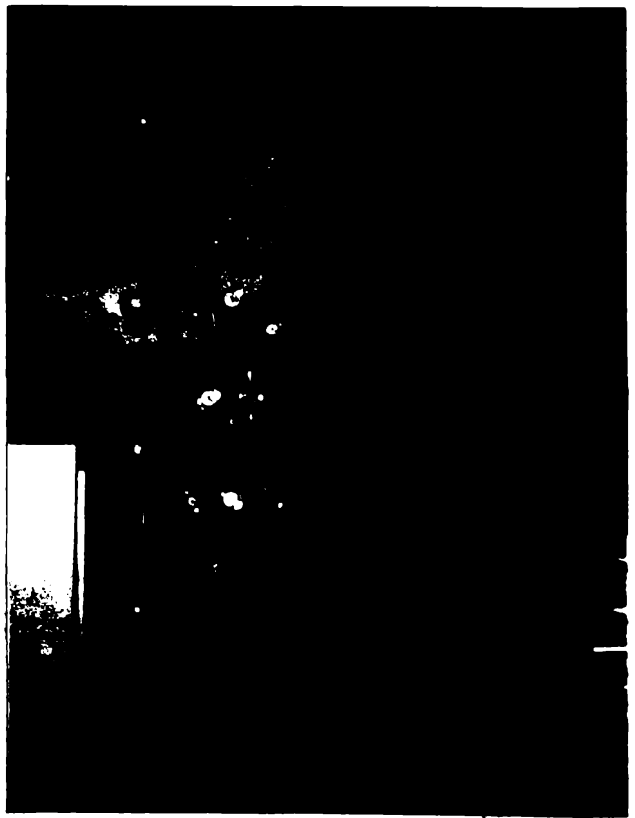
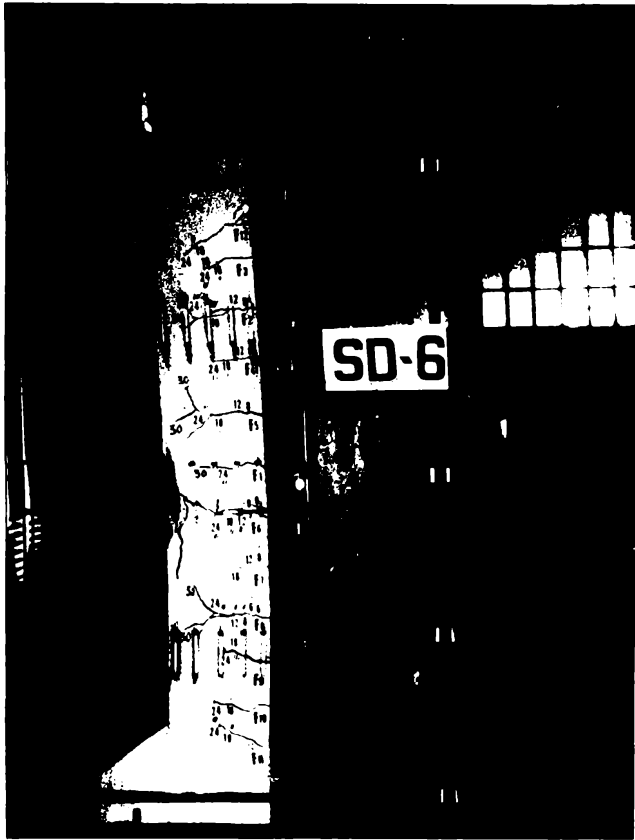


FIG. 3.32 ÷ 3.36





- în ceea ce privește raportul N^f/N^I în general la elementele solicitate la compresiune excentrică cu mare excentricitate se apropie de valorile corespunzătoare încovoierii pure, variind între 0,19 și 0,37.

Odată cu creșterea încărcării dincolo de stadiul Ia de lucru, elementul fisurează (stadiul II). Majoritatea fisurilor au apărut într-un interval scurt al creșterii încărcării peste treapta de fisurare și de regulă pînă la treapta de exploatare considerată. În tabelul 3.3 sînt indicate valorile medii ale distanței dintre fisuri la treapta de exploatare. Fisurile au fost măsurate la nivelul armăturilor din zona întinsă. Excentricitatea forței normale N are influență asupra distanței dintre fisuri care implicit influențează și mărimea medie a deschiderii fisurilor. Cu cît excentricitatea forței normale N crește, cu atît distanța dintre fisuri scade.

Distanța medie dintre fisuri a variat între 11,77 și 15,57 cm în funcție de procentul de armare longitudinală din zona întinsă și excentricitatea forței normale N . Mărimea deschiderii fisurilor a fost măsurată la toate treptele de încărcare pînă la ruperea elementului. Valorile medii ale deschiderii fisurilor corespunzătoare, încărcării normale sînt prezentate în tabelul 3.3. Se observă că mărimea medie a deschiderii fisurilor a variat între 0,046 și 0,094 mm în funcție de procentul de armare longitudinală și mărimea excentricității forței normale N .

Valoarea maximă a deschiderii fisurilor la treapta de încărcare normală a fost cu mult sub valoarea limită α_f este egal cu 0,3 mm. Valorile limită ale deschiderii fisurilor $\alpha_f = 0,3$ mm. S-au atins la trepte ridicate de încărcare aproape de ruperea elementului în funcție de procentul de armare longitudinală din zona întinsă și excentricitatea forței normale.

În tabelul 3.4 sînt calculate distanțele medii dintre fisuri pentru elemente din beton armat de secțiune dreptunghiulară supuse la compresiune excentrică cu mare excentricitate. Potrivit normelor STAS 10107/0-76, STAS 10107/0-84 revizuire și normele CEB-FIP.

După STAS 10107/0-76 distanța medie dintre fisuri calculată are valori cuprinse între 13,08 și 21,2 cm în funcție de procentul de armare longitudinală din zona întinsă și de valoarea excentrici-

DISTANTA DINTRE FISURI LA STILPII
INCERCATI EXPERIMENTAL

TAB. 3.4

VICINITATE STILPII	PROCENTE DE ARMARE			VALORI CALCULATE DUPA NORME												VALORI EXPERIM.	RAPORTUL						
	F %	P' %	P _e %	STAS 10107/-76			STAS 10107/-84 REVIZUIRE			CEB - FIP								λ_{fexp} cm					
				β_f	A _{st} cm ²	μ cm	λ'_f cm	A	B	A _{st} cm ²	μ_t	λ''_f cm	C	S	K ₁				K ₂	A _{st} cm ²	μ_t	S _{lim}	
1.	1.432	0.578	0.335	0.74	300	16.96	13.08	6.32	0.1	2272	0.033	11.68	25	66	0.8	0.125	227.2	0.033	11.68	11.77	0.89	1	
2.	1.432	0.578	0.335	0.74	300	16.96	13.08	6.32	0.1	2272	0.033	11.68	25	66	0.8	0.125	227.2	0.033	11.68	13.8	1.05	1.18	1.18
3.	0.575	0.575	0.335	0.62	300	8.80	24.2	7.72	0.1	240	0.013	18.66	25	136	0.8	0.125	240	0.013	18.66	15.46	0.73	0.82	0.82
4.	0.575	0.575	0.335	0.62	300	8.80	21.2	7.72	0.1	240	0.013	18.66	25	136	0.8	0.125	240	0.013	18.66	13.88	0.65	0.74	0.74
5.	0.575	0.575	0.335	0.62	300	8.80	21.2	7.72	0.1	240	0.013	18.66	25	136	0.8	0.125	240	0.013	18.66	15.57	0.73	0.83	0.83
6.	1.129	0.577	0.335	0.711	300	15.07	14.17	6.34	0.1	233	0.026	12.54	25	67	0.8	0.125	233	0.026	12.50	13.87	0.94	1.05	1.06
7.	1.129	0.577	0.335	0.711	300	15.07	14.17	6.34	0.1	233	0.026	12.54	25	67	0.8	0.125	233	0.026	12.50	15.08	1.08	1.21	1.22
8.	1.129	0.577	0.335	0.711	300	15.07	14.17	6.34	0.1	233	0.026	12.54	25	67	0.8	0.125	233	0.026	12.50	13.85	0.97	1.15	1.14
9.	1.432	0.578	0.335	0.74	300	16.96	13.08	6.32	0.1	2272	0.033	11.68	25	66	0.8	0.125	227.2	0.033	11.68	13.87	1	1.12	1.12

tății forței normale N . Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale rezultate în urma încercărilor experimentale raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{cal}$ a variat între 0,65 și 1,06.

După STAS 10107/0-84 revizuire distanța medie dintre fisuri calculată are valori cuprinse între 11,68 și 18,66 cm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă și de valoarea excentricității forței normale N . Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{cal}$ a variat între 0,74 și 1,21.

După normele CEB-FIP distanța medie dintre fisuri calculată are valori cuprinse între 11,68 și 18,66 cm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă și de valoarea excentricității forței normale, N . Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{cal}$ a variat între 0,74 și 1,22.

În tabelul 3.5 sînt calculate mărimile medii ale deschiderii fisurilor conform normelor STAS 10107/0-76, STAS 10107/0-84 și normele CEB-FIP.

După STAS 10107/0-76 mărimile medii ale deschiderii fisurilor calculate au valori cuprinse între 0,10 și 0,13 mm în funcție de procentul de armare longitudinal și de excentricitatea forței normale, N . Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\omega_f^{exp}/\omega_f^{cal}$ a variat între 0,46 și 0,94.

După STAS 10107/0-84 mărimile medii ale deschiderii fisurilor calculate au valori cuprinse între 0,15 și 0,21 mm în funcție de procentul de armare longitudinal și de excentricitate al forței normale N . Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\omega_f^{exp}/\omega_f^{cal}$ a variat între 0,30 și 0,62.

După normele CEB-FIP mărimile medii ale deschiderii fisurilor calculate au valori cuprinse între 0,16 și 0,24 mm. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\omega_f^{exp}/\omega_f^{cal}$ a variat între 0,26 și 0,58.

Pentru calculul distanței dintre fisuri este necesară determinarea mărimii ariei zonei întinse de beton în stadiul Ia, A_{bt} , ținînd seama de prezența forței de fisurare N_f , care limitează superior aria zonei de înglobare a armăturilor.

MAJINEA DESCHIDERII FISURILOR LA STILPII

INCERCATI EXPERIMENTAL

TAB. 3.5.

INDICATIV STILPII	PROCENTE DE ARMARE		VALORI CALCULATE DUPA NORME												VALORI EXPERIMENT.	PARAMETRE											
	Longitud.	Transv.	STAS 10107/-76						STAS 10107/-84 REVIZUIRE						CEB - FIP						α_f mm	$\frac{\alpha_{exp}}{\alpha_f}$					
			γ	σ_a $\frac{dyn}{cm^2}$	$E_a \cdot 10^6$	ξ	$\eta \cdot k$	α_f mm	φ $\frac{dyn}{cm^2}$	σ_a $\frac{dyn}{cm^2}$	ξ	η	A_{bc} cm ²	α_f mm	σ_{sr} $\frac{dyn}{cm^2}$	β_1	β_2	E_{sm} 10 ³	W_m mm	W mm							
1.	1.432	0.570	0.335	0.93	1655	2.40	0.45	0.85	12.7	0.10	0.94	2855	0.40	0.87	9.05	227.2	0.15	628	2894	0.5	1.36	0.16	0.27	0.094	0.94	0.62	0.52
2.	1.432	0.570	0.335	0.93	1655	2.40	0.45	0.85	12.7	0.10	0.94	2855	0.40	0.87	9.05	227.2	0.15	628	2894	0.5	1.36	0.16	0.27	0.077	0.77	0.57	0.48
3.	0.575	0.575	0.335	0.79	1630	2.16	0.28	0.90	9.27	0.13	0.84	2962	0.27	0.94	8.30	240	0.21	1386	2967	0.5	1.29	0.24	0.41	0.063	0.48	0.35	0.42
4.	0.575	0.575	0.335	0.79	1630	2.16	0.28	0.90	9.27	0.13	0.84	2962	0.27	0.91	8.90	240	0.21	1386	2967	0.5	1.29	0.24	0.41	0.093	0.79	0.44	0.44
5.	0.575	0.575	0.335	0.79	1630	2.16	0.28	0.90	9.27	0.13	0.84	2962	0.27	0.94	8.30	240	0.21	1386	2967	0.5	1.29	0.24	0.41	0.08	0.61	0.38	0.33
6.	1.129	0.577	0.335	0.90	1668	2.00	0.30	0.87	10.51	0.10	0.92	2927	0.35	0.88	8.21	233	0.17	790	2966	0.5	1.40	0.18	0.36	0.069	0.69	0.40	0.38
7.	1.129	0.577	0.335	0.90	1668	2.00	0.30	0.87	10.51	0.10	0.92	2927	0.35	0.88	8.21	233	0.17	790	2966	0.5	1.40	0.18	0.36	0.094	0.94	0.55	0.52
8.	1.129	0.577	0.335	0.90	1668	2.00	0.30	0.87	10.51	0.10	0.92	2927	0.35	0.88	8.21	233	0.17	790	2966	0.5	1.45	0.18	0.36	0.093	0.93	0.54	0.51
9.	1.432	0.578	0.335	0.93	1655	2.40	0.45	0.85	12.7	0.10	0.94	2855	0.40	0.87	9.05	227.2	0.15	628	2894	0.5	1.36	0.16	0.27	0.046	0.46	0.30	0.25

$p = \frac{A_a}{A_h} \cdot 100$ $p' = \frac{A'_a}{S_h} \cdot 100$ $pe = \frac{n \cdot A_e}{a \cdot b} \cdot 100$

Aria zonei întinse de beton A_{gt} , pentru solicitarea de compresiune excentrică crește o dată cu creșterea excentricității forței normale N .

Acest lucru corespunde cu ipotezele teoretice deoarece prezența forței axiale față de momentul încovoietor crește cu scăderea excentricității, ceea ce are ca urmare o mărire a zonei comprimate de beton și implicit o scădere a zonei întinse de beton.

CAP. IV. STAREA LIMITA DE DEFORMATIE A ELEMENTELOR INCOVOIATE

Necesitatea controlului deformațiilor

Evaluarea deformațiilor elementelor din beton armat decurge din implicațiile pe care acestea le determină atât în stadiul limită al exploatării normale cât și în cel al capacității portante.

Deformațiile mari care afectează securitatea construcției se asociază stării limită a capacității portante.

Deformațiile mici se asociază stării limită a exploatării normale. Ele stau la baza unor probleme legate de apariția deformațiilor, distrugerii ale elementelor nestructurale, precum și inutilizarea unor elemente.

Astfel, apariția deformațiilor la elementele din beton armat este sesizată de către ochiul uman, care însă în general nu este sensibil la deformații. El poate deveni însă sensibil în cazul în care elementul deformat este asociat simultan vederii cu un element nedeformat. În general însă, se apreciază că, din punctul de vedere al sesizării deformațiilor, acestea trebuie să se situeze sub o valoare maximă apreciată la $1/250$, în care 1 reprezintă deschiderea elementului.

Degradarea elementelor nestructurale constituie unul dintre cele mai frecvente efecte pe care le are dezvoltarea deformațiilor la elementele din beton armat. Sub efectul deformațiilor, elementele nestructurale se tronsoază prin fisurare. De asemenea apar probleme în dreptul ferestrelor, precum și fisuri la nivelul planșei-lui între acesta și elementul nestructural.

Pentru a se evita distrugerea elementelor nestructurale, în general se limitează deformațiile la $1/500$ sau la un. În anumite cazuri se poate ajunge chiar până la $1/1000$.

Un alt efect produs de deformații, constă în anularea funcționalității anumitor părți dintr-o construcție. Astfel de efecte sînt și următoarele :

- acumularea apei pe planșele cu deformații excesive, în zonele mai coborîte, împiedicînd drenajul acestora și majornînd încălcarea permanentă ;
- funcționarea imperfectă a ferestrelor sau ușilor datorită deformațiilor marginilor acestora în contact cu pereții deformați;
- tasări diferențiate ale punctelor de reazem ale mașinilor și utilajelor, împiedicînd buna funcționare a acestora;

- funcționarea defectuoasă a maginilor care su vibratii și care sînt așezate pe planșee flexibile.

În concluzie, este de remarcat că există multe situații în care deformațiile pot determina neajunsuri în exploatarea unei construcții. Se impune deci limitarea acestora, motiv pentru care este necesară cunoașterea mecanismului formării și dezvoltării, precum și evaluarea corectă a lor încă din faza de proiectare a elementelor de construcție.

Deformația medie a armăturii înglobată în beton

Pentru calculul elementelor din beton armat la starea limită de deformație, este necesar a se lua în considerație, în măsura în care este posibil, efectul contur utlei betonului întins prin intermediul coeficientului ψ , ca raport între alungirea relativă medie a armăturii și alungirea armăturii calculată în stadiul II.

Participarea betonului întins dintre ficuri prin intermediul coeficientului ψ are o influență decisivă asupra valorii modulului de rigiditate și în consecință asupra curbării medii a unui element și asupra săgeții.

Pornind de la faptul că alungirea relativă medie a armăturii ϵ_{an} este inferioară alungirii relative a oțelului ϵ_{a2} , calculată în ipoteza unei secțiuni fisurate, fig.4.1, STAS 10107-76 /89/ consideră că :

$$\epsilon_{an} = \psi \epsilon_{a2} \tag{4.1}$$

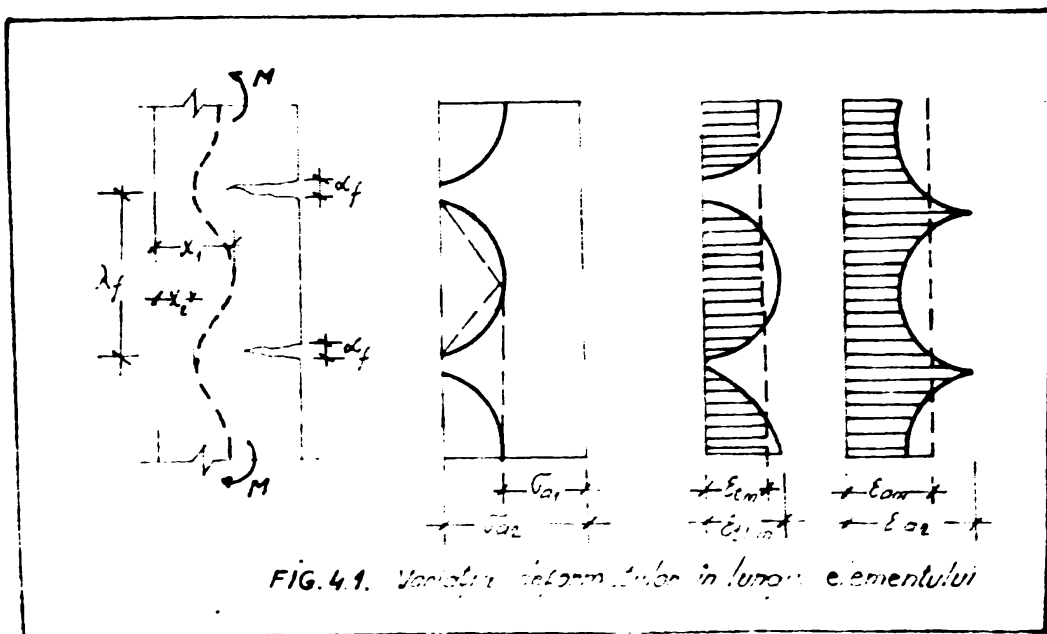


FIG.4.1. Variația deformațiilor în lungul elementului

în care coeficientul ψ reprezintă contribuția betonului armat întins între secțiunile fisurate. Valoarea coeficientului ψ a fost stabilită considerând că variația efortului unitar din armătură între secțiunile fisurate este liniară. Dacă notăm $\bar{\sigma}_{a2}$ efortul din armătură în secțiunea fisurată și cu $\bar{\sigma}_{a1}$ efortul din armătură la mijlocul zonei dintre două fisuri consecutive, în stadiul I nefisurat se poate scrie că :

$$\psi = \frac{\bar{\sigma}_{a2} + \bar{\sigma}_{a1}}{2 \bar{\sigma}_{a2}} \quad (4.2)$$

Ținând seama că scăderea efortului $\bar{\sigma}_{a2}$ din secțiunea fisurată, la efortul $\bar{\sigma}_{a1}$ din secțiunea vecină se transmite prin aderență de-a lungul jumătății intervalului, rezultă :

$$\bar{\sigma}_{a1} = \bar{\sigma}_{a2} - \frac{\lambda_f \mu}{2 A_a} \bar{\sigma}_m \quad (4.3)$$

în care : λ_f este deschiderea fisurii ;

μ este un parametru al armăturilor ;

$\bar{\sigma}_m$ este valoarea medie a efortului de aderență.

Înlocuind valoarea $\bar{\sigma}_{a1}$ în formula (4.2) cu λ_f dat de relația :

$$\lambda_f = \frac{R_t^n}{\bar{\sigma}_m} \frac{A_{bt}}{\mu} \quad (4.4)$$

se obține :

$$\psi = 1 - \bar{\beta} \frac{A_{bt}}{A_a} \frac{R_t^n}{\bar{\sigma}_{a2}} \quad (4.5)$$

în care :

A_{bt} - aria zonei întinse din beton în stadiul nefisurat ;

R_t^n - rezistența la întindere a betonului ;

$\bar{\beta}$ - coeficient determinat experimental care caracterizează calitățile de aderență ale barelor de armătură și acțiunea încercărilor de durată : $\bar{\beta} = 0,3(1-0,8\gamma)$ pentru barele cu profil și $\bar{\beta} = 0,2(1-0,5\gamma)$ pentru barele lise ;

γ - este raportul între încercările de durată și încercările totale.

După Codul Model CEB-FIP /68/, alungirea medie a armăturii, ținând seama de contribuția betonului întins, fig.4.2a, este egală cu :

$$\epsilon_{aII} = \frac{\sqrt{\sigma_a}}{E_a} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sqrt{\sigma_{af}}}{\sqrt{\sigma_a}} \right)^2 \right] = \psi \epsilon_{a2} \quad (4.6)$$

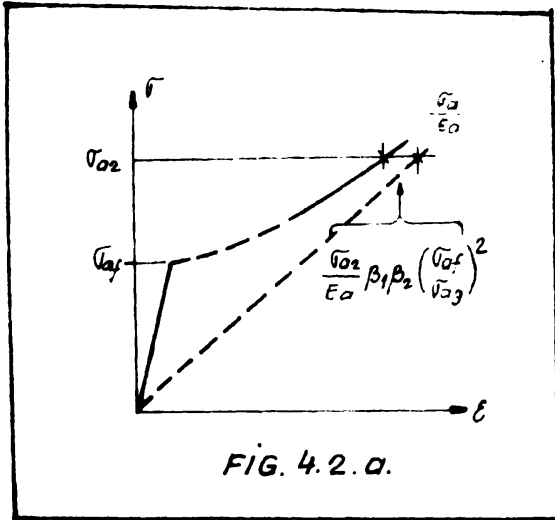


FIG. 4.2. a.

în care :

$\sqrt{\sigma_a}$ - efortul din armătură în dreptul secțiunii fisurate ;

$\sqrt{\sigma_{af}}$ - efortul în armătură calculat în ipoteza unei secțiuni fisurate, unde efortul maxim în betonul întins (secțiune nefisurată) va fi egal cu R_t^n ;

β_1 - coeficient care caracterizează calitățile de aderență ale barelor :

$\beta_1 = 1$ pentru bare profilate ;

$\beta_1 = 0,5$ pentru bare lise;

β_2 - coeficient care reprezintă influența duratei de aplicare a încărcării sau de repetare a încărcărilor :

$\beta_2 = 1$ pentru prima încărcare

$\beta_2 = 0,5$ pentru încărcări aplicate timp îndelungat sau pentru încărcări ciclice.

Manualul de calcul CEB "Fisurarea și Deformațiile" și lucrarea /68/ dau detaliile asupra alungirii medii a armăturii fig.4.2b considerînd :

$$\epsilon_{aIII} = \epsilon_{a2} - \Delta \epsilon_a = (1 - \psi) \epsilon_{a1} + \epsilon_{a2} \quad (4.7)$$

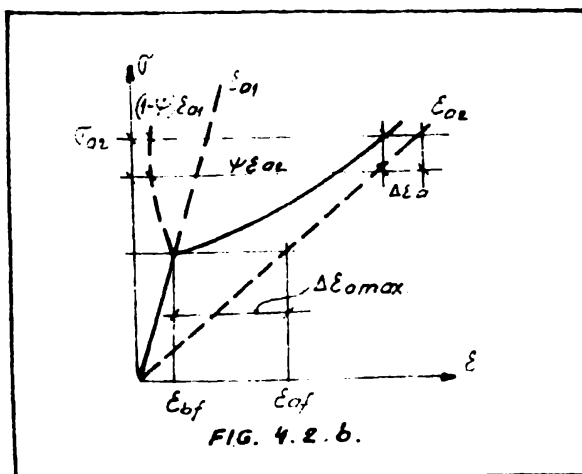


FIG. 4.2. b.

în care :

ϵ_{a1} - este alungirea armăturii în stadiul I nefisurat ;

ϵ_{a2} - alungirea armăturii în stadiul II, neglijînd participarea betonului întins dintre fisuri ;

$\Delta \epsilon_a$ - contribuția betonului întins dintre secțiunile fisurate;

$$\Delta \epsilon_a = (1 - \psi) (\epsilon_{a2} - \epsilon_{a1}) \quad (4.8)$$

$\psi = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sqrt{\sigma_{af}}}{\sqrt{\sigma_a}} \right)^2$ are aceeași semnificație ca și cel din formula

(4.6)

Tinând seama de diferența de eforturi $\sqrt{a_1}$ (formula 4.3) și $\sqrt{a_2}$ (formula 4.6) în lucrarea /70/ se arată că este mai exact de a raporta deformațiile din stadiul I la modulul de elasticitate al betonului întins, contribuția betonului întins fiind :

$$\Delta \epsilon_a = (1 - \psi)(\epsilon_{a2} - \epsilon_{bf}) \quad (4.9)$$

iar alungirea medie a armăturii :

$$\epsilon_{am} = (1 - \psi)\epsilon_{bf} + \psi\epsilon_{a2} \quad (4.10)$$

cu valoarea lui ψ dată de relația (4.6).

Rigiditatea elementelor

Se definește ca modul de rigiditate " produsul dintre caracteristica geometrică a secțiunii, (aria în cazul elementelor solicitate axial și momentul de inerție în cazul elementelor încovoiate) și modulul de deformație corespunzător materialului din care este alcătuit elementul /20/.

În cazul elementelor încovoiate modulul de rigiditate EI (în domeniul comportării elastice se înlocuiește printr-o mărime variabilă K, care ține seama de gradul de solicitare, de prezența fisurilor, de procentul de armare și de conlucrarea betonului cu armătura pe distanța dintre fisuri.

Calculul modulului de rigiditate se face pornind de la legea de variație a curburii elementului încovoiat :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{K} \quad (4.11)$$

considerînd ca stadiu de lucru stadiul II, adăuțînd pentru coeficientul de echivalență valorile :

- pentru beton greu :

$$n^R = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu_a^R}{4\sigma}\right) (1 + v\bar{\varphi}) \leq 5 \frac{E_a}{E_b} \quad (4.12)$$

- pentru beton ușor :

$$n^R = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu_a^R}{16\sigma}\right) (1 + v\bar{\varphi}) \leq 6 \frac{E_a}{E_b} \quad (4.13)$$

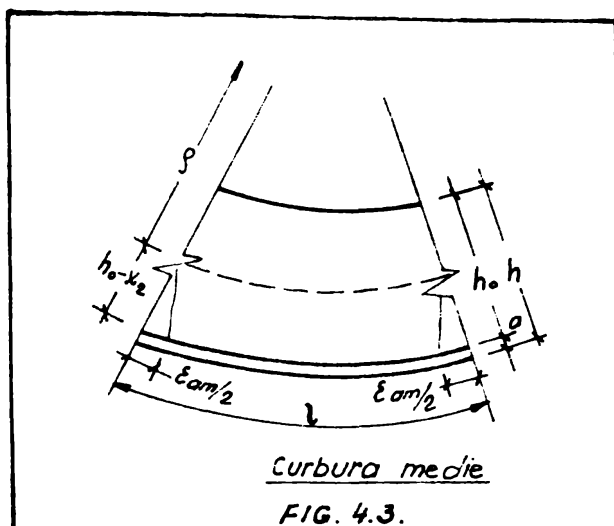
în care : E_a este modulul armăturii ;

E_b - modulul betonului ;

μ_a^R - rezistența armăturii ;

$\bar{\varphi}$ - caracteristica deformației în timp a betonului ;

$v = \frac{\text{încercări de lungă durată}}{\text{încercări totale}}$



Pe baza schemei din fig.4.3 referitor la fibra medie deformată a elementului încovoiat se poate scrie :

$$\frac{\rho}{h_0 - x_2} = \frac{1}{\epsilon_{am}} \quad (4.14)$$

sau avînd în vedere relația (4.11) :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_{am}}{h_0 - x_2} = \frac{M}{K} \quad (4.15)$$

Scriind că :

$$\epsilon_{am} = \psi \epsilon_{a2} = \psi \frac{\sigma_{a2}}{E_a} = \psi \frac{M}{E_a A_a Z_2} \quad (4.16)$$

rezultă :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{E_a A_a Z_2 (h_0 - x_2)} \quad (4.17)$$

Scriind în stadiul II produsul $Z_2(h_0 - x_2)$ sub forma :

$$Z_2(h_0 - x_2) = \xi h = h_0(1 - \xi) \quad (4.18)$$

în care $\xi = x_2/h_0$, iar $\xi = h_0(1 - \xi/3)$ și notînd cu β valoarea :

$$\beta = \frac{\xi(1 - \xi)}{\psi} \quad (4.19)$$

rezultă din (4.17) valoarea modului de rigiditate K în cazul elementelor încovoiate, sub forma :

$$K = E_a A_a \beta h_0^2 \quad (4.20)$$

Pe baza unui raționament asemănător cu solicitarea de încovoiere, se poate stabili valoarea modului de rigiditate K pentru elementele solicitate la compresiune excentrică cu mare excentricitate și la întindere excentrică cu mare excentricitate sub forma :

$$K = \frac{E_a A_a \beta h_0^2}{1 + \frac{\xi - \xi^2}{\bar{e}_0}} \quad (4.21)$$

în care : $\bar{e}_0 = \frac{e_{00}}{h}$ este excentricitatea relativă de calcul față de centrul de greutate al secțiunii ;

$\bar{X}_A = \frac{x_A}{h}$; în care x_A este distanța de la centrul de greutate al secțiunii pînă la centrul de greutate al armăturii A_a .

Conform STAS 10107/0-84 /70/ modulul de rigiditate al elementelor din beton armat pentru elemente încovoiate sau comprimate excentric se determină cu relațiile :

$$\text{- pentru beton obișnuit} \quad K = kE_b I_b \quad (4.22)$$

$$\text{- pentru beton ușor} \quad K = 4/3 kE_b I_b \quad (4.23)$$

în care :

$$k = \frac{0,25 + 0,2p \cdot \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3p}}{1 + 0,4 \sqrt{\bar{A}} + 0,8 v \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3}} \quad (4.24)$$

la nivelul solicitărilor de exploatare, respectiv

$$k = \frac{0,2 + 0,2p \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3p}}{1 + 0,4 \sqrt{\bar{A}} + 0,8 v \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3}} \quad (4.25)$$

la nivelul solicitărilor limită (corespunzătoare stărilor limită ultime).

În relațiile (4.24) și (4.25) :

p - procentul de armare referitor la armătura întinsă (respectiv armătura mai puțin comprimată în cazul în care nu apar eforturi unitare de întindere la nivelul armăturilor) ;

$\bar{e}_0 = \frac{e_{oc}}{h_0}$, unde e_{oc} este excentricitatea de calcul ;

$\bar{A} = \frac{b_p - b}{b} \cdot \frac{h_p}{h}$ este aria relativă a aripilor tălpii comprimate la secțiuni T.

Relațiile (4.24) și (4.25) se pot pune sub forma :

$$k = \frac{k_1}{k_2 + k_3} \quad (4.26)$$

unde :

$$k_1 = 0,25 + 0,2p \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3p} \quad (4.27)$$

la nivelul solicitărilor de exploatare, respectiv

$$k_1 = 0,2 + 0,2p \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3p} \quad (4.28)$$

la nivelul solicitărilor ultime :

$$k_2 = 1 + 0,4\sqrt{A} \quad (4.29)$$

$$k_3 = 0,8 \sqrt{\frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3}} \quad (4.30)$$

Valorile k_1 , k_2 și k_3 se dau în tabele.

Reluând cazul încovoierii și observând că pe o bună parte din lungimea elementului pe care $M > M_{fis}$, acesta este în stadiul I, rigiditatea va fi K_1 , deci :

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M}{K_1} \quad (4.31)$$

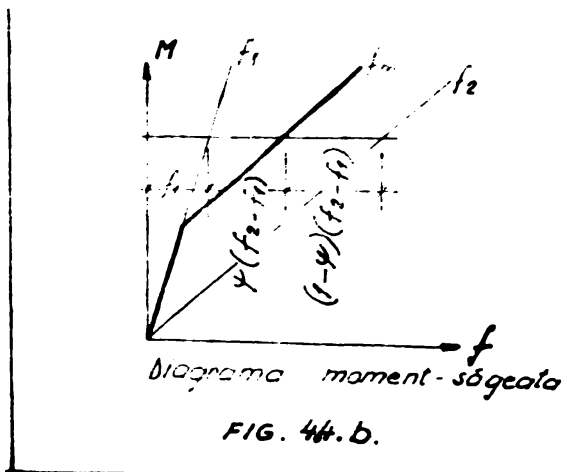
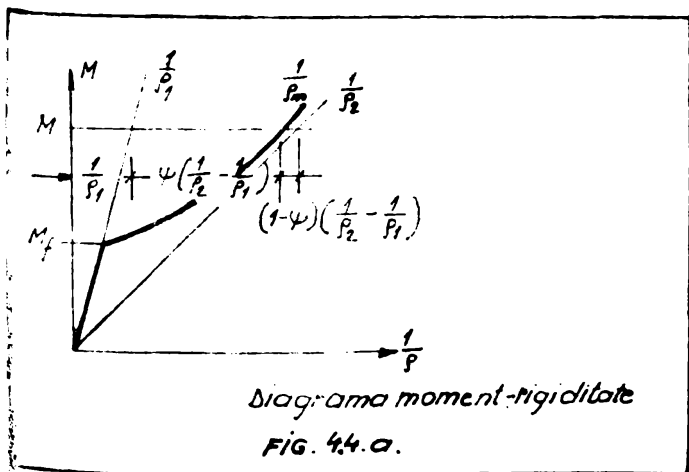
Tinând seama de alungirea medie a armăturii dată de relația 4.10 se poate defini un modul de rigiditate mediu de forma :

$$K_m = (1 - \psi) K_1 + \psi K_2 \quad (4.32)$$

cu :

$$K_2 = A_a E_a h^2 \xi (1 - \xi) \quad (4.33)$$

Diagrama moment-rigiditate, asemănătoare diagramelor efort-deformație este reprezentată în fig.4.4 pentru încărcări de scurtă durată.

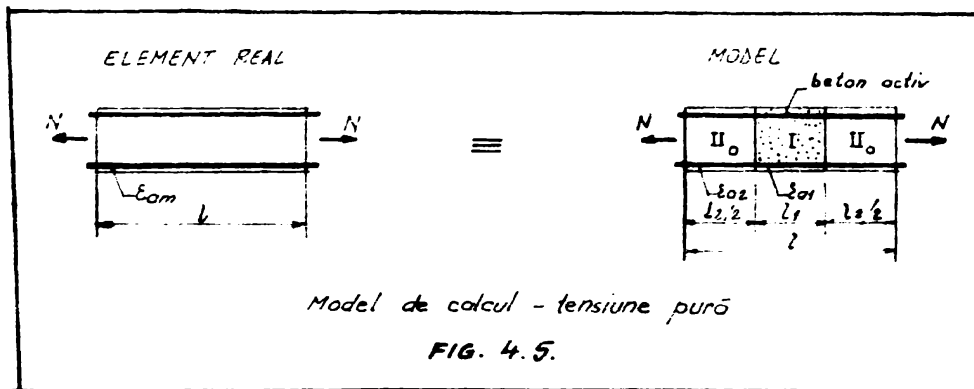


Pentru încărcările de lungă durată coeficientul ψ din formula (4.32) este afectat de coeficientul $\bar{\beta}$ din relația (4.5) sau β_1, β_2 din relația (4.6).

Modelele de calcul după normele CEB-FIP pentru elemente încovoiate

În scopul de a stabili o modalitate practică de utilizare a principiilor de calcul ale deformațiilor enunțate în codul Model CEB-FIP 1978 /67/, s-a introdus un model fizic cu valabilitate generală, prin intermediul căruia problema fisurării betonului armat poate fi redusă la cazurile simple ale stadiului I și IIa. Coeficientul de proporționalitate dintre cele două stadii este dat de Codul Model. Modelul fizic propus permite evaluarea curburii elementului independent de valoarea acestui coeficient. Orice dezvoltare a formulei de calcul a acestui coeficient nu modifică principiul metodei pentru calculul deformațiilor.

