

INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

ING. FURDUI CORNEL

CONTRIBUTII PRIVIND STUDIUL BETOANELOR USOARE  
DE REZISTENTA SI A COMPORTARII LOR IN STRUCTURI  
CU DIAFRAGME MONOLITE

- TEZA DE DOCTORAT -

CONDUCATOR STIINTIFIC :

PROF. EMERIT ING. CONSTANTIN AVRAM

Membru Corespondent al Academiei R.S.R.

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMISOARA

|                                 |      |
|---------------------------------|------|
| INSTITUTUL POLITEHNIC TIMISOARA |      |
| BIBLIOTECA CENTRALA             |      |
| Volume Nr.                      | 340  |
| Data                            | 1983 |

- 1 9 8 3 -

## 1. INTRODUCERE

... Betonul ușor, ca înlocuitor al betonului greu, inclusiv pentru structuri de rezistență, a apărut ca o necesitate de a îmbunătății caracteristicile și performanțele betonului greu în sensul ușurării construcțiilor și a creșterii confortului termic.

Betoanele ușoare, cele mai folosite pentru structurile de rezistență, sînt betoanele cu agregate ușoare minerale artificiale (argilă expandată și granulată, zgură de furnal expandată, perlit expandat, sisturi expandate, etc.); ponderea principală ca agregat ușor, pe plan mondial și la noi în țară, o are argila expandată.

... Folosirea eficientă în construcții a betonului ușor de rezistență nu trebuie redusă la o simplă înlocuire de material, respectiv de substituire a betonului greu cu beton ușor de aceeași rezistență, deoarece în acest fel - pe de o parte - nu se pot valorifica pe deplin toate avantajele și posibilitățile betonului ușor, iar pe de altă parte, se pot face greșeli prin utilizarea necorespunzătoare a betonului ușor. Cunoașterea principalelor caracteristici fizico - mecanice a betoanelor ușoare obținute cu fiecare tip de agregat ușor, produs de diferite fabrici, a comportării acestor betoane în diferite tipuri de structuri constituie condiția esențială a folosirii lor eficiente și a extinderii sferei de utilizare a betonului ușor.

La noi în țară, betonul ușor cu agregat din argilă expandată (granulit) este studiat de mai mult timp la București, Cluj-Napoca, Timișoara și Iași; folosirea lui la clădirile de locuit a căpătat în ultimii ani un puternic impuls în județul Timiș, datorită colaborării strînse dintre execuție (TCMT), proiectare (IPROTIM) și cercetare (ICPMC - București și Catedra de Beton armat și clădiri a IPT), cum și la Cluj-Napoca și Iași. ...

### 1.1. Clasificarea betoanelor ușoare

Betoanele ușoare pot fi clasificate după mai multe criterii, dar principalele moduri de clasificare sînt cele care au la bază densitatea, caracteristicile de izolare termică și rezistențele betoanelor. În general se consideră betoane ușoare acelea care au densitatea  $\leq 2000 \text{ Kg/m}^3$  /20/, /37/, /120/; în alte țări (URSS, RDG) li-

mită superioară a densității este  $1800 \text{ Kg/m}^3$ .

Normele românești /120/ consideră betoanele ușoare ca având densitatea între  $1000 \dots 2000 \text{ Kg/m}^3$  și le împart în următoarele subcategorii de densitate : ușor 1.2. cu  $\rho_b = 1000 \dots 1200 \text{ Kg/m}^3$ ; ușor 1.4. cu  $\rho_b = 1201 \dots 1400 \text{ Kg/m}^3$ ; ușor 1.6. cu  $\rho_b = 1401 \dots 1600 \text{ Kg/m}^3$ ; ușor 1.8. cu  $\rho_b = 1601 \dots 1800 \text{ Kg/m}^3$  și ușor 2.0. cu  $\rho_b = 1801 \dots 2000 \text{ Kg/m}^3$ .

În cazul utilizării granului clasele A3a și A3b se pot obține următoarele tipuri de betoane ușoare /73/ :

- betoane de izolație termică, BG 25 și BG 50, cu  $\rho_b = 850 \dots 1050 \text{ Kg/m}^3$  și  $\lambda = 0,25 \dots 0,32 \text{ Kcal/mh}^\circ\text{C}$ ;
- betoane de izolație - rezistență, BG 100, cu  $\rho_b = 1300 \dots 1400 \text{ Kg/m}^3$  și  $\lambda = 0,35 \dots 0,38 \text{ Kcal/mh}^\circ\text{C}$ ;
- betoane de rezistență, BG 150 ... BG 300, cu  $\rho_b = 1700 \dots 1900 \text{ Kg/m}^3$  și  $\lambda = 0,46 \dots 0,73 \text{ Kcal/mh}^\circ\text{C}$ ;
- betoane de rezistență pentru beton precomprimat, BG 400 și BG 450, cu  $\rho_b = 1950 \text{ Kg/m}^3$  și  $\lambda = 0,76 \text{ Kcal/mh}^\circ\text{C}$ .

Lucrarea /20/, pe baza normelor americane din 1968 prezintă următoarea clasificare a betoanelor ușoare :

- betoane de densitate redusă având  $\rho_b = 400 \dots 800 \text{ Kg/m}^3$  și rezistență  $\leq 7 \text{ N/mm}^2$ ;
- betoane de rezistențe medii cu  $\rho_b = 801 \dots 1400 \text{ Kg/m}^3$  și rezistență de  $7 \dots 18 \text{ N/mm}^2$ ;
- beton de rezistență (structură) având  $\rho_b = 1401 \dots 2000 \text{ Kg/m}^3$  și rezistență de  $18,1 \dots 30 \text{ N/mm}^2$ .

Normele CEB /37/ grupează betoanele ușoare în trei categorii, după aplicațiile și funcțiile lor în construcții, și anume :

- categoria I, la care proprietățile de rezistență sînt primordiale, cuprinzînd betoanele cu  $\rho_b = 1600 \dots 2000 \text{ kg/m}^3$  și rezistență la compresiune de  $20 \dots 70 \text{ N/mm}^2$ ;  
betoanele din categoria I sînt subdivizionate în trei grupe (grupa de rezistență  $20 \dots 40 \text{ N/mm}^2$  și  $\rho_b = 1600 \dots 1750 \text{ Kg/m}^3$ , grupa de rezistență  $40 \dots 50 \text{ N/mm}^2$  și  $\rho_b = 1700 \dots 1850 \text{ Kg/m}^3$  și grupa de rezistență  $50 \dots 70 \text{ N/mm}^2$ );
- categoria II, la care proprietățile de rezistență și izolație sînt egale, cu rezistența de  $10 \dots 20 \text{ N/mm}^2$  și  $\rho_b = 1450 \dots 1600 \text{ Kg/m}^3$ ;
- categoria III, la care proprietățile de izolație sînt primordiale, cu rezistența de  $0,75 \dots 5 \text{ N/mm}^2$  și  $\rho_b = 1450 \text{ Kg/m}^3$ .

Recomandările franceze pentru utilizarea betonului cu agregate ușoare, /10/, clasifică betoanele în cinci clase și anume :

- clasa I, de izolație termică, cuprinde betoanele cu  $\rho_b < 800 \text{ Kg/m}^3$  și  $\lambda < 0,5 \text{ W/m}^\circ\text{K}$ ;
- clasa II, de izolație termică, cuprinde betoanele cu  $\rho_b = 800 \dots 1200 \text{ Kg/m}^3$ , rezistență la compresiune pe cilindri  $> 5 \text{ N/mm}^2$  și  $\lambda < 0,6 \text{ W/m}^\circ\text{K}$ ;
- clasa III, de izolație termică și portante, betoane cu  $\rho_b = 1000 \dots 1400 \text{ Kg/m}^3$ , rezistență la compresiune  $> 10 \text{ N/mm}^2$  și  $\lambda < 0,8 \text{ W/m}^\circ\text{K}$ ;
- clasa IV, de rezistență (structură), cuprinde betoanele cu  $\rho_b = 1300 \dots 1800 \text{ Kg/m}^3$  și rezistență  $> 20 \text{ N/mm}^2$
- clasa V, pentru structuri cu rezistențe mari, betoane cu  $\rho_b = 1500 \dots 1800 \text{ Kg/m}^3$  și rezistență  $> 30 \text{ N/mm}^2$ .

## 1.2. Folosirea betonului ușor compact la structuri de rezistență pentru clădiri

### 1.2.1. Realizări pe plan mondial

La ora actuală, practic, betonul ușor de rezistență se folosește în toate domeniile construcțiilor începînd cu construcțiile de locuințe și terminînd cu construcțiile flotante.

Cea mai largă aplicare o reprezintă, însă, clădirile cu mai multe niveluri, acoperișurile și închiderile pentru construcții industriale și în general construcții cu deschideri mari, unde s-a aplicat cu succes betonul ușor precomprimat.

Literatură tehnică de specialitate /11/, /13/, /36/, /37/, /72/, /80/, /116/, pune la dispoziție o gamă largă de exemple privind folosirea betonului ușor în construcții și avantajele tehnico-economice obținute.

În URSS betonul ușor s-a folosit pe o scară largă la realizarea elementelor prefabricate pentru construcții de locuințe și industriale și anume :

- panouri prefabricate pentru pereți exteriori de grosime 20 ... 40 cm din beton cu densitatea de  $1300 \dots 1600 \text{ Kg/m}^3$ ;
- panouri pentru pereți interiori de grosime 18 ... 20 cm din beton de marcă B 100 ... B 300;
- panouri prefabricate pentru planșee care aduc o economie de oțel de pînă la 30% și reduc sarcinile permanente cu 20 ... 40%;

- elemente spațiale pentru clădiri de locuit cu 5 niveluri;
- grinzi din beton precomprimat și elemente de acoperiș pentru construcții industriale;
- plăci prefabricate pentru realizarea acoperișului cupolă a pavilionului expoziției Economiei Naționale din Erevan.

Tot în URSS betonul ușor a fost folosit la realizarea unor poduri peste râuri și a podurilor de metrou la Moscova /11/.

În SUA principala utilizare a betoanelor ușoare, în construcții de clădiri, este la realizarea elementelor de planșeu, acoperiș și pereți. Dintre construcțiile executate cu beton ușor se amintesc:

- clădirea "One Shell Plaza Building" Houston, clădire cu 52 etaje și înălțimea de 220 m la care s-au folosit 68000 m<sup>3</sup> beton ușor cu rezistența 320 ... 430 daN/cm<sup>2</sup>;
- clădirea "Moriner City" Chicago, cu 65 nivele și 180 m înălțime, având planșeele din beton ușor cu densitatea 1720 Kg/m<sup>3</sup> și rezistența 370 daN/cm<sup>2</sup>;
- Cupola Sălii de Spectacole a Universității din Illinois, cu diametrul de 120 m, realizată din elemente prefabricate din beton ușor, cu densitatea de 1700 Kg/m<sup>3</sup> și rezistența 280 daN/cm<sup>2</sup>.

Dintre construcțiile din beton ușor realizate în Australia se pot aminti :

- blocul turn "Australia Square Tower" din Sydney cu o înălțime de 184 m, la care peste 85% din cantitatea de beton (40000 m<sup>3</sup>) este beton ușor cu densitatea de 1730 Kg/m<sup>3</sup> și rezistența 250 daN/cm<sup>2</sup>;
- blocul turn de locuințe "Park - Regis", Sydney, având 50 nivele, 140 m înălțime, executat din beton ușor cu rezistența de 420 daN/cm<sup>2</sup>.

În Anglia betonul ușor s-a folosit - în general - pentru executarea blocurilor de locuințe, din panouri mari, cu 9 ... 18 etaje, dar și la alte tipuri de construcții, realizându-se :

- panouri monostrat de 23 cm grosime din beton cu densitatea 1930 Kg/m<sup>3</sup>, rezistența 440 daN/cm<sup>2</sup> și  $\lambda = 0,42$  Kcal/mh°C;
- clădirea "Rochester Row" din Londra și căminul studentesc a Colegiului "Battersea" din Londra;
- acoperișul în consolă de 15,2 m a hipodromului Doncașter, realizat din beton B 500 precomprimat.

În Europa continentală betonul ușor a fost folosit pentru realizarea diferitelor elemente de construcții sau construcții cum sînt:

- elemente de pereți interiori și exteriori de diferite dimensiuni pentru construcții finisate și nefinisate;

- elemente de planșeu și plăci sandviș de acoperiș;
- pereți exteriori, pentru clădiri industriale, realizați din beton cu rezistența de  $225 \text{ daN/cm}^2$  și densitatea  $1500 \text{ Kg/m}^3$  (Hannover - RFG);
- planșee pentru clădiri industriale cu schelet de rezistență metalic (RFG);
- poduri de beton ușor precomprimat (Franța);
- silozuri prefabricate (RFG);
- clădiri industriale cu panouri de pereți și ferme în două pante, din beton ușor precomprimat de 18 și 30 m deschidere (RDG);
- elemente de planșeu pentru entrepozite de cereale cu încărcare utilă de  $1,2 \dots 1,6 \text{ t/m}^2$  (Polonia, Ungaria);
- elemente de planșeu pentru hale de depozitare cu încărcări utile de  $3 \text{ t/m}^2$  (Franța);
- trambulina de sărituri cu schiurile de la Obertsdorf unde s-au folosit  $400 \text{ m}^3$  de beton cu argilă expandată având rezistența de  $375 \text{ daN/cm}^2$  și densitatea  $1630 \text{ Kg/m}^3$ .

#### 1.2.2. Folosirea betonului ușor de rezistență la noi în țară

Problema folosirii betoanelor ușoare cu granolit în construcții la noi în țară a stat în atenția cercetătorilor și constructorilor făcându-se - începând cu mulți ani în urmă - studii și cercetări precum și realizări practice cu granolit produs la Buftea și Mureșeni /13/, /96/, /97/, /43/, /86/.

Începând din anul 1967 la Cluj-Napoca, pe baza colaborării dintre Institutul Politehnic, INCERC - Filiala Cluj, I.C.P. Cluj-Napoca și unități de execuție, s-au realizat și cercetat o serie de elemente de construcții și construcții, cu beton cu granolit de Mureșeni, dintre care amintim :

- panouri mari din beton ușor BG 200 cu granolit pentru pereți exteriori la blocuri P+4E și P+10E;
- elemente de planșeu de tipul dalelor, predalelor și chesoanelor nervurate;
- chesoane de acoperiș de  $1,5 \times 6,0 \text{ m}$ , din beton armat, chesoane TT curbe de 12 m și 18 m din beton precomprimat;
- elemente de planșeu pentru clădiri de locuit, hale industriale și depozite, din beton armat și beton precomprimat;
- grinzi pentru poduri din beton precomprimat;
- hala ICERC - Cluj acoperită cu chesoane din beton ușor  $1,5 \times 6,0 \text{ m}$ , iar pereții exteriori la parapet și fronton sînt executați

din panouri de beton ușor marca B 150 de 0,28 x 1,2 x 6,0 m;

- hală industrială la Cluj-Napoca, cu pereți din beton de granulat, turnați monolit, iar acoperirea halei s-a făcut cu elemente prefabricate precomprimate din beton de granulat (CP 1,5 x 12,0, marca BG 400 și TT 3 x 12 m, cu marca BG 500);

- acoperirea halei industriale U.O.A. Tîrgoviște, avînd o suprafață de 2000 m<sup>2</sup>, realizată cu chesoane CP 1,5 x 12 m și TT 3,0 x 12,0 m din beton ușor precomprimat BG 450;

- pentru exterior în structura monostrat de 32 cm grosime la blocuri P+10E executate prin glisare;

- celule spațiale pentru clădiri de locuit (experimental).

Intrarea în funcțiune în anul 1972 a fabricii de granulat din Iași a permis extinderea folosirii betonului ușor și în județul Iași pe baza unei strînse colaborări între ICCPDC Iași, ICPMC București, IPROM Iași, Institutul Politehnic Iași, IMC - Iași, și T.C.Iași /2/. Dintre realizările obținute se amintesc :

- plăci curbe de acoperiș la cinematograful Copou, realizate din beton cu granulat de Mureșeni;

- panouri mari prefabricate, din beton de rezistență cu granulat, pentru pereți interiori și exteriori la clădiri P+4E;

- chesoane tip CU 1,5 x 6 m din beton BG 300;

- panouri cu beton de granulat BG 250 și corpuri ceramice;

- elemente prefabricate pentru planșee din beton ușor cu granulat BG 250.

Cu granitul produs la Sătuc - Buzău, începînd din anul 1974, IMC - Buzău a realizat beton ușor, folosit la :

- elemente de închidere pentru hale industriale din beton ușor BG 150 - BG 200;

- pereți exteriori pentru clădiri de locuit P+4E;

- panouri prefabricate de planșeu.

Eficiența deosebită sub aspect structural, termic și economic a betonului ușor de rezistență cu granulat, dificultățile de aprovizionare cu agregate grele a T.C.M. Timișoara și intrarea în funcție a Fabricii de granulat de la Lugoj au determinat utilizarea acestui material modern la realizarea unor clădiri civile din județul Timiș.

Pe baza rezultatelor favorabile obținute la experimentările semiindustriale preliminare și a concluziilor pozitive ale cercetărilor de laborator și "in situ" efectuate, începînd din semestrul II 1974, T.C.M.T. și IPROTIM în colaborare cu ICPMC - București și Catedra de Beton armat și clădiri a Institutului Politehnic "Traian

Vuia" din Timișoara, au trecut la utilizarea pe scară industrială a betonului ușor de rezistență cu granulit de Lugoj, la realizarea prefabricatelor, structurilor clădirilor de locuit și social - culturale /40/.

Tipurile de structuri de clădiri de locuit și social - culturale proiectate și realizate cu beton ușor cu granulit de Lugoj începând cu anul 1974 și până în prezent, sînt :

a) clădiri de locuit S+P+10E, la care întreaga structură de rezistență cu diafragme în sistem fagure, este realizată din beton greu armat B 200, turnat monolit, iar pereții exteriori sînt realizați din panouri mari autoportante din beton ușor BG 150, în structură monostrat și grosimea de 27 cm. În această soluție s-au realizat peste 200 apartamente la blocuri P+10E și corpul de cazare a hotelului "Timișoara" (fig.1.1).



Fig.1.1. Corpul de cazare a hotelului "Timișoara" avînd panourile de fațadă din beton ușor BG 150.

b) Clădiri social - culturale avînd întreaga structură realizată din panouri mari prefabricate cu beton ușor cu granulit BG 200, realizîndu-se grădinițe și creșe de copii cu peste 2100 locuri, școli cu 24 săli de clasă și cămine studentești cu 872 locuri.

c) Clădiri de locuit și hoteliere S+P+10E în sistem fagure, realizate cu ajutorul cofrajelor glisante. La aceste clădiri betonul greu marca B 200 din pereți a fost înlocuit cu beton ușor cu granulit BG 200, iar soluția sandwich a pereților exteriori a fost înlocuită cu soluția monostrat de 30cm grosime din BG 200. În fig. 1.2 se prezintă vederea blocului tip T, realizat în această soluție,





la care două diafragme identice au fost turnate în variantă beton greu și beton ușor și la care au fost urmărite contracțiile in situ în timp /91/; rezultatele sînt prezentate la pct.2.4.4.2.

Pentru urmărirea paralelă a betonului ușor și greu au fost construite două blocuri turn S+P+10E (fig.1.3), identice, constatîndu-se o comportare bună în timp a betonului ușor.

Fig.1.2. Bloc turn T<sub>22</sub> executat prin glisare din beton ușor BG 200 la care au fost urmărite contracțiile "in situ".

Cu ajutorul cofrajelor glisante s-au realizat în orașele Timișoara și Lugoj peste 35 tronsoane de clădiri P+10E, însumînd 1520 apartamente, hotelul turistic din stațiunea Muntele Mic și clădirea P+9E a hotelului UNCAP din Buziaș.

d) Clădiri de locuit S+P+10E cu diafragme în sistem fagure sau celular, la care pereții interiori (diafragmele) sînt executați monolit din beton ușor BG 200 iar pereții exteriori și planșeele sînt din elemente prefabricate din beton ușor BG 200 (fig.1.4).

Fig.1.3. Blocuri turn S+P+10E executate din beton obignuit și ușor a căror comportare a fost urmărită în timp.





**Fig.1.4.** Clădire de locuit S+P+10E cu planșee prefabricate, diafragme interioare turnate în cofraje de inventar și panouri exterioare prefabricate, executată integral din beton ușor la care s-a urmărit contracția "in situ" și modul de fisurare a diafragmelor (vezi fig.3.23).

Clădirea prezentată în fig. 1.4 a fost realizată din tronsoane din beton greu și ușor urmărindu-se în timp comportarea lor precum și efectul contracției împiedecate asupra fisurării diafragmelor. Pentru clădirile S+P+10E, sistem celular, cu partiu flexibil (la care - în cazul realizării din

beton greu - s-au folosit planșee chesonate din beton greu B 300 cu înălțimea de 25 cm având consum mare de oțel și ciment), în varianta din beton ușor, s-au proiectat de către IPROTIM, realizat de TCMT și încercat în cadrul Laboratorului Catedrei de Beton armat și clădiri /54/ (fig.1.5) elemente de planșeu (tipul de beton și



**Fig.1.5.** Element de planșeu prefabricat din beton ușor încercat în cadrul Catedrei de beton armat și clădiri din Timișoara.

18 cm) ou deschidere de 5,7 m din beton ușor BG 250 - BG 300 care au un consum de oțel mai redus și o productivitate mai sporită.

Astfel de clădiri s-au realizat în 8 tronsoane, însumând 272 apartamente.

e) Clădiri de locuit P+10E cu nucleu central monolit și cadre periferice având elementele de planșeu din BG 300 de 19 cm grosime și panourile exterioare monostrat de 27 cm din BG 150. În această soluție s-au executat un număr de 4 tronsoane totalizând 160 apartamente.

f) Clădiri de locuit S+P+4E la care întreaga structură de rezistență a clădirii, (exceptând fundațiile și subsolul care se execută din beton greu monolit sau prefabricat), s-a realizat din elemente prefabricate din beton ușor BG 200 - BG 250.

g) Clădirea Laboratoarelor de elemente hidraulice și orologie industrială de la Facultatea de Mecanică din Timișoara, realizată în structură prefabricată, la care s-au folosit elemente de planșeu de suprafață mare din beton de granolit BG 250; elementele au fost proiectate și încercate - la scară naturală - la Catedra de Beton armat și clădiri.



Fig.1.6. Elemente de planșeu de suprafață mare proiectate și încercate în cadrul Cateerei de Beton Armat și clădiri din Timișoara.

### 1.3. Eficiența economică, avantajele și dezavantajele betoanelor ușoare de rezistență

În lucrările /2/, /36/, /37/, /40/, /73/, se dau date privind folosirea betonului ușor de rezistență la construcții reale, din ca-

re rezultă <sup>ca</sup> eficiența economică, trebuie determinată pe structură nu pe m<sup>3</sup> beton ușor (în comparație cu m<sup>3</sup> beton greu) și că deși prețul unitar pe m<sup>3</sup> beton ușor este mai mare, construcțiile ajung mai ieftine cu 5% ... 10% decât cele din beton greu, prezentând în plus și alte avantaje (izolare termică mai bună, comportare la foc mai bună, comportare la încărcări seismice mai bună, etc.).

Eficiența betoanelor ușoare crește considerabil atunci când prețul agregatelor obișnuite devine ridicat datorită deficitului de agregate și a distanțelor mari de transport, sau a folosirii agregatelor concasate. O asemenea situație se întâmplă în județul Timiș și județele învecinate, unde deficitul de agregate de balastieră este cel prezentat în tabelul 1.1, /79/, deficit ce se va accentua în

Tabelul 1.1.

| Județul        | Deficit agregate naturale pe ani în mil. m <sup>3</sup> |              |              |
|----------------|---|--------------|--------------|
|                | 1975  | 1978         | 1980         |
| Timiș          | -0,50   | -0,96        | -0,81        |
| Caracș-Severin | -0,70   | -1,24        | -1,42        |
| Hunedoara      | -0,50   | -0,59        | -0,34        |
| Arad           | +0,57   | +0,38        | +0,18        |
| <b>Total :</b> | <b>-1,13</b>  | <b>-2,41</b> | <b>-2,39</b> |

viitor.

Eficiența și avantajele betoanelor ușoare de rezistență rezultă din :

a) Reducerea greutății proprii, care este cu atât mai importantă cu cât sarcina utilă reprezintă o

fracțiune mai mică din sarcina totală și cu cât densitatea betonului este mai mică.

Se poate obține o imagine destul de fidelă asupra efectelor pe care le aduce betonul ușor, datorită reducerii greutății proprii, folosind metoda adoptată de CEB /36/, /37/. Admițând aceleași dimensiuni pentru grinzi și plăci ca la betonul obișnuit, diminuarea încărcării reduce proporțional momentul încovoietor și implicit armarea. Reducerea procentuală a încărcării totale  $(\beta + \alpha) / (1 + \alpha) \cdot 100$  dată în fig.1.7.a, este și pentru consumul de oțel. Dacă se admite, pentru betonul ușor de granulat de rezistență,  $\beta = 0,75$  atunci economiile de oțel sînt de 9% pentru  $\alpha = 2$  și 15% pentru  $\alpha = 1$ .