Pentru elementele supuse la întindere pură (N =constant pe lungimea L), modelul se compune din două părți (vezi fig.4.5) :



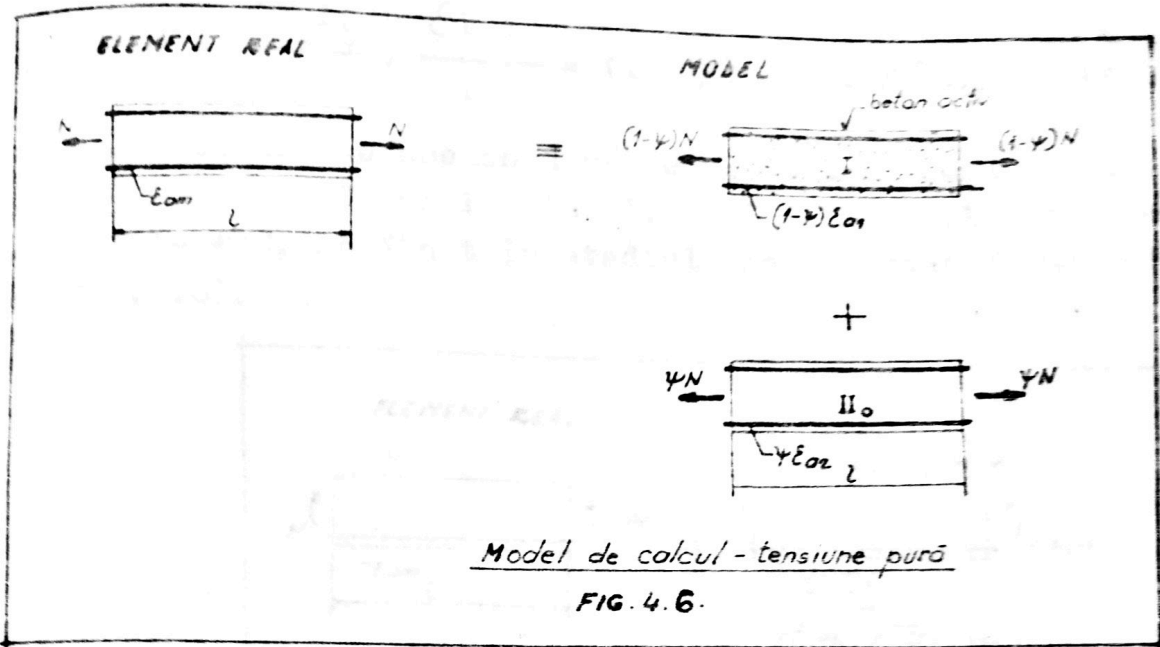
- una lucrând în stadiul (secțiunii nefisurate) ;
- alta lucrând în stadiul IIa (secțiunii fisurate, se consideră numai betonul comprimat și armătura întinsă).

Lungimile l_1 și l_2 se definesc astfel încât :

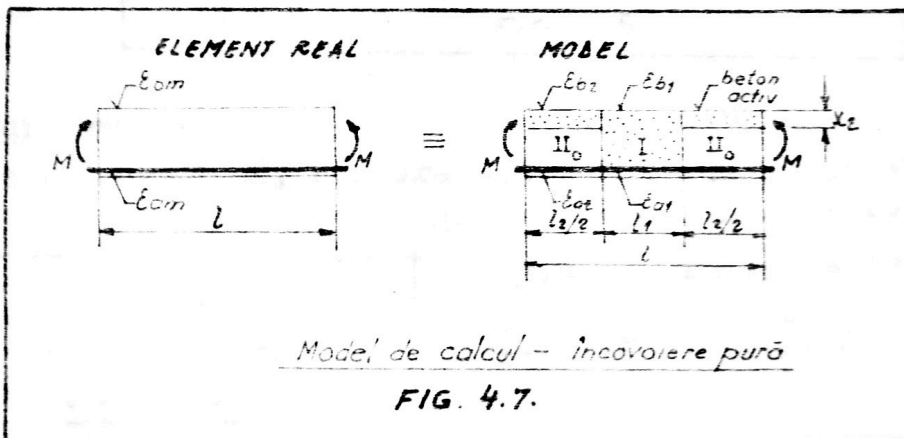
$$\epsilon_{am} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\epsilon_{a1} \cdot l_1}{l} + \frac{\epsilon_{a2} l_2}{l} = (1 - \psi) \epsilon_{a1} + \psi \epsilon_{a2} \quad (4.34)$$

$$l_1 = (1 - \psi)L \quad ; \quad l_2 = \psi L \quad (4.35)$$

Se notează că există posibilitatea de a considera un model compus din două elemente de lungime l , unul lucrând în stadiul I, fiind supus forței $(1 - \psi)N$, iar celălalt în stadiul IIa, supus forței ψN (fig.4.6).



Pentru elementele supuse la încovoiere pură (M -constant pe lungimea l), elementul real de lungime l , de-a lungul căruia momentul încovoiitor poate fi presupus constant, este compus din două părți (vezi fig.4.7) :



- una lucrînd în stadiul I (secțiune fisurată) ;
- una lucrînd în stadiul IIa (secțiuni fisurate, se consideră numai betonul comprimat și armătura).

Din deformația medie a armăturii întinse :

$$\epsilon_{aia} = \frac{\Delta \epsilon_a}{1} = \frac{\epsilon_{a1} l_1}{1} + \frac{\epsilon_{a2} l_2}{1} = (1 - \psi) \epsilon_{a1} + \psi \epsilon_{a2} \quad (4.36)$$

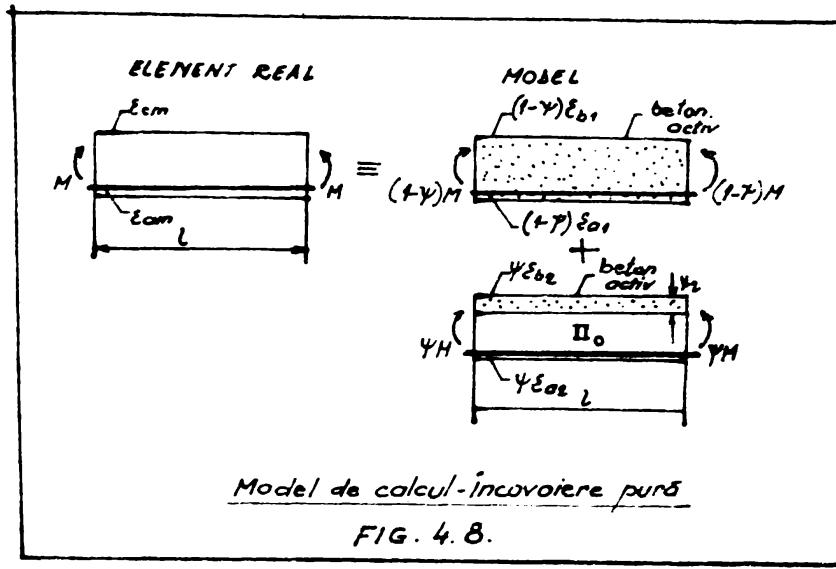
se obține lungimea l_1 (stadiul I) și l_2 (stadiul IIa) :

$$l_1 = (1 - \psi) l \quad ; \quad l_2 = \psi l \quad (4.37)$$

precum și deformația medie în fibra cea mai comprimată din beton

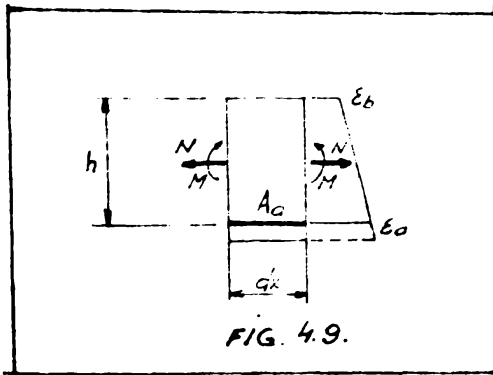
$$\epsilon_{bm} = \frac{\Delta \epsilon_b}{1} = \frac{\epsilon_{b1} l_1}{1} + \frac{\epsilon_{b2} l_2}{1} = (1 - \psi) \epsilon_{b1} + \psi \epsilon_{b2} \quad (4.38)$$

Se notează de asemenea că se poate considera un model compus din două elemente de lungime l , unul în stadiul I încărcat cu momentul $(1 - \psi)M$, celălalt în stadiul IIa încărcat cu momentul ψM (vezi fig.4.8).



Curbura

Se cunoaște că, curbura medie într-un punct al unui element de structură încovoiată este definită de relația următoare (fig.4.9) :



$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{\epsilon_o - \epsilon_b}{h} \quad (4.39)$$

Pentru modelele propuse mai sus, curbura medie $1/\rho$ a unui element încovoiat de lungime l este o valoare intermediară cuprinsă între curburile $1/\rho_1$ calculată în stadiul I și $1/\rho_2$ calculată în stadiul IIa.

Curbura în stadiul I este definită de relația :

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{1}{\rho_{1o}} + \frac{1}{\rho_{1\psi}} + \frac{1}{\rho_{1a}} \quad (4.40)$$

Curbura $1/\rho_1$ în stadiul I reprezintă cea mai joasă limită a curburii medii $1/\rho_m$. Calculată din curbura de bază $1/\rho_b$ prin

introducerea efectului armăturii (coeficientul de corecție K_A), aceasta poate fi exprimată la timpul $t=0$ prin :

$$\frac{1}{\rho_{10}} = K_{A1} \cdot \frac{1}{\rho_c} \quad (4.41)$$

La timpul t , ținând cont numai de încălcarea permanentă (g), creșterea curburii datorită curgerii lente (coeficientul curgerii lente φ , coeficientul de corecție K_A) poate fi exprimată de relația :

$$\frac{1}{\rho_{1\varphi}} = (K_{A1} \cdot K_{\rho 1} \cdot \varphi) \frac{1}{\rho_{0g}} \quad (4.42)$$

Curvura datorită contracției (deformație specifică de contracție ϵ_{ba} , coeficientul de corecție K_a), este dată de relația :

$$\frac{1}{\rho_{1a}} = K_{a1} \frac{(\epsilon_{ba})}{h} \quad (4.43)$$

Curvura în stadiul IIa este definită de relația :

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{1}{\rho_{20}} + \frac{1}{\rho_{2\varphi}} + \frac{1}{\rho_{2a}} \quad (4.44)$$

Curvura în stadiul IIa reprezintă limita superioară a curburii medii $1/\rho_m$.

În mod similar stadiului I, se poate scrie :

$$\frac{1}{\rho_{20}} = K_{A2} \cdot \frac{1}{\rho_b} \quad \text{- pentru } t=0 \quad (4.45)$$

$$\frac{1}{\rho_{2\varphi}} = (K_{A2} \cdot K_{\rho 2} \cdot \varphi) K_{bg} \quad \text{- efectul c.e.} \quad (4.46)$$

$$\frac{1}{\rho_{2a}} = K_{a2} \cdot \frac{(\epsilon_{ba})}{h} \quad \text{- efectul contracției} \quad (4.47)$$

Curvura medie rezultă din relația :

$$\frac{1}{\rho_m} = \frac{M}{EIm} = \frac{\epsilon_{am} - \epsilon_{bm}}{h} \quad (4.48)$$

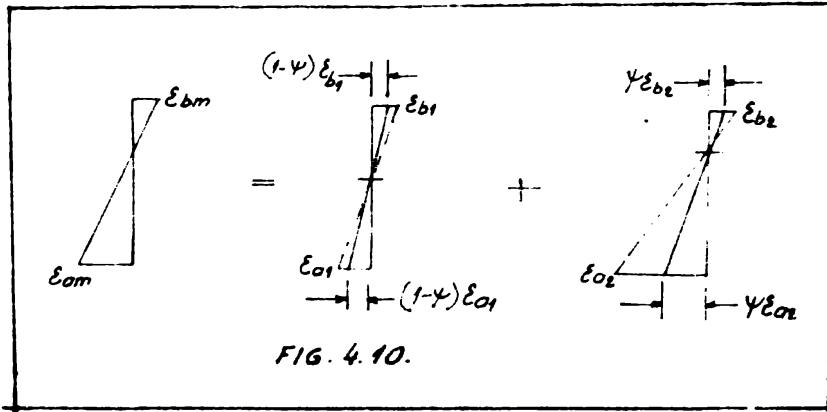
Referindu-ne la modelele prezentate anterior, se obține (fig.4.10) :

$$\epsilon_{am} = (1 - \psi) \epsilon \ell_1 + \psi \epsilon_{12} \quad (4.49)$$

$$\epsilon_{bm} = (1 - \psi) \epsilon \ell_2 + \psi \epsilon_2 \quad (4.50)$$

iar curbura medie va avea expresia :

$$\frac{1}{\rho_m} = (1 - \psi) \frac{1}{\rho_1} + \psi \frac{1}{\rho_2} \quad (4.51)$$



În stadiul I și IIIa, efectul contracției uniforme este independent de nivelul de încărcare și crează deplasări paralele ale curburii

$1/\rho_{1q}$ și $1/\rho_{2q}$ datorate încărcării q . Efectul contracției se va considera în mod separat prin adăugarea acesteia la curbura datorată încărcărilor, păstrând același coeficient de distribuție ψ .

Figura 4.11 redă un exemplu al evoluției curburii în diferite stadii, la timpul $t=0$ și $t=t$.

4.1. Modulul de deformare

Expresia rigidității unei bare oarecare ij , în domeniul elastic, după direcția secțiunii transversale, poate fi scrisă concentrat sub forma :

$$k^{ij,e} = c(mg) \quad (4.52)$$

unde :

$m = E, G$ este modulul de deformare longitudinală, respectiv transversală a materialului ;

$g = A, I$ este aria, respectiv momentul de inerție la încovoiere, a secțiunii transversale ;

c - reprezintă partea constantă a relației de mai sus, independentă de valoarea produsului

$$\text{produsul } K = mg \quad (4.53)$$

este modulul de rigiditate al secțiunii transversale.

Modulul de rigiditate K este simpla relație pentru încovoiere

$$K = E.I \quad (4.54)$$

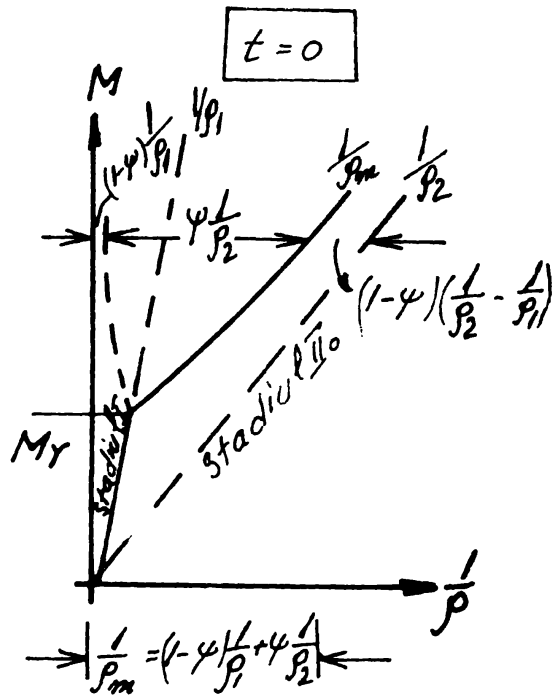


Fig. 4.11a.

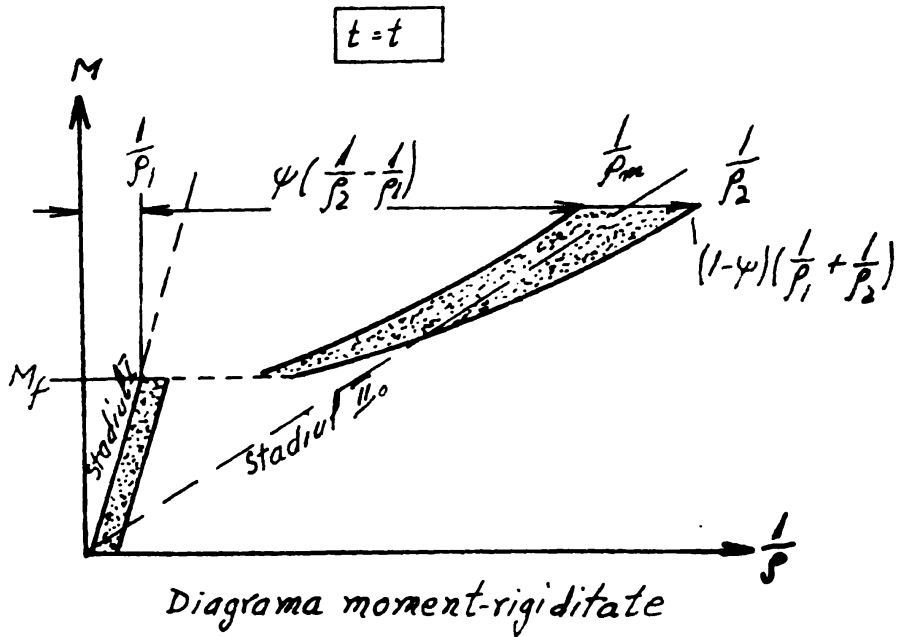
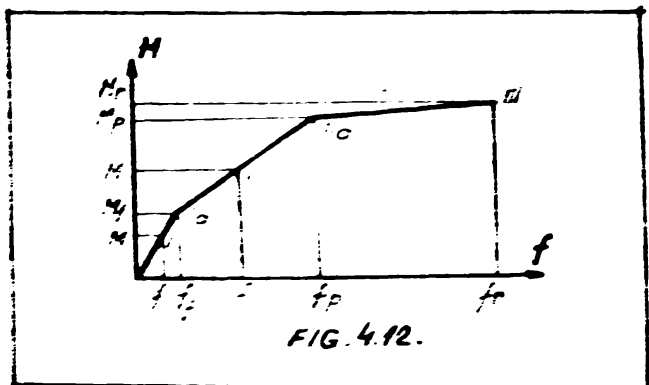


Fig. 4.11b.

Pentru structurile de beton armat problemele modurilor de rigiditate K este mai complicată, datorită că betonul armat este un material complex eterogen și anizotrop, cu proprietăți reologice deosebite și care funcționează în mod obișnuit în exploatare cu betonul fisurat.

Determinarea eforturilor în elementele structurilor statice nedeterminate din beton armat se face, de regulă, cu metodele staticii construcțiilor, ca pentru corpuri elastice și omogene, modulii de rigiditate K luându-se în calcul cu valori determinate în mod simplificat sau ținând seama într-un mod mai analitic de proprietățile de deformare ale betonului și de influența fisurării lui.

Variabila g , stadiile de lucru I (nefisurat) și II (fisurat) ale structurilor de beton armat sub acțiunea încărcărilor de



exploatare ($\sqrt{\sigma_b} \leq 0,4R_c$ în betonul precomprimat) influențează sensibil rigiditatea barelor, prin intermediul valorilor lui $g(A, I)$ ale secțiunii transversale. Astfel, în cazul încovoierii simple, trecerea din stadiul I în stadiul II se manifestă prin micșorarea zonei

întinse de beton și reducerea în consecință a momentului de inerție I respectiv a modulului de rigiditate - fapt care rezultă din diagrama schematizată $H-f$ (fig. 4.12).

În stadiul I întregă secțiunea de beton este activă și modulul de rigiditate este maxim. În stadiul II, în timpul fisurării secțiunea activă este redusă din aria zonei comprimate de beton și este arătatărilor întinse (evoluția și arăturilor comprimate), iar modulul de rigiditate scade în mod corespunzător, între stadii betonul întinse, armat elastic și plastic, contribuind la micșorarea întinsei și etanșarea în sarcină a întinsei scăderea rigibilității barei.

Pe lângă g . Pentru încărcări de exploatare ($\sqrt{\sigma_b} \leq 0,4R_c$) trebuie să se țină seama de efectele deformărilor plastice (ϵ_{pl})

în beton ca urmare a micro fisurării pietrei de ciment valoarea lui (E_p) este influențată de durata de aplicare a încărcărilor /6/.

Astfel, dacă în cazul încărcărilor de scurtă durată deformațiile viscoase de curgere lentă (ϵ_{cl}) se pot, în mod practic, negli-

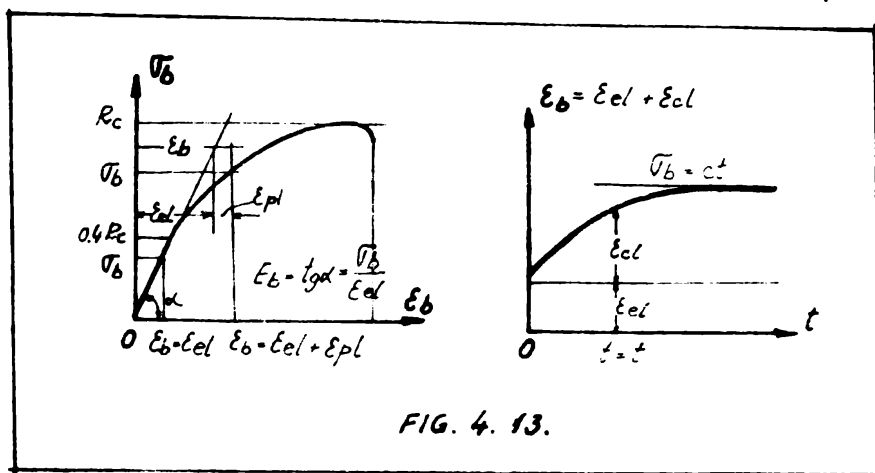


FIG. 4. 13.

ja luîndu-se în considerare numai deformațiile elastice (ϵ_{el}) (fig. 4.13) în schimb în cazul încărcărilor de lungă durată acestea pot apărea și deformațiile elastice (fig.4.13)

Pentru încărcări statice de scurtă durată, în calcule se ia modulul de elasticitate

$$E_p = \frac{\sigma_b}{\epsilon_{el}} = tg \alpha \quad (4.55)$$

a cărui valoare este funcție de marca betonului.

Pentru cazurile în care creșterea modulului de elasticitate are un efect defavorabil se vor introduce în calcule valori sporite cu 15% la betonul nou, respectiv cu 30% la betonul vechi.

Pentru încărcări statice de lungă durată în calcule se ia modulul deformației totale :

$$E_{bt} = \frac{\sigma_b}{\epsilon_b} = \frac{\sigma_b}{\epsilon_{el} + \epsilon_{cl}} = \frac{\sigma_b}{1 + \varphi_t} \quad (4.56)$$

în care $\varphi_t = \frac{\epsilon_{cl}}{\epsilon_{el}}$ reprezintă caracteristica curgerii lente a betonului.

Încărcări de scurtă durată

Stadiul I pentru structurile din beton armat, normele germane DIN 1045 /7/ și cele engleze Cp 110 /80/ admit că eforturile în sistemele static nedeterminate să fie calculate în mod simplificat, cu modulii de rigiditate corespunzători stadiului I, luînd în considerare numai secțiunea de beton sau secțiunea de beton plus de n ori secțiunea armăturii longitudinale, deși asemenea structuri

funcționează în exploatare cu betonul întina figurat.

Pentru acțiunea momentelor încovoietoare modulul de rigiditate K are în acest caz valoarea :

$$K = E_b \cdot I_b \quad \text{sau} \quad K = E_b (I_b + nI_a) \quad (4.57)$$

Stadiul II pentru structurile din beton armat sau din beton precomprinat din clasa III de verificare la fisurare, care funcționează în exploatare în stadiul II fisurat, normele românești STAS 10107/0-76 /69/ admit un calcul simplificat al modulului de rigiditate, pentru acțiunea momentelor încovoietoare :

$$K = 0,6 E_b \cdot I_b \quad (4.58)$$

unde : I_b - momentul de inerție al secțiunii de beton.

În relația (3.59) coeficientul 0,6 determinat pe bază experimentală pentru elemente cu procente uzuale de armare, reprezintă reducerea modulilor de rigiditate în stadiul II față de stadiul I.

STAS 10107/0-76 /69/ prevede valorile de mai jos pentru elementele solicitate la încovoiere :

$$k = E_a \cdot \beta \cdot \frac{I_a}{h_0^2} \quad (4.59)$$

$$\beta = \frac{\xi(1-\xi)}{\psi} \quad (4.60)$$

în care $\xi = x/h_0$ și $\zeta = z/h_0$ se pot determina pe baza următoarelor ipoteze :

- secțiunile plane rămân plane și după deformaare,
- zonele întinse ale secțiunii de beton nu se iau în considerare în calcul,
- modulul de deformație al betonului este constant în întreaga zonă comprimată, coeficientul de echivalență avînd valoarea

$$n' = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu^R a}{40} \right) \leq 5 \frac{E_a}{E_b} \quad (4.61)$$

pentru beton greu, respectiv

$$n' = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu^R a}{160} \right) \leq 6 \frac{E_a}{E_b} \quad (4.62)$$

pentru betonul ușor cu agregate de granulit.

Încărcări de lungă durată

Explicarea legăturii dintre eforturile unitare și deforma-

țiile specifice ținând seama de deformațiile elastice și de curgere lentă, se poate face pe baza teoriei înăbușării, datorită simplității sale, în prezent o largă aplicabilitate pe plan mondial.

În cadrul acestei teorii se admit următoarele ipoteze :

- idealizarea proprietăților fizice ale betonului (omogenitate și izotropie)
- deformațiile instantanee (elastice) sînt proporționale cu eforturile corespunzătoare
- deformațiile de curgere lentă ale betonului sînt proporționale cu eforturile de durată care le produc
- principiul suprapunerii efectelor este valabil și pentru deformațiile de curgere lentă
- mărimea deformațiilor (elastice și de curgere lentă) este independentă de semnul și natura eforturilor
- curbele de curgere lentă, pentru diferite vîrste τ_0 ale betonului la încărcare, sînt paralele între ele, translație provenită cu axa ordonatelor φ_t (fig.4.14).

Exprimarea deformațiilor specifice în funcție de eforturile unitare, la timpul t , se face prin relația :

$$\epsilon_t = \frac{\sigma_0}{E_{b0}} + \sigma_0 c_t + \int_0^t \frac{d\sigma_0}{d\tau} \left(\frac{1}{E_b \tau} + c_t - c_\tau \right) d\tau \quad (4.63)$$

unde :

$\frac{\sigma_0}{E_{b0}}$ - deformația specifică elastică corespunzătoare momentului aplicării primului efort unitar de durată (σ_0 la timpul τ_0)

$\sigma_0 c_t$ - deformația specifică de curgere lentă produsă de σ_0 pînă la timpul t

c_t - măsura
curgerii
lente

$\int_0^t \frac{d\sigma_0}{d\tau} \left(\frac{1}{E_b \tau} + c_t - c_\tau \right) d\tau$ -
suma deformațiilor
specifice de la timpul
 $t=0$ la $t=t$ datorită e-
forturilor unitare su-
plimentare aplicate la
o vîrstă oarecare

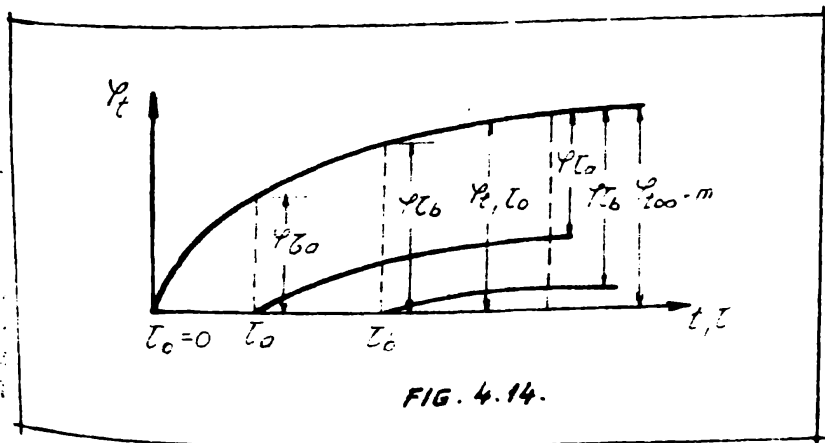


FIG. 4.14.

(creșterea efortului unitar $\sqrt{\sigma}$).

Dacă introducem în relația caracteristică curgerii lente

$$\varphi_t = c_t \cdot E_{bo} \text{ se obține}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sqrt{\sigma}}{E_o} (1 + \varphi_t) + \frac{1}{E_{bo}} \int_0^t \frac{d\sqrt{\sigma}}{d\zeta} \left(\frac{E_{bo}}{E_{bt}} + \varphi_t - \varphi_{\zeta} \right) d\zeta \quad (4.64)$$

Diferențiind ecuația, se obține $dt=t$ în cazul modului de elasticitate variabil (crescător cu timpul)

$$d\varepsilon_t = \frac{\sqrt{\sigma}}{E_{bo}} d\varphi_t + \frac{\Delta\sqrt{\sigma}}{E_{bo}} d\varphi_t + \frac{d\Delta\sqrt{\sigma}}{E_b \zeta} \quad (4.65)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sqrt{\sigma}}{E_{bo}} (1 + \varphi_t) \quad (4.66)$$

ceea ce dă posibilitatea simplificării calculelor prin introducerea în locul modului de elasticitate a betonului ($E_b = E_{bo}$) a unui modul al deformației totale (elasticitate și de curgere lentă), denumit și modul redus :

$$E_{bt} = \frac{E_{bo}}{1 + \varphi_t} \quad (4.67)$$

Această relație este valabilă pentru cazul când încărcarea se aplică la t_0 ($\zeta_0 = 0$) și modulul de elasticitate $E_b = E_{bo}$ este constant.

În cazul $t = \zeta_a$ și se ține seama și de variația în timp a modului de elasticitate E_b , se obține pentru modulul redus relația :

$$E_{bt,a} = \frac{E_{bo}}{\left(\frac{E_{bo}}{E_{bo,a}} + \varphi_t - \varphi_{\zeta_a} \right)} \quad (4.68)$$

Pentru simplificarea, modulul de elasticitate al betonului se consideră constant în timp cu valoarea de la vârsta de 28 de zile.

$$E_{bt,a} = \frac{E_b}{(1 + \varphi_t - \varphi_{\zeta_a})} \quad (4.69)$$

Pentru determinarea valorii φ_t la timpul $t=t$ avem două relații :

- relația propusă de Dickhäuser [18]

$$\varphi_t = a(1 - e^{-\beta t}) \quad (4.70)$$

unde :

∞ - parametru determinat experimental

m - valoarea finală a caracteristicii curgerii lente

Si relația propusă de normele europene : /19/

$$\varphi_t = \frac{(1.5 + t)t}{1 + 4t + t^2} \varphi_\infty \quad (4.71)$$

unde timpul t, socotit din momentul încărcării, se introduce în luni, iar valoarea finală a caracteristicii curgerii lente se determină cu relația :

$$\varphi_\infty = \frac{7 + 3t_0}{4 + 6t_0} \varphi_a \quad (4.72)$$

cu t_0 - vârsta betonului în momentul încărcării,

φ_a - 3...4 (în funcție de condițiile de umiditate).

Pentru valoarea finală a caracteristicii deformației în timp a betonului (curgerea lentă și contractia) STAS 10107/0-76 /69/ prescrie relația :

$$\bar{\varphi} = K_1 K_2 K_3 \varphi_0 \quad (4.73)$$

φ_0 - valoarea finală de bază a caracteristicii deformației în timp a betonului

K_1 - coeficient gradul de maturitate a betonului (vârsta relativă a betonului)

K_2 - coeficient gradul de solicitare a betonului (valoarea relativă a efortului unitar de durată)

K_3 - coeficient care exprimă influența umidității mediului ambiant.

În conformitate cu STAS 10107/0-76 calculul cu metoda semi-probabilistă ca stări limită, modulul deformației totale (modulul redus) se determină :

$$E_{bt} = \frac{E_b}{1 + \nu \bar{\varphi}} \quad (4.74)$$

Rezultă că expresiile modulilor de rigiditate în stadiile I și II stabilite pentru încărcări de scurtă durată rămân valabile și pentru încărcări de lungă durată, înlocuind modulul de elasticitate E_b cu modulul redus E_{bt} .

unde :

ν - reprezintă raportul dintre solicitarea de lungă durată și solicitarea totală de exploatare.

Relațiile se transformă :

$$n' = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu R_a}{4\sigma}\right) (1 + v\bar{\varphi}) \leq 5 \frac{a}{E_b} \quad (4.75)$$

$$n' = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu R_a}{16\sigma}\right) (1 + v\bar{\varphi}) \leq 6 \frac{a}{E_b} \quad (4.76)$$

Efectul prezenței armăturii longitudinale asupra deformației de curgere lentă poate fi prins în calcule prin introducerea caracteristicii ideale de curgere lentă /64/

$$\bar{\varphi}_i = \frac{1 - e^{-v\bar{\varphi}}}{nS} \quad (4.77)$$

$$S = \mu + \frac{I_a}{I_b} ; \mu = \frac{A_a}{A_b} \quad (4.78)$$

Rezultă armătura întinsă la elementele solicitate în stadiul I respectiv armătura comprimată la elemente solicitate în stadiul II reduce efectul curgerii lente asupra rigidității elementelor de beton armat. Rezultă că prezența armăturii comprimate, neeconomică la calculul capacității portante a elementelor încovoiate, devine indioată dacă devin să atenueze micșorarea în timp a rigidității unor asemenea elemente.

4.2. Calculul săgeților elementelor încovoiate

4.2.1. Calculul săgeților conform STAS 10107/0-76 /69/

Pentru un calcul mai exact al eforturilor în structurile static nedeterminate din beton armat și în special pentru calculul deformațiilor, modulul de rigiditate poate fi determinat în stadiul de exploatare, cu luarea în considerare a influenței armăturii și a fisurării zonelor întinse de beton STAS 10107/0-76 prevede valoarea de mai jos pentru elementele solicitate la încovoiere :

$$f = s \frac{M}{K} l^2 \quad (4.79)$$

$$K = E_a A_a \beta h_0^2 \quad (4.80)$$

unde

$$\beta = \frac{\xi(1-\xi)}{\psi}$$

În care $\xi = \frac{x}{h_0}$ și $\xi = \frac{z}{h_0}$ se pot determina pe baza următoarelor ipoteze :

- secțiunile plane rămân și după deformare
- zonele întinse ale secțiunii de beton nu se iau în considerare în calcul
- în modulul de deformare al betonului este constant în întreaga zonă comprimată, coeficientul de echivalență n' vînd valoarea

$$n' = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu R_a}{4\sigma}\right) \leq 5 \frac{E_a}{E_b} \text{ pentru beton greu} \quad (4.81)$$

$$n' = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu R_a}{16\sigma}\right) \leq 6 \frac{E_a}{E_b} \text{ pentru beton ușor} \quad (4.82)$$

în relațiile de mai sus $\mu = \frac{A_a}{bh_0}$

R_a - rezistența de calcul a armăturii.

Coeficientul ψ care ține seama de conlucrarea betonului întins dintre fisuri cu armătura, se poate lua în funcție de procentul de armare (0,8, 0,9, ..., 1).

Pentru secțiuni dreptunghiulare calculul lui ξ și al lui ζ se face cu relațiile :

$$\xi = \mu n' \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\mu n'}} - 1 \right) \quad (4.83)$$

$$\zeta = 1 - \frac{\xi}{3} \quad (4.84)$$

$$\psi = 1 - \frac{\bar{\beta} A_{bt} R_t^n}{A_a V_a} \quad (4.85)$$

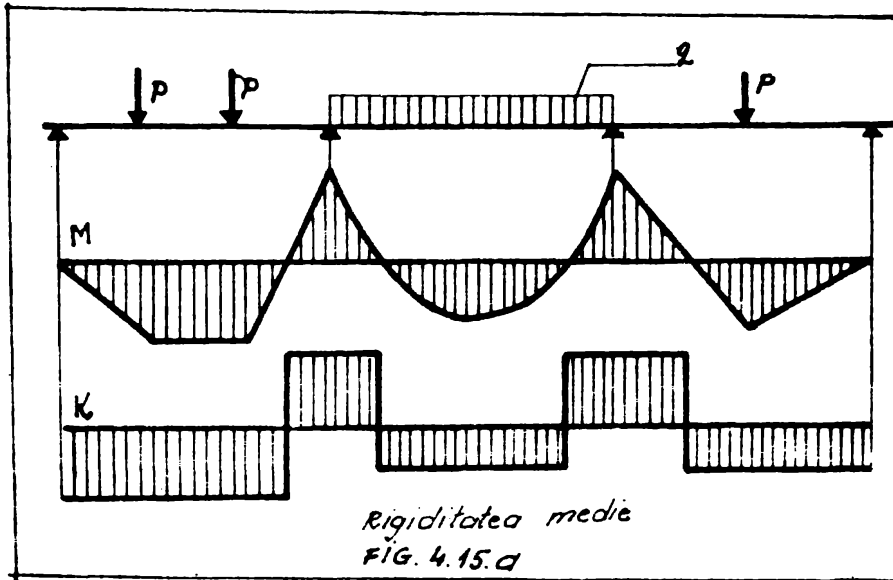
$$\bar{\beta} = 0,2(1 - 0,6 v) \quad (4.86)$$

Calculul deformațiilor (săgeților) elementelor solicitate la încovoiere se face ținînd seama de regulile staticii construcțiilor folosind modulul de rigiditate determinat cu relația (4.80) pentru fiecare porțiune de element cu moment încovoietor de același semn, modulul de rigiditate se poate considera constant și egal cu valoarea din secțiunea cu moment încovoietor maxim de pe porțiunea respectivă.

Calculul eforturilor în structurile static nedeterminate, la care elementele au înălțime constantă, se poate face considerînd modulul de rigiditate constant pe întreaga deschidere a unui element și luînd valoarea corespunzătoare secțiunii celei mai solicitate din câmp.

Calculul săgeților se determină cu ajutorul relației (4.79) unde :

S - coeficientul care depinde de tipul încărcării și de modul de rezemare (fig.4.15a)



M - momentul încovoietor de exploatare

K - modulul de rigiditate calculat cu relațiile 4.80

l - distanța dintre rezeme.

4.2.2. Calculul săgeților conform STAS 10107/0-84 /70/

Săgeata unei grinzi încovoiate poate fi calculată cu relația :

$$f = s \cdot \frac{M}{K} l^2$$

unde :

S - este un coeficient ca-

re depinde de tipul încărcării și de modul de rezemare

K - modulul de rigiditate cunoscut ca produsul dintre momentul de inerție și modulul de deformare corespunzător materialului din care este alcătuit elementul

$$k = K \cdot E_b \cdot I_0 \quad (4.87)$$

$$k = \frac{0,25 + 0,2p \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{e_0 + 0,3 p}}{1 + 0,4\sqrt{A} + 0,8 v \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{e_0 + 0,3}} \quad (4.88)$$

Pentru elementele solicitate la încovoiere \bar{e}_0 tinde spre infinit $\bar{e}_0 \rightarrow \infty$, și în consecință relația de mai sus devine :

$$K = \frac{0,25 + 0,2 p}{1 + 0,8 v} \quad (4.89)$$

4.2.3. Calculul săgeților conform CEB_FIP /68/

În principiu săgeata unui element se poate calcula prin integrarea ecuației

$$\frac{d^2 f}{ds^2} = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{K} \quad (4.90)$$

unde $f=f(s)$ este săgeata unui element într-o secțiune situată la distanța s de marginea reazemului.

Pentru calculele practice se pot utiliza metoda simplificată sau legi aproximative moment-săgeată.

Avînd în vedere diagrama moment-rigiditate din (fig.4.4.a) se poate stabili legea moment-săgeată conform (fig.4.4.b) sub forma :

$$f_m = (1 - \psi)f_1 + \psi f_2 \quad (4.91)$$

care reprezintă o diagramă biliniară pentru cele două stadii de lucru st.I și st.II.

În baza acestor presupuneri săgeata f_1 corespunde modulului de rigiditate

$$K_1 = E_b \cdot I_b \quad (4.92)$$

Săgeata f_2 corespunde modulului de rigiditate

$$K_2 = A_a E_a h_0^2 \varphi (1 - \psi) \quad (4.93)$$

iar săgeata medie în punctul de moment încovoietor maxim este dată de relația :

$$f_m = S(1 - \psi) \frac{M}{E_b \cdot I_b} l^2 + S \cdot \psi \cdot \frac{M}{K_2} l^2 \quad (4.94)$$

$$\psi = 1 - \beta_1 \beta_2 \frac{M_p}{M} \quad (4.95)$$

4.3. Rezultatele experimentale

Normele de calcul pentru elementele de beton, beton armat și beton precomprimat sînt în curs de revizuire, ele urînd să apară sub denumirea de STAS 10102/85 și 10107/0-85, revizuirea avînd ca scop o recomandare mai bună cu recomandările internaționale CEB-FIP, SNIP precum și luarea în considerare a rezultatelor cercetărilor din ultimii zece ani.

În ceea ce privește calculul la starea limită de deformații a elementelor încovoiate de beton armat, conform acestei revizuirii, STAS 10107/0-85, înlocuiește valoarea nodului de rigiditate K din vechea redactare (25) cu o valoare mai simplă (28).

Pentru elementele solicitate la compresiune excentrică cu mare excentricitate și la întindere excentrică cu mare excentricitate se folosesc deasemenea relații diferite de cele prevăzute pentru încovoiere.

De mare importanță pentru aprecierea cît mai corectă a rigidității unui element este participarea betonului întins pe distanța dintre fisuri, participare care este exprimată prin coeficientul $\psi = \epsilon_{am} / \epsilon_{a2}$, valoare care introduce în calcule și procentul de armare.

Calculul săgeților, în cazuri practice se face folosind relații simplificate bazate pe legea de interacțiune moment-curbură.

Codul model CEB-FIP pentru structuri de beton (25) recomandă pentru calculul săgeților o curbură medie, ca sumă a curburilor din stadiul I nefisurat și stadiul II fisurat, pentru sarcini de lungă durată introducînd și efectul contracției și a curgerii lente.

Scopul cercetărilor efectuate în cadrul programului experimental este de a urmări starea limită de deformație a elementelor de beton armat de secțiune dreptunghiulară supuse la încovoiere solicitate la încărcări de scurtă durată pentru diferite procente de armare, precum și acela de a face o comparație între relațiile de calcul cuprinse în normele vechi, STAS 10107/0-76, formă nouă de redactare a STAS 10107/0-84, normele CEB-FIP, precum și o propunere de exprimare biliniară a săgeții apropiată de normele CEB-FIP și compararea acestor calcule cu rezultatele experimentale obținute în urma încercărilor de laborator.

Programul experimental prevăzut în etapa de cercetare din anul 1985 a cuprins un număr de 9 elemente experimentale cu secțiunea dreptunghiulară 20x30 cm și cu lungimea de 300 cm solicitate la încovoiere, supuse la încărcări de scurtă durată.

Programul experimental, alcătuirea grinzilor experimentale este prezentată în detaliu în fig.2.9.

Pentru a studia influența procentului de armare asupra deformațiilor, elementele experimentale au fost alcătuite cu procente de armare diferite : $p=0,619\%$; $p=1,109\%$; $p=1,48\%$, iar armătura transversală realizată din etrieri $\phi 6$ mm la 20 cm.

Caracteristicile fizico-mecanice ale oțelului beton OB 37 sînt prezentate în figurile 2.10 și 2.11.

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului la grinzile experimentale încercate sînt prezentate în tabelul 2.1.

Tehnologia la încărcare a elementelor experimentale este în conformitate cu cea de la subcapitolul 2.3.3.

Măsurarea deformațiilor și deplasărilor din planul de încovoire a grinzilor la diferite trepte și cicluri de încărcare s-a efectuat cu ajutorul fleximetrelor cu fir cu precizie 1:10 și 1:100 dispuse sub forțe și mijlocul deschiderii (fig.2.13).

Pe baza încercărilor experimentale efectuate s-au obținut următoarele date experimentale sintetizate în diagrame și tabele.

În tabelul 4.1 sînt prezentate mărimile măsurate experimental pentru studiul deformațiilor la grinzile încercate, treapta de fisurare, treapta de exploatare, treapta de rupere și valoarea săgeților măsurate experimental la treapta de fisurare și treapta de exploatare. La încercarea elementelor experimentale s-au înregistrat deplasările liniei mediane la diferite trepte și cicluri de încărcare. Astfel s-au măsurat săgețile în trei puncte caracteristice la $1/4$ și $1/2$ din deschidere astfel să se poată trasa liniile mediane deformate ale elementelor la diferite trepte de încărcare și descărcare pînă la ruperea elementului.

În figurile 4.16 la 4.20 sînt prezentate săgețile elementelor încercate GD2, GD3, GD5, GD6 și GD8, pentru diferite trepte și cicluri de încărcare.

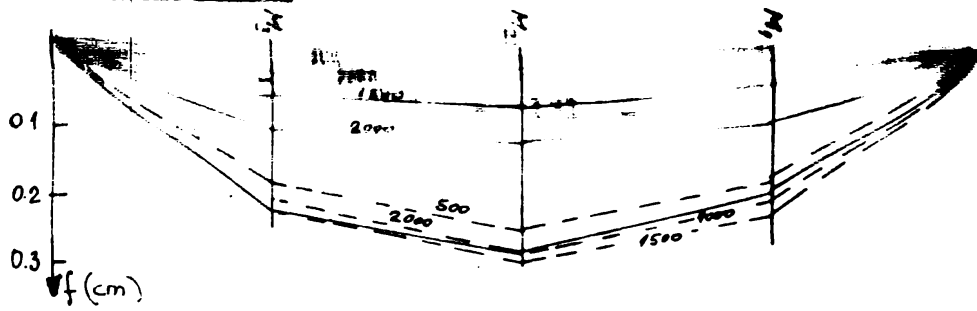
În figurile 4.21 la 4.26 sînt prezentate diagramele p^f la mijlocul deschiderii pentru diferite trepte și cicluri de încărcare pînă la rupere pentru grinzile GD2, GD3, GD5, GD6, GD8 și GD9.

MAJORI MĂSURĂRI EXPERIMENTALE PENTRU STUDIUL DEFORMĂRIILOR LA
GRIȘILE ÎNCECĂTE EXPERIMENTAL

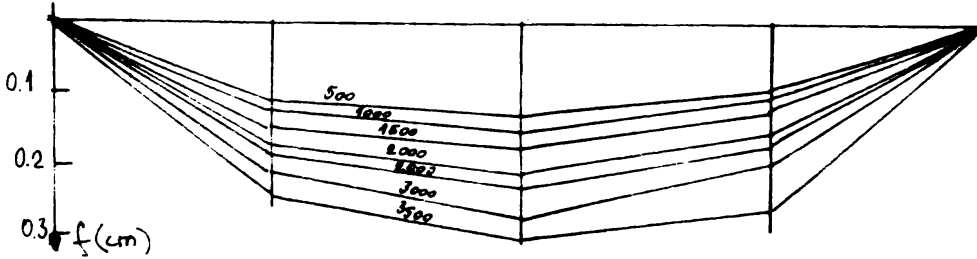
TABELUL 4.1.

Nr. crt.	INDICATIV GRIȘI	PERCENT DE ARMARE		TECAPTA DE ÎNCĂL- CARE DE ÎNCĂLZIRE A FIGURILOR	TECAPTA DE ÎNCĂL- CARE DE ÎNCĂLZIRE CARE SE ÎNCĂLZESC	TECAPTA DE ÎNCĂL- CARE DE ÎNCĂLZIRE CARE SE ÎNCĂLZESC	CAPSABATE		VALOAREA SĂGE- ȚII DE ÎNCĂLZIRE EMBRĂȘĂRII LA TECAPTELE DE FIGURARE	VALOAREA SĂGEȚII DE ÎNCĂLZIRE LA TECAPTELE DE ÎNCĂLZIRE
		Longitud. P (%)	Transv. P ₀ (%)				$\frac{p_f}{p_0}$	$\frac{p_f}{p_{m_f}}$		
1	GD-1	0.619	0.1415	2500	3500	7500	0.71	0.33	0.23	0.25
2	GD-2	0.619	0.1415	2000	3500	7500	0.57	0.26	0.27	0.30
3	GD-3	1.109	0.1415	3500	7000	13000	0.50	0.26	0.14	0.49
4	GD-4	1.109	0.1415	2500	7000	13000	0.36	0.19	0.13	0.46
5	GD-5	1.48	0.1415	2000	9000	17000	0.22	0.11	0.7	0.47
6	GD-6	1.48	0.1415	2000	10.000	17500	0.20	0.20	0.7	0.52
7	GD-7	0.619	0.1415	2000	4000	6500	0.50	0.30	0.20	0.28
8	GD-8	1.109	0.1415	3000	7000	12.000	0.43	0.25	0.15	0.52
9	GD-9	1.48	0.1415	3500	9000	15000	0.39	0.23	0.10	0.54

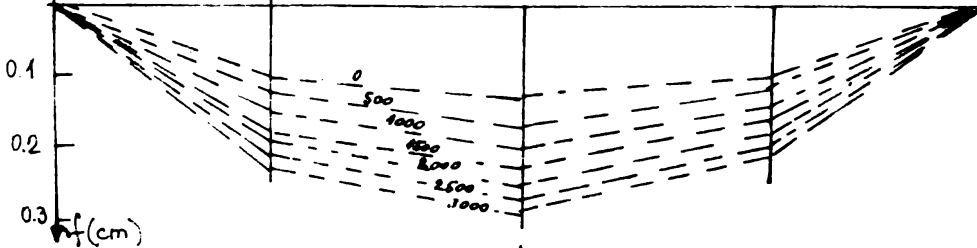
GD - 2.



I.



II.



III.

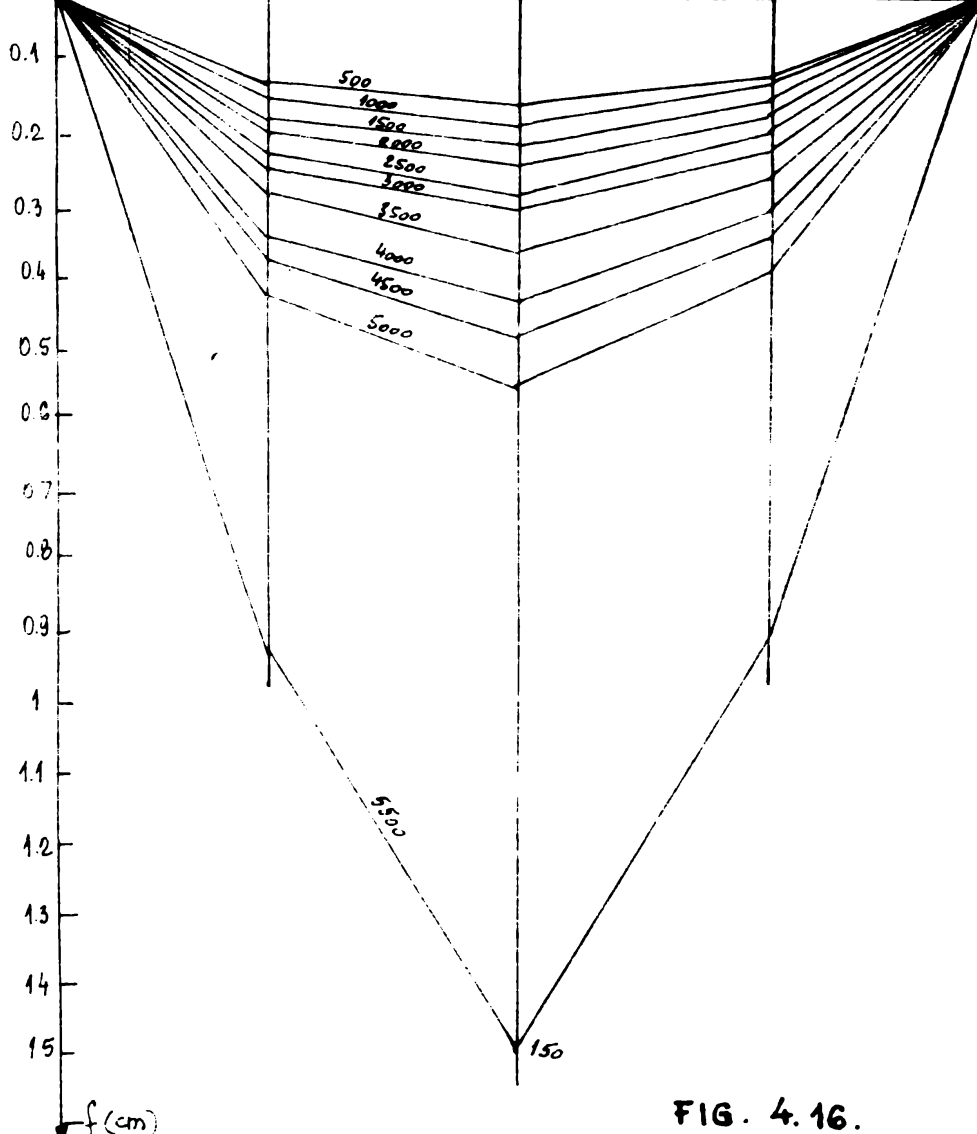


FIG. 4.16.

00 1

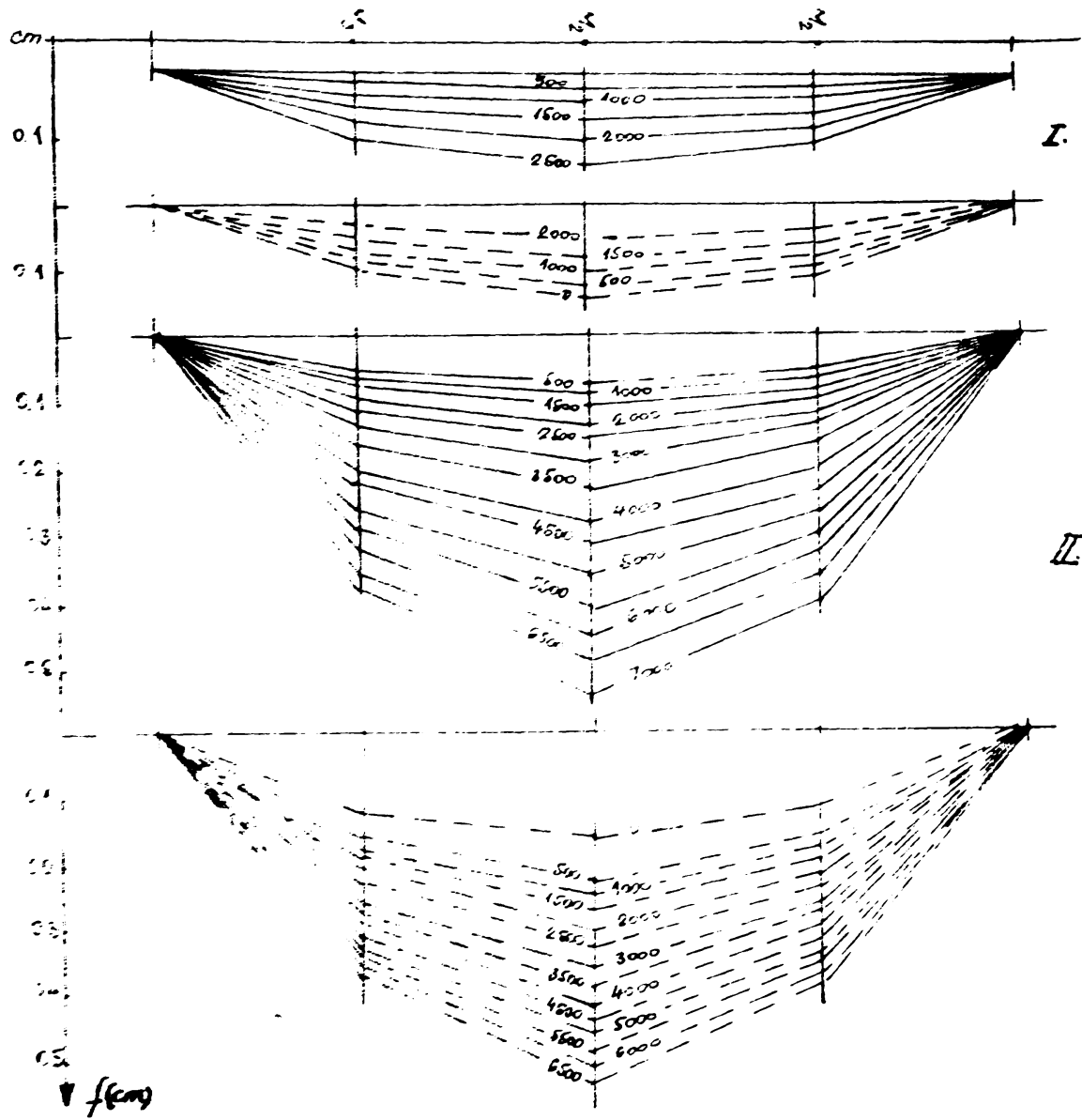


FIG. 4.17.a.

GD - 3

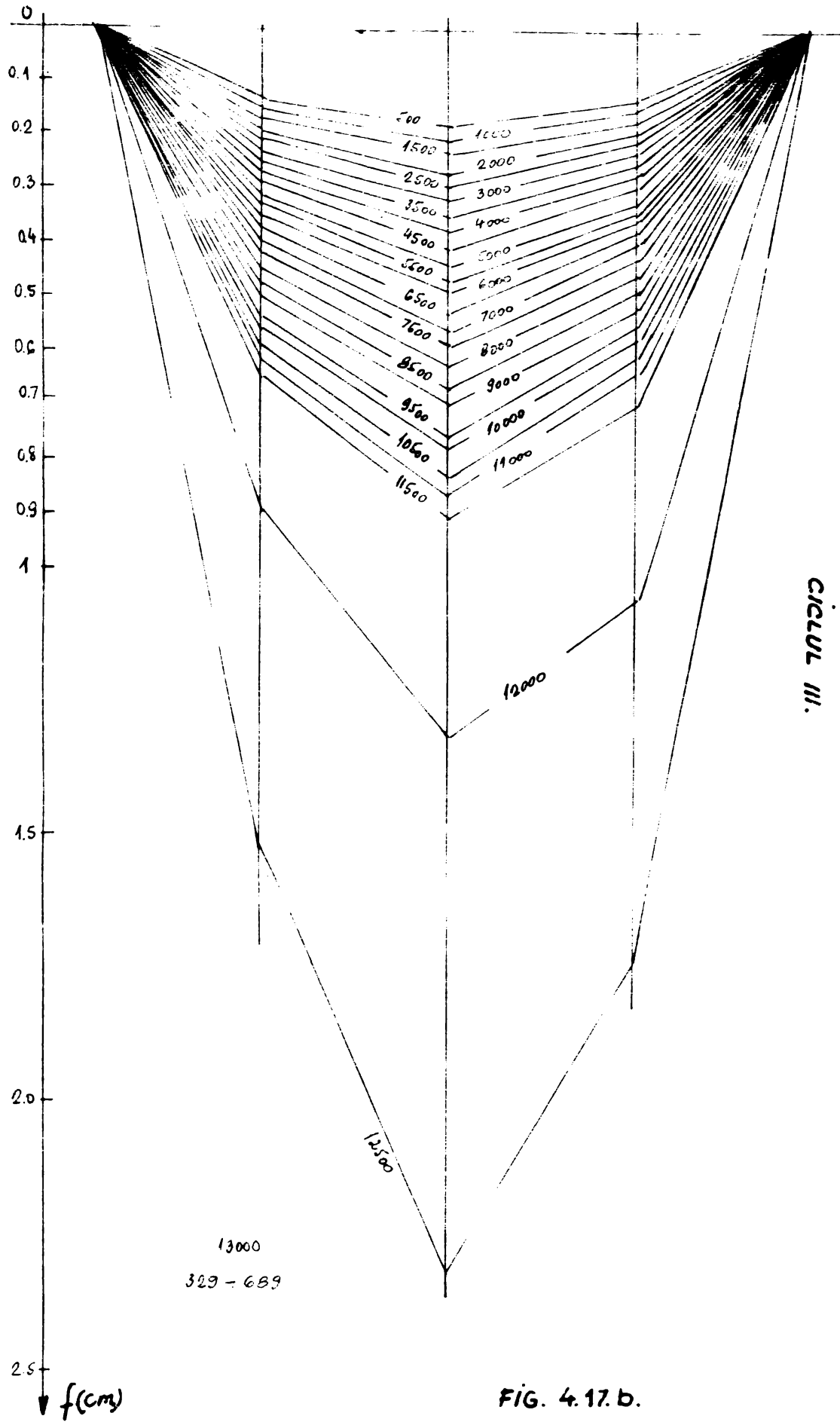


FIG. 4.17. b.

GD-5.

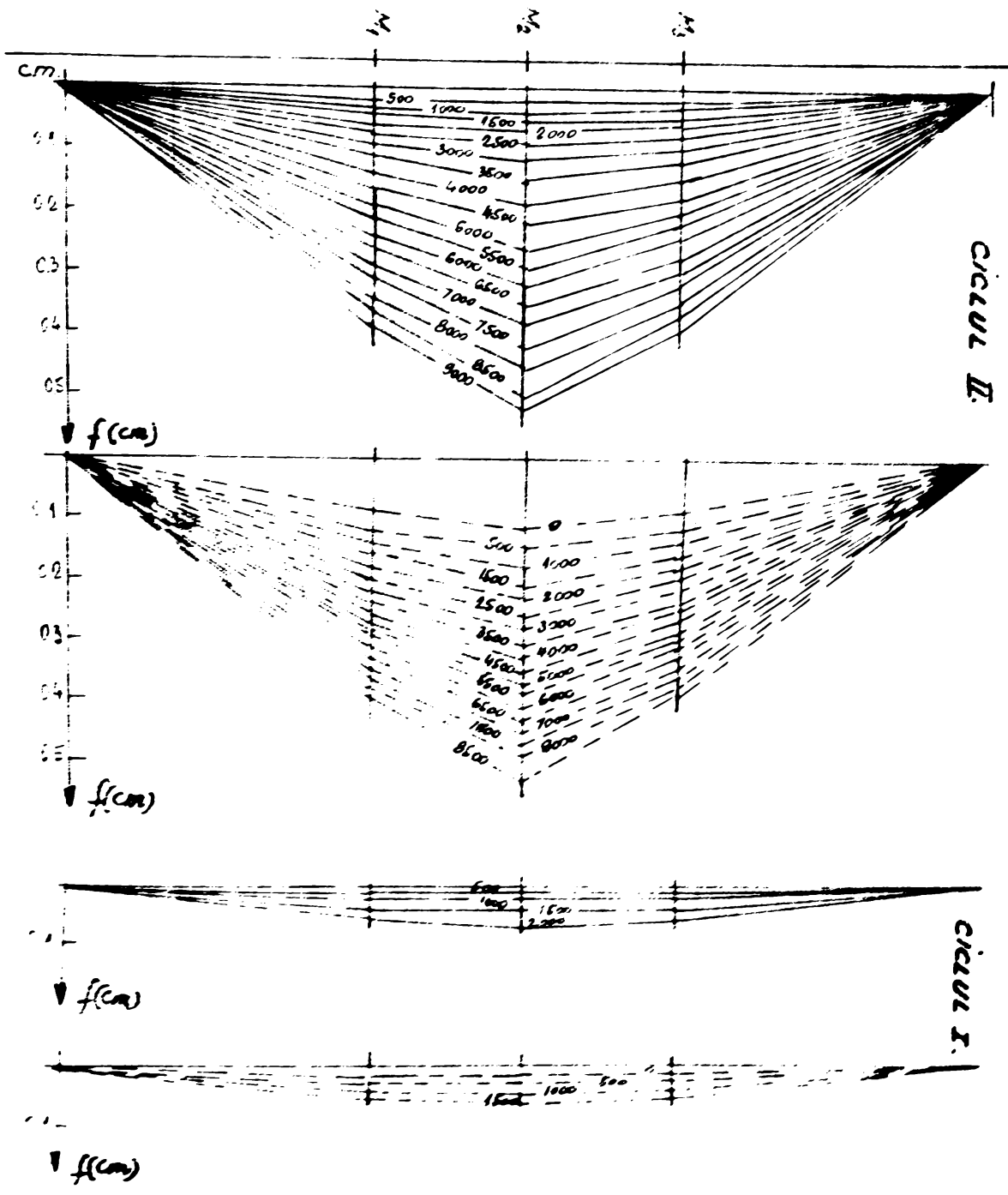


FIG. 4. 18. a.

GU - 5.

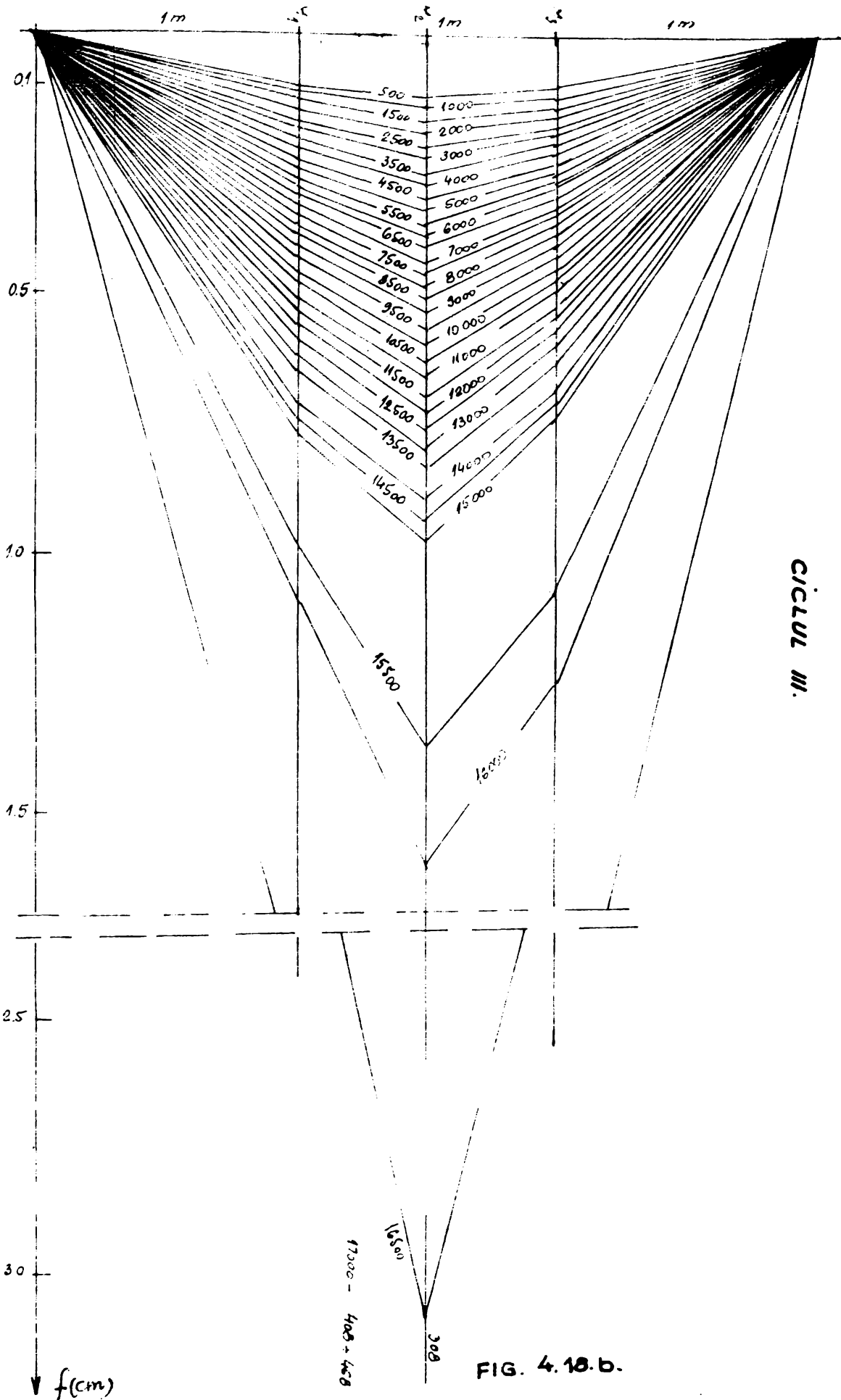


FIG. 4.18.b.

GD - 6.

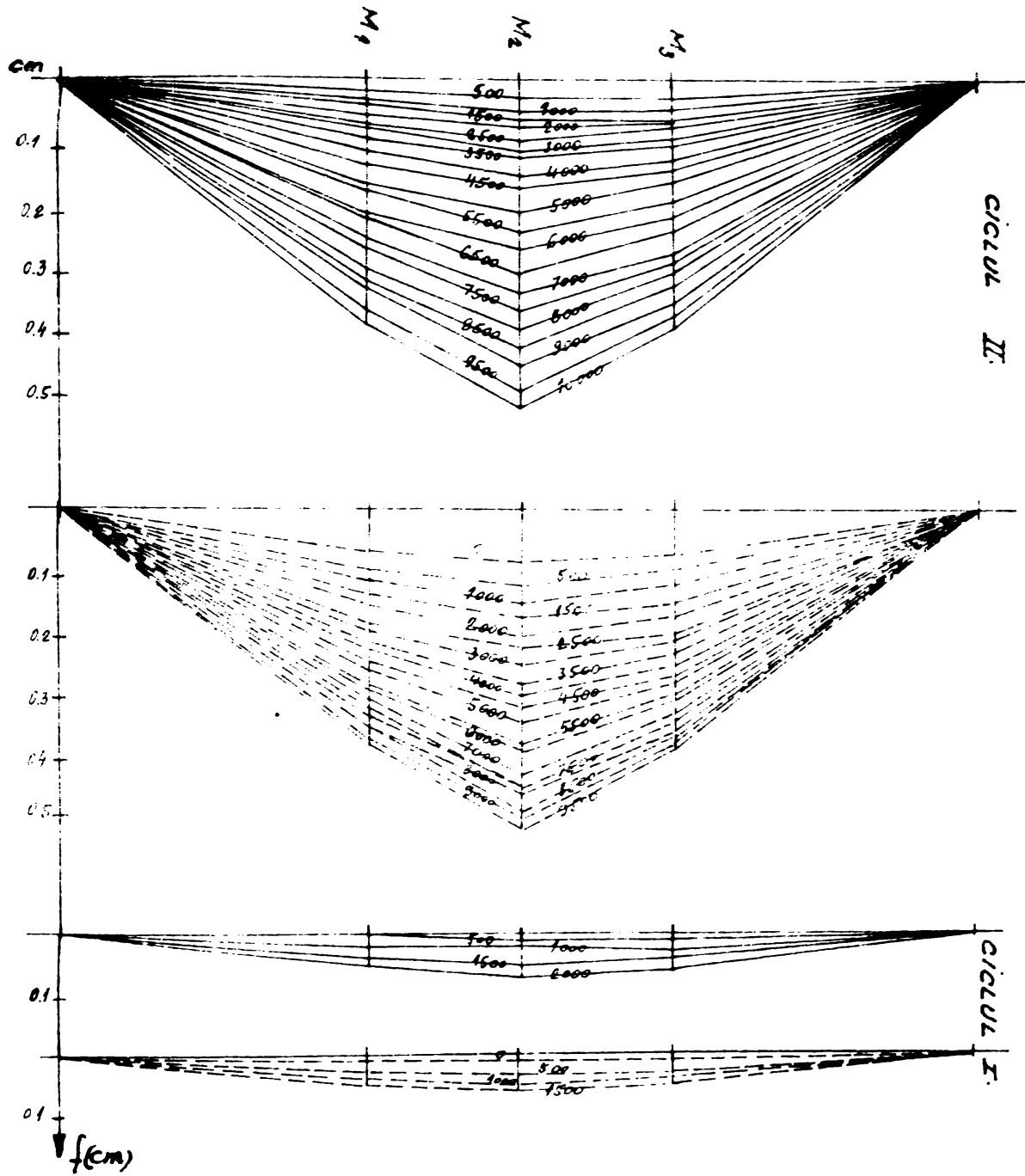
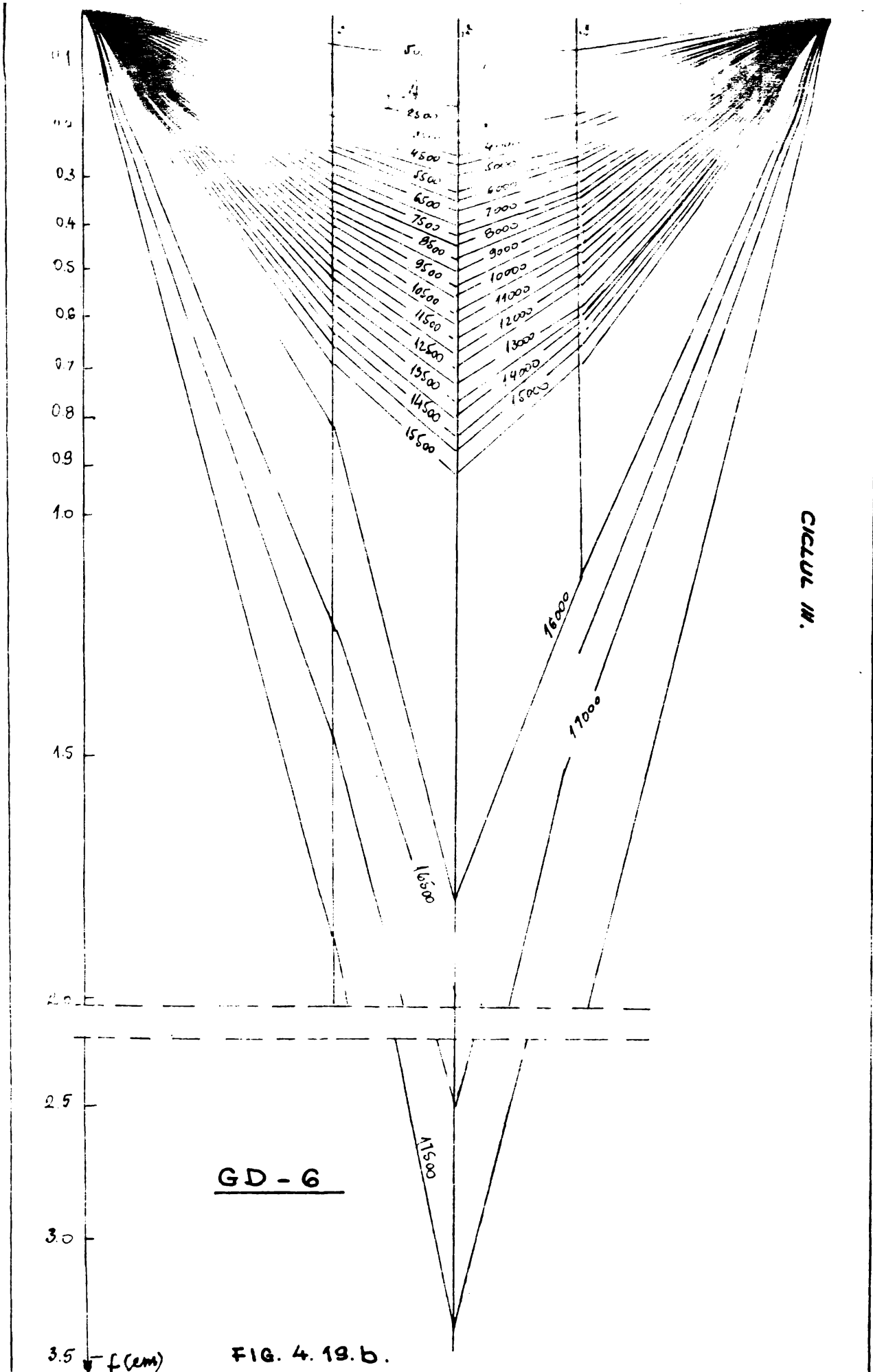


Fig. 4. 19. a.