În stâlpi, datorită raportului mic între încărcarea utilă și volumul de beton, economiile sînt mici dar în ceea ce privește pereții - dat fiind volumul lor mare - economiile din reducerea greutății proprii devin însemnate.

Reducerea volumului de beton și a armăturilor în elementele de susținere (fundații) este proporțională cu  $(\frac{\beta + \alpha}{1 + \alpha})^2 \cdot 100$ , /37/, fig. 1.7.b).

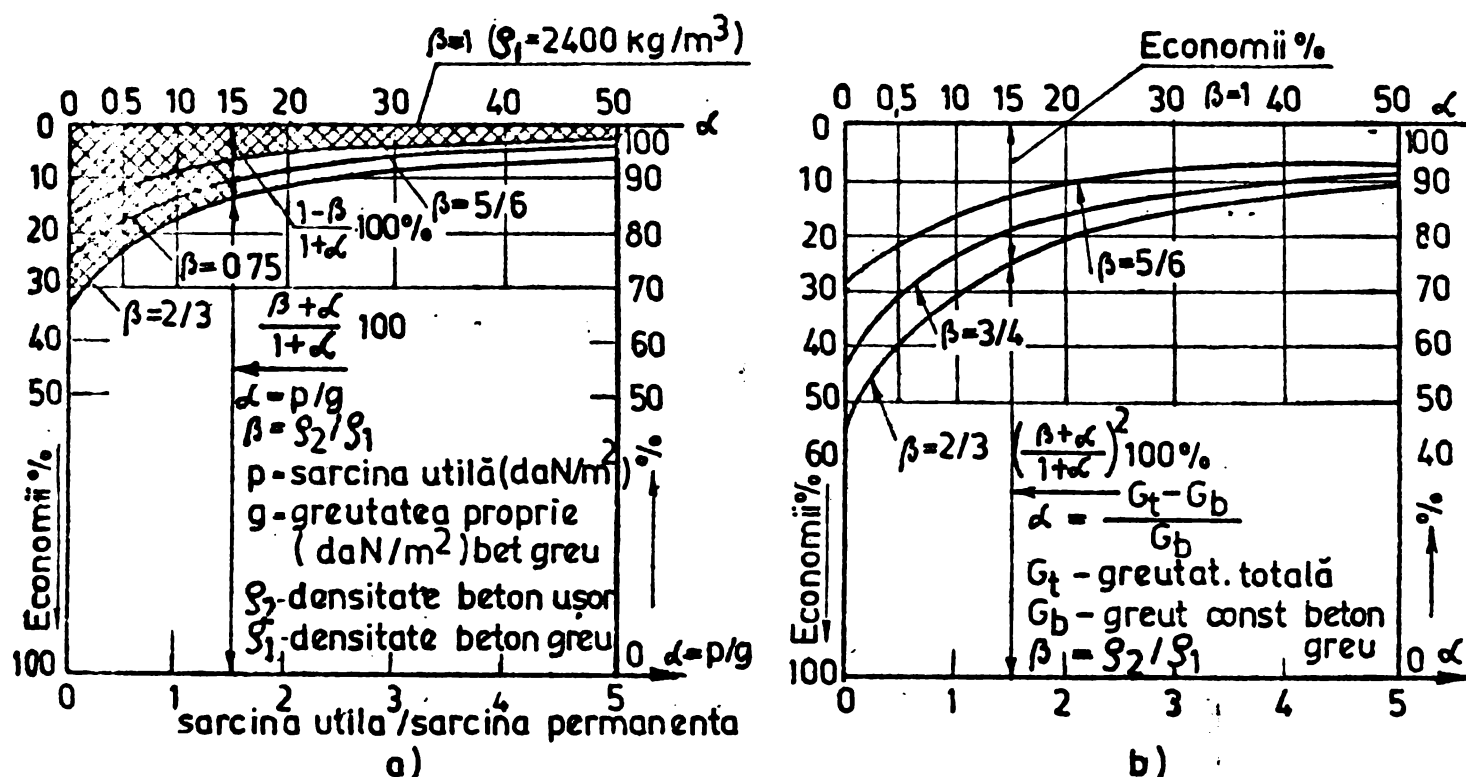


Fig.1.7 Eficiența folosirii betonului ușor după [37]

- a - Reducerea greutății proprii și a armăturilor, în cazul menținerii dimensiunilor secțiunii la plăci și grinzi.
- b - Reducerea betonului și armăturii la tălpi și fundații pentru utilizarea betonului ușor la suprastructură.

Economiile realizate la noi în țară sînt comparabile cu cele arătate mai sus. Astfel, în /131/ se arată că la elementele de planșeu înlocuind betonul greu cu beton ușor, pentru construcții etajate cu deschidere de 6 m și încărcări de pînă la 1000 daN/m<sup>2</sup> se reduce încărcarea totală cu 7% ... 15% iar în domeniul podurilor reducerile ajung la 50% ... 70%. De asemenea în /132/ se arată că folosirea betonului ușor la celule spațiale pentru clădiri de locuit, reducerea greutății reprezintă 52% din greutatea unitară a unei structuri cu diafragme dese executată pe șantier.

Economiile rezultate în județul Timiș, în urma folosirii betonului ușor de rezistență la diferite tipuri de clădiri /76/, /40/, sînt prezentate în fig.1.8.

Avantajele realizate datorită ușurării construcțiilor au determinat - în județul Timiș - mărirea gradului de industrializare a construcțiilor prin folosirea tălpilor și elementelor prefabricate fără a mări consumul de oțel.

Greutatea proprie mai mică a granului, betonului proaspăt și a prefabricatelor, a dat posibilitate realizării de economii la transportul agregărilor (25% ... 50%), la creșterea cu 1,25 ... 1,5 ori a volumului de beton proaspăt ridicat de o macara și la realizarea unor elemente prefabricate de dimensiuni mai mari /129/.

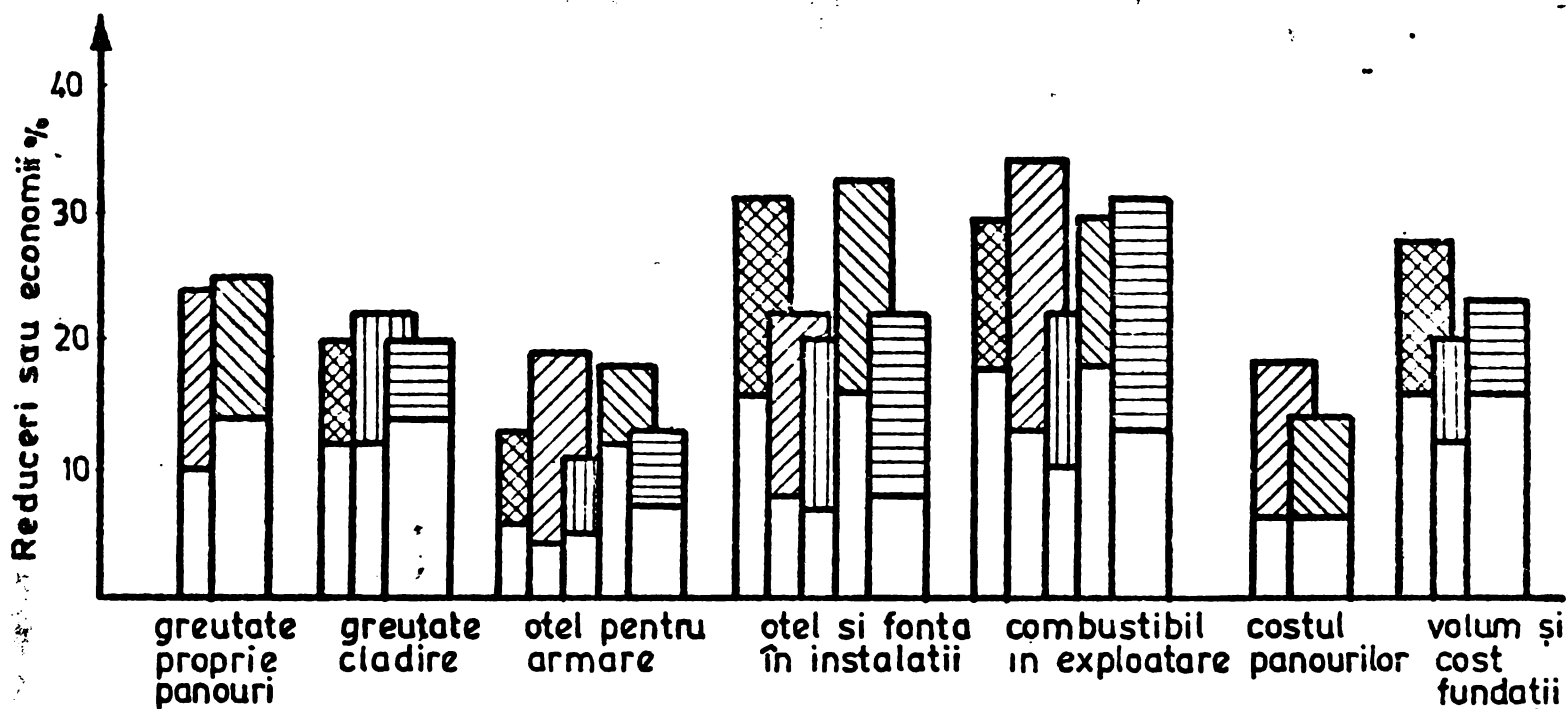


Fig. 1.8 Avantaje tehnico-economice ce au rezultat din folosirea betonului ușor de structură în județul Timiș [76,40]

- Panouri mari autoportante în comparație cu panourile mari autoportante din beton obișnuit cu structură sandviș.
- Panouri mari portante pentru pereți exteriori ai clădirilor S+P+4E
- Clădiri de locuit și hoteliere cu 11 nivele (S+P+10E) executate prin glisare.
- Clădiri de locuit cu 11 nivele (S+P+10E) cu diafragme turnate în cofraje metalice plane avînd planșeele și pereții exteriori din elemente prefabricate.
- Clădiri de locuit (S+P+4E) cu elemente prefabricate portante.

b) Izolare termică mai bună datorită coeficientului  $\lambda$  mai redus cu 20% ... 25%. Se realizează elemente exterioare mai eficiente termic, se elimină uneori stratul termoizolant din pereții exteriori, se realizează economii de combustibil în exploatare /2/, /40/, și de fontă în instalații (fig.1.8).

Studii comparative, efectuate la întocmirea proiectelor pentru diferite clădiri de locuit /40/, /2/, /76/, au arătat economii de 0,3 ... 0,5 tc.c/apartament x an, ceea ce determină recuperarea consumului inițial de combustibil în 4 ... 5 ani, rezultînd în continuare economii substanțiale. În același timp proprietățile termice bune ale betonului ușor oferă o mai mare rezistență la foc a structurilor și elementelor de construcții.

c) Comportarea bună la acțiuni dinamice și seismice datorită atât mărcii mai reduse și modulului de elasticitate mai mic (0,6 din cel al betonului greu) ceea ce duce la micșorarea forțelor seismice cît și absenței mai mari a energiei oscilațiilor /100/. Aces-

te avantaje au fost confirmate pe deplin la încercările seismice experimentale și prin comportarea foarte bună a construcțiilor la seismul din 4 martie 1977.