GD - 6

CICLUL III.

FIG. 4. 19. b.

3.5 f (cm)

GD-8.

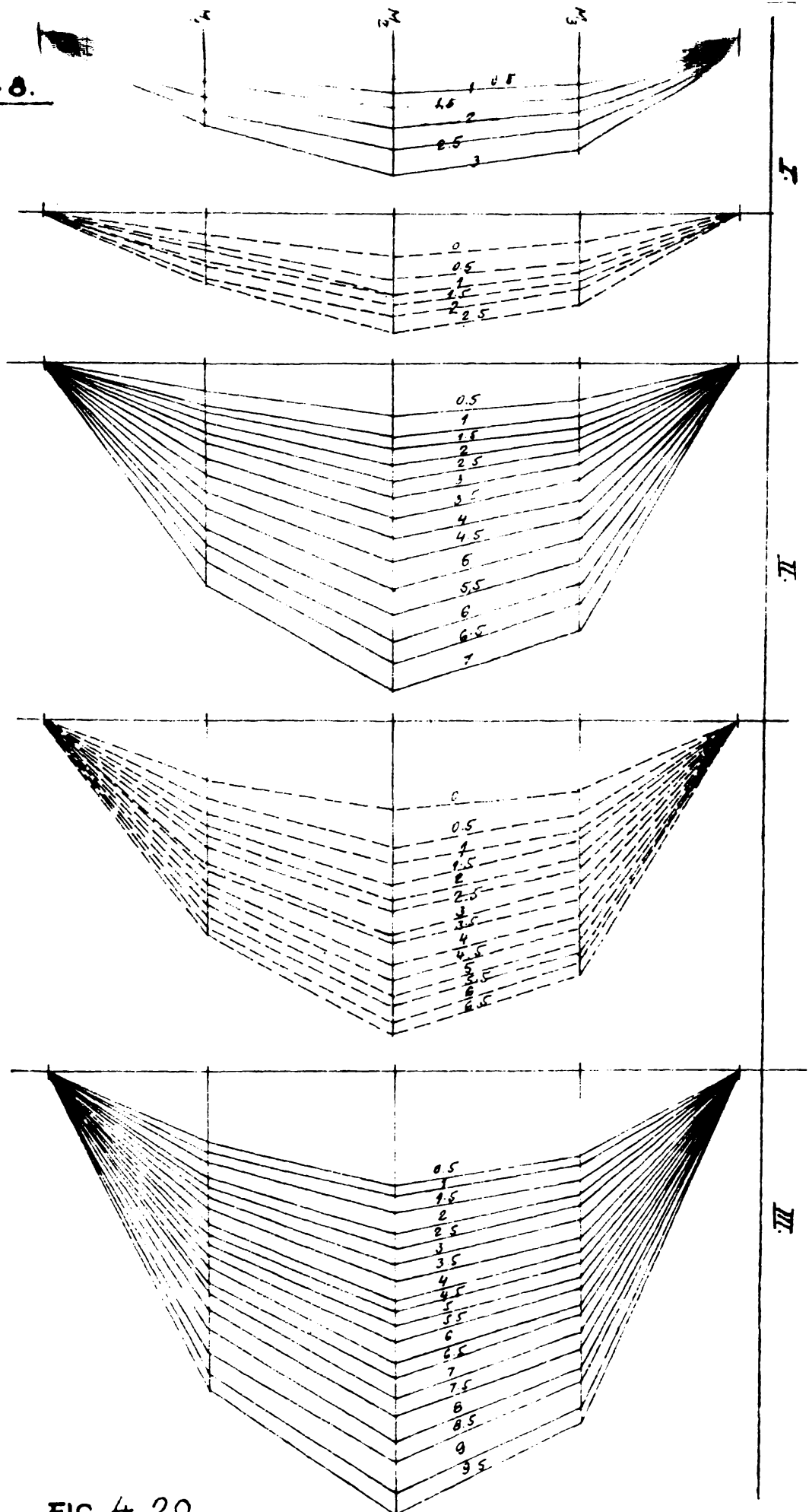


FIG. 4. 20.

GD - 2

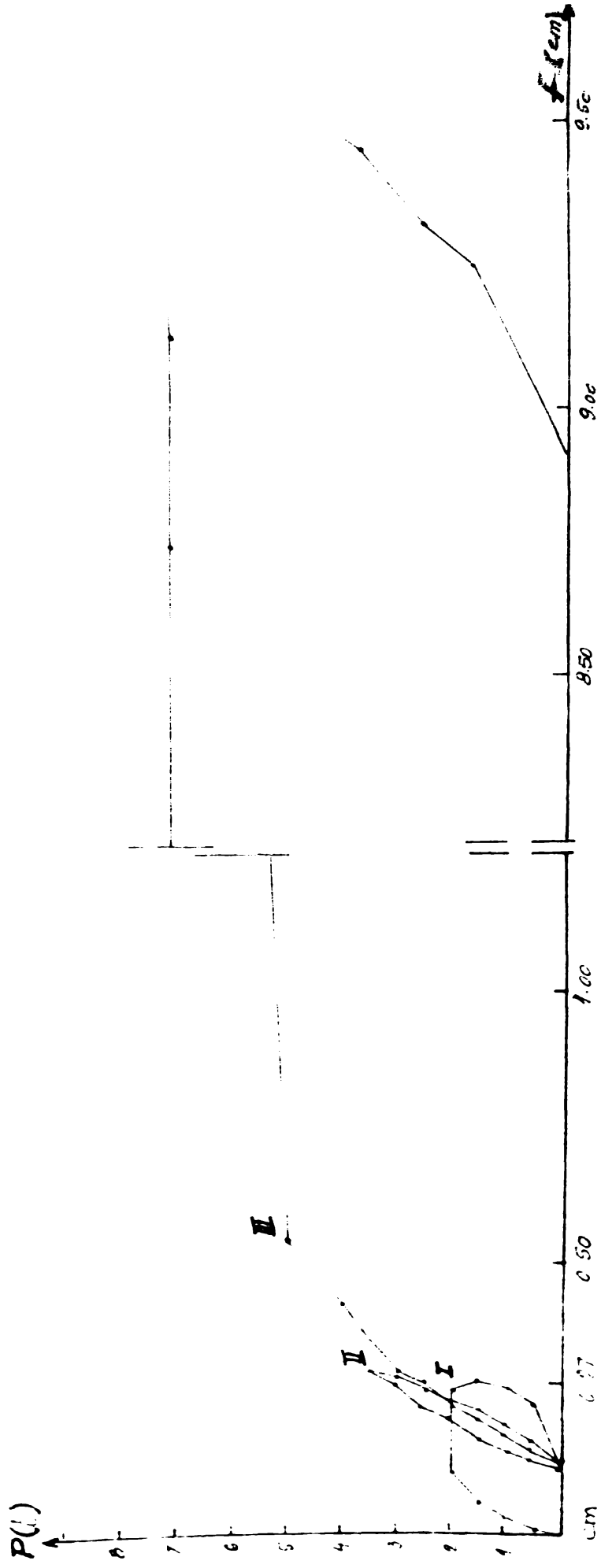


FIG. 4.21.

GD - 3.

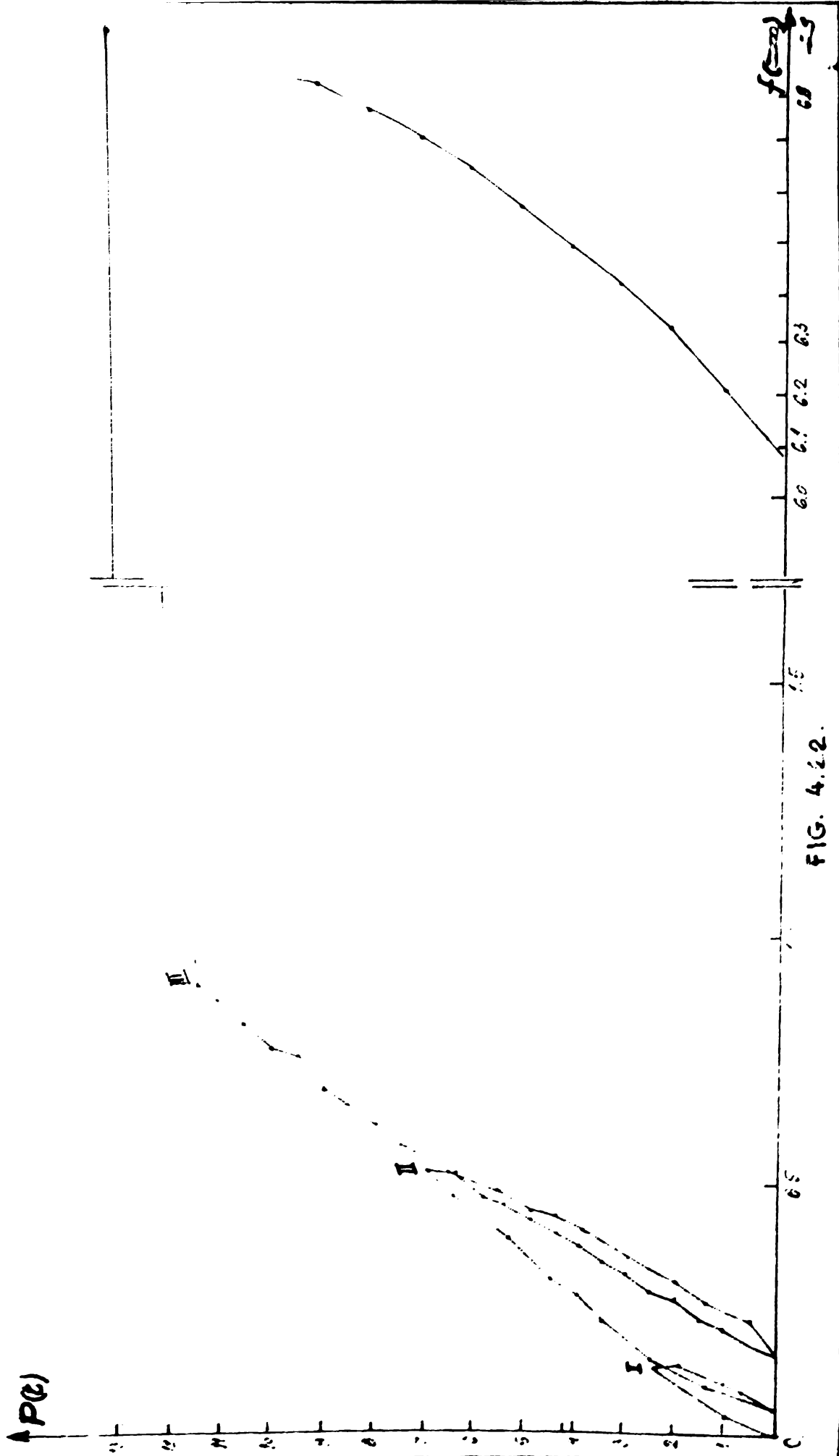


FIG. 4.22.

GD - 5.

AP(t)

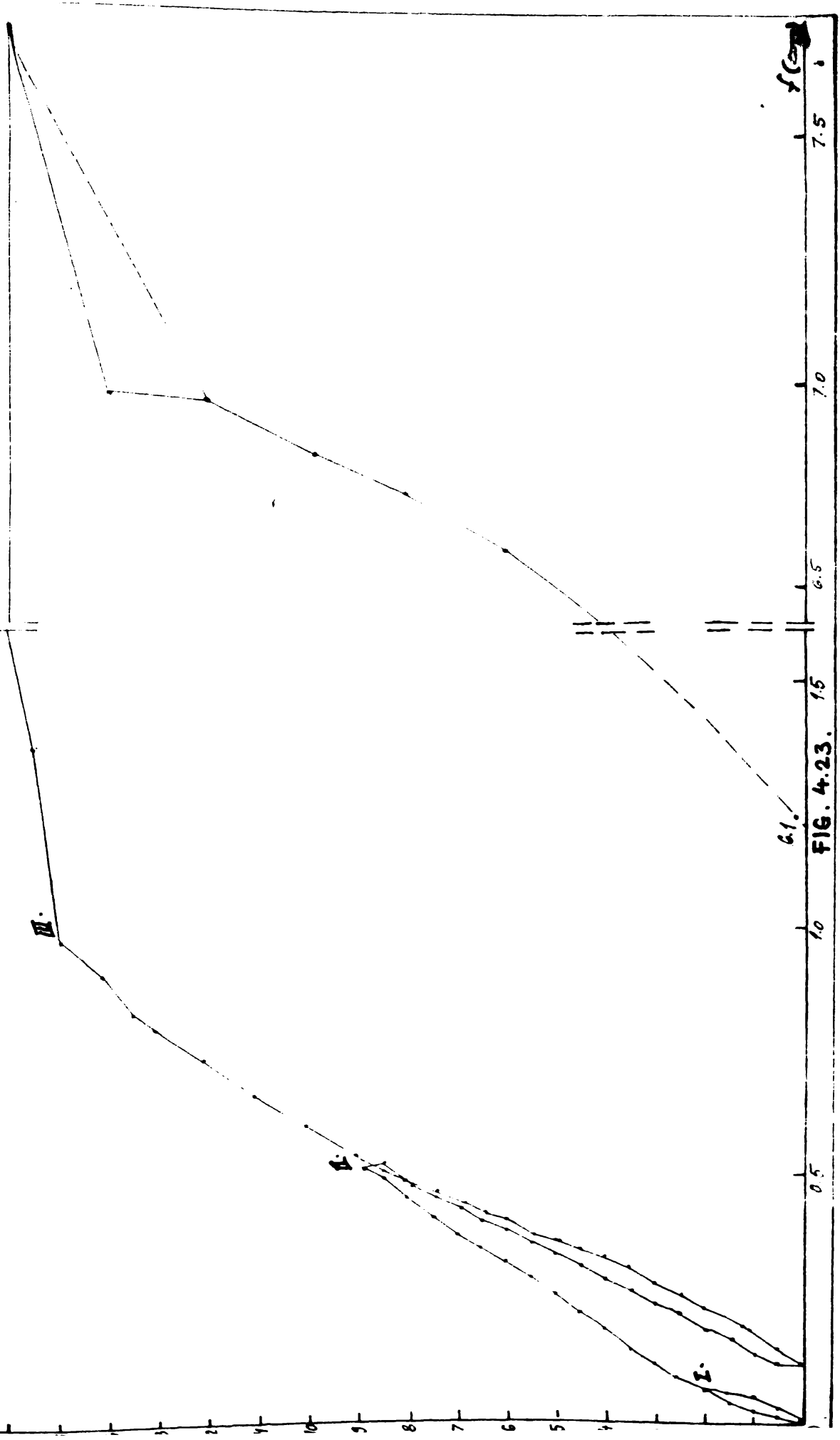


FIG. 4.23.

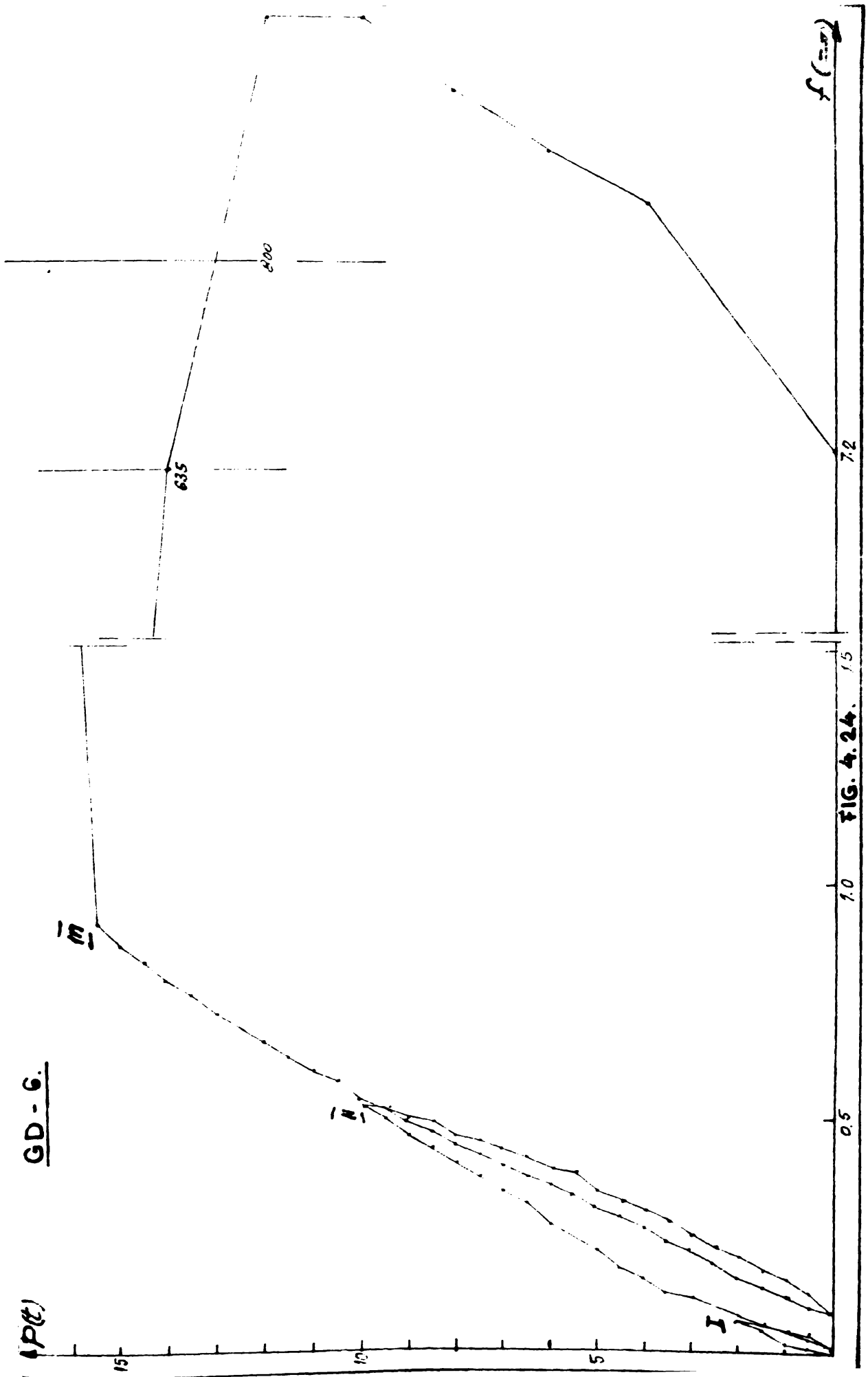


FIG. 4.24.

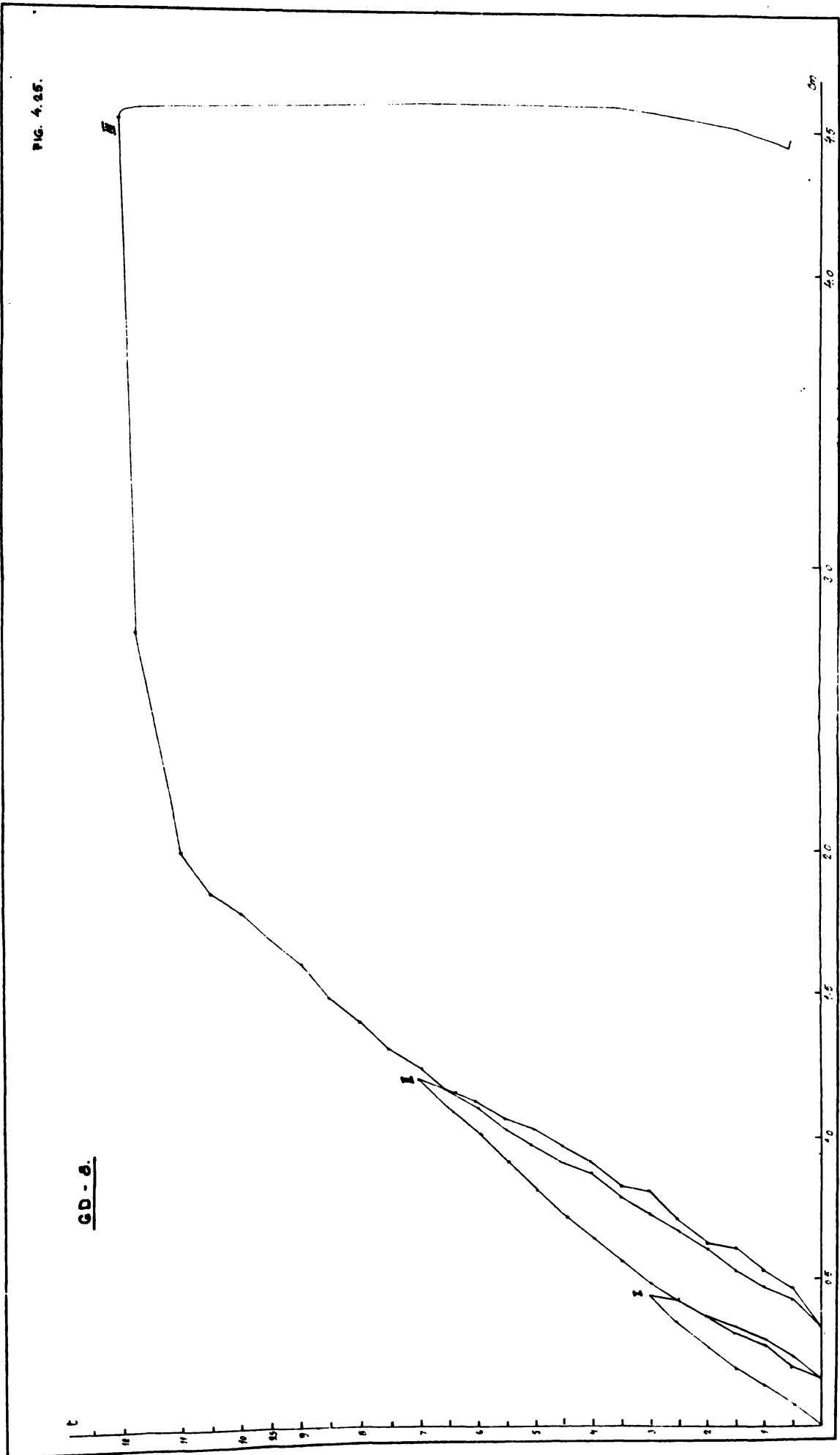
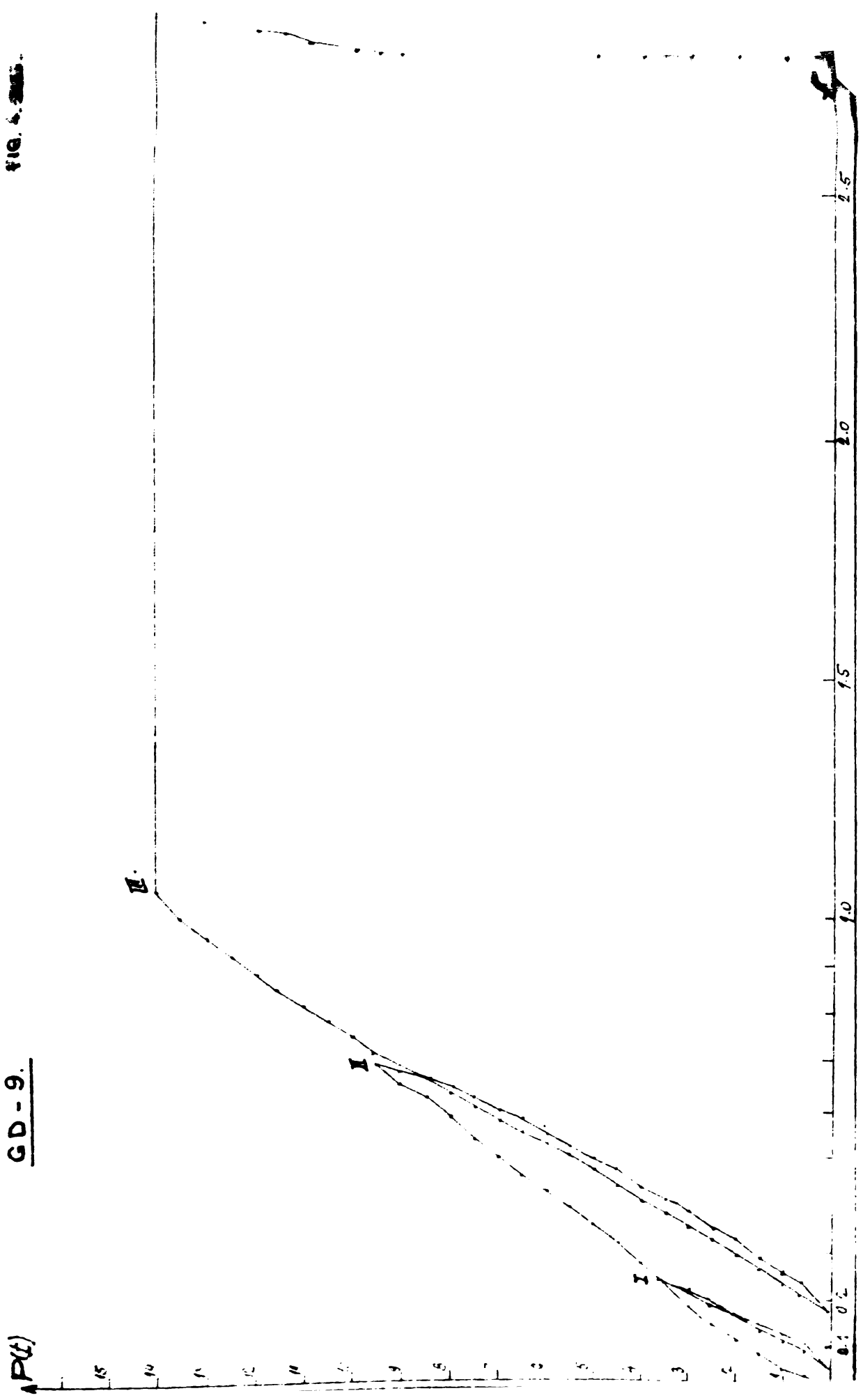


FIG. 4. 2005.

GD - 9.



În urma încercărilor experimentale în figura 2.14.a la b sînt prezentate aspecte după rupere la grinzile încercate GD1, GD2, GD3, GD4, GD5, GD6, GD7, GD8 și GD9.

În figurile 2.15.a la i sînt prezentate releveele fisurilor la grinzile încercate experimental GD1, GD2, GD3, GD4, GD5, GD6, GD7, GD8 și GD9.

4.4. Comparație între calculele teoretice și rezultatele experimentale

În cadrul studiului experimental s-au analizat o serie de măsuri legate de starea limită de deformare care sînt prezentate sintetic în tabelul 4.2.

Pentru compararea săgeților obținute în urma încercărilor experimentale cu cele calculate teoretic în tabelul 4.2 s-au calculat aceste săgeți la mijlocul deschiderii grinzilor pentru momentul încovoiator de exploatare conform recomandărilor STAS 10107/o-76, STAS 10107/o-84 și normele CEB-FIP.

În tabelul 4.2 sînt indicate valorile săgeților obținute experimental la treapta de exploatare pentru grinzile încercate.

Săgețile măsurate experimental la treapta de exploatare la mijlocul grinzilor au variat între 0,25 și 0,54 cm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă.

Valoarea mărimii săgeților a fost măsurată la toate treptele de încărcare pînă la ruperea elementelor experimentale.

În tabelul 4.2 sînt calculate săgețile la mijlocul deschiderii grinzilor după STAS 10107/o-76, obținându-se valori cuprinse între 0,25 și 0,47 cm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale rezultate în urma încercărilor efectuate raportul f^{exp}/f^{cal} , a variat între 1,00 și 1,26.

După STAS 10107/o-84 revizuire, valoarea săgeților calculată pentru grinzile încercate sînt cuprinse între 0,21 și 0,37 cm în funcție de procentul de armare longitudinal. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul f^{exp}/f^{cal} , a variat între 1,10 și 1,37.

După normele CEB-FIP valoarea săgeților calculate cu valori cuprinse între 0,20 și 0,30 cm în funcție de procentul de armare longitudinal. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul f^{exp}/f^{cal} , a variat între 1,25 și 1,85.

TABELUL 4.2.

CALCULUL DEFORMATIILOR GRINZILOR INCERCATE EXPERIMENTAL

NO CER.	CONFORM STAS 10107 0-76										CONFORM PERDET STAS 10107-88 REVIZUIRE					CONFORM RECOMANDARILOR CEB METODA BILINIARA					BARDARTE	
	σ^2	σ^3	σ^4	β	k 10 ⁹	γ	f' [cm]	k	EI 10 ⁹ [cm]	f'' [cm]	k_2 10 ⁹	σ_1	σ_2	γ	σ [cm]	f_{exp} [cm]	$\frac{f_{exp}}{f'}$	$\frac{f_{exp}}{f''}$				
1	GD-1	0.278	0.905	0.876	5.33	0.788	0.25	0.17	15.02	0.24	3.459	0.074	0.359	0.747	0.20	0.25	1.19	1.19				
2	GD-2	0.278	0.909	0.878	5.33	0.788	0.25	0.37	15.02	0.24	3.459	0.079	0.359	0.747	0.20	0.30	1.2	1.42				
3	GD-3	0.302	0.978	0.835	5.77	0.876	0.41	0.47	15.03	0.33	4.98	0.155	0.466	0.876	0.28	0.49	1.19	1.48				
4	GD-4	0.366	0.876	0.635	5.77	0.876	0.41	0.47	15.03	0.33	4.98	0.155	0.466	0.876	0.28	0.46	1.12	1.39				
5	GD-5	0.422	0.808	0.543	6.48	0.961	0.47	0.58	15.03	0.37	5.85	0.20	0.52	0.907	0.30	0.47	1	1.27				
6	GD-6	0.426	0.859	0.543	6.48	0.807	0.47	0.58	15.03	0.37	5.85	0.20	0.52	0.907	0.30	0.52	1.1	1.40				
7	GD-7	0.276	0.918	0.878	5.33	0.788	0.25	0.37	15.02	0.24	3.459	0.079	0.359	0.747	0.20	0.28	1.2	1.33				
8	GD-8	0.366	0.878	0.635	5.77	0.876	0.41	0.47	15.03	0.33	4.98	0.155	0.466	0.876	0.28	0.52	1.26	1.57				
9	GD-9	0.426	0.858	0.543	6.48	0.807	0.47	0.58	15.03	0.37	5.85	0.20	0.52	0.907	0.30	0.52	1.14	1.45				

Din analiza rezultatelor experimentale cu cele teoretice de calcul se observă că cele mai apropiate de valorile săgeților obținute pe cale experimentală sînt valorile obținute prin metoda de calcul recomandată de STAS 10107/o-76.

Metoda biliniară recomandată de normele CEB-FIP duce la obținerea unor valori apropiate de cele experimentale, dar sensibil mai mari decît cele obținute conform STAS 10107/o-76.

Metoda de calcul a săgeților recomandată de proiectul de STAS 10107/o-84 duce la diferențe mai mari față de valorile obținute pe cale experimentală. Aceste diferențe se datoresc unor deficiențe ale relațiilor de calcul pentru determinarea coeficientului folosit la calculul rigidității K pentru elementele încovoiate, relații de calcul recomandate de proiectul de STAS 10107/o-84.

Deficiențele sus menționate sînt :

- coeficientul K nu ține seama decît global de conlucrarea betonului întins între armături, depinzînd nu numai de procentul de armare, ci și de o serie de alți factori ;

- în afară de procentul de armare p nu se ține seama de ceilalți factori care influențează procesul de fisurare. Rigiditatea elementelor încovoiate diferă pentru același procent de armare funcție de distanța dintre fisuri și de mărimea deschiderii fisurilor ;

- la nivelul solicitărilor ultime, valoarea K_2 dat de relația din proiectul de STAS 10107/o-84 scade, ceea ce este necorespunzător deoarece scăderea rigidității de la nivelul solicitărilor de exploatare la nivelul solicitărilor ultime așa cum rezultă din rezultatele măsurărilor la încercări experimentale ;

- relațiile de calcul sînt superioare și nu se pot deduce în vederea studierii rigidității în diferite stadii.

În STAS 10107/o-76 se are la vîză scderea curbării elementului în diferite stadii.

Avînd ca bază de pornire recomandările Comitetului European de Beton precizate în manualul de fisurare și de deformații /74/, și comparîndu-l cu normele cîștigate date prin STAS 10107/o-76 și 10107/o-87 se poate face o propunere originală de calcul al săgeții prin metoda biliniară, ținînd seama de conlucrarea betonului cu armătura pe distanța dintre fisuri. În acest fel în func-

ție de stadiul de lucru este explicitată legea de variație moment-curbură și moment-săgeată, iar pe baza acestor legi se calculează rigiditatea elementelor și pînă la urmă săgețile elementelor.

În lucrare această metodă biliniară a fost folosită la determinarea săgeților elementelor din beton armat comprimate excentric (vezi cap.V).

CAP.V. STAREA LIMITA DE DEFORMATIE A ELEMENTELOR COMPRESATE EXCENTRIC

Modelele de calcul după normele CEB-FIP la elementele comprimate excentric

Pentru elementele supuse solicitării combinate (M și N -constante pe lungimea l), se poate utiliza același model de calcul (fig.5.1.a) /68/.

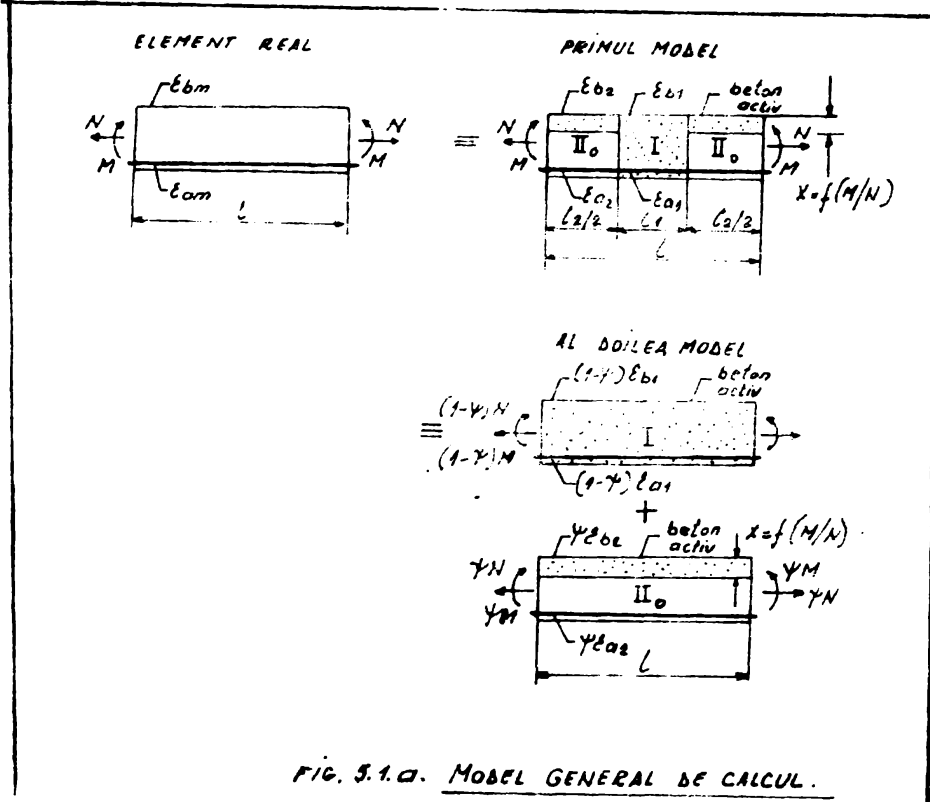


FIG. 5.1.a. MODEL GENERAL DE CALCUL.

In acest caz poziția axei neutre x depinde nu numai de caracteristicile mecanice și geometrice ale secțiunii, ca la încovoieră pură, ci și de efectul încălzării. Ca un rezultat al acestora, modelul de calcul

are axa neutră variabilă.