Dezavantajul important a betoanelor ușoare de rezistență rezultă din energia inițială înglobată datorită consumului de energie necesar producerii granului. In fig.1.9 se prezintă repartitia pe componenții betonului, a consumului de energie pentru un  $m^3$  beton cu dozaj de ciment de 350 și 500  $kg/m^3$ . Este evident că atât în cazul

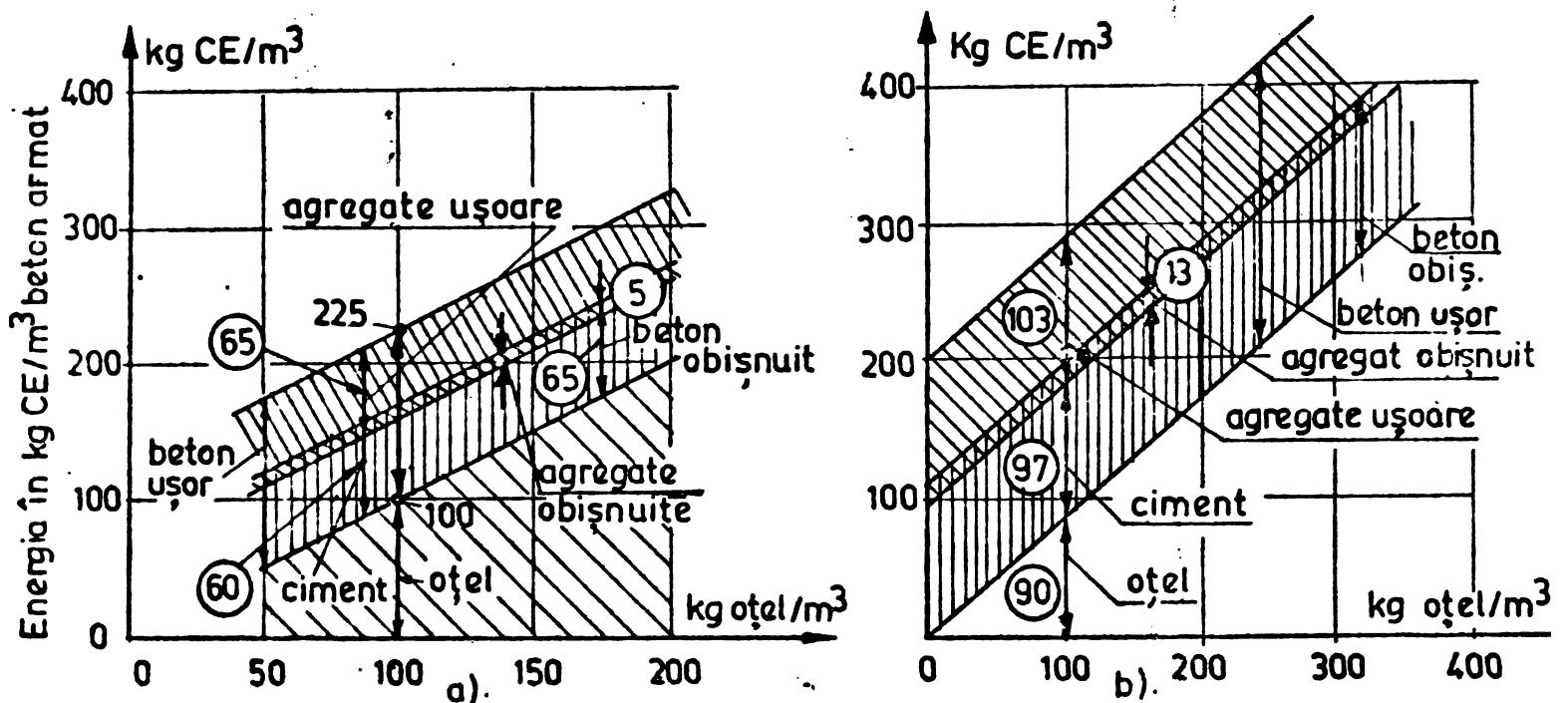


Fig. 1.9 Repartiția energiei pentru  $1m^3$  beton armat în funcție de armătură la un dozaj de ciment: a)- 350  $kg/m^3$  [37] ; b)- 500  $kg/m^3$  [131]

betonului greu cât și a celui ușor, din totalul energiei consumate, cea aferentă armăturii și cimentului reprezintă ponderea însemnată. Sub aspect total al consumului de energie, reeucerile de consum de oțel, de ciment, fontă în instalații, energie la transport și montaj, combustibil în exploatare, conduc la soluții de construcții la care energia înglobată a structurii să fie în favoarea betonului ușor.

La dezavantajul anterior se mai pot adăuga dezavantajele ce rezultă din necesitatea preumezirii agregatului, amestecării mai forțate a betonului proaspăt și necesitatea unor vibratoare cu frecvențe mai înalte (12000 ... 16000 Hz) la punerea în operă.

Creșterea în continuare a eficienței economice a betonului ușor de granulat se poate realiza prin micșorarea densității granului și realizarea unor betoane în întregime de granulat (nisip și agregate mari).

#### 1.4. Subiectul tezei de doctorat

Extinderea sferei de folosire a betonului ușor de rezistență cu granolit de Lugoș a necesitat precizări privind caracteristicile betonului ținând cont de agregatul folosit, compararea acestor betoane cu betoane realizate - în țară și străinătate - cu alte tipuri de argilă expandată, precum și elucidarea unor probleme mai puțin abordate până la ora actuală. Înlocuirea betonului obișnuit cu beton ușor în structuri cu diafragme a ridicat și problema studiului contracțiilor împiedecate precum și cea a modului de comportare a riglelor de cuplare, cu sau fără fisuri inițiale, la încărcări alternante.

Studiile întreprinse în prezenta lucrare, pe baza unui vast program experimental executat în laborator sau "in situ", a avut ca scop elucidarea problemelor legate de betonul ușor cu granolit de Lugoș în următoarele domenii :

- caracteristicile fizico-mecanice ale betonului ușor în corelație cu structura lui;
- caracteristicile de deformație, insistându-se asupra problemelor de contracție comparativ cu cea a betoanelor obișnuite;
- comportarea diafragmelor monolite realizate din beton ușor comparativ cu betonul obișnuit la acțiunea deformațiilor împiedecate de fundații și planșee prefabricate cu luarea în considerare a procentului de armare, a modului de armare precum și prezența golurilor;
- modul de comportare a riglelor de cuplare a diafragmelor cu goluri în domeniul elasto-plastic, cu luarea în considerare a modului de armare, procentului de armare precum și prezența fisurilor inițiale.

În sensul rezolvării problemelor enunțate mai sus, lucrarea prezintă cunoștințele existente în acest domeniu, iar pe baza cercetărilor experimentale pe modele, elemente la scară naturală și "in situ", propune relații de calcul și dă recomandări privind luarea în considerare a diferitelor aspecte legate de comportarea betonului ușor.

Teza de doctorat cuprinde 5 capitole.

În capitolul 1 se prezintă clasificarea betoanelor ușoare după diferite normative, construcții și elemente de construcții, realizările pe plan mondial și național din betoane ușoare de rezisten-



ță, eficiența economică, avantajele și dezavantajele acestui material. Se arată unele construcții și elemente de construcții realizate în județul Timiș, asupra cărora s-au efectuat încercări-experimentale la care a participat autorul și care au dus la îmbunătățirea unor soluții sau au permis extinderea sferei de folosire a betonului ușor de rezistență.

Capitolul 2 tratează probleme legate de caracteristicile fizico-mecanice ale betonului cu granolit de Lugoj. Plecându-se de la structura betoanelor ușoare se face un studiu teoretic privind starea de eforturi în jurul granulelor de agregat, concretizându-se diferența de comportare față de betoanele obișnuite.

Prelucrarea statistică a unui număr mare de rezultate experimentale a permis să se tragă concluzii privind densitatea, rezistențele mecanice, caracteristicile de deformare și caracteristici termo-tehnice, prezentându-se relații de calcul pentru diferite caracteristici precum și relații de legătură între ele. O atenție deosebită se acordă fenomenului de contracție, prezentându-se rezultatele obținute pe elemente experimentale și "in situ"; se dă o metodă pentru evaluarea contracției betonului ușor cu granolit. Pentru măsurătorile efectuate "in situ" pe diafragme se prezintă un dispozitiv - realizat de autor - care a permis urmărirea pe o perioadă îndelungată a contracției betonului ușor, comparativ cu betonul obișnuit.

Capitolul 3 tratează probleme specifice ale comportării diaframelor din beton ușor, comparativ cu cele din beton obișnuit, sub efectul deformațiilor împiedecate.

Sînt prezentate cauzele care duc la fenomenul de împiedecare a contracțiilor diaframelor, considerații teoretice privind starea de tensiuni, influența curgerii lente, fisurarea și limitarea deschiderii fisurilor provocate de împiedecarea deformațiilor. Programul experimental prezentat, efectuat în paralel cu încercările pe beton obișnuit /134/, a dus la elucidarea unor probleme specifice betonului ușor, pentru cele mai frecvente tipuri de reținere a deformațiilor de contracție. S-a avut în vedere de asemenea, deformația și fisurarea diaframelor pline, a montanților diaframelor cu goluri precum și a riglelor de cuplare, punîndu-se în evidență efectul favorabil al deformabilității mai mari a betonului ușor. Se dau relații de calcul și diagrame pentru determinarea procentului minim de armare a diaframelor.

Capitolul 4 prezintă probleme legate de comportarea riglelor

de cuplare a diafragmelor din beton ușor. Se prezintă considerații teoretice privind efectul cuplării, capacitatea portantă a riglelor de cuplare, rigiditatea și problemele privind comportarea postelastice a lor. Pe baza cercetărilor prezentate în /108/ se stabilesc relații privind calculul distorsiunilor riglelor de cuplare sub efectul momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare.

Cercetările experimentale întreprinse au dus la obținerea de precizări privind alcătuirea riglelor de cuplare, ductilitatea, rigiditatea și energia disipată, luând în considerare modul de armare, procentul de armare, tipul armăturii folosite precum și prezența fisurilor inițiale. Se prezintă o comparație cu riglele de cuplare din beton obișnuit. Rezultatele obținute precum și formulele de calcul propuse privind evaluarea rigidității riglelor de cuplare au o deosebită importanță pentru alcătuirea și calculul acestor elemente.

Capitolul 5 prezintă contribuțiile personale precum și concluziile desprinse din lucrare, cu recomandări privind caracteristicile betoanelor ușoare și modul de proiectare a diafragmelor din beton ușor ținând cont de particularitățile lui.

x x  
x

Subiectul tezei de doctorat a fost dezvoltat pe baza unui program experimental, elaborat în cadrul unor contracte solicitate de întreprinderi și instituții, după cum urmează :

- Contract nr. 141/1975 - Studiul contracției diafragmelor din beton ușor cu granolit de Lugoj comparativ cu cele din beton obișnuit - beneficiar I.C.P.M.C. București;

- Contract nr. 295/1975 - Cercetări privind unele caracteristici fizico-mecanice și comportarea în structuri cu diafragme P+10E ... P+12E a betoanelor ușoare cu granolit de Lugoj - beneficiar I.C.P.M.C. București;

- Contract nr. 62/1976 - Bloc de locuințe P+10E, grad 7 seismic, din beton de granolit, soluții de elemente pentru planșee - beneficiar IPROTIM;

- Contract nr. 32/1977 - Realizarea și urmărirea comportării betoanelor în clădiri P+4E și P+10E din beton de granolit - beneficiar I.C.P.M.C. București;

- Contract nr. 10118/1977 - Noi soluții constructive îmbunătățite la clădiri din panouri mari. Panouri bistrat din beton ușor de

464334  
240P

granulit și B.C.A. - beneficiar I.C.C.P.D.C. București;

- Contract nr.109/1978 - Studii și cercetări privind extinderea utilizării betonului ușor cu granulit la construcții civile faza I și II - beneficiar T.C.M. Timișoara;

- Contract nr.706/1979 - Experimentări pe fragmente de diafragme pentru studierea comportării buiandrugilor prefabricați din construcție împiedecată - beneficiar I.C.C.P.D.C. București;

- Contract nr. 1070/1980 - Studiu teoretic și experimental cu privire la dezvoltarea structurilor din elemente spațiale prefabricate pentru clădiri. Elemente din beton cu granulit - beneficiar I.C.C.P.D.C. București.

Studiile efectuate în cadrul contractelor au contribuit la elucidarea unor probleme legate de betonul ușor, cerute de proiectare și execuție, precum și la fundamentarea instrucțiunilor tehnice pentru prepararea și folosirea betoanelor de granulit, C-155 - 75.

## 2. CARACTERISTICILE FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI

### DE REZISTENTA CU GRANULIT

#### 2.1. Corelația structură - proprietăți mecanice și de deformație ale betoanelor ușoare

##### 2.1.1. Structura betoanelor ușoare cu granulit și modul cum influențează ea asupra stării de eforturi din beton

Betonul ușor compact are structura alcătuită - în esență - din faza solidă dată de agregate și piatra de ciment, pe de o parte, și golul din interiorul granulelor și a pietrei de ciment, pe de altă parte.

Spre deosebire de agregatul din piatră naturală, granulitul se caracterizează printr-o porozitate mare, alcătuită în majoritate din porii închiși ai granulelor, care are o influență esențială asupra cantității de goluri din structura betonului.

Cei doi componenți ai fazei solide, granulele de agregat și matricea din betonul ușor se deosebesc de componenții betonului greu prin structura și rezistența granulei de agregat poros. Betonul ușor întărit are în componența sa granule a căror densitate și rezistență

sînt mai mici decît ale matricei (mortarului), spre deosebire de betonul greu unde atît rezistența cît și densitatea aparentă a granulelor agregatului sînt mai mari decît a matricei. Betonul ușor se mai deosebește de betonul greu și prin faptul că deformabilitatea granulelor poroase este mult mai mare decît deformabilitatea granulelor agregatului obișnuit.

Alcătuirea structurală a betonului ușor prezintă și deformabilitatea mai mare a agregatului decît a matricei ceea ce la o deosebire esențială - față de betonul greu - în modul de preluare și transmitere a efortului de diferiți componenți în interiorul secțiunii de beton ușor (fig.2.1).

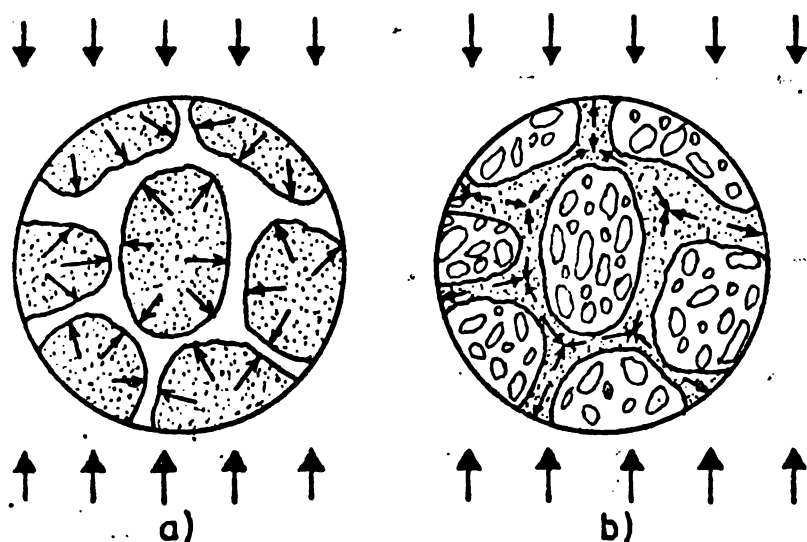


Fig.2.1 Transmiserea eforturilor interioare (după Weschers)

- a - beton greu ( $E_a > E_m$ )
- b - beton ușor ( $E_a < E_m$ )

siune sau întindere în planul ei.

Astfel, la betonul greu, solicitat la compresiune (fig. 2.1.a), granulele de agregat se încarcă cu eforturi de compresiune mari ce se transmit de la granulă la granulă prin stratul de mortar, care este solicitat la compresiune perpendicular pe planul lui. La betonul ușor matricea, mai rigidă decît granulele de agregat, se opune mai mult deformării și formează o structură cutată de tip fagure (fig.2.1.b) care transmite eforturile; matricea este solicitată cu preponderență la compre-

### 2.1.2. Calculul eforturilor în jurul granulelor de agregat

Pentru a determina modul cum influențează raportul dintre modulul de elasticitate a agregatului  $E_a$  și modulul de elasticitate a matricei  $E_m$  asupra stării de eforturi din jurul granulei de agregat, se folosesc ecuațiile lui Goodier [118], care dau starea de eforturi în jurul unei particole sferice în mediu elastic. Pentru calcul se fac următoarele ipoteze : matricea este continuă și are o comportare elastică, particocele sînt sferice și elastice și nu există interferențe între granule.

Eforturile  $\sigma_{rr}$ ,  $\sigma_{\theta\theta}$ ,  $\sigma_{\psi\psi}$ ,  $\tau_{r\theta}$ , (fig.2.2), la nivelul gra-

nulelor în faza continuă, se obțin prin suprapunerea, peste eforturile când materialul ar fi perfect omogen, a creșterilor de efort datorată electricității deosebite a celor două medii.

Creșterile de efort după Goodier sînt :

$$\Delta \tilde{\sigma}_{rr} = 2 E_m \left[ \frac{2A}{r^3} - \frac{2\mu_m}{1-2\mu_m} \cdot \frac{C}{r^3} + 12 \frac{B}{r^5} \left( - \frac{2(5-\mu_m)}{1-2\mu_m} \cdot \frac{C}{r^3} + 36 \frac{B}{r^5} \right) \cos 2\theta \right] \quad (2.1)$$

$$\Delta \tilde{\sigma}_{\theta\theta} = 2 E_m \left[ - \frac{A}{r^3} - \frac{2\mu_m}{1-2\mu_m} \cdot \frac{C}{r^3} - 3 \frac{B}{r^5} + \left( \frac{C}{r^3} - 21 \frac{B}{r^5} \right) \cos 2\theta \right] \quad (2.2)$$

$$\Delta \tilde{\sigma}_{\psi\psi} = 2 E_m \left[ - \frac{A}{r^3} - \frac{2(1-\mu_m)}{1-2\mu_m} \cdot \frac{C}{r^3} - 9 \frac{B}{r^5} + \left( 3 \frac{C}{r^3} - 15 \frac{B}{r^5} \right) \cos 2\theta \right] \quad (2.3)$$

$$\Delta \tilde{\tau}_{r\theta} = 2 E_m \left[ - \frac{2(1-\mu_m)}{1-2\mu_m} \cdot \frac{C}{r^3} + 24 \frac{B}{r^5} \right] \sin 2\theta \quad (2.4)$$

în care :

$$\frac{A}{r^3} = \frac{\tilde{\sigma}_0}{8 E_m} \cdot \frac{E_m - E_{ag}}{(7-5\mu_m)E_m + (8-10\mu_m)E_{ag}} + \frac{(1-2\mu_a)(6-5\mu_m)2E_m + (3+19\mu_a-20\mu_a\mu_m)E_{ag}}{(1-2\mu_a)2E_m + (1+\mu_a)E_{ag}} \quad (2.5)$$

$$+ \frac{\tilde{\sigma}_0}{4E_m} \frac{\left[ (1-\mu_m) \frac{1+\mu_a}{1+\mu_m} - \mu_a \right] E_{ag} - (1-2\mu_a)E_m}{(1-2\mu_a)2E_m + (1+\mu_a)E_{ag}}$$

$$\frac{B}{r^5} = \frac{\tilde{\sigma}_0}{8E_m} \cdot \frac{E_m - E_{ag}}{(7-5\mu_m)E_m + (8-10\mu_m)E_{ag}} \quad (2.6)$$

$$\frac{C}{r^3} = \frac{\tilde{\sigma}_0}{8E_m} \cdot \frac{5(1-2\mu_m)(E_m - E_{ag})}{(7-5\mu_m)E_m + (8-10\mu_m)E_{ag}} \quad (2.7)$$

$E_{ag}, E_m$  - modulul de elasticitate a agregatelor respectiv a matricii;

$\mu_a, \mu_m$  - coeficienții lui Poisson;

$r$  - distanța din centrul granulei pînă la nivelul unde se calculează eforturile;

$\tilde{\sigma}_0$  - efortul exterior;

$\theta, \psi$  - unghiuri conform fig.2.2.

Eforturile pentru aceeași încărcare în cazul omogenității materialului sînt :

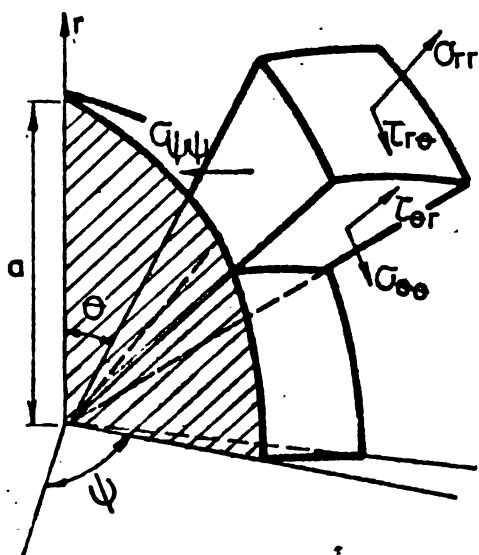


Fig. 2.2. Definierea unghiurilor și direcțiilor în sistemul de coordonate sferice.

$$\tilde{\sigma}_{rr} = \frac{\tilde{\sigma}_0}{2} (1 + \cos 2\theta) \quad (2.8)$$

$$\tilde{\sigma}_{\theta\theta} = \frac{\tilde{\sigma}_0}{2} (1 - \cos 2\theta) \quad (2.9)$$

$$\tilde{\tau}_{r\theta} = -\frac{\tilde{\sigma}_0}{2} \sin 2\theta \quad (2.10)$$

Pe baza ecuațiilor (2.1) ... (2.10), considerîndu-se coeficientul deformațiilor transversale  $\mu_m = \mu_a = 0,2$  și  $r=a$ , au fost calculate eforturile în jurul granulei de agregat pentru  $\theta = 0, \pi/4, \pi/2$  și rapoarte  $E_{ag}/E_m = 0 \dots 4$ . Va-

lorile obținute sînt prezentate grafic în anexa A.2.1. Considerîndu-se pentru betonul cu granolit raportul  $E_{ag}/E_m = 0,5$  iar pentru betonul greu  $E_{ag}/E_m = 2$ , în fig.2.3 sînt reprezentate variațiile eforturilor în jurul granulei de agregat.

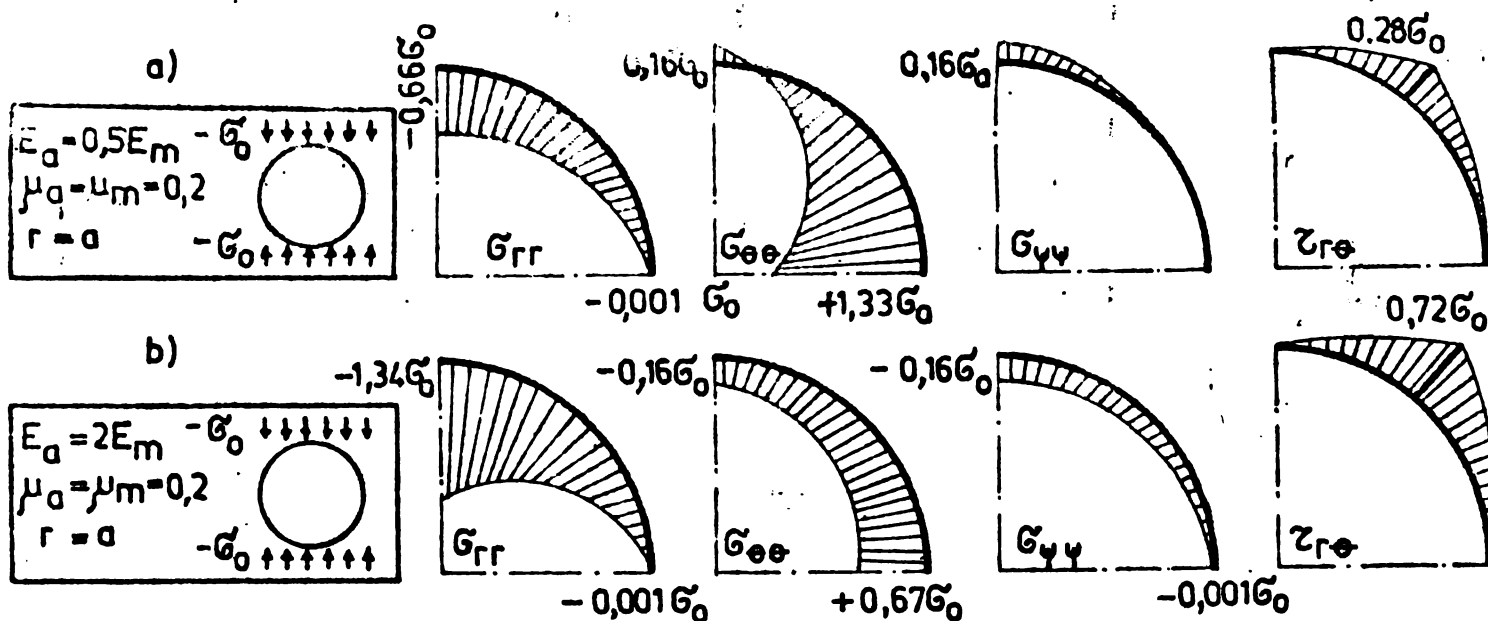


Fig. 2.3 Eforturile din mortar la suprafața granulei de agregat  
a) beton ușor b) beton greu

La solicitarea betonului la început, matricea mai deformabilă este mai mult comprimată decât agregatul. Prin aceasta apare un transfer de efort de la matrice spre agregat, transfer care este cu atît mai mare cu cît raportul  $E_{ag}/E_m$  este mai mare. În locuri de concentrație maximă a eforturilor normale ( $\theta = 0$  și  $\theta = \pi/2$ ) la o deformare corespunzătoare transversală rezistența la tracțiune a matriciei este depășită și începe fisurarea. Atunci cînd raportul  $E_{ag}/E_m < 1$  (cazul betonului ușor) fluxul de forță este absorbit mai mult de matrice iar la partea superioară și sub granulă apar eforturi de întin-

dere ( $\sigma_{\theta\theta}, \sigma_{\psi\psi}$ ) în planul matriciei care grăbesc fisurarea.