In stadiul I forța axială acționează, prin definiție, în centrul de greutate al secțiunii și poate provoca curbura elementului dacă secțiunea nu este simetrică după cele două axe, din cauza deplasării centrului de greutate prin efectele curgerii lente, a contracției sau a relaxării.

In stadiul IIa forța axială influențează poziția axei neutre, poziția influențată și de efectele menționate în stadiul I. Toate acestea duc la complicarea modalității de evaluare a curburii, relația moment-curbură nu este liniară.

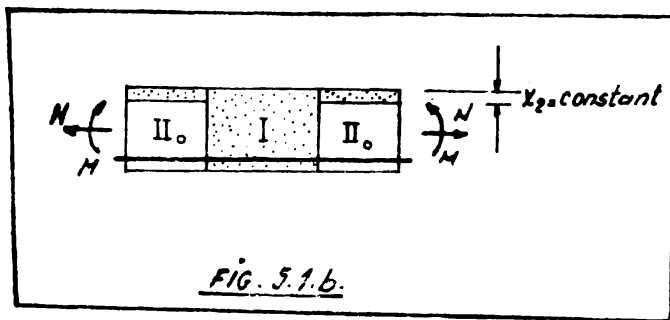
Modelele propuse pot fi generalizate: ele sînt aplicabile și în cazul elementelor supuse forței tăietoare sau momentului de torziune..

Stadiul I și II sînt considerate ca extreme. Ele sînt bine definite și calculul nu prezintă dificultăți. Determinarea valorilor medii se face pornind de la valorile extreme prin intermediul coeficientului γ .

Efectul forței normale

Modelul de calcul pentru solicitarea combinată a fost definit anterior. Dificultatea majoră legată de distribuirea între stadiul I și II autorizează introducerea unor simplificări.

Dacă se adoptă modelul încovoierii simple (fig.5.1.b) atunci aplicarea unei forțe normale N la distanța



x_1 (poziția axei neutre în stadiul I - încovoiere simplă) va crea :

- în stadiul I : întindere uniformă sau compresiune și deci modifi-

carea momentului de fisurare M_f ;

- în stadiul IIa : o creștere sau descreștere a curburii $1/\rho_2$ prin valoarea $1/N$ dependentă de N :

$$\frac{1}{\int N} = \frac{N(x_1 - x_2)}{EI_2} \tag{5.1}$$

x_2 fiind poziția axei neutre în stadiul IIa - la încovoiere simplă.

Diferența $(x_1 - x_2)$ corespunde unei deplasări a limitei corespunzătoare stadiului IIa în (fig.5.1.b).

Coeficientul de distribuție este aceeași funcție ca și la încovoierea simplă, dar necesită o transformare a coordonatelor în punctul de intersecție M_0 (vezi fig.5.2).

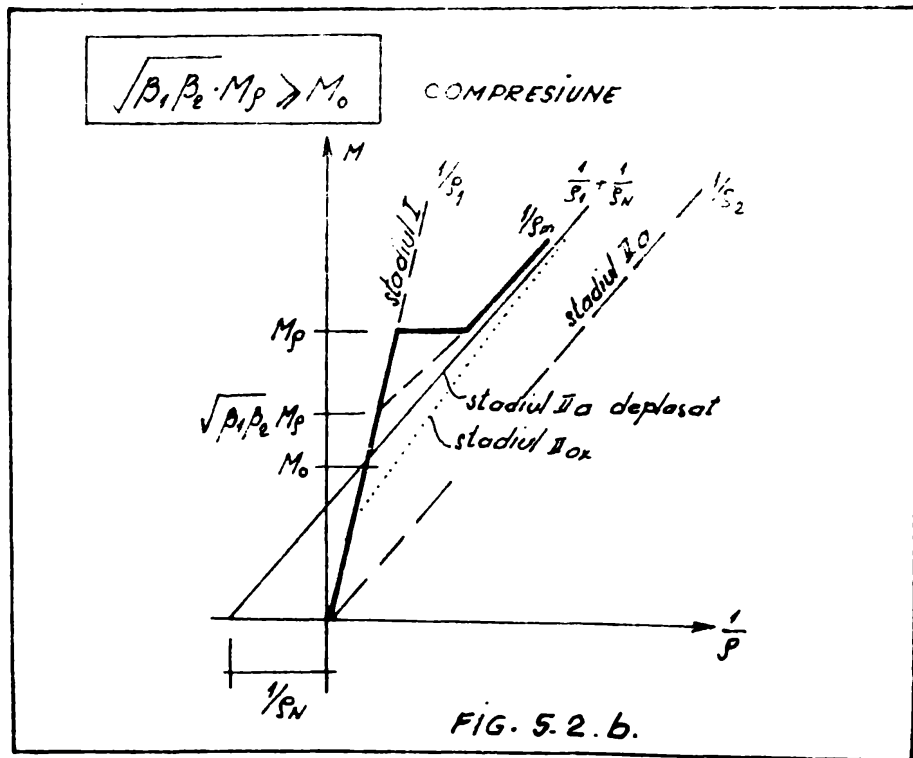
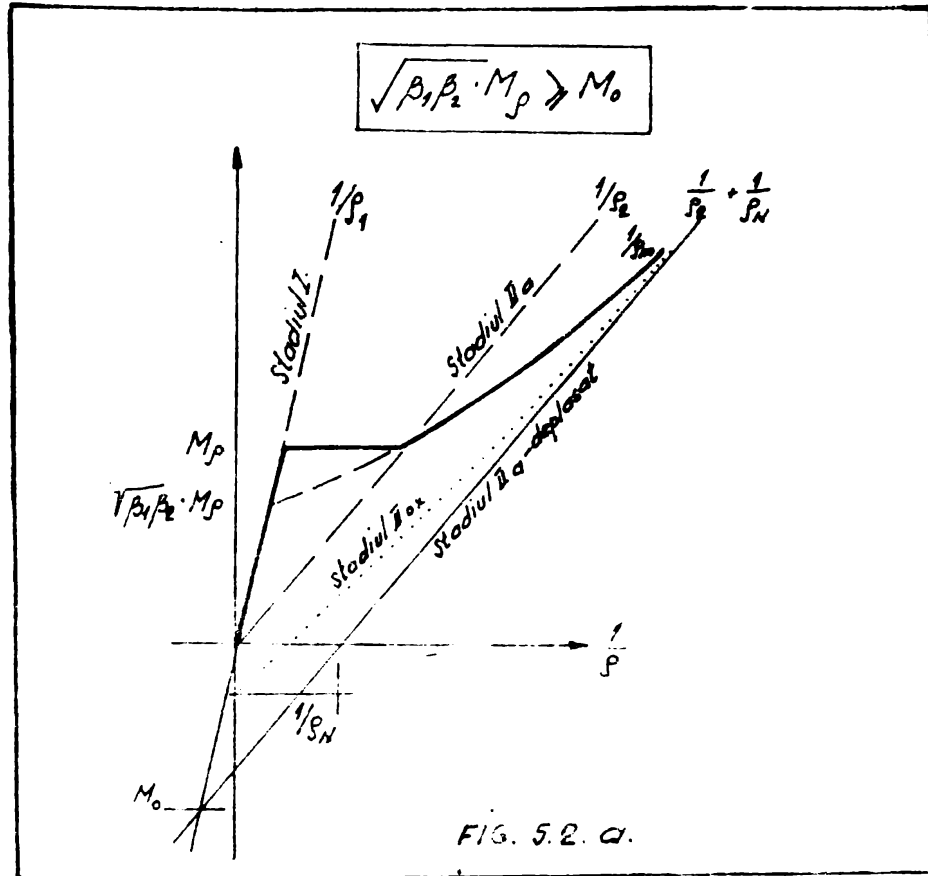
Deci curbura medie se va defini ca :

$$\frac{1}{\rho_m} = (1 - \gamma) \frac{1}{\rho_1} + \gamma \frac{1}{\rho_2} + \gamma \frac{1}{\rho_N} \tag{5.2}$$

în care :

- coeficientul de distribuție este :

$$\gamma = 1 - \left(\frac{\beta_1 \beta_2 \cdot (M_f - M_0)}{M - M_0} \right)^2 \quad - \text{ pentru } M \geq M_f \cdot \sqrt{\beta_1 \beta_2}$$



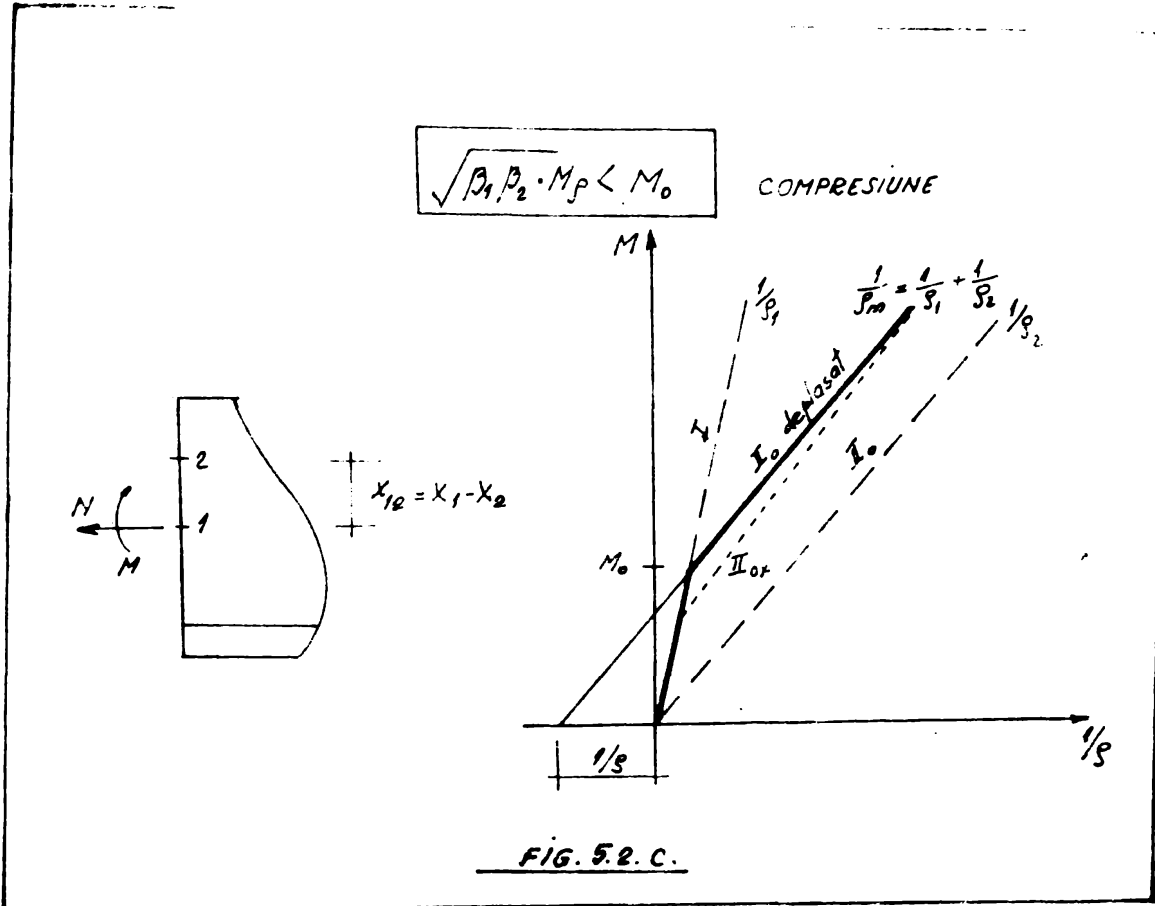


FIG. 5.2.C.

$\psi = 0$ - pentru $M \leq M_p$; $M_p \geq M_0$ (5.3)

$\psi = 1$ - pentru $M \geq M_0$

$\psi = 0$ - pentru $M < M_0$ $\sqrt{\beta_1 \beta_2} \cdot M_p < M_0$

- momentul de fisurare (conform CEB-FIP) :

$$M_f = W_1 \left(R_t - \frac{N}{A_1} \right) \quad (5.4)$$

- ordonata punctului de intersecție a stadiilor I și IIIa:

$$M_0 = -N \cdot (x_1 - x_2) \frac{\frac{1}{\beta_2}}{\frac{1}{\beta_2} - \frac{1}{\beta_1}} \quad (5.5)$$

În cazul unei forțe axiale de întindere, excentricitatea $x_{12} = x_1 - x_2$ produce un moment care acționează în același sens cu momentul încovoietor aplicat. Curvura determinată de forța axială va majora curbura din moment încovoietor. Ipoteza a fost limita-

tă la condiția în care axa neutră x_2 este în interiorul secțiunii. Dacă aceasta este în afara secțiunii, calculul se efectuează ca și când secțiunea activă este definită numai de către armătură.

În cazul unei forțe axiale de compresiune excentricitatea x_{12} va crea un moment acționând în sens contrar momentului încovoietor. În acest fel curbura datorată forței axiale tinde să reducă pe aceea din moment încovoietor.

5.1. Modulul de rigiditate a elementelor comprimate excentric

În conformitate cu STAS 10107/0-76 /69/ modulul de rigiditate pentru elementele solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mare și întindere excentrică cu excentricitate mare și se calculează pornind de la relația stabilită pentru încovoiere se consideră că starea de eforturi la aceste solicitări este asemănătoare cu starea de eforturi a unui element încovoiat (fig.5.3.c).

După cum se știe, modulul de rigiditate pentru elementele încovoiate, scris în stadiul II are forma :

$$K = E_a A_a \beta h_0^2 \quad (5.6)$$

unde

$$\beta = \frac{\xi(1-\xi)}{\psi} \quad (5.7)$$

unde β se determină admitînd ipoteza secțiunilor plane, modulul de deformare al betonului se consideră constant pe întreaga zonă comprimată, iar ψ ține seama de conlucrarea betonului cu armătura pe distanța dintre fire. Pentru calculul deformațiilor, la elementele cu înălțime constantă, modulul de rigiditate K se consideră constant pe lungimea elementului cu moment încovoietor de același semn, iar că valoare se consideră valoarea minimă din punctul de moment încovoietor maxim.

Pentru a ține seama de starea de eforturi la compresiune și întindere excentrică cu mare excentricitate, aceleași norme prevăd pentru modulul de rigiditate relația

$$K = \frac{E_a A_a \beta h_0^2}{1 - \frac{z - x_A}{e_{oc}}} \quad (5.8)$$

unde x_A reprezintă distanța de la centrul de greutate al secțiunii de beton pînă la centrul de greutate al armăturii întinse A_a .

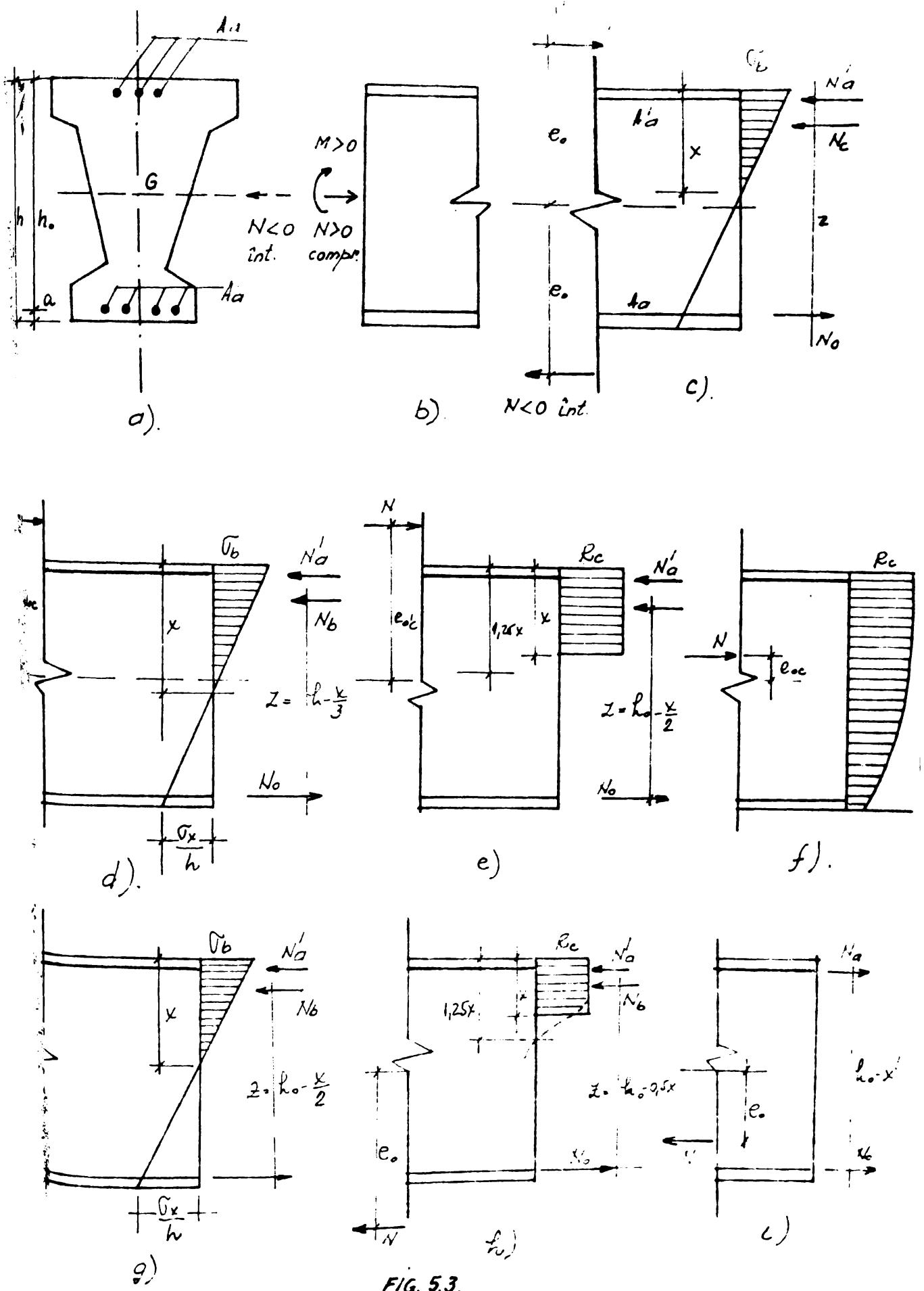


FIG. 5.3.

Relația (5.8) pune în evidență faptul că la compresiune excentrică rigiditatea este mai mare decât la încovoiere. Zona de beton întinsă și fisurată este mai mică decât la încovoiere, (valoarea x mai mare, fig.5.3.d), iar la întindere excentrică rigiditatea este mai mică decât la încovoiere, (valoarea x mai mică decât la încovoiere (fig.5.3.g) secț.drept.).

Relațiile (5.6) și (5.8) nu au dat satisfacție pentru întreg intervalul la compresiune excentrică, încovoiere și întindere excentrică și, ca urmare în redactarea nouă a normelor STAS 10102/85 și normativul 10107/0-85 au fost prezentate valori diferențiate pentru modulul de rigiditate la compresiune excentrică și întindere excentrică, pentru nivelul solicitărilor de exploatare, respectiv pentru nivelul solicitărilor ultime.

În cazul unui element solicitat centric, solicitările N , M față de centrul de greutate al secțiunii pot fi înlocuite cu o forță N de întindere sau compresiune, situată la excentricitatea $e_0 = M/N$ față de centrul de greutate al secțiunii (fig.5.3). Pentru solicitarea la compresiune excentrică, excentricitatea e_0 este înlocuită cu excentricitatea de calcul $e_{cc} = e_0 + e_a$; în care excentricitatea adițională e_a se consideră cea mai mare dintre valorile: 2 cm sau $h/30$.

Starea de solicitări la nivelul solicitărilor de exploatare (fig.5.3.d,3.g) și la nivelul solicitărilor ultime (fig.5.3.e,3.h) pentru compresiune respectiv întindere excentrică cu mare excentricitate este similară de a rîndea unei solicitări e_0 și a unei forțe N . Se subliniază faptul că și în cazul compresiunii excentrice cu mică excentricitate (fig.5.3.f) sau a întinderii excentrice cu mică excentricitate (fig.5.3.i), forța excentrică N produce o anumită rotire a elementului.

La elementele comprimate excentric cu excentricitate mică pentru deformații liniare, modulul de rigiditate este definit sub forma :

$$K = \frac{E_a A_b}{1 + \nu \bar{\varphi}} ; \text{ sau } K = \frac{E_a A_b}{1 + \nu \bar{\varphi}} + E_a A_a \quad (5.9.a,b)$$

unde A_b este aria secțiunii de beton avînd drept centru de greutate punctul de aplicație al forței N .

Pentru rotiri, în cazul compresiunii excentrice cu excentricitate mică (fig.5.3.f), se poate considera rigiditatea elemen-

tului în stadiul I, influența forței asupra curburii în stadiul betonului măsurat fiind mică.

Având în vedere curba de interacțiune M-N /69/, atâta timp cât $N \leq N_{\text{balans}}$, deci cât timp $M \leq M_0 = e_{oc} \cdot N_{\text{balans}}$ pentru calculul rotirilor se poate considera modulul de rigiditate în stadiul I, corespunzător curburii $1/\rho_1$ adică :

$$K = E_b (I_b + nI_a + nI_a') \quad (5.10)$$

în cazul încălzirilor de scurtă durată, sau o relație similară în cazul încălzirilor de lungă durată, înlocuind valoarea lui E_b cu E_{bt} dat de relația :

$$E_{bt} = \frac{E_b}{1 + \nu \bar{p}} \quad (5.11)$$

Valoarea solicitării $M_0 = e_{oc} N_{\text{balans}}$ poate fi determinată din condiția $\xi = \xi_{lim}$ funcție de marca betonului /69/

Pentru compresiune excentrică cu mare excentricitate STAS 10107/0-85 prevede ca modulul de rigiditate să fie calculat pe baza unei relații de forma :

$$K = KE_b I_b \quad (5.12)$$

$$K = \frac{0,25 + 0,2p \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3p}}{1 + 0,4 \sqrt{A} + 0,8v \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3p}} \quad (5.13)$$

unde valorile coeficientului K sînt date la nivelul solicitărilor de exploatare și la nivelul solicitărilor ultime sub forma coeficienților K_1, K_2, K_3 care țin seama de excentricitatea forței N, de raportul dintre solicitările de lungă durată și solicitările totale precum și de procentul de armare.

Interpretarea acestor coeficienți poate fi dată prin influența forței N asupra rigidității elementului în stadiul II măsurat /18/, /68/ și anume prin faptul că la excentricitate mare rigiditatea medie a elementului se comportă după o lege apropiată de aceea a elementelor încovoiate, fig.5.4.a. Curbura elementului în stadiul II, influențată de forța N va fi : $1/\rho_2 + 1/\rho_N$, reprezentată pentru excentricități mari printr-o dreaptă paralelă cu $1/\rho_2$.

Pentru linia dintre compresiunea excentrică cu excentricitate mică și compresiune excentrică cu excentricitate mare, adică M_0 sau N_{balans} $\xi = \xi_{lim}$, se poate scrie intersecția celor două drepte care exprimă curbura în stadiul I și în stadiul II.

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M}{K_1} \quad \text{și} \quad \frac{1}{\rho_2} = \frac{M}{K_2}$$

valorile K_1 și K_2 sînt date de relațiile :

$$K_1 = E_b (I_b + nI_a + nI'_a) \quad (5.14)$$

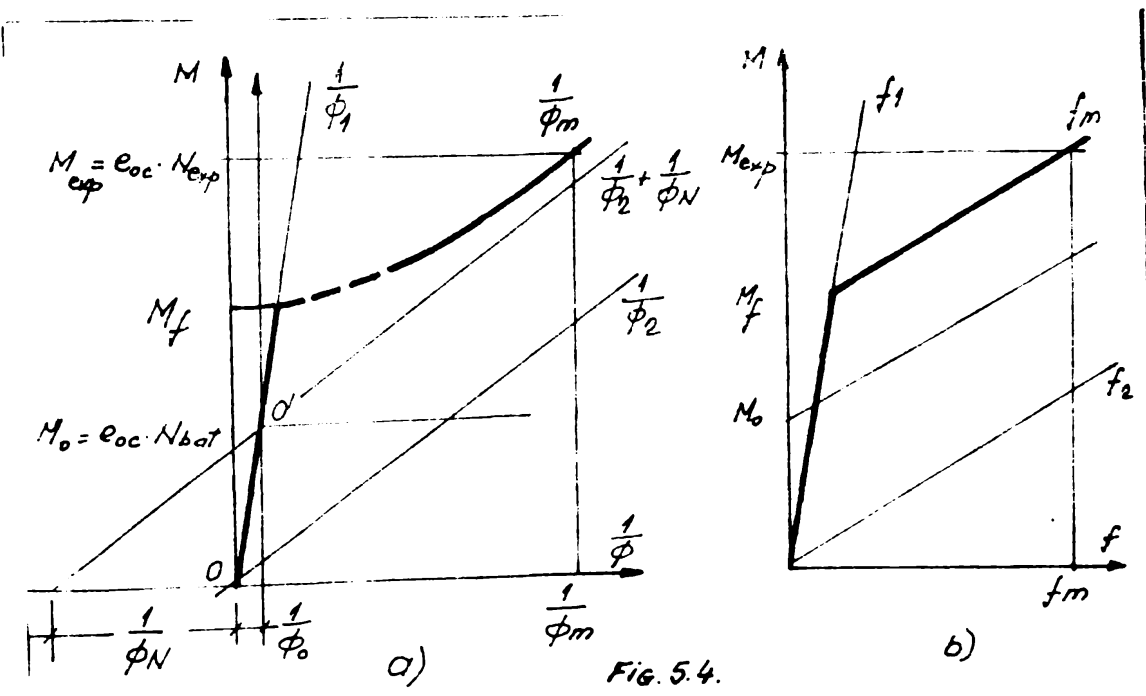
$$K_2 = E_a A_a \xi (1-\xi) h_0^2 \quad (5.15)$$

Din egalitatea de mai sus rezultă :

$$\frac{1}{\rho} = -\xi_0 \cdot \frac{K_1 - K_2}{K_1 K_2} \quad (5.16)$$

Correspondența valorii M_0 , corespunde curba $1/\rho_0$, după consumarea căreia elementul se comportă similar unui element încovoiat, mutînd axele de coordonate din o în o' .

Considerînd că ψ , coeficientul de conlucrare dintre armătură și beton are aceeași valoare la compresiune excentrică cu mare excentricitate ca și în cazul încovoierii, rigiditatea medie exprimată în fig.5.4. poate fi scrisă sub forma :



$$\frac{1}{\rho_m} = (1 - \psi) \frac{1}{\rho_1} + \psi \left(\frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_N} \right) \quad (5.17)$$

sau

$$K_m = (1 - \psi)K_1 + \psi K_2' N \quad (5.18)$$

$K_2' N$, fiind rigiditatea elementului solicitat excentric în stadiul II fisurat, ținând seama de influența forței N .

Valoarea momentului de fisurare la care se schimbă legea de variație a curburii se calculează cu relația :

$$M_f = e_{oc} N_f \quad (5.19)$$

unde N_f este valoarea forței de fisurare calculată în stadiul limită Ia, conform ipotezelor de calcul în acest stadiu /69/.

În mod asemănător poate fi exprimată rigiditatea și pentru elementele întinse excentric fig.5.5.a, solicitare pentru care în ultima formă STAS 10107/0-85 propune relația

$$K = E_a A_a h_o^2 \frac{\bar{e}_a + a}{\bar{e}_o (1+p) + 1} \quad (5.20)$$

unde :

$$a = \frac{I_a}{A_a h_o^2} \quad \text{cu semnificațiile}$$

I_a - momentul de inerție al tuturor armăturilor față de axa centrului lor de greutate, iar A_a și p semnificațiile din fig. 5.3.a.

Rigiditatea elementelor întinse excentric cu mare excentricitate este mai redusă decât rigiditatea elementelor comprimate excentric cu mare excentricitate ca urmare a acțiunii forței N , exprimate prin curbura $1/\rho_N$ și reprezentată în fig.5.5.a comparativ cu 5.5.b.

Acest aspect este urmare a faptului că zona întinsă de beton, fisurată sub acțiunea solicitărilor de exploatare, este mai mare în cazul întinderii excentrice (fig.5.3.d) decât în cazul compresiunii excentrice (fig.5.3.g).

La ita întindere excentrică cu mică excentricitate și întindere arcentrică cu mare excentricitate este marcată de poziția forței N , între centrele de greutate ale armăturii A_a și A_a' sau în afara centrelor de greutate. În curba de interacțiune M, N acest punct corespunde valorii $M_c = 0,5N(h_o - a')$ /69/.

5.2. Calculul săgeților elementelor comprimate excentric

Ca în cazul elementelor încovoiate, săgeata unui element solicitat excentric se poate calcula prin integrarea ecuației :

$$\frac{d^2 f}{ds^2} = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{K} \quad (5.21)$$

Săgeata unui element comprimat poate fi calculată cu relația :

$$f = S \frac{M}{K} l^2 \quad (5.22)$$

unde :

S - este un coeficient care depinde de tipul încărcării și modul de rezanare ;

K - modulul de rigiditate cunoscut, că produsul dintre momentul de inerție și modulul de deformație corespunzător materialului din care este alcătuit elementul.

Calculul săgeților conform STAS 10107/0-76 /69/

Modulul de rigiditate poate fi determinat în stadiul de exploatare, cu luarea în considerare a influenței armăturii și a fisurării zonelor întinse de beton, STAS 10107/0-76 prevede valoarea de mai jos pentru elementele solicitate la compresiune excentrică cu mare excentricitate :

$$K = \frac{E_A A_A \beta h_0^2}{1 - \frac{\xi - \bar{x}_A}{\xi_0}} \quad (5.23)$$

în care : $\xi_0 = \frac{e_{oc}}{h_0}$ excentricitatea relativă de calcul a forței M față de centrul O de greutate al secțiunii ;

$\bar{x}_A = \frac{x_A}{h_0}$ în care x_A : distanța dintre centrul de greutate al secțiunii și centrul de greutate al armăturii ;

$$\xi = \frac{z}{h_0}$$

coeficientul β din relația (5.23) se poate determina cu relația :

$$\beta = \frac{\xi(1 - \xi)}{\psi} \quad (5.24)$$

în care $\xi = \frac{K}{E_A A_A}$ și $\psi = \frac{z}{h_0}$ se pot determina pe baza următoarelor ipoteze :

- secțiunile plane rămân plane și după deformare ;
- zonele întinse ale secțiunii de beton nu se iau în considerare la preluarea solicitărilor ;
- modulul de deformație al betonului este constant în întreaga zonă comprimată, valorile coeficientului de echivalență
- pentru beton greu

$$n^r = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu_a^R}{4\sigma}\right) (1 + \nu\bar{\varphi}) \leq 5 \frac{E_a}{E_b} \quad (5.25)$$

- pentru beton ușor :

$$n^r = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \frac{\mu_a^R}{16\sigma}\right) (1 + \nu\bar{\varphi}) \leq 5 \frac{E_a}{E_b} \quad (5.26)$$

se poate lua
$$\bar{\beta} = \frac{(1-\frac{\sigma}{\sigma_a})(1-\frac{\sigma}{\sigma_b})}{\psi} \quad (5.27)$$

valoarea coeficientului ψ se poate calcula cu ajutorul relației :

$$\psi = 1 - \bar{\beta} \frac{A_{bt} \cdot R_t^n}{A_a \sigma_a} \quad (5.28)$$

coeficientul $\bar{\beta}$ avînd următoarele valori :

- pentru armături din oțel OB37 $\bar{\beta} = 0,2(1-0,6\nu)$
- pentru armături din oțel PC52 și PC60 $\bar{\beta} = 0,3(1-0,5\nu)$

în care ν - raportul între solicitarea de lungă durată și solicitarea totală.

Calculul săgeților conform STAS 10107/0-85 /70/

STAS 10107/0-85 /70/ prevede valoarea de mai jos pentru determinarea modulului de rigiditate

$$K = KE_b I_b \quad (5.29)$$

unde

$$K = \frac{0,25 + 0,2p \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3p}}{1 + 0,4\sqrt{\lambda} + 0,8\nu \frac{\bar{e}_0 + 0,9}{\bar{e}_0 + 0,3}} \quad (5.30)$$

Calculul săgeților conform STAS 10107/0-87 /71/

Verificarea la starea limită de deformație se face punînd

fracțiune din aceasta și nu depășească valoarea admisă, în raport cu destinația elementului.

În cazul elementelor comprimate excentric cu excentricitate mare ; momentul de rigiditate se determină astfel :

$$EI = \frac{M}{\delta} = \frac{N E' \delta}{\sqrt{\sigma_b}_{\max}} \quad (5.31)$$

unde :

$$\delta = \frac{0,8}{1 + 0,5 \nu \bar{\varphi}} \epsilon_b \quad (5.32)$$

în care :

ν - reprezintă raportul dintre momentul încovoiator dat de încărcările de exploatare de lungă durată și momentul total de exploatare ;

$\bar{\varphi}$ - caracteristica deformației în timp al betonului.

Valoarea efortului $\sqrt{\sigma_b}_{\max}$ se calculează pe baza ipotezelor din figura 5.6 conform relației :

$$\sqrt{\sigma_b}_{\max} = \frac{x \cdot N}{0,5bx^2 + n_a A'_a (x - a') - n_a A_a (h_0 - x)} \quad (5.33)$$

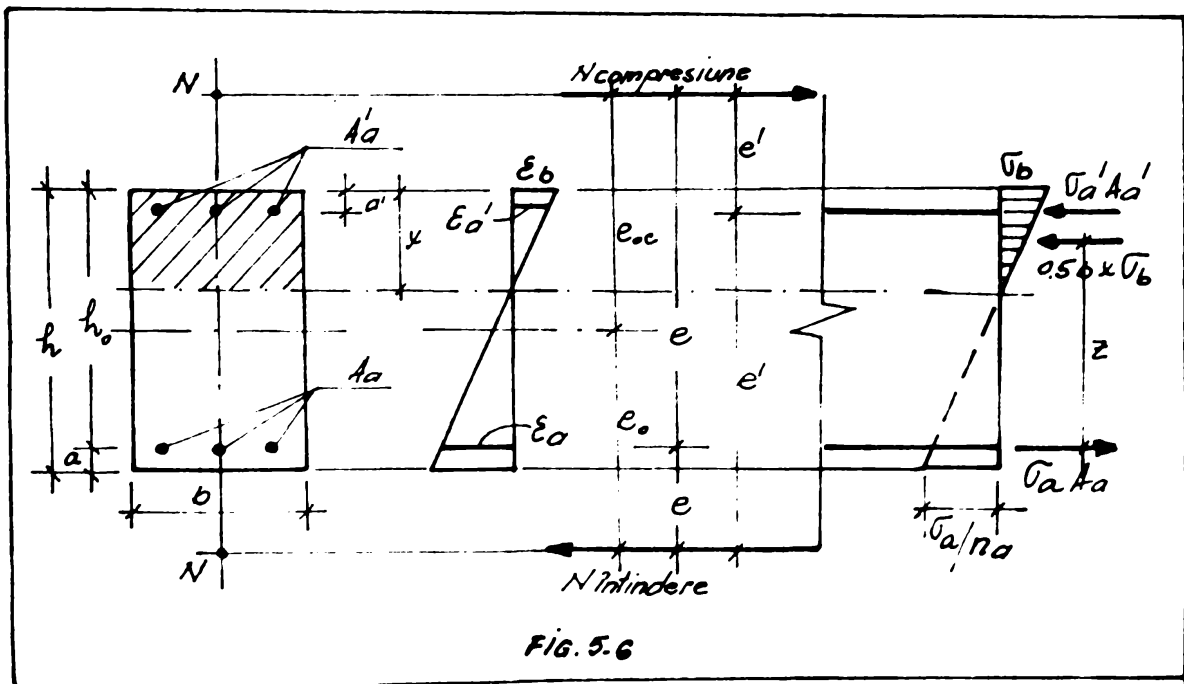


Fig. 5.6

Poziția axei neutre rezultă dintr-o ecuație de momente în raport cu punctul de aplicare al forței N sub forma :

$$x^3 + (e_{oe} + \frac{h}{2})^2 + \frac{6n_a}{b} (eA_a + e'A'_a)x - \frac{6n_a}{b} (eA_a h_o + e'A'_a a') = 0 \quad (5.34)$$

Subliniem faptul că față de vechile norme de calcul lipsește termenul $\psi = \epsilon_{am} / \epsilon_{a2}$ care ține seama de conlucrarea betonului cu armătura pe distanța dintre fisuri.

Pentru compresiune excentrică cu excentricitate mică, noua redactare STAS 10107/0-87 nu face precizări.

Ca și în cazul elementelor încovoiate, săgeata unui element comprimat excentric se poate calcula prin integrarea ecuației:

$$\frac{d^2 f}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{K} = \frac{eN}{K} \quad (5.35)$$

pentru calculele practice se pot utiliza metode simplificate sau legi aproximative de variația săgeții în funcție de rigiditatea elementului.

Recomandările Comitetului European de Beton /68/ indică folosirea legii biliniare de calcul al săgeților, care în acest timp este simplă și permite cunoașterea săgeții la orice treaptă de încărcare.

Considerînd că ψ ; coeficientul de conlucrare dintre armătură și beton are aceeași valoare la compresiune excentrică cu mare excentricitate ca și în cazul încovoierii, rigiditatea medie exprimată în fig.5.4, poate fi scrisă sub forma :

$$\frac{1}{\rho_m} = (1 - \psi) \frac{1}{\rho_1} + (\frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_N}) \quad (5.36)$$

sau :

$$EI_m = (1 - \psi) EI_1 + \psi EI_2 \quad (5.37)$$

Ținînd seama de coeficientul ψ de conlucrare a betonului cu armătura în stadiul II în conformitate cu normele românești /69/, precum și de variația curburii elementelor în stadiul I și II fig. 5.4, se poate scrie :

$$f_1 = \int \frac{M}{EI_1} ds \quad \text{pentru stadiul I}$$

$$f_2 = \int \frac{M}{EI_2} ds \quad \text{pentru stadiul II}$$

și ca urmare valoarea săgeții medii rezultă sub forma :

$$f_N = (1 - \psi) f_1 + \psi f_2 \quad (5.38)$$

În funcție de condițiile de rezonanță se poate calcula pe baza relației (5.38) săgeata la orice valoare a solicitării și se poate exprima prin diagramele din figura 5.4.

Calculul săgeții după normele CEB-FIP (68/

Normele CEB /68/, prevăd efectul forței normale asociate momentului încovoietor prin adăugarea la săgeata din moment încovoietor a valorii ψf_N care reprezintă săgeata produsă în stadiul IIIa de forța axială.

Deci săgeata totală va fi : fig.5.7)

$$f_M = (1 - \psi) f_1 + \psi f_2 \text{ săgeata din încovoiere} \quad (5.39)$$

iar coeficientul de distribuție :

$$\psi = 1 - \beta_1 \beta_2 \frac{f_1}{f_2} \text{ pentru } M \geq M_p \quad (5.40)$$

$$\psi = 0 \text{ pentru } M \leq M_p \quad (5.41)$$

Momentul de fisurare va fi :

$$M_p = A_1 \left(R_t - \frac{N}{A_1} \right) \approx W_b \left(R_t + \frac{N}{A_b} \right) \quad (5.42)$$

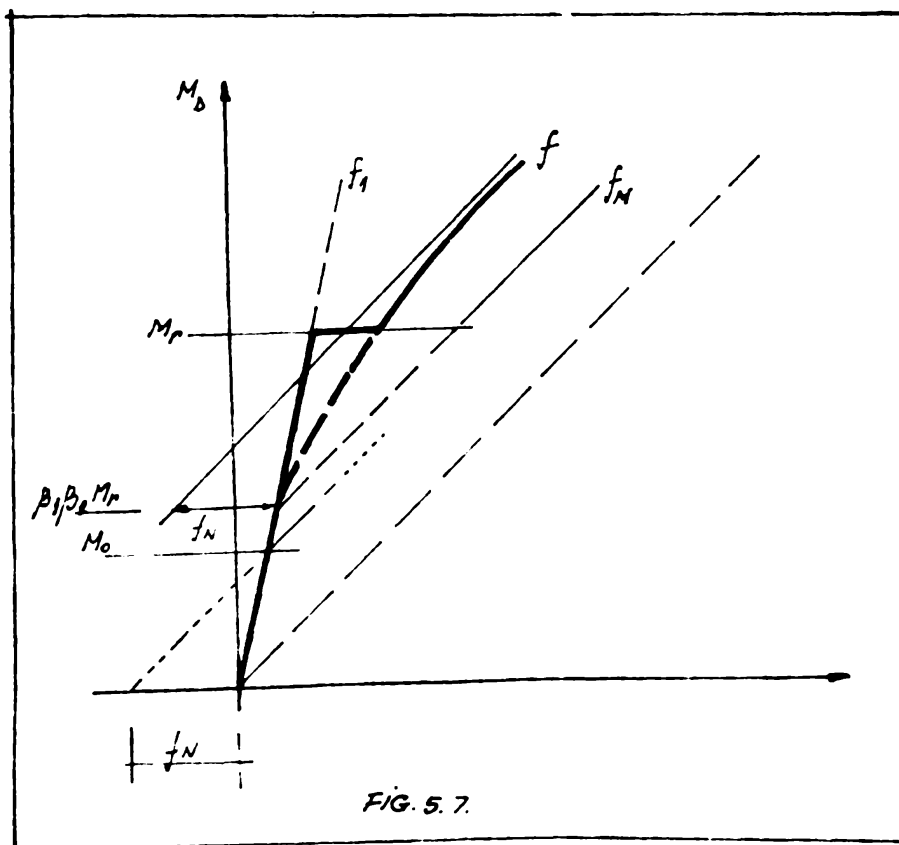


FIG. 5.7.

W_b este modulul de rezistență al secțiunii de beton, A_b este aria secțiunii de beton, R_t rezistența la întindere a betonului.

Săgeata în stadiul IIIa datorită forței axiale poate evalua din relația :

$$f_N = \int \frac{N}{EI_2} dx \quad (5.43)$$

5.3. Rezultatele experimentale

Scopul cercetărilor efectuate în cadrul programului experimental este de a urmări starea limită de deformare a elementelor din beton armat de secțiune dreptunghiulară supuse la compresiune excentrică solicitate la încărcări de scurtă durată pentru diferite procente de armare, precum și acela de a face o comparație între relațiile de calcul cuprinse în normele vechi STAS 10107/0-76, formă nouă de redactare STAS 10107/0-87, normele CEB-FIP precum și o propunere de exprimare biliniară a săgeții apropiată de normele CEB-FIP, și compararea acestor calcule cu rezultatele experimentale obținute în urma încercărilor de laborator.

Programul experimental prevăzut în etapa de cercetare din anul 1986-1987 a cuprins un număr de 9 elemente experimentale cu secțiunea dreptunghiulară 20x30 cm și cu lungimea de 200 cm solicitate la compresiune excentrică, supuse la încărcări de scurtă durată.

Programul experimental, alcătuirea stâlpilor experimentali este prezentat în tabelul 3.1 și figurile 3.10 la 3.12.

Pentru a studia influența procentului de armare asupra deformațiilor elementele experimentale au fost alcătuite cu procente de armare diferite :

$p=0,575\%$; $p=1,129\%$ și $p=1,432\%$ respectiv $p'=0,575\%$; iar armătura transversală realizată din etrieri Ø8 la 15 cm.

Caracteristicile fizico-mecanice ale oțelului beton OB37 sînt prezentate în figurile 2.11, 3.13 și 3.14. Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului la stîlpii experimentali încercați sînt prezentate în tabelul 3.2.

Tehnologia de încărcare a elementelor experimentale este în conformitate cu cea de la subcapitolul 3.4.3.

Măsurarea deformațiilor și deplasărilor din planul de încovoiere a stîlpilor la diferite trepte și cicluri de încărcare s-a efectuat cu ajutorul flexometrelor cu fir cu precizie 1:10 și 1:100 dispuse pe elementele experimentale ca în fig.3.16.

Pe baza încercărilor experimentale efectuate s-au obținut următoarele date experimentale sintetizate în diagrame și tabele.

În tabelul 5.1 sînt prezentate mărimile măsurate experimental pentru studiul deformațiilor la stîlpii încercați, treaptă de fisurare, treaptă de exploatare, treaptă de rupere și valoarea săgeții-

MARIMI MASURATE EXPERIMENTAL PENTRU STUDIUL DEFORMATIILOR LA
STILPII ÎNCERCATI EXPERIMENTAL

TABELUL 5

Nr. cat.	INDICATIV STILPI	PROCENT DE ARMARE		TRACIUNEA DE ÎNCĂLZIRE CARE SE APLICĂ ÎN 4 FISURILE	TRACIUNEA DE ÎNCĂLZIRE CARE SE PENTRANDE	TRACIUNEA DE ÎNCĂLZIRE CĂROR ÎN BAZA	RAPORTE		VALOAREA SĂRI- NILOR MĂGARE EXPERIMENTAL LA TRACIUNEA DE	VALOAREA SĂRI- NILOR MĂGARE EXPERIMENTAL LA TRACIUNEA DE		
		Longitud. P (%)	Transv. P ₀ (%)				$\frac{P_f}{P_0}$	$\frac{P_f}{P_{mp}}$			f Exp. (cm)	f End (cm)
1	SD-1	1.432	0.578	6500	20000	33000	0.32	0.49	0.43	0.47		
2	SD-2	1.432	0.578	6000	20000	36000	0.30	0.166	0.10	0.43		
3	SD-3	0.575	0.575	6000	10000	17500	0.60	0.34	0.09	0.23		
4	SD-4	0.575	0.575	6500	10000	17500	0.65	0.37	0.12	0.25		
5	SD-5	0.575	0.575	5500	9500	17000	0.58	0.32	0.11	0.28		
6	SD-6	1.129	0.577	7000	16000	30000	0.44	0.23	0.11	0.34		
7	SD-7	1.129	0.577	8000	16000	30000	0.50	0.26	0.11	0.38		
8	SD-8	1.129	0.577	6000	15500	28000	0.38	0.21	0.08	0.37		
9	SD-9	1.432	0.578	7000	20000	36000	0.35	0.19	0.12	0.45		

La încercarea elementelor experimentale s-au înregistrat deplasările liniei mediane la diferite trepte și cicluri de încărcare.

Astfel s-au măsurat săgețile în cinci puncte caracteristice (fig.3.16).

Astfel se pot trasa liniile mediane deformație ale elementelor la diferite trepte de încărcare și descărcare pînă la ruperea elementului. În figurile 5.8 la 5.15 sînt prezentate săgețile elementelor încercate SD-2, SD-4, SD-5 la SD-9 pentru diferite trepte și cicluri de încărcare.

În figurile 5.16 la 5.23 sînt prezentate diagramele P-f la mijlocul deschiderii pentru diferite trepte și cicluri de încărcări pînă la rupere pentru stîlpii SD-1, SD-2, SD-4, SD-5, SD-6, SD-7, SD-8 și SD-9.

În figurile 3.18 la 3.26 sînt prezentate releveele figurilor la stîlpii încercați experimental SD-1, SD-2, SD-3, SD-4, SD-5, SD-6, SD-7, SD-8, SD-9.

În figurile 3.27 la 3.35 sînt prezentate aspecte după rupere la stîlpii încercați.

5.4. Comparație între calculele teoretice și rezultatele experimentale

În cadrul studiului experimental s-au analizat o serie de măsuri legate de starea limită de deformație care sînt prezentate sintetic în tabelul 5.2.

Pentru compararea săgeților obținute în urma încercărilor experimentale cu cele calculate teoretic, în tabelul 5.2. s-au calculat aceste săgeți la mijlocul deschiderii stîlpilor pentru momentul încovoietor de exploatare conform recomandărilor STAS 10107/o-76, STAS 10107/o-87 și normele CEB-FIP.

În tabelul 5.2 sînt indicate valorile săgeților obținute experimental la treapta de exploatare pentru stîlpii încercați.

Săgețile măsurate experimental la treapta de exploatare la mijlocul stîlpilor au variat între 0,23 și 0,49 cm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă.

Valoarea mărimii săgeților au fost măsurate la toate treptele de încărcare pînă la ruperea elementelor experimentale.

SD - 2.

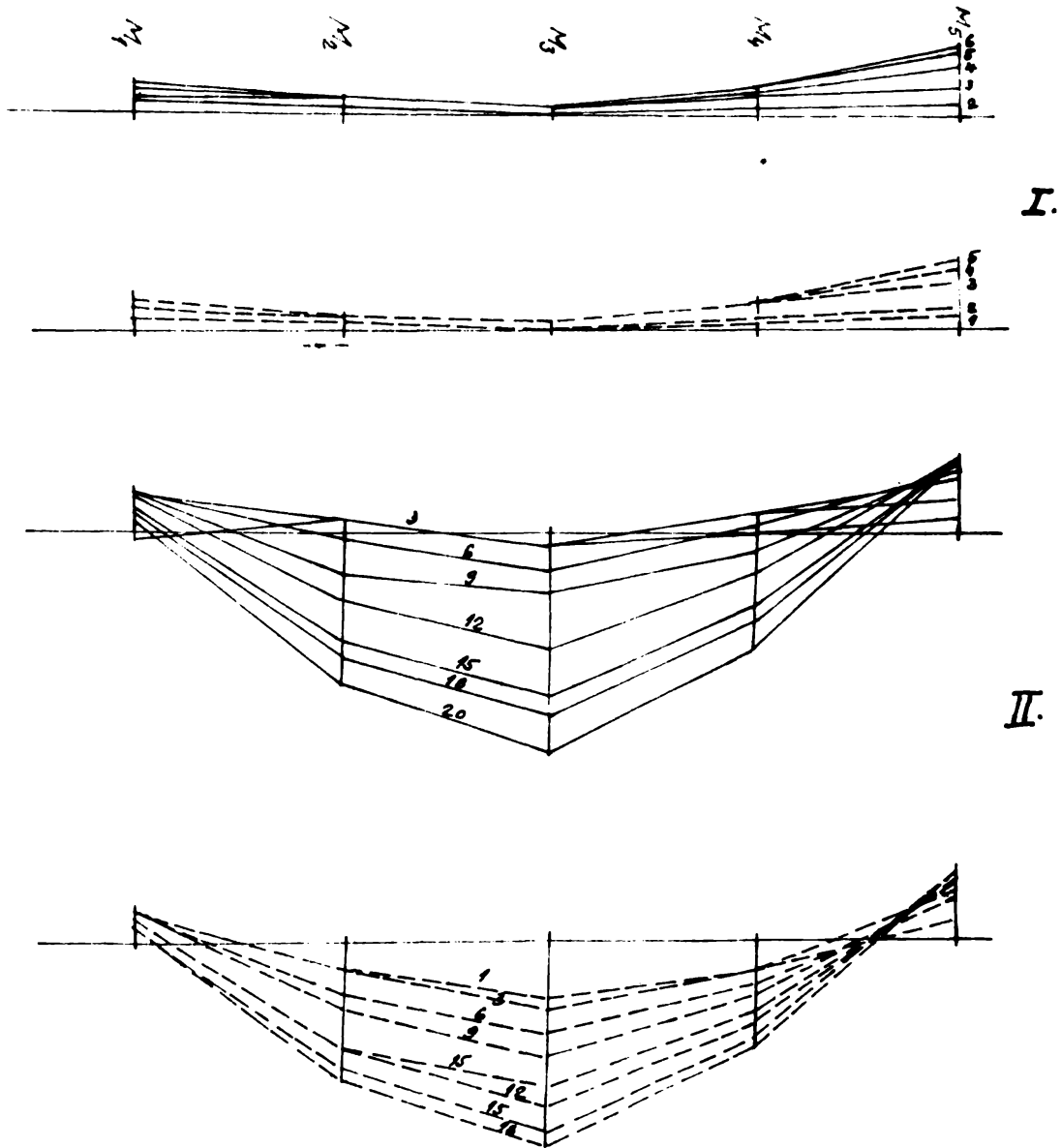


Fig. 5.8.a.

SD - 2

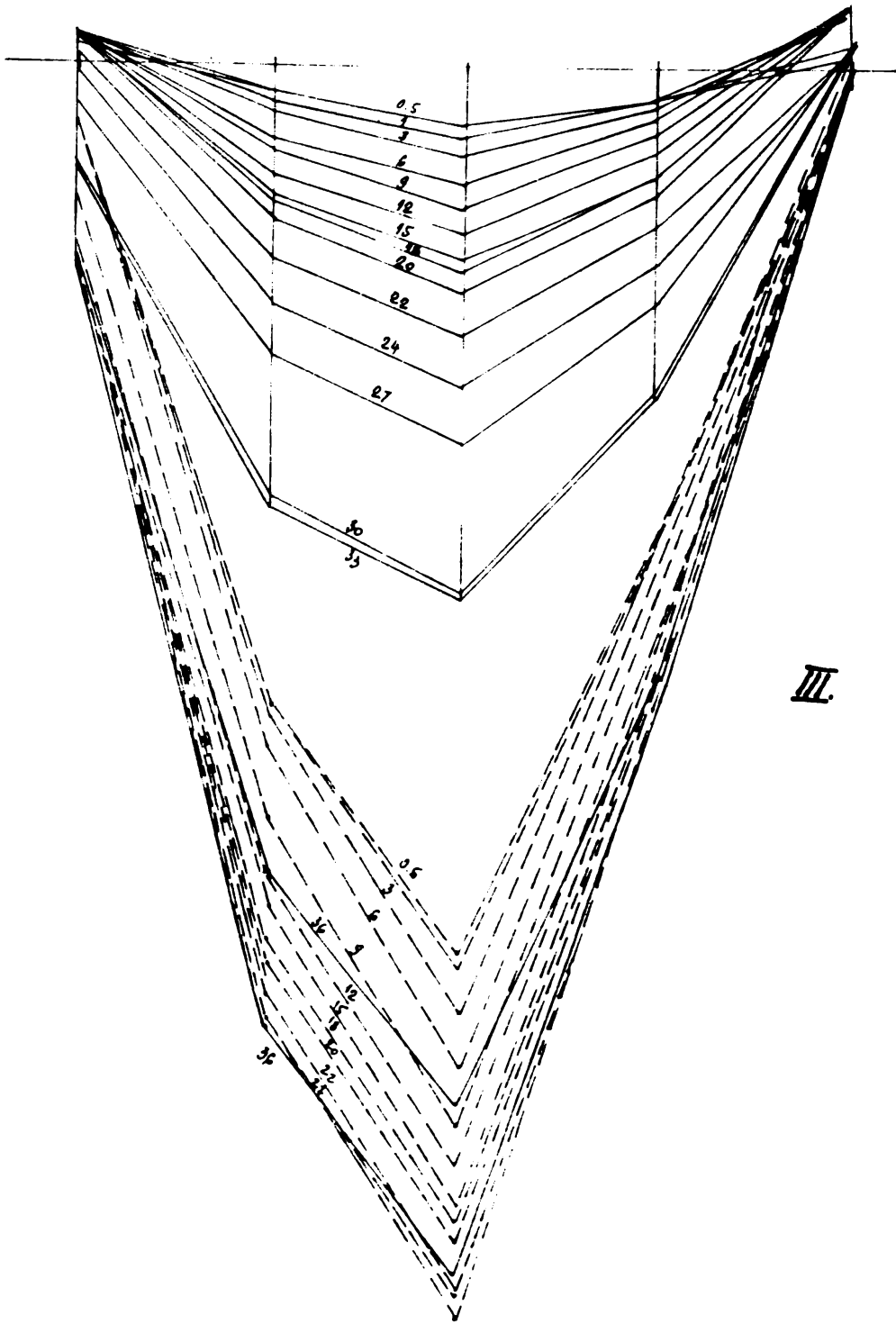


Fig. 5.8.6.

SD - 4.

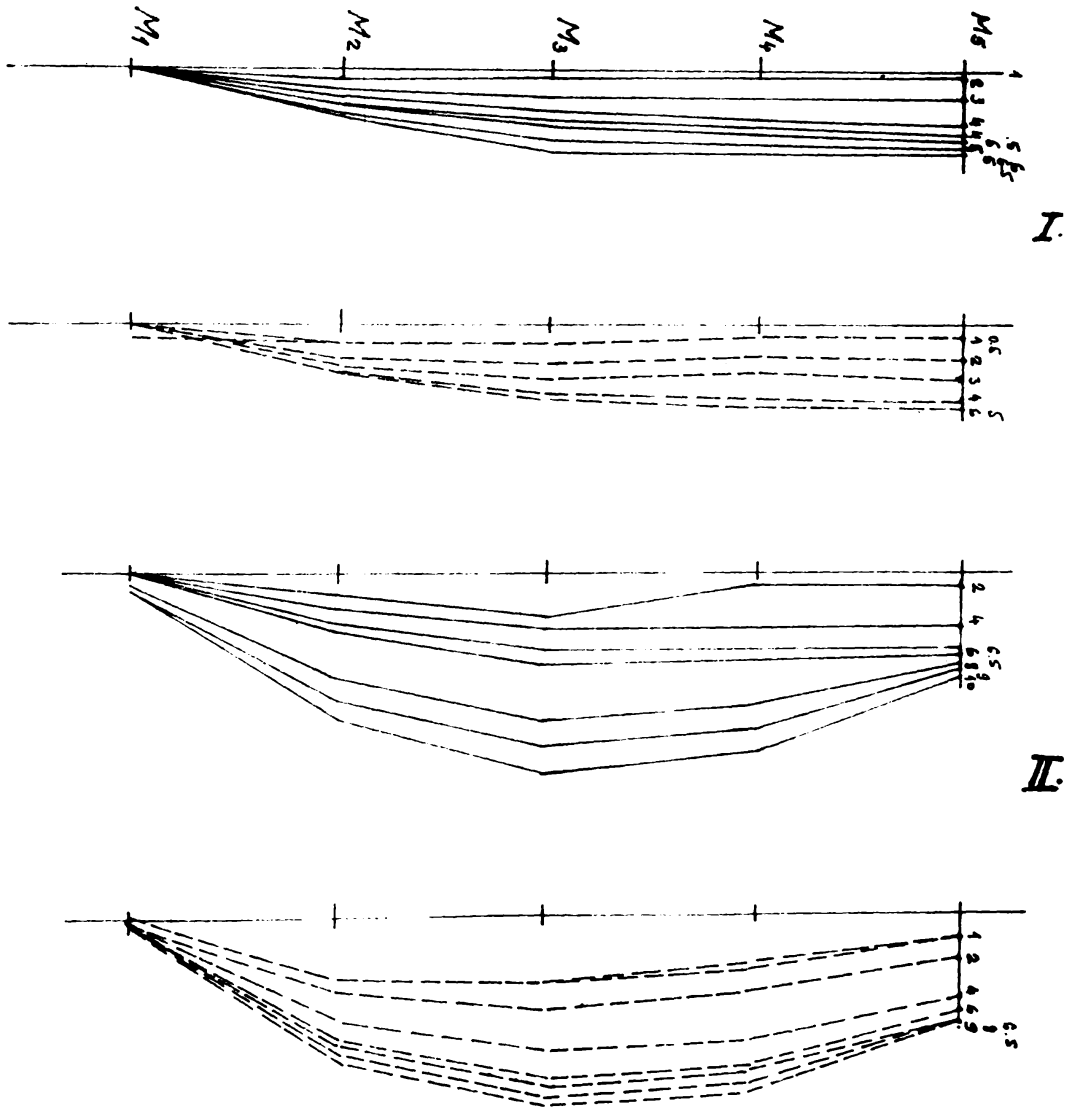


Fig. 5-9. a.

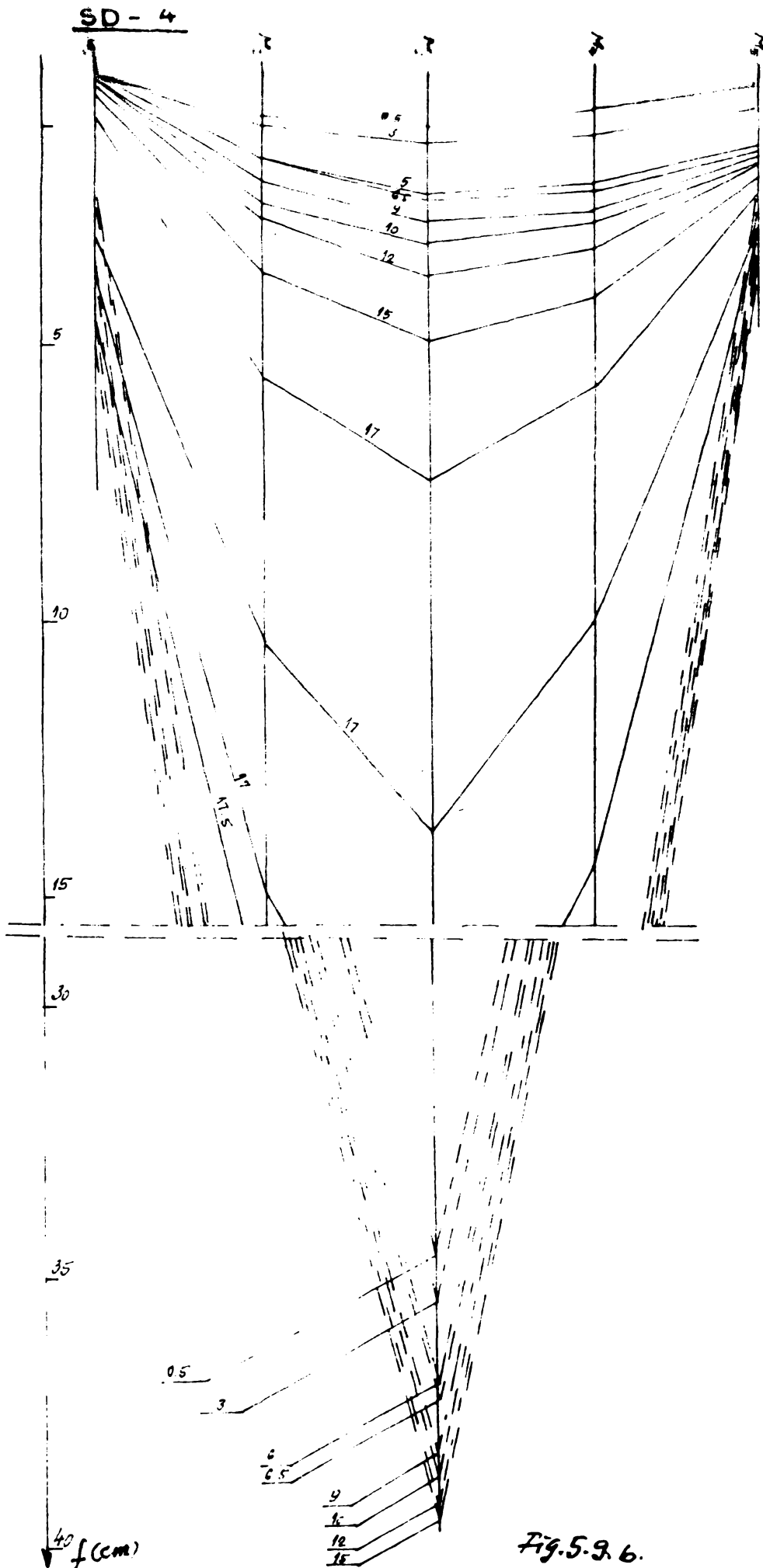


Fig. 5.2.6.

SD - 5

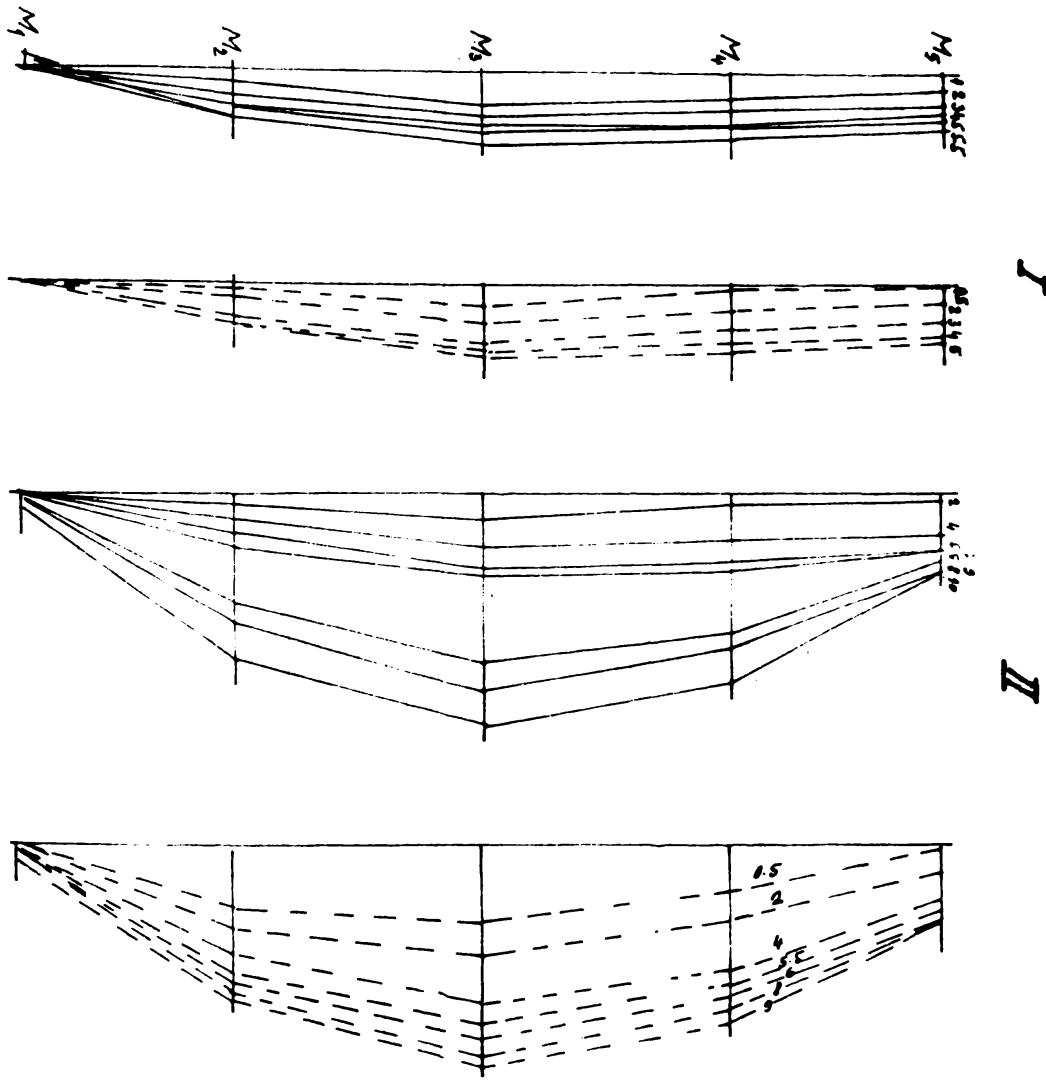
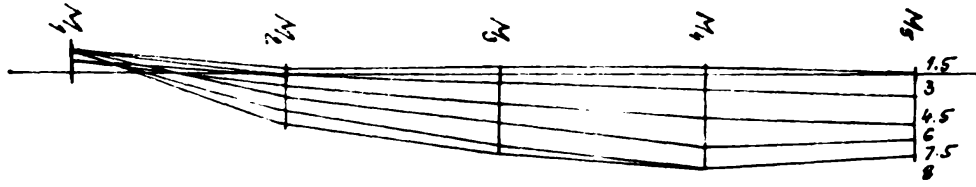
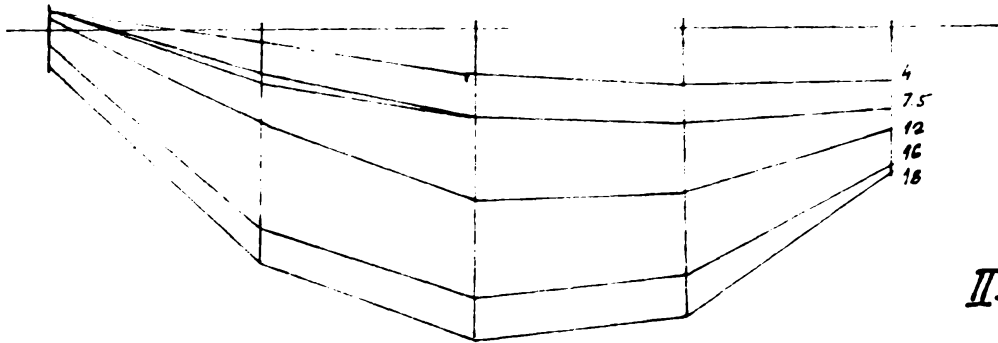
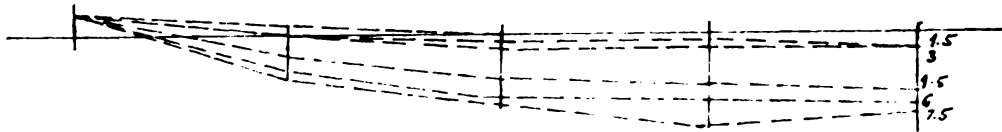


Fig. 5.10. a.

00 7.



I.



II.

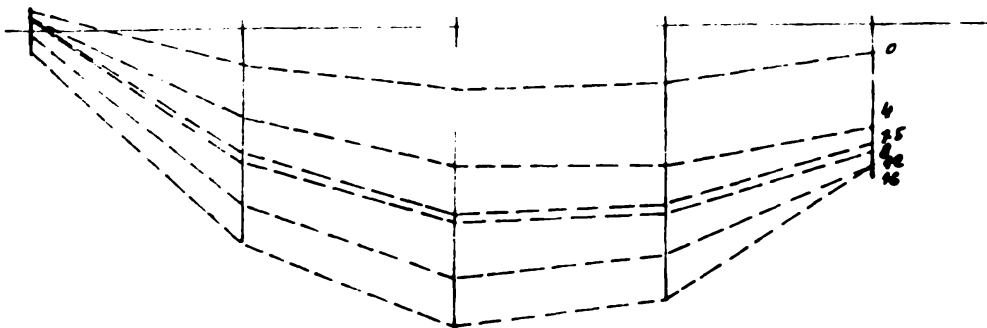


Fig. 5.11.a.

JD-7.

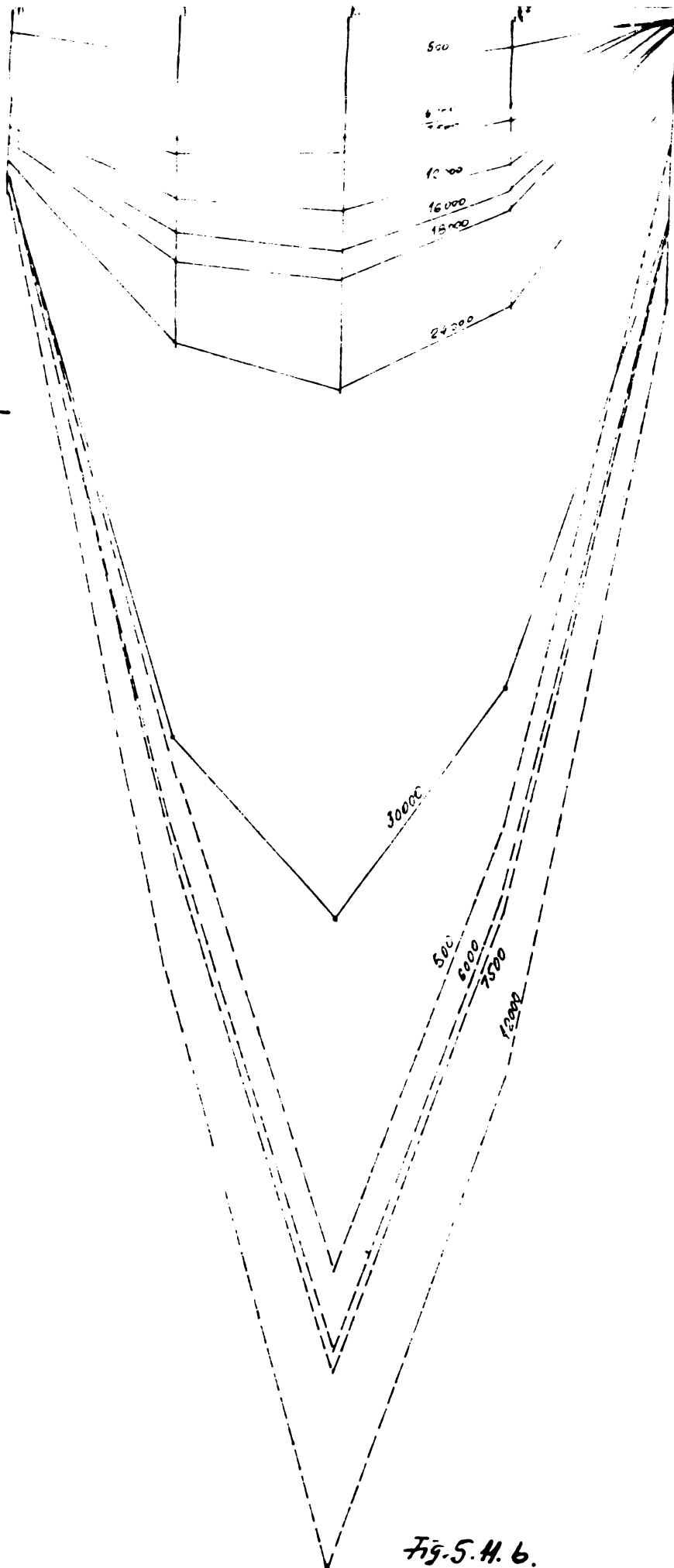
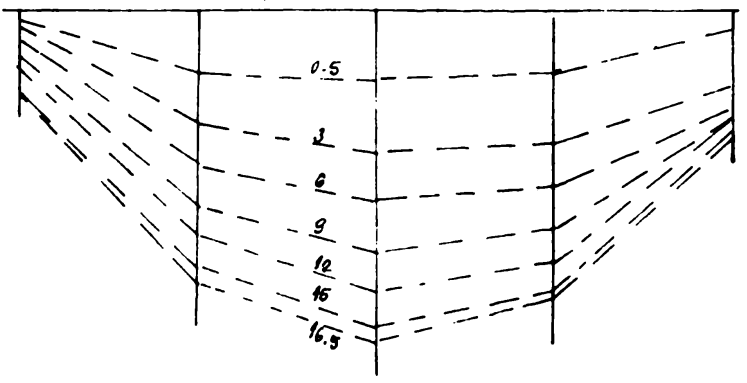
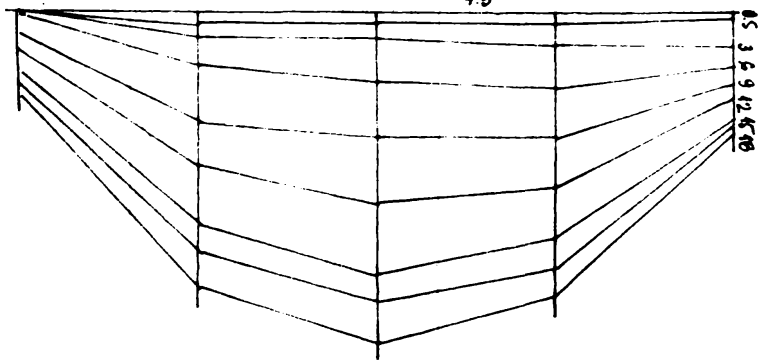
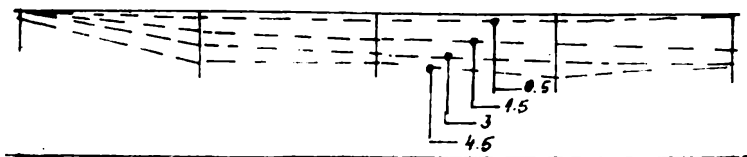
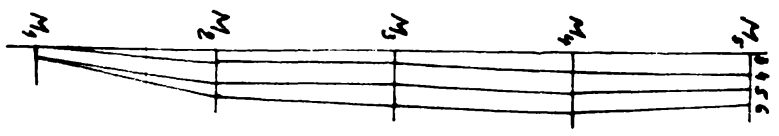


Fig. 5. H. 6.