Legea cunoscută la betonul greu în conformitate cu care rezistența mecanică a acestuia poate fi considerată cu cea a matriciei care la rîndul ei este determinată de marca cimentului și de raportul a/c în cazul betonului ușor este valabilă doar pînă la așa numita "rezistență limită"  $R_{lim}$  [139]. Sub această rezistență limită, dacă  $E_{ag}$  și rezistența granulelor de agregat  $R_{ag}$  sînt cel puțin tot așa de mari ca  $E_m$  și  $R_m$ , agregatul și matricia participă în mod uniform la preluarea eforturilor.

Starea de eforturi din jurul granulelor de agregat la betonul ușor se înrăutățește cu creșterea dimensiunilor granulelor și de aceea acestea nu trebuie să depășească 25 mm, limitîndu-se în mod curent la 16 mm.

Din dependența rezistenței la compresiune a betonului ușor de modulul de elasticitate al agregatului ( $E_{ag}$ ) poate fi explicată, într-o mare măsură, rezistența diferită a betonului ușor în timpul întăririi față de betonul obișnuit. Astfel, la vîrste mici, datorită faptului că  $E_m$  este mic, raportul  $E_{ag}/E_m$  este mare, rezistența betonului nu mai este influențată esențial de modulul de elasticitate al agregatului ci de matrice astfel că rezistența poate fi egală sau mai mare decît a betonului greu.

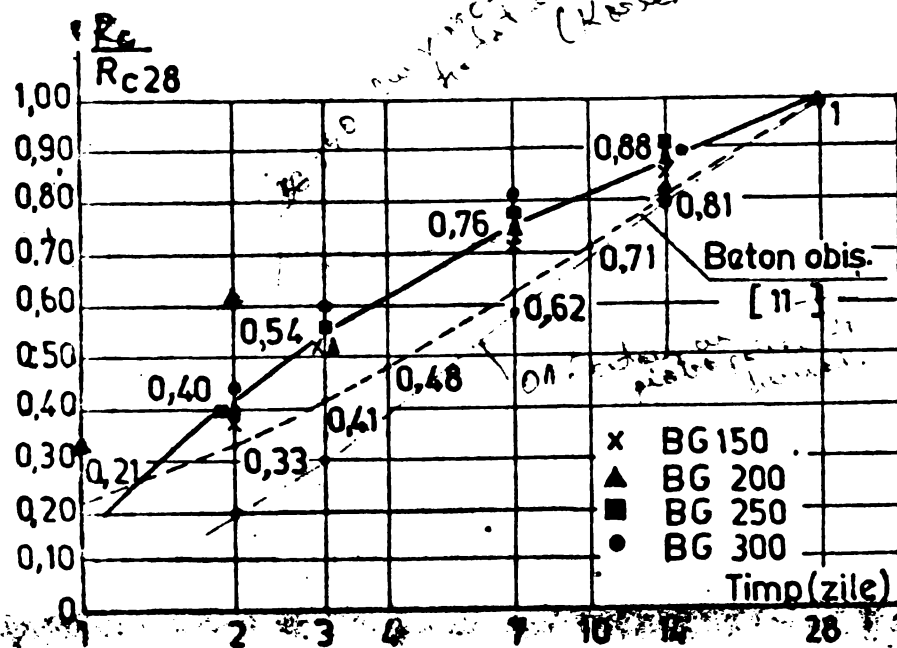


Fig. 2.4 Variația în timp a rezistenței la compresiune

În fig.2.4 se reprezintă calitativ curba de întărire a betonului greu, observîndu-se în comparație, curba betonului ușor cu granulit de Lugoș care deviază, față de betonul greu, încă de la vîrste timpurii, aceasta înseamnă că în timpul întăririi, rezistența limită este depășită. Desigur că asupra modului de întărire a betonului tînăr ușor mai

intervine și așa zis "tratamentul interior" provocat de cedarea unei părți din umiditatea absorbită de agregat către piatra de ciment.

2.1.3. Modalități de apreciere a rezistenței betonului ușor

În lucrarea /139/, pe baza rezultatelor lui Schütz, se apreciază posibilitatea determinării rezistenței limite  $R_{clim}$ , pînă la care rezistența betonului ușor este egală cu rezistența matriciei, în felul următor :

$$R_{clim} = 0,86 \cdot \epsilon_{mu} \cdot E_{ag} \quad (2.11)$$

în care :

$\epsilon_{mu}$  - deformarea medie în momentul ruperii (în mod curent are valoarea  $0,2 \cdot 10^{-3}$ );

$E_{ag}$  - modulul de elasticitate al agregatului.

Modulul de elasticitate al agregatului  $E_{ag}$ , în  $daN/m^2$ , se determină - după Schütz - funcție de densitatea granulelor agregatului cu formula :

$$E_{ag} = c \cdot 10^5 \cdot \rho_a^2 \quad (2.12)$$

unde :

$c = 0,8$  pentru argilă expandată și

$0,2$  pentru sisturi expandate;

$\rho_a$  - densitatea granulelor agregatului, în  $Kg/dm^3$ .

Pentru solicitări peste "rezistența limită" granulele de agregat joacă rolul de goluri iar raportul  $R_c/R_m$  va fi cu atât mai mic cu cît  $E_{ag}$  va fi mai mic și cu cît volumul de agregat ( $V_{ag}$ ), din beton, va fi mai mare.

Rezistența betonului se poate calcula în felul următor :

$$R_c = R_m - (R_m - 0,86 \epsilon_m \cdot E_{ag})(1,14 - 0,6 \cdot 10^{-5} E_{ag}) \cdot \sqrt[3]{V_{ag}} \quad (2.13)$$

De aici se poate trage concluzia că pentru fiecare agregat există o rezistență la compresiune maximă posibilă a betonului care este dată de rezistența granulelor de agregat și care nu poate fi mărită nici prin creșterea rezistenței matriciei, deoarece în acest domeniu ar exista doar un schelet de mortar cu un conținut mare de goluri.

Sosse /139/ a stabilit următoarea ecuație model-pentru rezistența la compresiune a betonului :

$$R_c = c_1 V_m \frac{E_{mc}}{E_{mt} \mu_m} R_{mt} + c_2 V_{ag} \frac{E_a \bar{\epsilon}_b}{\mu_m} R_{mt} + c_3 V_{ag} E_{ag} \bar{\epsilon}_b \frac{E_{mc}}{E_{ag} + E_{mc}} \quad (2.14)$$



în care :

$c_1, c_2, c_3$  - coeficienți care se determină din calculul de regresie;

$V_{ag}, V_m$  - volumul agregatului respectiv a matriciei;

$E_{mc}, E_{mt}$  - modulul de elasticitate al matriciei la compresiune respectiv întindere;

$E_{ag}$  - modulul de elasticitate a agregatului;

$\mu_m$  - coeficientul de deformație transversală a matriciei;

$R_{mt}$  - rezistența la tracțiune a matriciei;

$\bar{\epsilon}_b$  - deformația în momentul rușerii betonului.

Bache /72/ propune o relație mai simplificată și anume :

$$R_c = R_{ag} \cdot R_m^{1-n} \quad (2.15)$$

unde :

$n$  - conținutul în volum a agregatului mare ( $> 3$  mm) din beton.

Negoită A., pe baza analizei făcute asupra betonului cu granulit de Mureșeni, în lucrarea /100/ propune următoarea relație :

$$R_c = R_{ag} \cdot R_m^{1,12-n} \quad (2.16)$$

Din analiza făcută în /100/ se trage concluzia că valorile factorului  $R_a^n$  sînt mai mici în comparație cu valorile factorului  $R_m^{1,12-n}$ , deci aportul mortarului rămîne mai mare, mai ales la mărci mari.

Pe baza încercărilor efectuate pe beton cu agregate ușoare produse în Suedia, lucrarea /118/ apreciază rezistența betonului cu formula :

$$R_c = (4,6 + 0,017 \rho_a + 0,073 n - 0,16 d)(a/c)^{-0,88} \quad (2.17)$$

în care :

$\rho_a$  - densitatea agregatelor în  $Kg/m^3$ ;

$n$  - cantitatea de nisip obișnuit folosită, în volum;

$d$  - dimensiunea maximă a granulelor de agregat.

Groll L. /63/ pe baza încercărilor, propune expresia :

$$R_c = 685 \frac{C}{A} \left( \frac{R_{ag}}{R_{cim}} \right)^n - 63 \quad (2.18)$$

în care :

$n$  - concentrația agregatelor ușoare din amestecul de beton.

## 2.2. Densitatea aparentă

Densitatea aparentă a betonului ușor, întărit, este unul dintre parametrii importanți care caracterizează betoanele ușoare influențând într-o mare măsură celelalte proprietăți ale acestui material și domeniile folosirii sale.

Densitatea depinde de volumul golurilor, porozitatea agregatelor folosite, granulometria agregatelor, cantitatea de liant și apa de amestecare.

Datele privind densitatea betonului ușor cu granolit de Lugoj, obținute pe o perioadă de mai mulți ani, sînt prezentate în tabelul din anexa A.2.2; acestea au fost prelucrate statistic după metoda grafică CEB (anexa A.2.4), sinteza prelucrării fiind dată în tabelul 2.1.

Tabelul 2.1.

| Marca betonului | Nr. de probe | Densitatea medie la 28 zile<br>$\bar{\rho}_b$ (Kg/m <sup>3</sup> ) | Abaterăa medie pătratică<br>S (Kg/m <sup>3</sup> ) | Coefficientul de variație<br>C <sub>v</sub> % |
|-----------------|--------------|--|--|---|
| BG 150          | 77           | 1750   | 47   | 2,7   |
| BG 200          | 106          | 1801   | 51   | 2,8   |
| BG 250          | 104          | 1855   | 47   | 2,5   |
| BG 300          | 99           | 1905   | 52   | 2,8   |

Se constată valori destul de mari ale densității betoanelor, valori ce se situează între valorile prescrise în /73/ pentru betoane cu granolit A3a și granolit clasa A3b. Densitățile reprezintă 70% ... 80% din densitatea betoanelor grele.

Comparativ cu betoanele ușoare obținute pe plan mondial, betoanele cu granolit de Lugoj, pentru aceeași rezistență, au densități mai mari (fig.2.5). Acest lucru se datorează atât faptului că agregatele de granolit au densități mari cît mai ales faptului că în agregatul total intră aproximativ 20% din volume, nisip obișnuit pentru completarea fracțiunii 0 ... 3 mm. Conform /37/ înlocuirea nisipului obișnuit cu nisip de granolit duce la scăderea densității cu cel puțin 200 Kg/m<sup>3</sup>.

S-a constatat /37/, /11/, /72/, că în stare de umiditate naturală (respectiv după stabilizarea umidității) conținutul de apă în betonul compact de rezistență, cu agregate de argilă expandată, este de circa 5% în volume.

Ținînd seama de aceasta pentru calcule se recomandă /11/, /37/.