SD - 8



I.

II.

Fig. 5.12.

SD - 8

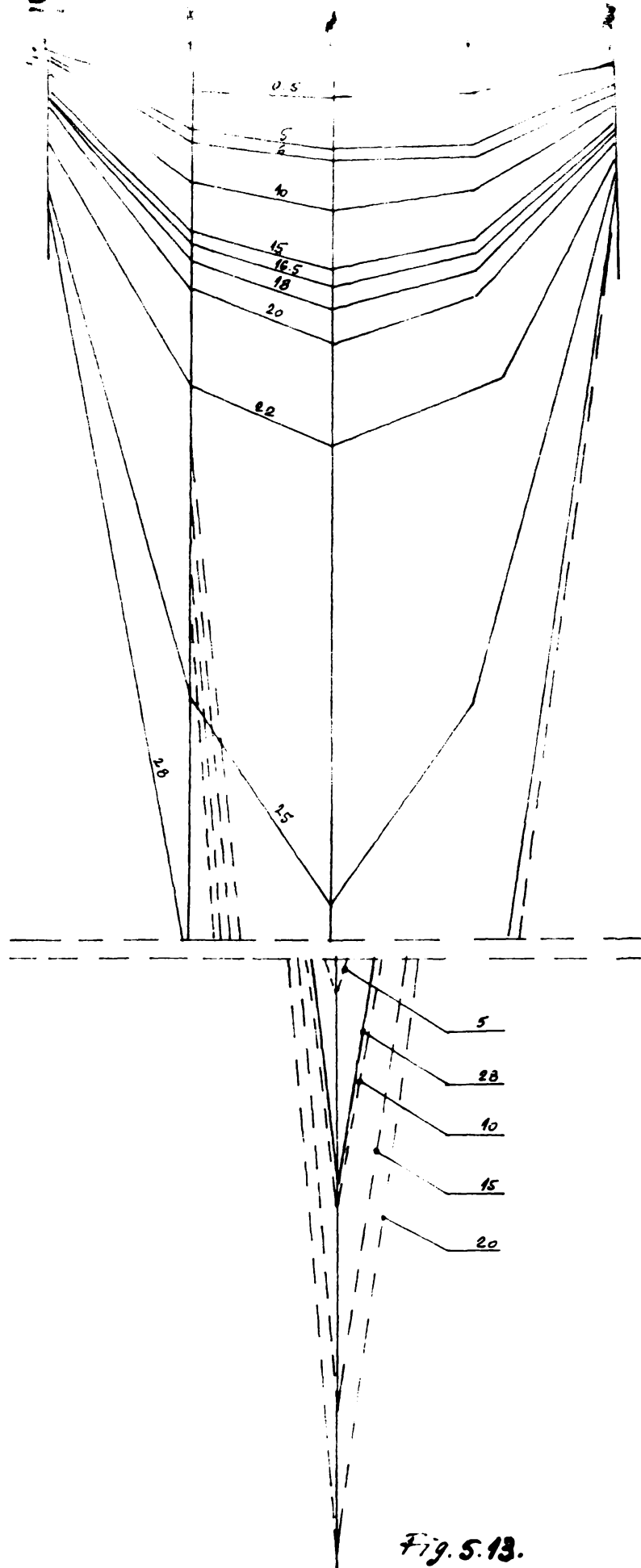


Fig. 5.13.

SD - 9.

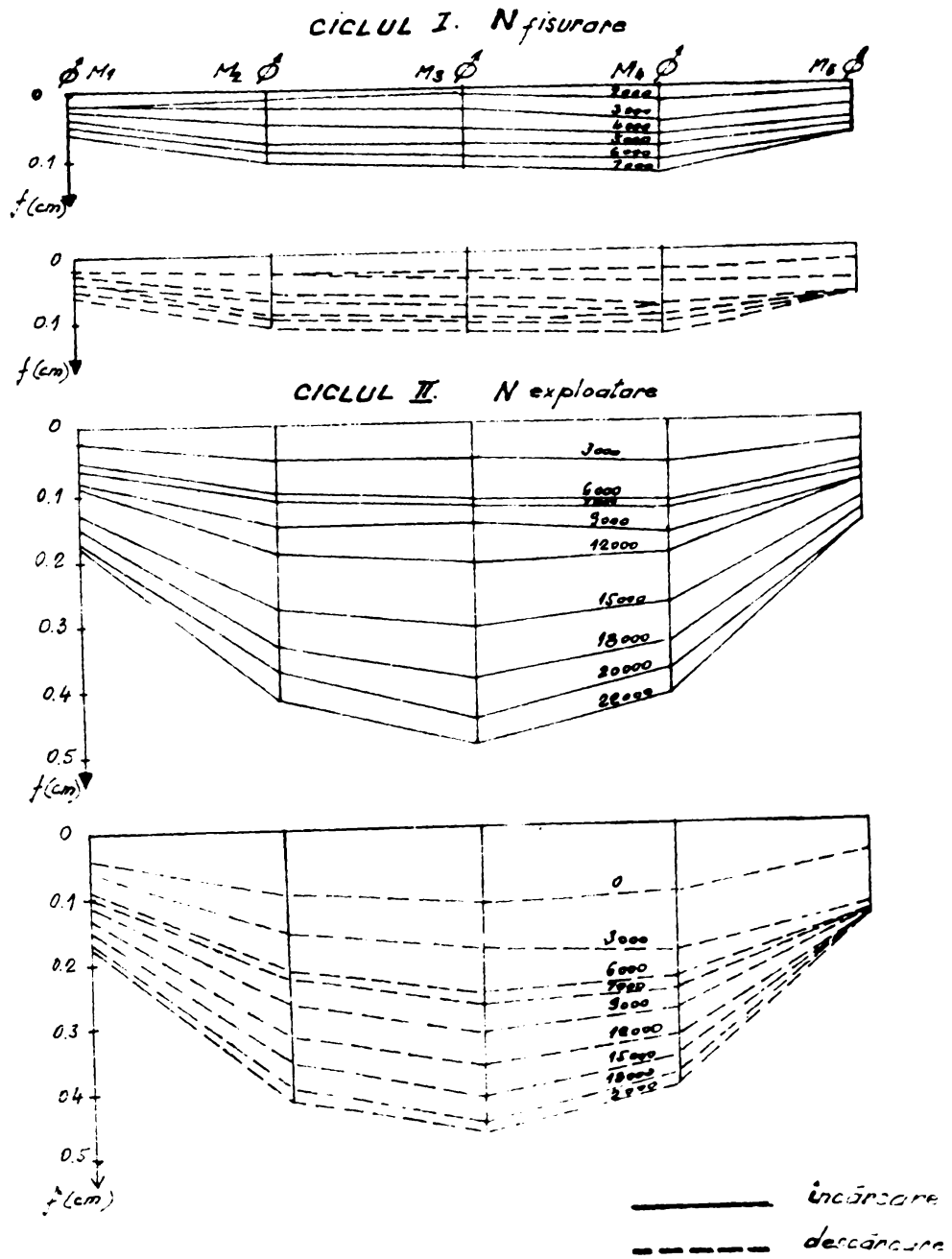


FIG. 5.14.

SD-9.

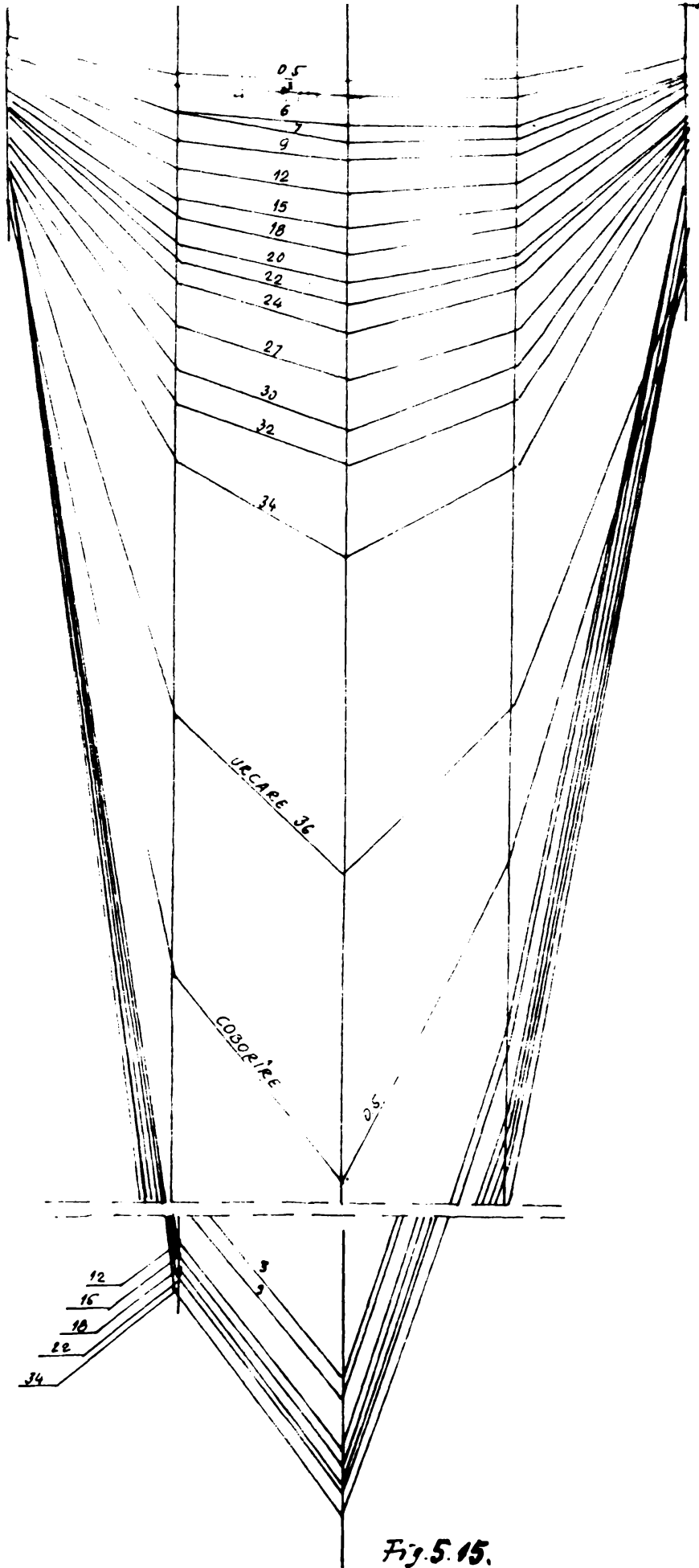


Fig. 5.15.

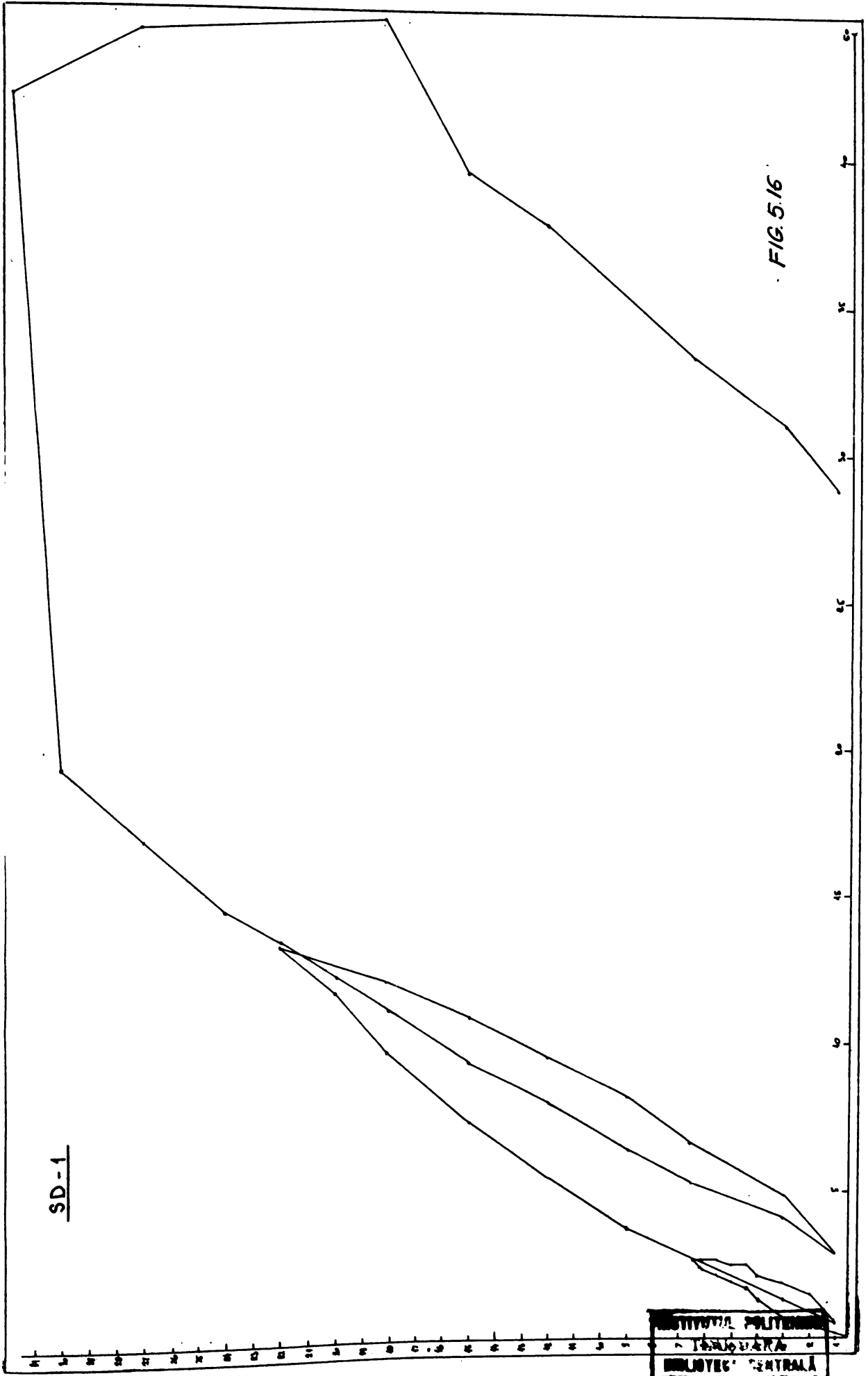


FIG. 5.16

SD-1

INSTITUT POLITEKNIK
INDONESIA
INDONESIA

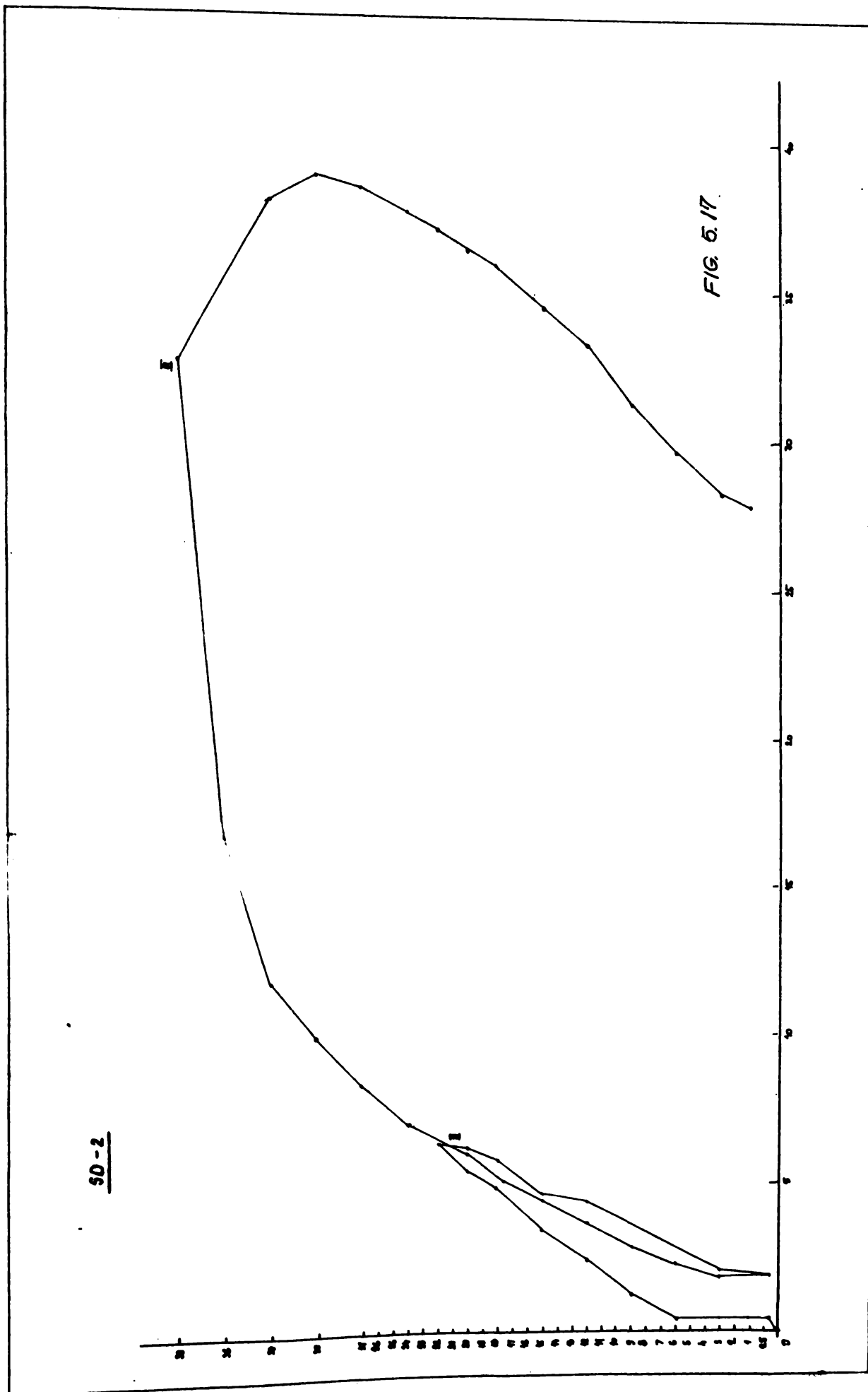
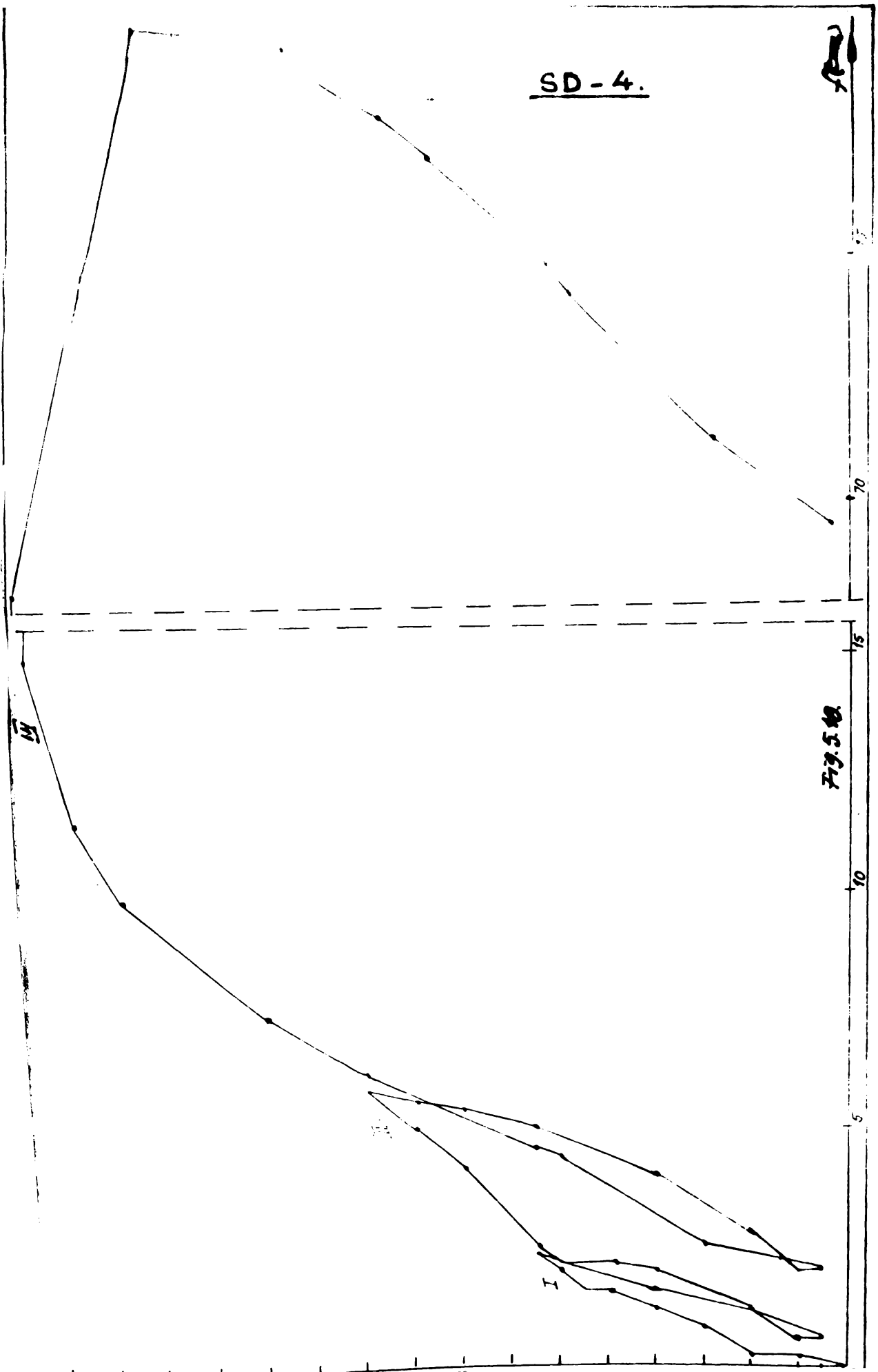


FIG 5.17.



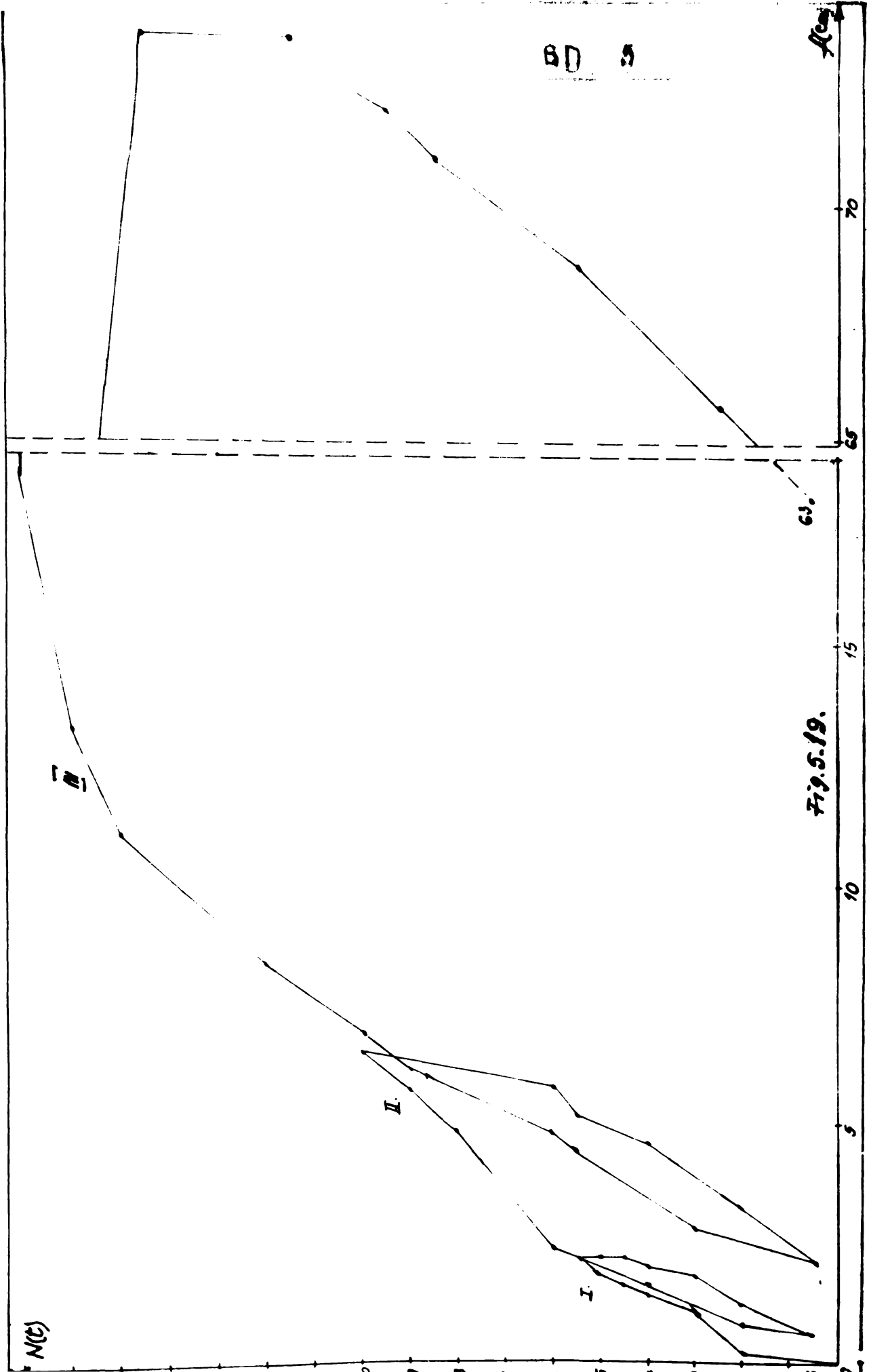


Fig. 5.19.

BUPT

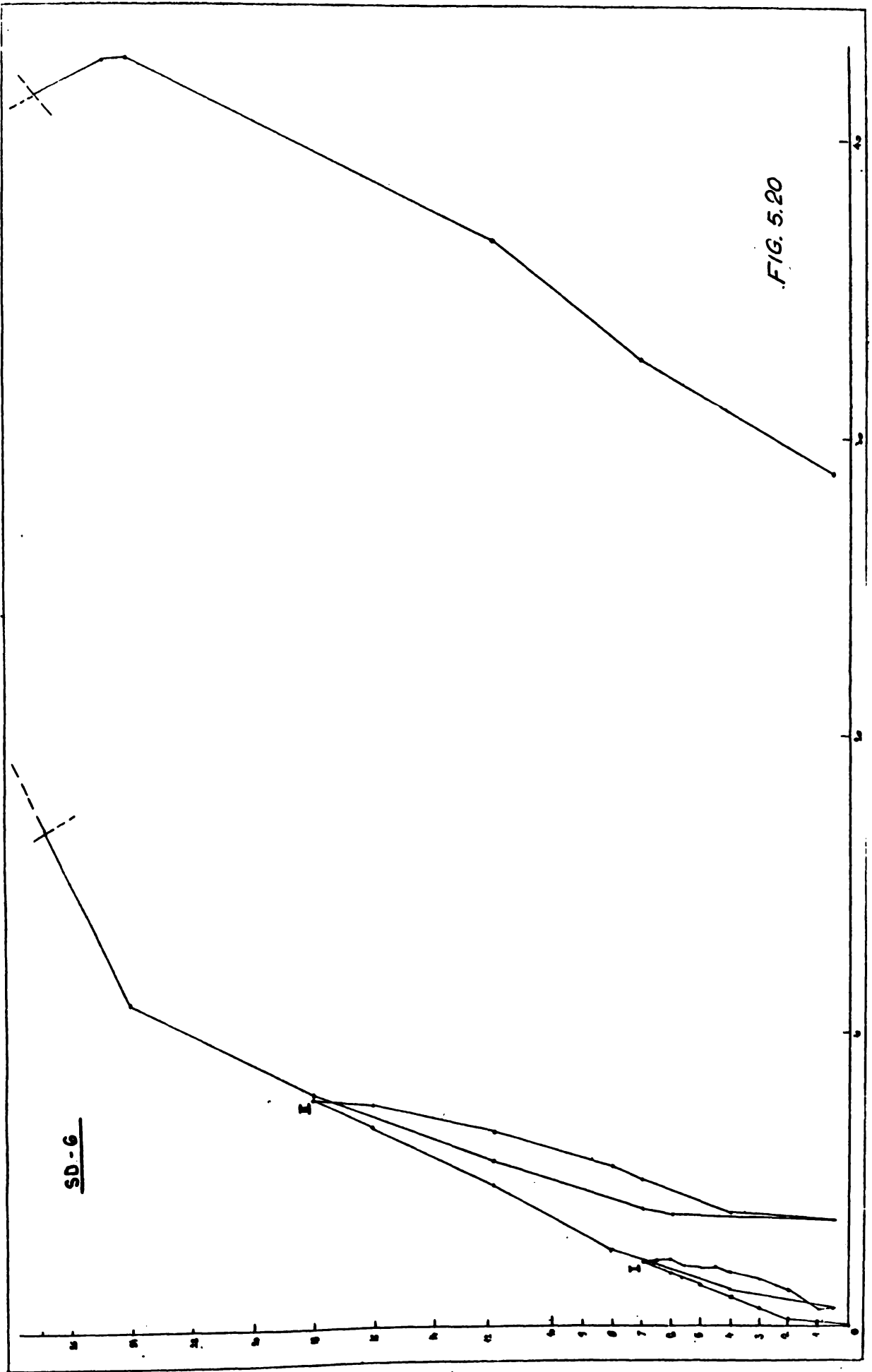


FIG. 5.20

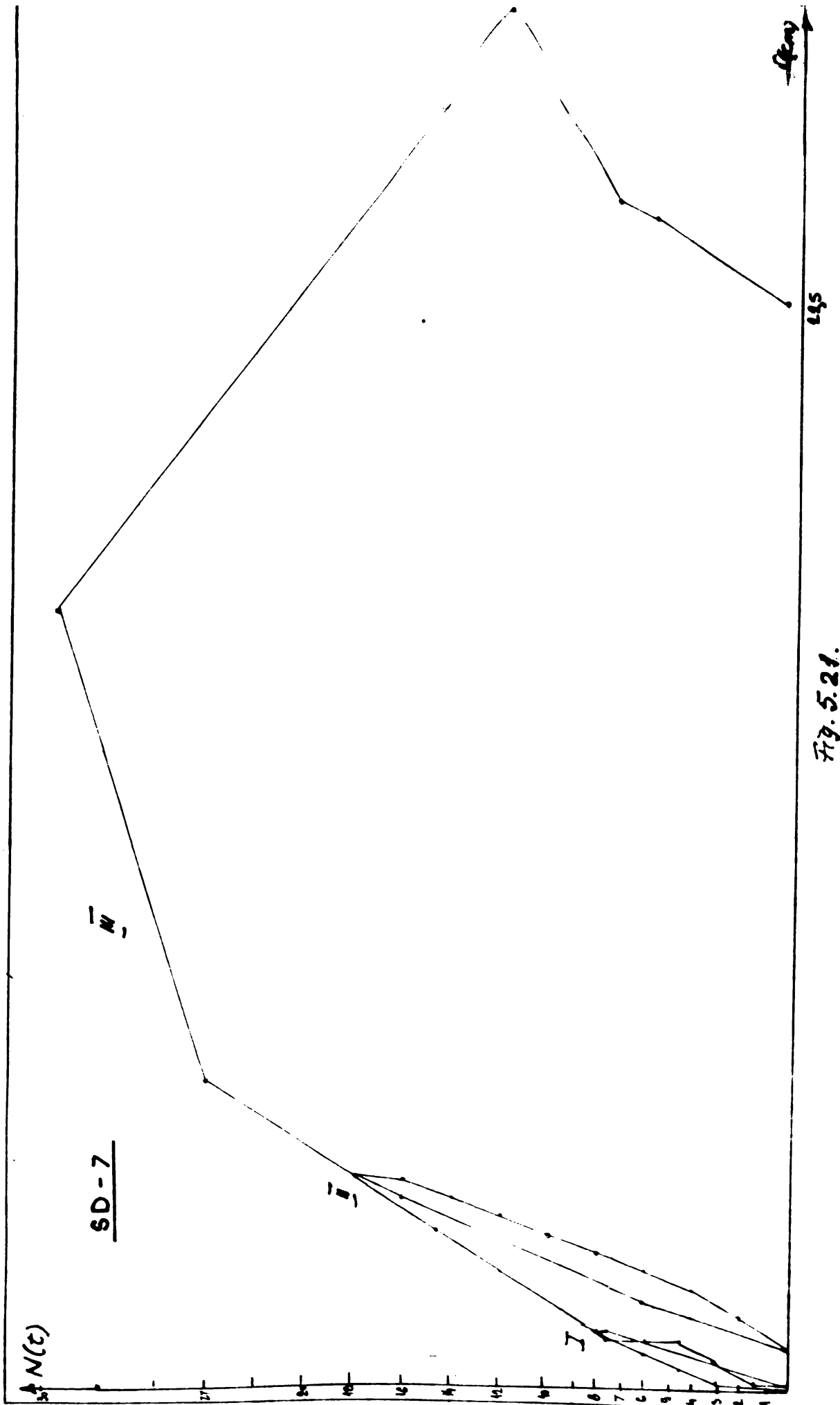
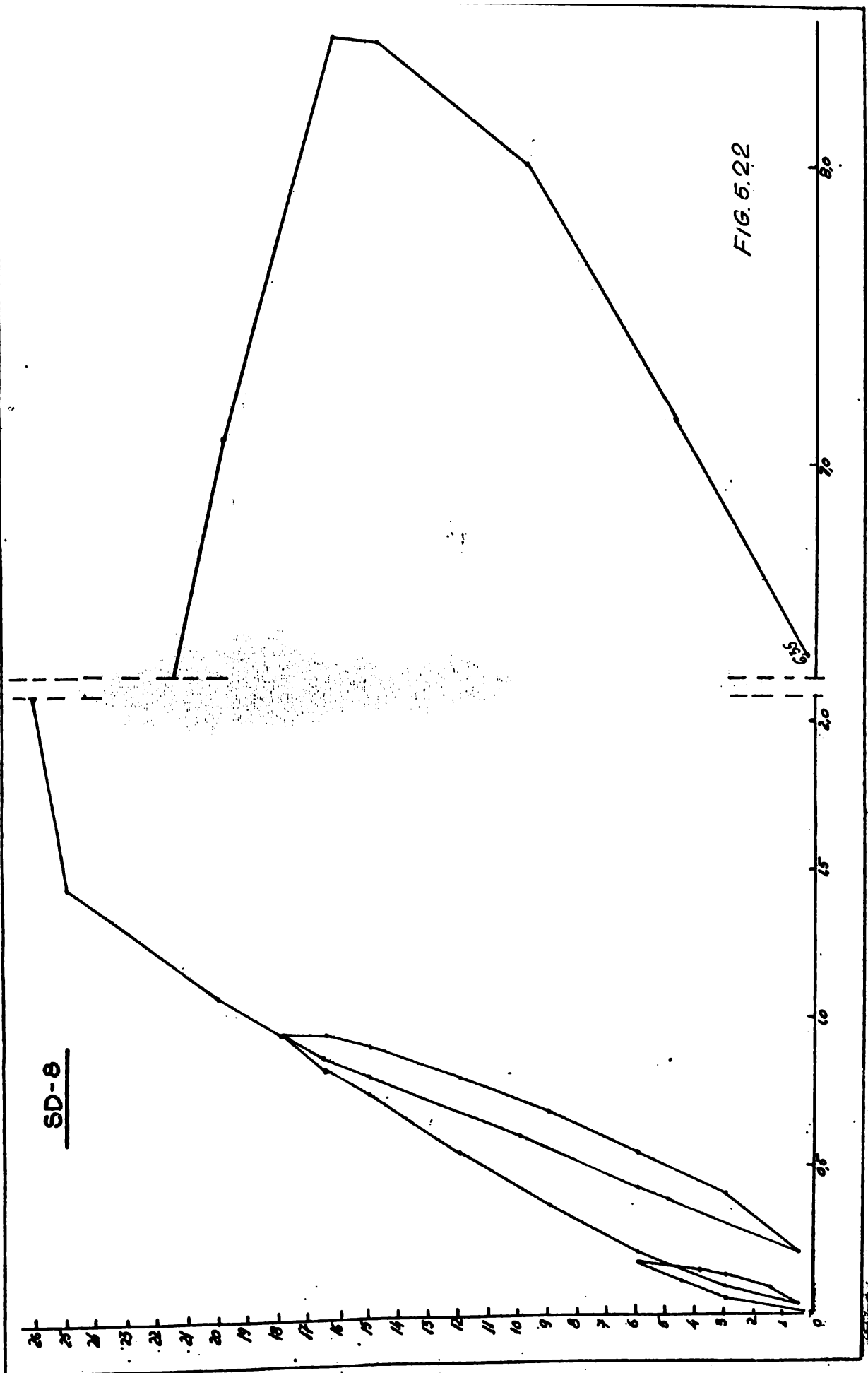


Fig. 5.21.