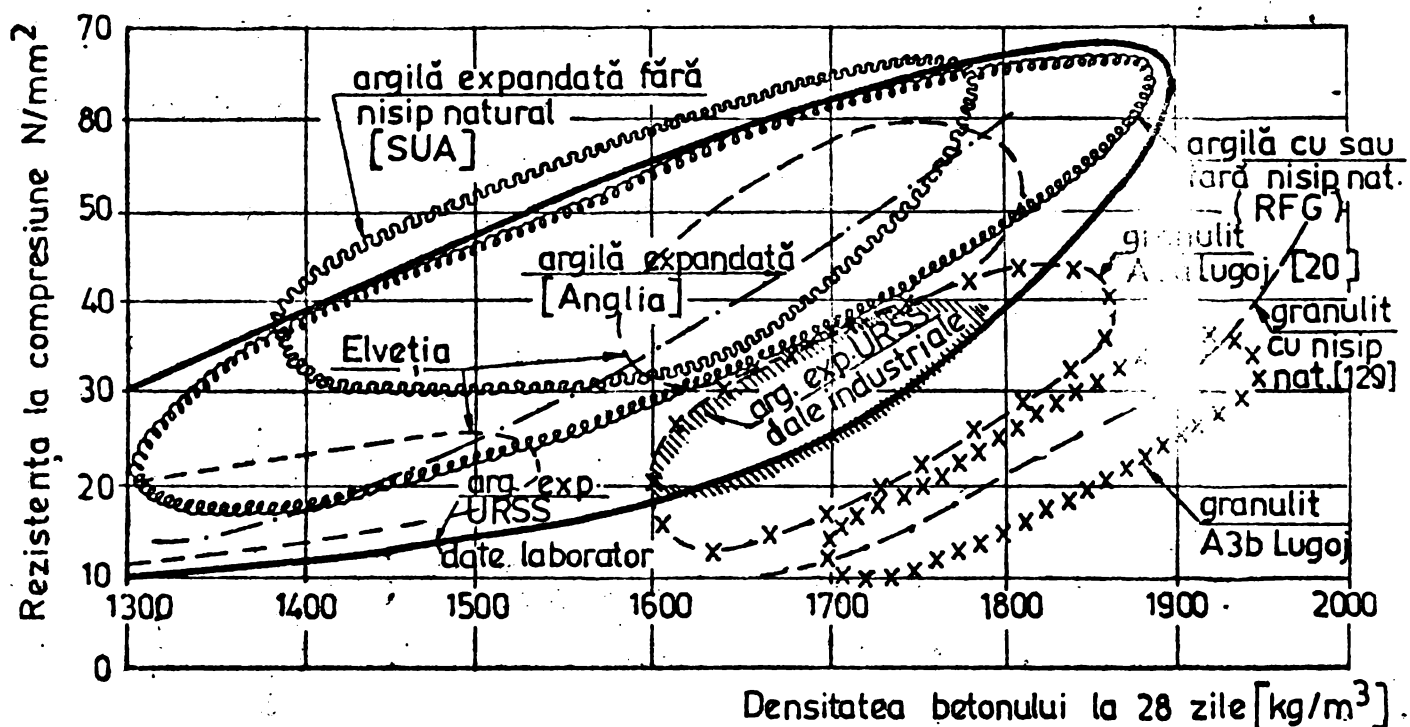


Fig. 2.5 Corelația între rezistența la compresiune și densitatea betoanelor ușoare.

ca densitatea aparentă să se calculeze cu formulele :

$$\text{- pentru betonul simplu : } \rho_{ac} = A_g + 1,25 C + 50 ; \quad (2,19)$$

$$\text{- pentru betonul armat : } \rho_{ac} = A_g + 1,25 C + 150 ; \quad (2,20)$$

unde :

$A_g$  - este masa agregatelor uscate folosite pentru beton;

$C$  - masa cimentului, folosit la  $m^3$ , în  $Kg/m^3$ ;

1,25 - coeficient reprezentînd sporul de greutate pentru apa legată chimic de ciment;

50, 100 - sporul datorită umidității.

## 2.3. Caracteristici de rezistență

### 2.3.1. Rezistența la compresiune

#### a) Rezistența la compresiune pe cuburi

Rezistența la compresiune determinată pe cuburi reprezintă principalul parametru care împreună cu densitatea, definește caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor compacte de rezistență.

Programul experimental privind rezistența la compresiune pe cuburi a betonului ușor compact, cu granulit de Lugoj, a cuprind determinări pe cuburi cu latura de 20 cm și 14,1 cm la vîrsta de 3, 7, 14, 28, 90 și 180 zile.

Rezultatele obținute la 28 de zile (Anexa A.2.2) au fost prelucrate statistic (anexa A.2.5), după metoda grafică CEB, iar sinte-

za rezultatelor este dată în tabelul 2.2.

Tabelul 2.2.

| Marca beto-<br>nului<br>/73/ | Nr. de<br>probe | Rezist.<br>medie<br>$\bar{R}_c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | Abaterea<br>medie<br>pătrati-<br>că S<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | Coefici-<br>ent de<br>variație<br>$C_v$<br>% | Grad<br>de<br>omo-<br>geni-<br>tate | Rezist.<br>caract.<br>$R_K$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | Rezist.<br>caract.<br>admis.<br>$R_{Kadm}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | Clasa<br>beto-<br>nului<br>/68/ |
|------------------------------|-----------------|---|---|--|-------------------------------------|---|--|---------------------------------|
| BG 150                       | 100             | 16,8  | 3,0   | 17,8   | II                                  | 11,8  | 11,2   | B 10                            |
| BG 200                       | 106             | 21,6  | 2,8   | 13,0   | I                                   | 16,9  | 14,0   | B 15                            |
| BG 250                       | 104             | 26,5  | 3,0   | 11,3   | I                                   | 21,5  | 17,6   | B 20                            |
| BG 300                       | 99              | 33,3  | 3,5   | 10,5   | I                                   | 27,5  | 21,0   | B 25                            |

Avînd în vedere valorile obținute pentru rezistența pe cuburi, coeficienții de variație reduși și valorile rezistențelor caracteris- tice mai mari, se poate considera - în urma încercărilor, că se pot obține, cu ajutorul granulitului de Lugoj, aceșe mărci ca și la beto- nul greu fără a mări dozajul de ciment.

Variația în timp a rezistențelor la compresiune a betoanelor cu granulit de Lugoj arată o viteză de creștere mai mare în primele 28 zile (tabelul 2.3, fig.2.4) comparativ cu betonul greu, iar ulte- rior viteza de creștere rămîne mai mică; rezistența la 180 de zile fi- ind cu 15% ... 21% mai mare decît la 28 zile.

Tabelul 2.3.

| Marca betonu-<br>lui | $R_b/R_{b28}$ (%) |           |            |            |            |             |
|----------------------|-------------------|-----------|------------|------------|------------|-------------|
|                      | 3<br>zile         | 7<br>zile | 14<br>zile | 28<br>zile | 90<br>zile | 180<br>zile |
| BG 150               | 51,6              | 71,6      | 85,0       | 100        | 113        | 115         |
| BG 200               | 51,4              | 75,0      | 88,3       | 100        | 115        | 116         |
| BG 250               | 55,0              | 78,3      | 91,6       | 100        | 119        | 121         |
| BG 300               | 60,0              | 81,6      | 90,0       | 100        | 117        | 120         |

Valorile obținute sînt în concordanță cu alte cercetări care consideră că rezistența la com- presiune, a betoane- lor ușoare compacte, la 7 zile, atinge 80% ... 90% /37/,

2/3 /80/, 75% /11, 65% ... 85% /71/ din rezistența la 28 zile.

Acest fenomen se datorește mai multor cauze și anume :

- la vîrste mai mici rezistența betonului ușor este dată de agregate care au o rezistență mai mare decît matricia iar ulterior, după întărire, rezistența este limitată la cea a matriciei (vezi pct. 2.1), pe cînd la betonul greu - în faza inițială - rezistența de- pinde de matricie, respectiv de gradul de întărire a cimentului;

- datorită structurii poroase agregatele asigură un tratament interior al betonului, care constă dintr-o absorbție de apă din be-

ton în faza inițială și cedarea ulterioară a unei părți din umiditatea absorbită, către piatră de ciment;

- datorită capacității de izolare termică a agregatelor, căldura degajată de reacțiile de hidratare a cimentului este păstrată un timp mai îndelungat în masa betonului ceea ce accelerează procesul de întărire.

În ceea ce privește rezistența minimă la compresiune pentru betoane ușoare armate de structură, se prevedea următoarele valori :

- 160 daN/cm<sup>2</sup> conform prescripțiilor germane;
- 200 daN/cm<sup>2</sup> conform prescripțiilor americane ACI 213;
- 150 daN/cm<sup>2</sup> conform prescripțiilor sovietice SNiP;
- 140 daN/cm<sup>2</sup> conform prescripțiilor engleze;
- 200 daN/cm<sup>2</sup> pentru betoanele de structură, și
- 150 daN/cm<sup>2</sup> pentru betoanele de izolație termică, și structură, conform prescripțiilor franceze;
- 200 daN/cm<sup>2</sup> pentru betoane din categoria I, și
- 100 daN/cm<sup>2</sup> pentru betoane din categoria II, conform prescripțiilor CEB;
- 150 daN/cm<sup>2</sup> conform prescripțiilor românești.

Rezistența la compresiune a betonului ușor cu granulit este influențată de următorii factori :

- dozajul și calitatea cimentului influențează direct proporțional până la atingerea "rezistenței limită" (aprox. 300 daN/cm<sup>2</sup>);
- raportul a/c;
- creșterea părții de nisip duce la creșterea rezistenței;
- creșterea densității granulelor ( $\rho_a$ ) duce la creșterea rezistențelor;
- creșterea dimensiunii granulelor duce la scăderea rezistențelor;
- caracteristicile de rezistență ale agregatelor;
- modul de preparare a betonului, recomandându-se premezirea agregatelor și amestecarea forțată;
- modul de compactare, recomandându-se vibratoare cu frecvențe înalte;
- modul de tratare termică și ulterioară, condițiile de păstrare ulterioară influențează mai puțin asupra betoanelor cu agregate ușoare decât asupra betoanelor grele.

#### b) Rezistența la compresiune pe prisme

Rezistența la compresiune pe prisme a fost determinată pe epru-

vete de 10 x 10 x 30 cm; rezultatele sînt date în tabelul din anexa A.2.2.

Prelucrarea statistică a rezultatelor, privind rezistența la compresiune pe prisme precum și a raportului dintre această rezistență și cea cubică, s-a făcut pe calculatorul Centrului de Calcul al I.P.T., folosind programul de calcul CORE. Programul are la bază schema logică din anexa A.2.6 /30/ și poate calcula atît caracteristicile unui șir de valori ( $\bar{X}$ ,  $S_x$ ,  $S_{vx}$ ) cît și relația între două mulțimi statistice (x, y), prin metoda celor mai mici pătrate, cînd această relație se consideră lineară.

Rezultatele obținute în urma prelucrării statistice sînt prezentate în tabelul 2.4.

Tabelul 2.4.

| Marca betonului | Nr. de probe | Rez. la compr. $R_c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{c\ pr}^{min\ prob. 5\%}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | Rezist. medie $\bar{R}_{c\ pr}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | Coef. de variaț. $C_v$ % | $R_{c\ pr}/R_{c\ cub}$ |            |         |
|-----------------|--------------|---|---|--|--------------------------|------------------------|------------|---------|
|                 |              |   |   |  |                          | Val. min. prob. 5%     | Val. medii | $C_v$ % |
| BG 150          | 58           | 17,2                                      | 11,1  | 15,9   | 15,9                     | 0,879                  | 0,924      | 2,75    |
| BG 200          | 63           | 22,2                                      | 15,8  | 19,7   | 12,2                     | 0,830                  | 0,890      | 4,40    |
| BG 250          | 56           | 27,3                                      | 19,9  | 24,1   | 10,3                     | 0,804                  | 0,882      | 5,3     |
| BG 300          | 45           | 34,4                                      | 25,3  | 30,1   | 9,8                      | 0,771                  | 0,876      | 4,2     |

Se constată că indiferent de marca betonului ușor raportul  $R_{c\ pr}/R_{c\ cub}$  este mai mare decît cel cunoscut la betonul greu și scade cu creșterea mărcii betonului. Valorile rapoartelor sînt ceva mai mici decît cele obținute cu granulitul de Mureșeni unde acest raport era cuprins între 0,9 ... 0,95 /71/.

c) Rezistența la compresiune pe cilindri

Incercările efectuate pe un număr limitat de probe de beton ușor cu granulit de Lugoj, au arătat că, indiferent de marca betonului, raportul dintre rezistența la compresiune pe cilindri și rezistența la compresiune pe cuburi are valori între 0,8 ... 0,85, valori care sînt apropiate de rezultatele obținute cu granulitul de Mureșeni /71/. Se poate considera că pentru betonul ușor cu granulit același raport ca și pentru betonul greu ( $R_{c\ cil}/R_c = 0,83$ ).

2.3.2. Rezistența la întindere

Rezistența la întindere a betonului ușor depinde foarte mult de rezistența granulelor de agregat, fisurarea și ruperea este cau-

zată de cedarea agregatelor și mortarului la eforturile de întindere ce apar în ele spre deosebire de betonul greu la care fisurarea și ruperea sînt întotdeauna rezultatul distrugerii aderenței dintre mortar și agregat sau a cedării mortarului.

Incercările experimentale /116/, /11/, /110/, /10/, indică că rezistența la întindere a betonului ușor este afectată în mare măsură de condițiile de conservare și anume :

- rezistența determinată pe epruvete patrute în atmosferă la 20°C și umiditate de 50% ... 60% este mai mică cu pînă la 30% decît rezistența determinată pe epruvete păstrate în apă /10/;

- rezistențele la întindere, determinate pe probe patrute conform STAS 1275-79, cresc atît timp cît probele sînt păstrate în apă (7 zile) iar apoi scad pînă la 28 zile cu circa 40% după care se constată o creștere uniformă în timp /110/;

- la probele păstrate în condiții climatice constante, rezistența la întindere scade în perioada 7 ... 14 zile cu circa 21%, după care crește în mod continuu /110/;

- la probele păstrate în apă, raportul între rezistența la întindere și la compresiune este de același ordin ca și la betonul greu /37/;

- pentru mărci de betoane pînă la BG 250, păstrate în condiții STAS, evoluția rezistențelor la întindere în timp este similară cu cea a betoanelor grele /126/.