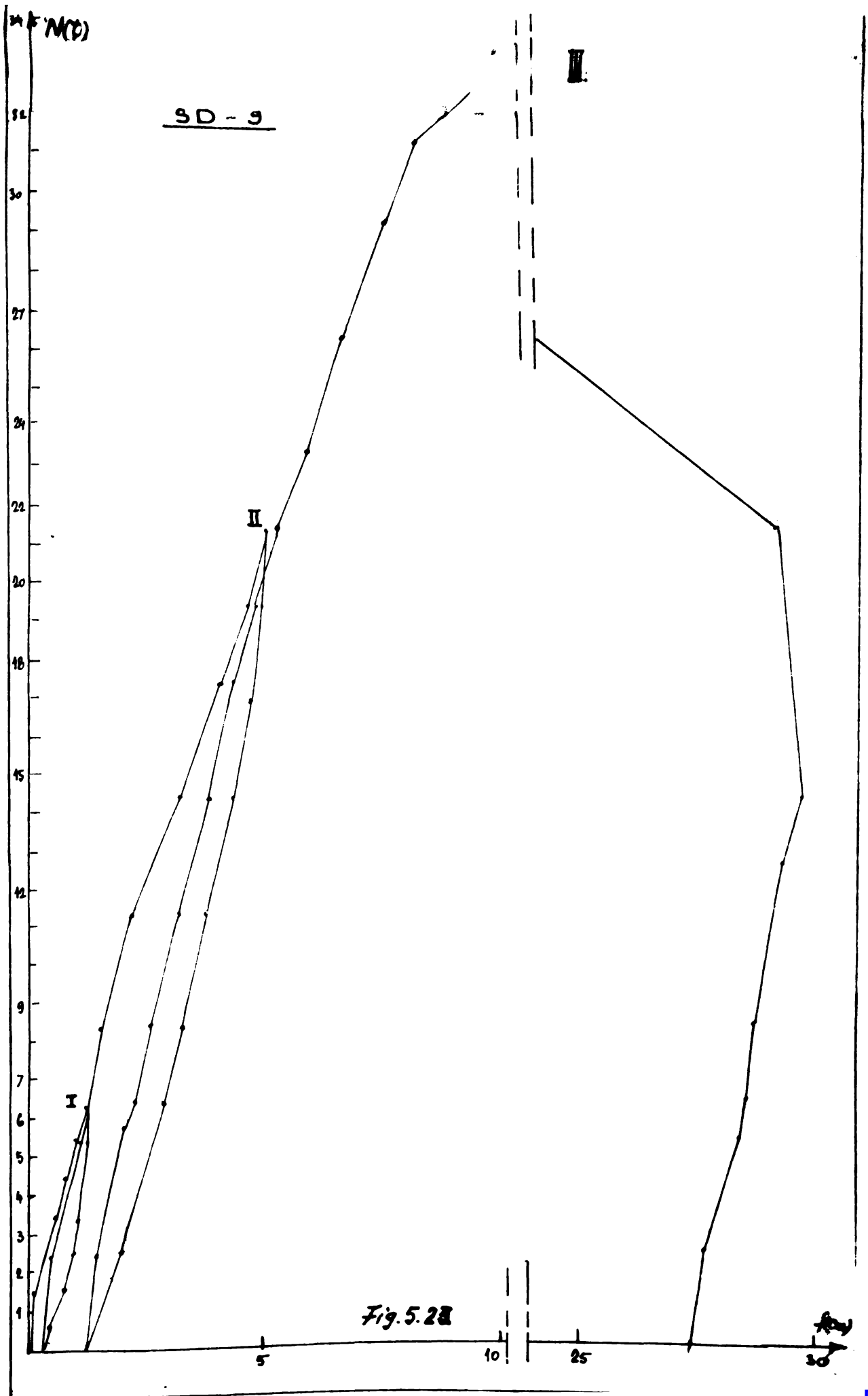


Fig. 5.28

CALCULUL DEFORMATIILOR STILPILOR INCERCATI EXPERIMENTAL

TABELUL 5.2.

Nr. crt. STILPI	CONFORM STAS 10107/0 - 76						CONFORM PROIECT STAS 10107/0 - 87 REVIZUIRE			CONFORM RECOMANDARILOR CEB METODA BILINIARA					RAPORTE				
	n^k	β	δ	$k \times 10^9$	f' [cm]	$\sigma_{b \max}$ [daN/cm ²]	EI $\times 10^9$	f'' [cm]	σ_c [cm]	σ_1 [cm]	σ_2 [cm]	δ	σ [cm]	f_{exp} [cm]	$\frac{f_{exp}}{f'}$	$\frac{f_{exp}}{f''}$			
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	SD-1	12.7	0.492	0.836	0.451	8.895	0.281	249.6	6.079	0.41	0.19	0.21	0.41	0.979	0.41	0.49	1.742	1.442	292
2	SD-2	12.7	0.492	0.836	0.451	8.895	0.281	249.6	6.079	0.41	0.19	0.21	0.41	0.979	0.41	0.43	1.530	1.004	244
3	SD-3	9.26	0.356	0.881	0.678	6.166	0.180	143.6	3.595	0.31	0.08	0.08	0.25	0.981	0.25	0.23	1.278	0.702	145
4	SD-4	9.26	0.356	0.881	0.678	6.166	0.180	143.6	3.595	0.31	0.08	0.08	0.25	0.981	0.25	0.25	1.180	0.508	100
5	SD-5	9.26	0.356	0.881	0.678	6.166	0.180	143.6	3.595	0.31	0.08	0.08	0.25	0.981	0.25	0.25	1.556	0.303	122
6	SD-6	10.51	0.443	0.852	0.516	7.955	0.262	224.70	5.350	0.39	0.152	0.14	0.39	0.987	0.39	0.34	1.298	0.872	1872
7	SD-7	10.51	0.443	0.852	0.516	7.955	0.262	224.70	5.350	0.39	0.152	0.14	0.39	0.987	0.39	0.38	1.450	0.976	1974
8	SD-8	10.51	0.443	0.852	0.516	7.955	0.262	224.70	5.350	0.39	0.152	0.14	0.39	0.987	0.39	0.44	1.566	1.051	1081
9	SD-9	12.7	0.490	0.836	0.451	8.895	0.281	249.6	6.079	0.41	0.192	0.21	0.41	0.979	0.41	0.45	1.601	1.098	1098

În tabelul 5.2 sînt calculate săgețile la mijlocul deschiderii stîlpilor după STAS 10107/o-76, obținîndu-se valori cuprinse între 0,18 și 0,281 cm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale rezultate în urma încercărilor efectuate, raportul f^{exp}/f^{cal} a variat între 1,278 și 1,742.

După STAS 10107/o-87 revizuire valoarea săgeților calculate pentru stîlpii încercați sînt cuprinse între 0,31 și 0,41 cm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul f^{exp}/f^{cal} a variat între 0,742 și 1,192.

După normele CEB-FIP mărimea săgeților calculate au valori cuprinse între 0,25 și 0,41 cm în funcție de procentul de armare longitudinal. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul f^{exp}/f^{cal} a variat între 0,872 și 1,192.

Din analiza rezultatelor experimentale cu cele teoretice de calcul se observă că cele mai apropiate de valorile săgeților obținute pe cale experimentală sînt valorile obținute prin metoda de calcul recomandată conform proiect STAS 10107/o-87 revizuire și conform recomandărilor CEB-FIP.

Metoda de calcul recomandată de STAS 10107/o-76 duce la obținerea unor valori mai mici decît valorile săgeților obținute pe cale experimentală.

Avînd în vedere curba de interacțiune M-N care definește modul de rupere al elementelor comprimate excentric și pornind de la aceleași principii de calcul ca și în cazul elementelor încovoiate în lucrare se definește în mod original limita dintre compresiunea excentrică cu mare excentricitate și compresiune excentrică cu mică excentricitate. Această limită corespunde punctului de balans, cînd $\xi = x/h_0 = \xi_{lim}$, pentru forța N_{balans} . Determinînd momentul încovoietor corespunzător acest punct de balans se exprimă legea de variații moment-curbură și moment-săgeată, cu caracteristici distincte la compresiune excentrică în comparație cu încovoierea. În acest fel se pune în evidență deosebirea dintre compresiune excentrică cu mică excentricitate la care preponderile sînt scurtările față de compresiune excentrică cu mare excentricitate, la care preponderente sînt săgeți. Rezultatele experimentale pe cele 9 elemente încercate au confirmat precizările făcute.

Având ca bază de pornire datele măsurile comitatului european de beton /74/ și se referințele cu normele sovietice /69/, /71/ se face o propunere originală de calcul al săgeților prin metoda biliniară ținând seama de conlucrarea betonului cu armătură pe distanța dintre fire. În acest fel, în funcție de stadiul de lucru este explicitată legea de variație moment-curbură și moment-săgeată, iar pe baza lor se calculează rigiditatea elementelor compresate excentrice și în final săgețile acestor elemente cu ajutorul relațiilor 5.36, 5.37, 5.38.

CAP.VI. CONCLUZII SI APORTUL ADUS IN LUCRARE

In lucrare se abordează o problemă de mare actualitate în momentul în care toate organismele internaționale (Comitetul European pentru beton CEB-FIP), Asociația țărilor (CAER) și naționale se preocupă de înăunțărirea normelor de calcul.

In acest context s-a lucrat în perioada 1980-1987 la revizuirea normelor de calcul pentru beton, beton armat și beton precomprimat care au apărut sub forma STAS 10102-85 și STAS 10107/0-87. Astfel s-au adus contribuții la elaborarea acestor norme de calcul prin numeroase aspecte teoretice și experimentale cuprinse în standardele amintite care s-au ocupat de măsurarea elementelor de beton armat și deformația elementelor de beton armat solicitate la încovoiere și compresiune excentrică.

In capitolul I este prezentată o analiză de ansamblu asupra stărilor limită ale exploatării normale a elementelor de beton armat și analizează în același timp cauzele care produc fisuri în elementele de beton armat subliniind și rolul altor factori decât aceia legați de încălzirile care intervin în construcții.

In capitolul II este prezentată starea limită de fisurare a elementelor încovoiate, se analizează procesul de fisurare (de formare și apariție a fisurilor), precum și aspecte legate de starea limită de deschidere a fisurilor urmărind parametrii : distanța dintre fisuri și viteza deschiderii fisurilor. Au fost comparate aspectele teoretice indicate de cercetători pe plan mondial (L.P. Brice, H.Rusch, B.Muragev, recomandările CEB-FIP), Manualul de Fisurare Nr.158/F.1983 al Comitetului European de Beton), precum și norme românești în diferite faze de elaborare.

Se prezintă programul experimental detaliat, cu rezultatele măsurărilor efectuate și calculele teoretice, precum comparația între calculele teoretice și rezultatele experimentale privind fisurarea elementelor încovoiate.

In capitolul III este prezentată starea limită de fisurare a elementelor comprimate excentric, se analizează acest fenomen ca și la elementele încovoiate ținând seama de prezența forței de compresiune N care influențează starea de eforturi prin excentricitatea e_0 . Este prezentat modul de calcul al vitezei deschiderii fisurilor și al distanței dintre fisuri la elemente comprimate excentric, după diferite norme.

Se prezintă programul experimental detaliat, și rezultatele măsurătorilor efectuate, calculele teoretice precum și comparația între calculele teoretice și rezultatele experimentale privind fisurarea elementelor comprimate excentric cu excentricitate mare.

În capitolul IV se prezintă starea limită de deformare a elementelor limită de deformare a elementelor încovoiate pornind de la starea reală de eforturi sub acțiunea încărcărilor de exploatare, ținând seama de faptul că elementul se află în stadiul I pe distanța dintre fisuri și în stadiul II în dreptul fisurilor.

Având ca bază de pornire recomandările Comitetului European de Beton și comparându-se cu normele românești STAS 10107/0-76 și STAS 10107/0-87 în lucrare se face o propunere originală de calcul ale săgeților prin metoda biliniară, ținând seama de lucrarea betonului cu armătura pe distanța dintre fisuri.

Se prezintă rezultatele măsurătorilor efectuate, calculele teoretice precum și comparația între calculele teoretice și rezultatele experimentale privind starea limită de deformare a elementelor încovoiate.

În capitolul V se prezintă starea limită de deformare a elementelor comprimate excentric. Având în vedere curba de interacțiune M-N, care definește modul de cupere al elementelor comprimate excentric și pornind de la aceleași principii de calcul ca în cazul elementelor încovoiate, se definește într-un mod original limita dintre compresiunea excentrică cu mare excentricitate și compresiunea excentrică cu mică excentricitate.

Se prezintă rezultatele măsurătorilor efectuate, calculele teoretice, precum și comparația între calculele teoretice și rezultatele experimentale privind starea limită de deformare a elementelor comprimate excentric cu excentricitate mare.

1. STADIUL LIMITA DE DEFORMARE A ELEMENTELOR DE BETON ARMAT SOLICITATE LA ÎNCOVIERE ȘI COMPRESIUNE EXCENTRICĂ

Studiile teoretice și experimentale în lucrare conduc la unele concluzii privind calculul la apariția și deschiderea fisurilor elementelor de beton armat solicitate la încoviere și compresiune excentrică.

1. Formulele de la teoria generală a formării și deschiderii fisurilor în capitolul II au fost prezentate relațiile de calcul care permit determinarea distanței medii și deschiderii medii a fisurilor pentru elemente de beton armat solicitate la încovoiere.

* Treapta de apariție a fisurilor la elementele încovoiate a fost în general ridicată fiind aproape de valoarea încărcărilor normate, raportul P^{fis}/P^n fiind subunitar cu valori între 0,20 și 0,71, funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă.

În ceea ce privește raportul P^{fis}/P^n a variat între 0,11 și 0,33 în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă.

2. Distanța medie dintre fisuri la elemente încovoiate calculată după STAS 10107/0-76 are valori cuprinse între 11,61 la 17,4 cm, în funcție de procentul de armare longitudinal. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{calc}$ a variat între 0,64 la 1,14.

După STAS 10107/0-84 revizuire distanța medie dintre fisuri calculată are valori cuprinse între 11,36 la 13,69 cm, iar raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{calc}$ a variat între 0,89 la 1,45, în funcție de procentul de armare longitudinal.

După normele CEB-FIP distanța medie dintre fisuri calculată are valori cuprinse între 12,36 la 13,69 cm, iar raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{calc}$ a variat între 0,89 la 1,45.

3. Deschiderea medie a fisurilor la elemente încovoiate calculată după STAS 10107/0-76 are valori cuprinse între 0,082 mm și 0,025 mm în funcție de procentul de armare longitudinal. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul $\alpha_f^{exp}/\alpha_f^{calc}$ a variat între 0,57 și 0,98.

După STAS 10107/0-84 revizuire deschiderea medie a fisurilor calculată are valori cuprinse între 0,057 mm și 0,084 mm, iar raportul $\alpha_f^{exp}/\alpha_f^{calc}$ a variat între 0,65 și 1,17.

După normele CEB-FIP deschiderea medie a fisurilor calculată are valori cuprinse între 0,074 și 0,099 mm, iar raportul $\alpha_f^{exp}/\alpha_f^{calc}$ a variat între 0,55 și 0,94.

Procentul de armare longitudinal din zona întinsă influențează în mod direct mărimea deschiderii fisurilor care scad cu creșterea procentului de armare.

Aria zonei de înglobare a fisurilor, intervine în relația de calcul a minimii deschiderii fisurilor prin intermediul distanței dintre fisuri. Alungirea medie a armăturii situate în această zonă, ținând cont și de contribuția betonului întins dintre fisuri, este direct proporțională cu deschiderea medie a acestora.

4. Procesul de formare și deschidere a fisurilor la elemente solicitate la compresiune excentrică, spre deosebire de încovoiere, este mult influențat de valoarea excentricității forței N .

Fisurarea zonei întinse de beton se produce ca la grinzi-le supuse la încovoiere, dar poziția axei neutre depinde nu numai de calitatea betonului și armăturii, și de procentul de armare, ci și de excentricitatea forței normale. Modul de fisurare depinde de excentricitatea forței N . Cu cât excentricitatea forței normale este mai mare cu atât fisurile apar mai devreme și se deschid mai mult.

Treapta de apariție a fisurilor a fost în general aproape de valoarea încălzirilor normale, raportul N^f/N^n fiind subunitar cu valori între 0,27 și 0,65, funcție de cei doi parametri care influențează acest proces : procentul de armare longitudinal din zona întinsă și mărimea excentricității forței normale N .

În ceea ce privește raportul N^f/N^n a variat între 0,19 și 0,37.

5. Distanța medie dintre fisurile elemente solicitate la compresiune calculată după STAS 10107/0-76 are valori cuprinse între 13,08 cm și 21,02 cm în funcție de procentul de armare longitudinal și valoarea excentricității forței normale. Raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{calc}$ a variat între 0,65 și 1,06.

După STAS 10107/0-64 revizuirea distanța medie dintre fisuri calculată a variat între 11,68 cm și 18,66 cm, iar raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{calc}$ a variat între 0,74 și 1,21.

După normele CMB-NIP distanța medie dintre fisuri calculată are valori cuprinse între 11,68 și 18,66 cm, iar raportul $\lambda_f^{exp}/\lambda_f^{calc}$ a variat între 0,74 și 1,22.

6. Deschiderea medie a fisurilor la elemente solicitate la compresiune depinde de valoarea efortului unitar din armătura întinsă și evident de distanța dintre fisuri.

După STAS 10107/0-76 deschiderea medie a fisurilor calculată are valori cuprinse între 0,10 mm și 0,13 mm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă și de excentricitatea forței normale N . Raportul $\alpha_f^{exp}/\alpha_f^{calc}$ a variat între 0,46 și 0,94.

După STAS 10107/0-84 revizuire deschiderea medie a fisurilor calculată are valori cuprinse între 0,15 mm și 0,21 mm, iar raportul $\alpha_f^{exp}/\alpha_f^{calc}$ a variat între 0,30 și 0,62.

După normele CEB-FIP mărimea medie a deschiderii fisurilor calculată are valori cuprinse între 0,16 mm și 0,24 mm, iar raportul $\alpha_f^{exp}/\alpha_f^{calc}$ a variat între 0,26 și 0,58.

B. STAREA LIMITĂ DE DEFORMARE A ELEMENTELOR DE BETON ARMAT SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE ȘI LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ

Studiile teoretice și experimentale efectuate în lucrare conduc la unele concluzii privind calculul la starea limită de deformare a elementelor de beton armat solicitate la încovoiere și compresiune excentrică.

1. Pornind de la starea reală de eforturi sub acțiunea încărcărilor de exploatare, ținând seama că elementul se află în stadiul I pe distanța dintre fisuri și în stadiul II în dreptul fisurilor, se impune limitarea deformațiilor elementelor de construcții motiv pentru care este necesară cunoașterea mecanismului formării și dezvoltării, precum și evaluarea corectă a lor încă din faza de proiectare a elementelor de construcție. În capitolul IV sînt prezentate relațiile de calcul care permit determinarea săgeților elementelor de beton armat solicitate la încovoiere.

2. Valoarea mării săgeților elementelor de beton armat supuse la încovoiere calculată după STAS 10107/0-76 au valori cuprinse între 0,25 cm și 0,47 cm în funcție de procentul de armare longitudinal din zona întinsă. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul f^{exp}/f^{calc} a variat între 1,00 și 1,26.

După STAS 10107/0-84 revizuire mărimile săgeților calculate au valori cuprinse între 0,21 cm și 0,37 cm, iar raportul f^{exp}/f^{calc} a variat între 1,11 și 1,47.

După normele CEB-FIP mărimile săgeților calculate au valori

cuprinse între 0,20 cm și 0,30 cm, iar raportul f^{calc}/f^{exp} a variat între 1,25 și 1,45.

3. Comparând rezultatele experimentale cu cele teoretice se observă că calculul este apropiat de valorile săgeților elementelor experimentale sînt valorile calculate după STAS 10107/0-76. Metoda biinierii recomandată de STAS 10107/0-84 duce la rezultate puțin mai mari decît cele obținute conform STAS 10107/0-76.

Metoda de calcul recomandată de STAS 10107/0-84 revizuire duce la diferențe mari, aceste diferențe se datoresc unor deficiențe ale relațiilor de calcul pentru determinarea coeficientului k folosit la calculul rigidității K , pentru elementele încovoiate.

Coeficientul k nu ține seama decît global de conducerea betonului întins dintre armături, depinzînd nu numai de procentul de armare, ci și de o serie de alți factori care influențează procesul de fisurare.

4. Rigiditatea elementelor încovoiate diferă pentru același procent de armare funcție de distanța dintre fisuri și de mărimea deschiderii fisurilor.

La nivelul solicitărilor ultime, valoarea lui K_2 dată de relația din STAS 10107/0-84 revizuire scade ceea ce este necorespunzător deoarece scăderea rigidității de la nivelul solicitărilor de exploatare la nivelul solicitărilor ultime este mai mare așa cum rezultă și din rezultatele măsurărilor experimentale.

5. Avînd în vedere curba de interacțiune M-N, care definește modul de rupere al elementelor comprimate excentric, și pornind de la aceleași principii de calcul, ca și în cazul elementelor încovoiate în lucrare se def. nește în mod original limita dintre compresiune excentrică cu mare excentricitate și compresiunea excentrică cu mică excentricitate. Această limită corespunde punctului de balans. Determinînd momentul încovoietor corespunzător acestui punct de balans se exprimă legea de variație moment-rotire și moment-săgeată, cu caracteristici distincte la compresiune excentrică în comparație cu încovoierea. În acest fel se pune în evidență deosebirea dintre compresiunea excentrică cu mică excentricitate la care preponderent sînt scurtările, față de compresiunea excentrică cu mare excentricitate la care preponderent sînt săgețile.

6. Valoarea măririi săgeților elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică calculată după STAS 10107/0-76

are valori cuprinse între 0,18 cm și 0,281 cm, în funcție de procentul de armare longitudinală din zona întinsă. Aceste valori calculate au fost comparate cu valorile experimentale, raportul f^{exp}/f^{calc} a variat între 1,278 și 1,742.

După STAS-ul 10107/0-87 revizuire mărimile săgeților calculate au valori cuprinse între 0,31 cm și 0,41 cm, iar raportul f^{exp}/f^{calc} a variat între 0,742 și 1,192.

După normele CEB-FIP mărimile săgeților calculate au valori cuprinse între 0,25 cm și 0,41 cm, iar raportul f^{exp}/f^{calc} a variat între 0,872 și 1,192.

7. Din analiza rezultatelor experimentale cu cele teoretice se observă că cele mai apropiate de valorile săgeților elementelor experimentale sînt valorile calculate prin metoda recomandată de STAS 10107/0-87 revizuire și conform recomandărilor CEB-FIP.

8. Vînd ca bază de pornire recomandările CEB-FIP și comparîndu-le cu normele românești date prin STAS 10107/0-76 și 10107/0-87 în lucrare se prezintă o propunere originală de calcul a săgeții prin metoda biliniară, ținînd seama de conlucrarea betonului cu armătura pe distanța dintre figuri. În acest fel în funcție de stadiul de lucru este explicitată legea de variație moment-curbură și moment săgeată, iar pe baza acestor legi se calculează rigiditatea elementelor și pînă la urmă săgețile.

Lucrarea reprezintă sinteza studiilor teoretice bazate pe o vastă bibliografie și a celor experimentale efectuate de autor pe o perioadă de trei ani în cadrul Laboratorului de beton armat din Timișoara și au fost valorificate prin utilizarea lor la revizuirea normelor de calcul din țară, precum și prin diferite publicații de specialitate în țară la diferite simpozioane.

Bibliografie

- /1/ Avram C., Anastasescu B., Structuri spațiale, Ed. Acad. R. S. R., 1976
- /2/ Avram C., Filimon I., Curs de beton armat, partea a III-a, Betonul slab armat, București, Ed. de Stat Didactică și Pedagogică, 1962
- /3/ Avram C., Filimon I., Mihăescu A., Deutsch I., s.a., Distanța și deschiderea fisurilor la elemente prismatice din beton armat supuse la torsiune pură, Buletinul CEB, Paris.
- /4/ Avram C., Referitor la a doua ediție (1970) a "Recomandărilor internaționale pentru calculul și execuția construcțiilor din beton". CEB-FIP, București, Rev. construcții nr. 8, 1971.
- /5/ Avram C., Calcul des structures en beton - Evolution des reglements. Paris, Travaux, No. 470, Mai 1974.
- /6/ Avram C., Păcoaru I., Filimon I., Mîrșu O., Terteza I., Rezistența și deformațiile betonului, Editura tehnică, București, 1971.
- /7/ Avram C., Pescaru I., Calculul la apariția fisurilor al elementelor de beton armat solicitate excentric, București, 1956.
- /8/ Avram C., Pescaru I., Calculul elementelor de beton armat la apariția fisurilor după metoda stărilor limită, Buletinul științific și tehnic al Inst. Politehnic, Timișoara, 1956.
- /9/ Borisanski M.S., Novie dannie o soprotivlenii izghibaemih elementov gheistov popercinih sil. Gosstroizdat, Moskova, 1952.
- /10/ Borisanski M.S., Nicolae I.K., Obrazovanie cosih tressin v stenkah predvaritelno napriajennih balok i vliianie predvoritel'nogo napriajenia na procinost pod deistviem popercinih sil., Procinost i jestkost jelezobetonih constructia, Stroizdat, Moskova, 1968.
- /11/ Brice L.P., Theorie de la fissuration des pieces en béton armé, consequences pratiques, Annales I.T.B.T.P. no. 54, Paris, 1952.
- /12/ Brice L.P., Relation entre l'ouverture des fissures, la contraintes et les diverses caractéristiques d'une piece en béton armé, RILEM, Symposium Stockholm, vol. 1, 1957.
- /13/ Brice L.P., Idées générales sur la fissuration du béton armé et du béton précontraint, Annales I.T.B.T.P., no. 198, 1964.
- /14/ Chamecki S., Calcul des tassements progressifs des fondations, en tenant compte de l'interaction des structures et du sol, Annales I.T.B.T.P. 261, Paris 1969.
- /15/ Dischinger F., Untersuchungen über die Kriechsicherheit die elastische verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken, Der Bauingenieur 33/34; 35/36, 39/40, Berlin 1937.
- /16/ Deutsch I., Izverceanu M., Studiu teoretic privind calculul la starea limită de deschidere a fisurilor la elemente de beton armat de secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică oblică, Buletin I.P.T., Fasc. 1, 1981.
- /17/ Deutsch I., Contribuții la fisurarea elementelor de beton armat solicitate la încovoiere cu forță tăietoare, Teză de doct.

- /18/ Favre R., Koprna M., Effets différés fissuration et déformations des structures en béton, Edition Georgi, Première édition 1980. Imprimé en Suisse.
- /19/ Ferry Borges J., Cracking and deformability of reinforced concrete beams, Mémoires 26^e volume, volume d'hommage Fritz Stüssi 1966, Association Internationale des Ponts et Charpentiers. Publiés par la secrétariat Générale à Zürich.
- /20/ Filimon I., Deutsch I., Cours de béton armé și beton precomprimat, Editura I.P.T., Timișoara, 1979, 1984.
- /21/ Filimon I., Deutsch I., s.a., Studiu teoretic privind capacitatea elementelor de beton armat sollicitate la compresiune excentrică oblică, Buletin I.P.T. Fasc.1, 1981.
- /22/ Filimon I., Deutsch I., s.a., Studii experimentale privind comportarea elementelor de beton armat de secțiune dublu T sollicitate la compresiune excentrică, Buletin I.P.T., Fasc.2, 1980.
- /23/ Filimon I., Deutsch I., s.a., Aspecte ale comportării la încărcări alternante a stâlpilor din beton armat de secțiune dublu T, Rev. construcțiilor, nr.7, 1980.
- /24/ Filimon I., Aspects concernant les flèches des éléments en béton armé. Bul. St. și Tehn. I.P.T., Tom 28(42) 1983.
- /25/ Favre R., Verformungsberechnung von Tragwerken aus Stahl und Spannbeton, Schweizer Ing. un. Anz; Heft 43/1981.
- /26/ Guerrin M., Traité de béton armé, Tome I, Paris, 1959.
- /27/ Izvercian M., Contribuții privind asigurarea elementelor de beton armat de secțiune dublu T sollicitate la compresiune excentrică oblică. Teză de doctorat, Timișoara 1984.
- /28/ Jaccoud I.P., Favre R., Flèche des structures en béton armé. Ann. Inst. Tech. Tr. Publics Nr.406 Juillet-août 1982.
- /29/ Johnson R.O., Investigation on Formation of Cracks in Reinforced Concrete structures, Zürich, A.I.P.C., Publication préliminaire, 1940.
- /30/ Johnson R.O., Ostermann I., Wästlung G., Background of the svedish tentative standard specifications for limitation of crack widths in reinforced concrete structures, RILEM, Symposium, Stockholm, 1957, vol.II.
- /31/ Kupfer H., Extension de l'analogie du treillis de Morsch au moyen du principe de travail minimal de déformation, B.I., CEB, no.40, 1964.
- /32/ Leonhard F., Vorlesungen über Massivbau Vierte, Teil 2, Auflage Springer Verlag, 1978.
- /33/ Leonhard F., Les mécanismes de rupture des poutres en béton armé, B.I., CEB, no.41, 1964.
- /34/ Leonhard F., La réduction de la couture d'effort tranchant dans les structures en béton armé, Interprétation d'une généralisation de l'analogie du treillis, B.I.C.E.B., no.49, 1965.
- /35/ Leonhard F., Rapport sur la proposition de modification du chapitre 4.32, Documentation préliminaire 11^e session plénière CEB, Bruxelles, 1966.

- /36/ Marinov R., Friedrich R., Similitudinea și modelul în construcții Editura I.P.T., Timișoara, 1968.
- /37/ Mihăescu A., Contribuții la calculul distanței și deschiderii fisurilor la elemente de beton armat solicitate la compresiune excentrică. Teză de doctorat, Timișoara 1966.
- /38/ Murașev V.I., Jelezobetonnîh Konstrukții, Obșeci curs, Moskova, Gosstroizdat, 1962.
- /39/ Murașev V.I., Trecinoustoicivost, jestkosti i procinosti jelezobetona, Moskova, Stroizdat, 1950.
- /40/ Mîrșu O., Structuri de beton armat pentru construcții civile și industriale. Institutul Politehnic Timișoara, 1966.
- /41/ Mîrșu O., Friedrich R., Construcții din beton armat, Editura didactică și pedagogică, București, 1980.
- /42/ Mîrșu O., Calculul antisismic al structurilor pe baza prescripțiilor de proiectare p 13/70, Institutul Politehnic Timișoara '72.
- /43/ Nicolau V., Betonul Armat, Ed. tehnică, București, 1962.
- /44/ Nicolau V., Funcția de conlucrare a betonului cu armătura, Teză de doctorat, 1968.
- /45/ Nicula I., Oneț T., Betonul armat, Ed. didactică și pedagogică, București, 1982.
- /46/ Oneț T., Betonul armat partea I, II, III, IV, Istoricul de multiplicare, Cluj-Napoca, 1977, 1979, 1981.
- /47/ Oneț T., contribuții la stabilirea și aplicarea limitelor de solicitare din beton ușor armat sub încălzire de scurtă durată. Teză de doctorat, Cluj, 1971.
- /48/ Robinson J.R., Compression excentric et flambement des poteaux rectangulaires en béton armé par la calcul à la rupture, A.P.C., no. 5, Franța, 1960.
- /49/ Kostacy F.C., Hock R., Leonhard F., Zur Vänderstbewehrung von Zwang von Aussenwänden aus Stahlleichtbeton, Berlin, 1976.
- /50/ Rüsck H., Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlsparnungen. Vorbericht, Lissabon, 1956.
- /51/ Rüsck H., Stahlbeton, Spannbeton, Band I, Düsseldorf, 1976.
- /52/ Rüsck H., Rehn G., Incercări de diferite tipuri de oțel beton, Berlin, 1963-1964.
- /53/ Rüsck H., Drillung (torsion), Scher und Scheren im Stahlbetonbau, Düsseldorf, Deutscher Ingenieur-Verlag, 1953.
- /54/ Rüsck H., Le problème de la résistance à l'effort tranchant en béton armé, D.T., no. 40, CEB, 1964.
- /55/ Saillard Y., Etude comparative des critères d'adhérence et de fissuration suivant les théories de M.M. Brice, Eisen, Rüsck, Extrait du rapport final du Symposium de la NILEM, Liege, 2-1958.
- /56/ Seliger R., Der Stahlbetonbau, Wien, 1956.
- /57/ Seliger R., Fortschritte im Stahlbeton, Wien, 1950.
- /58/ Schröder C., Theorien über die Rissbildung in Stahlbetonbalken, Dresden (Dissertation), 1959.

- /59/ Stănculescu G., Ionescu M., Influența diferiților parametri asupra distanței dintre fisuri și deschiderea fisurilor la elemente de beton armat supuse la încovoiere, Buletinul INCERC nr.1, București, 1965.
- /60/ Stănculescu G., Ionescu M., Studii statistic al fisurilor la grinzile de beton armat supuse la încovoiere, Simpoziomul Corpului Didactic al I.P.T., 1964.
- /61/ Terteza I., Onet I., Influența coeficienților și curgere lentă asupra săgeților grinzilor de beton armat supar, Construcții și materiale de construcții, nr.1, 1970.
- /62/ Terteza I., Onet I., g.a., Prefabricarea betonului armat, Ed. Didactică și pedagogică, București, 1977.
- /63/ Terteza I., Onet I., Măcurar V., Prefabricarea betonului armat, Ed. didactică și pedagogică, București, 1965.
- /64/ Terteza I., Contribuția la studiul rezistenței de durată a elementelor de beton armat. Teză de doctorat, Timișoara 1961.
- /65/ x x x-Buletin d'Information C 4-212, 1970.
- /66/ x x x-Norme de proiectare a elementelor din beton și beton armat - CBR - PC, 119-74.
- /67/ x x x-Serie de norme CBR-PC pour les structures en béton, 1978.
- /68/ x x x-Manuel de calcul "Figuration et Deformation" Bull. d'Inf., 143/1961.
- /69/ x x x-SAS 10107/o-76.
- /70/ x x x-SAS 10107/o-84, revizuire.
- /71/ x x x-SAS 10107/o-87, revizuire.
- /72/ x x x-SAS 8000-67 - Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Metode la stări limită, 1969.
- /73/ x x x-Norme de proiectare a elementelor din beton și beton armat, SNIP-II-21-75.
- /74/ x x x-Manuel de calcul "Figuration et Deformation". Bulletin d'Information Nr.158-P/1963.
- /75/ x x x-SAS 10102/c-85.
- /76/ x x x-CNE, Recommendations pratiques unifiées pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé, Madrid, Edition del Instituto Eduardo Torroja, 1964.
- /77/ x x x-Normativ condiționat pentru calculul construcțiilor la stări limită, Vol.I, partea II, București, Ed. Tehnică, 1963.
- /78/ x x x-Determinarea jalezobetonului construcții, Normă proiectivă, SNIP, II, B.1-62, Moskov, Stroiizolat, 1962.
- /79/ x x x-Code de calcul de DIN 1045.
- /80/ x x x-Norme engleze CP.
- /81/ Kaldon Ali, g.a., Cercetări teoretice și experimentale privind calculul la starea limită de deformație a elementelor încovoiate de beton armat, Sch.de exp.al Lab.Constr.vol.I, Baia Mare 10-12 oct.1985.
- /82/ Kaldon Ali, g.a., Aspecte teoretice și experimentale privind mărimea deschiderii fisurilor normale la elemente încovoiate din beton armat. Schimbul de experiență al lab.din construcții, Vol.II, 10-12 oct.1985.
- /83/ Kaldon Ali, g.a., Aspecte experimentale privind deformația elementelor solicitate excentric. Sch.de exp.a lab.din constr. București 1987.