Oscilația în timp a rezistențelor la întindere ale betonului nu se datorează matriciei ci fenomenelor de interacțiune dintre agregat și matrice care au loc în timpul procesului de întărire și care sînt influențate de natura agregatului /110/.

#### a) Rezistența la întindere prin despicare

Rezultatele, obținute în diferite țări, privind rezistența la întindere prin despicare, pentru betoane ușoare cu argilă expandată, prezintă o împrăștiere mult mai mare decît rezultatele obținute la beton greu (fig.2.6). Pentru evaluarea legăturii dintre rezistența la întindere prin despicare ( $R_{td}$ ) și rezistența betonului pe cuburi ( $R_c$ ) normele CEB /37/ propun o relație de forma :

$$R_{td} = 0,23 \sqrt[3]{R_c^2} \quad (2.21)$$

O. Berge /24/, analizînd un număr mare de rezultate din Europa și America, propune următoarea relație :

$$R_{td} = 0,55(0,3 + 0,7 \frac{f_b}{2400}) \sqrt{R_c} \quad (2.22)$$

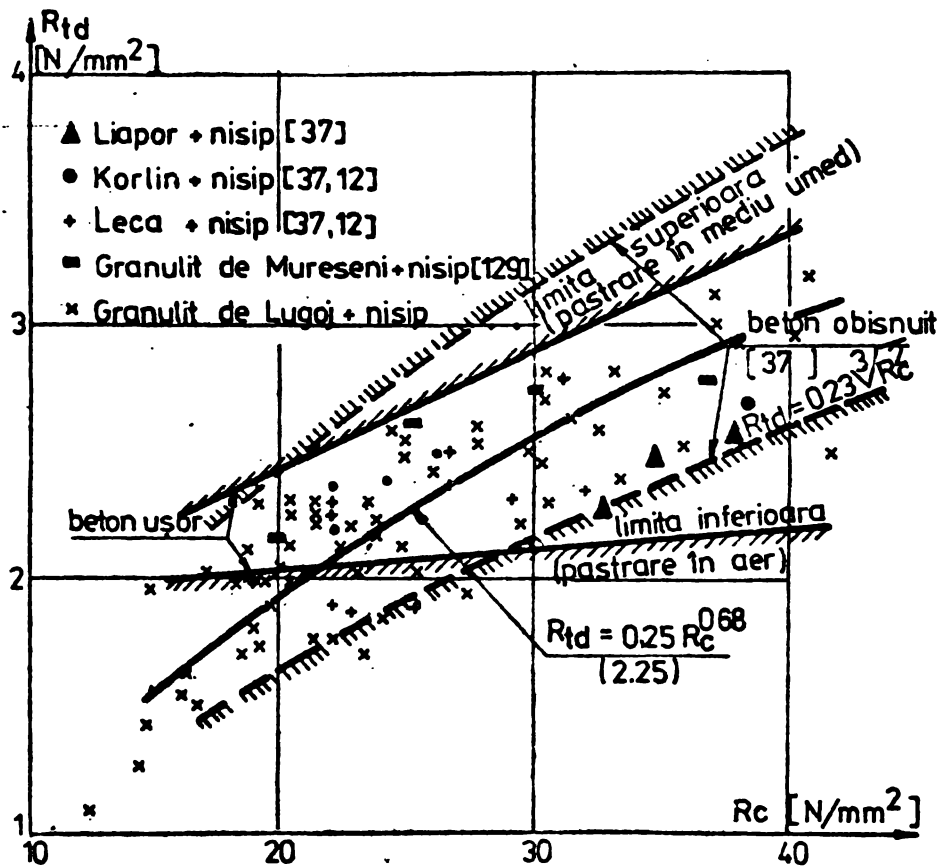


Fig.2.6. Rezistența la întindere prin desplicare ( $R_{td}$ ) în funcție de rezistența la compresiune pe cub ( $R_c$ ).

$$R_{td} = (0,30 + 0,0009 \rho_a + 0,011 n - 0,007 d) \left( \frac{\text{ap\u0103+aer}}{e} \right)^{-0,56} \quad (2.23)$$

unde :  $\rho_a$ ,  $n$ ,  $d$  - au semnificația din relația (2.17).

Legătura dintre rezistența la întindere prin desplicare  $R_{td}$  și rezistența la compresiune pe cuburi ( $R_c$ ) pentru beton cu granulit de Lugoj a fost determinată, pe baza datelor experimentale (anexa A.2.3), cu ajutorul programului CORE.

Prelucrarea statistică s-a efectuat considerînd că  $R_{td}$  și  $R_c$  sînt două variabile aleatorii între care există o dependență curbilinie. Făcînd o transformare logaritmică  $x = \ln R_{td}$  și  $y = \ln R_c$  și reprezentînd grafic rezultatele în noul sistem de axe se poate considera că ele au o distribuție lineară (ecuație de regresie ( $y = a + bx$ )). Pe baza rezultatelor experimentale s-a obținut dreapta de regresie :

$$y = -1,38 + 0,68 x \quad (2.24)$$

Revenind la sistemul inițial de axe se obține o curbă (fig.2.6) de ecuație :

$$R_{td} = 0,25 R_c^{0,68} \quad (2.25)$$

unde :  $\rho_b$  este densitatea betonului ușor.

O. Berge arată totodată că raportul dintre rezistența la întindere și rezistența la compresiune este influențată în egală măsură, de densitatea betonului, de vîrsta betonului cît și de forma epruvetelor (cubice sau cilindrice).

Sharendahl A. /118/ pe baza unui număr mare de încercări, efectuate în Suedia, propune de determinare rezistenței la întindere prin desplicare cu expresia :



b) Rezistența la întindere din încovoiere

Rezistența la întindere din încovoiere rezultă, după mulți autori, mai mică cu aproximativ de 1,3 ori față de betonul obișnuit /36/.

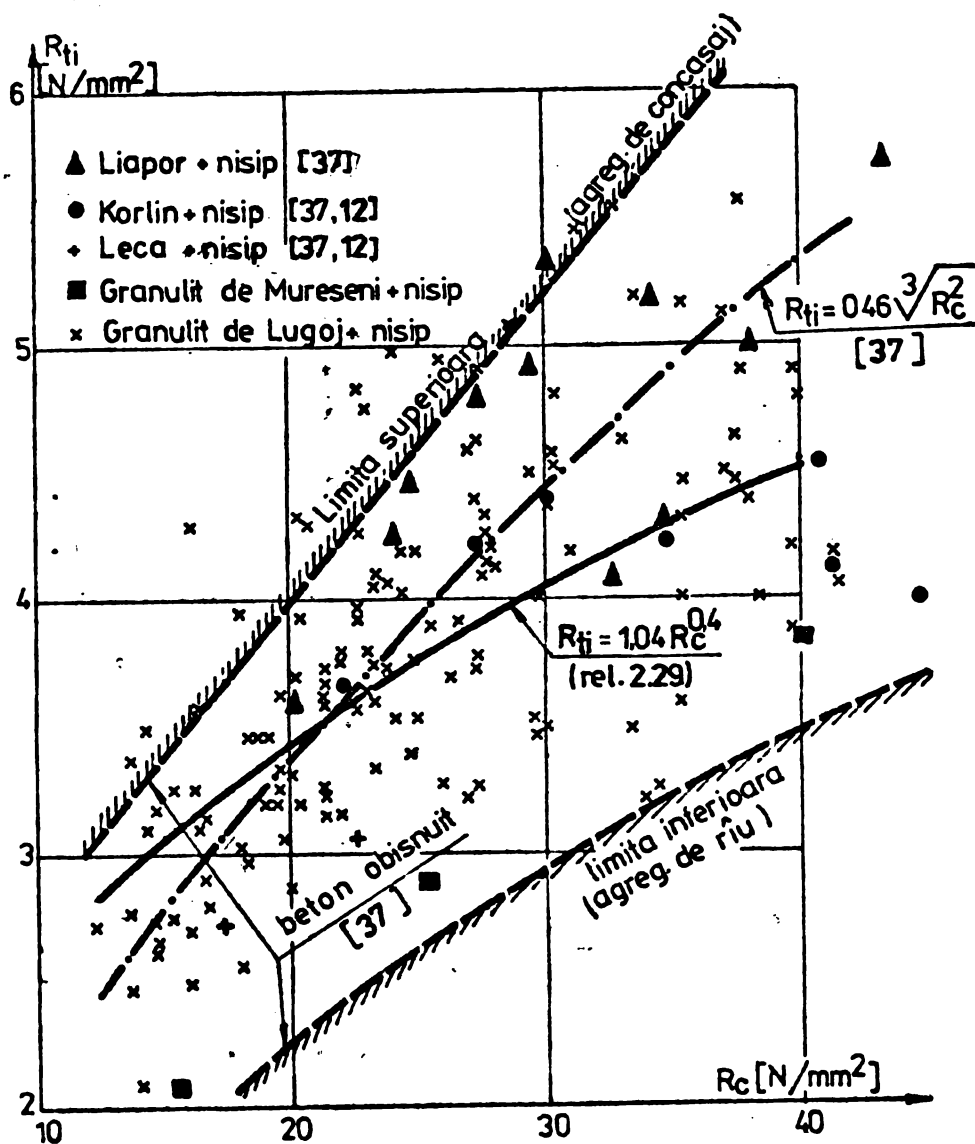


Fig.2.7. Rezistența la întindere din încovoiere ( $R_{ti}$ ) în funcție de rezistența la compresiune pe cub ( $R_c$ ).

Pe baza rezultatelor obținute pe probe din beton ușor păstrate în mediu umed (fig. 2.7), normele CEB /37/ propun următoarea legătură între rezistența la întindere din încovoiere ( $R_{ti}$ ) și rezistența la compresiune ( $R_c$ ):

$$R_{ti} = 0,46 \sqrt[3]{R_c^2} \quad (2.26)$$

Rezultatele prelucrării statistice a datelor experimentale (anexa A.2.3) privind rezistența la întindere prin încovoiere, determi-

nată pe prisme de 10 x 10 x 55 cm confecționate din beton ușor cu granulit de Lugoj, sînt date în tabelul 2.5.

Tabelul 2.5.

| Marca betonului | Nr. de probe | Rez. la compr. $R_c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ti}$ min prob. 5% (N/mm <sup>2</sup> ) | Rezist. medie $R_{ti}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | Cœf. de variație $C_v$ % |
|-----------------|--------------|---|--|---|--------------------------|
| BG 150          | 36           | 16,9                                      | 2,3  | 3,16  | 16,66                    |
| BG 200          | 40           | 22,0                                      | 2,71                                       | 3,64  | 15,62                    |
| BG 250          | 28           | 27,2                                      | 2,91                                       | 4,01  | 18,26                    |
| BG 300          | 36           | 36,2                                      | 3,68                                       | 4,50  | 17,20                    |

Se constată o dispersie destul de mare a rezultatelor, coeficientul de variație avînd valori între 15% ... 18%. Pentru determinarea re-

lației dintre  $R_{ti}$  și  $R_c$  s-a procedat în mod analog ca și la pct. 2.3.2.1.

Notîndu-se  $y = \ln R_{ti}$  și  $x = \ln R_c$ , cu ajutorul programului CORE s-a obținut o dreaptă de regresie de ecuația :

$$y = 0,0778 + 0,388 x \quad (2.27)$$

Revenind la sistemul inițial de axe se obține o curbă de ecuație :

$$R_{ti} = 1,08 R_c^{0,388} \quad R_{ti} = e^{0,0778 + 0,388 x} \quad (2.28)$$

Pentru simplificare se poate folosi în locul relației (2.28) o relație, care dă aceleași rezultate; de forma (fig.2.7) :

$$R_{ti} = 1,04 R_c^{0,4} \quad (2.29)$$

## 2.4. Caracteristici de deformație

### 2.4.1. Modulii deformațiilor longitudinale

#### 2.4.1.1. Modulul de elasticitate

Modulul de elasticitate al betonului ușor de rezistență depinde de modulul de elasticitate al agregatelor și al pietrei de ciment, de densitatea betonului și de rezistența betonului la compresiune, de raportul dintre volumul ocupat de agregat și volumul ocupat de piatra de ciment. În funcție de aceste caracteristici modulul de elasticitate al betoanelor ușoare, cu agregate din argilă expandată, poate lua valori între 8000 și 24000 N/mm<sup>2</sup> (fig.2.8).

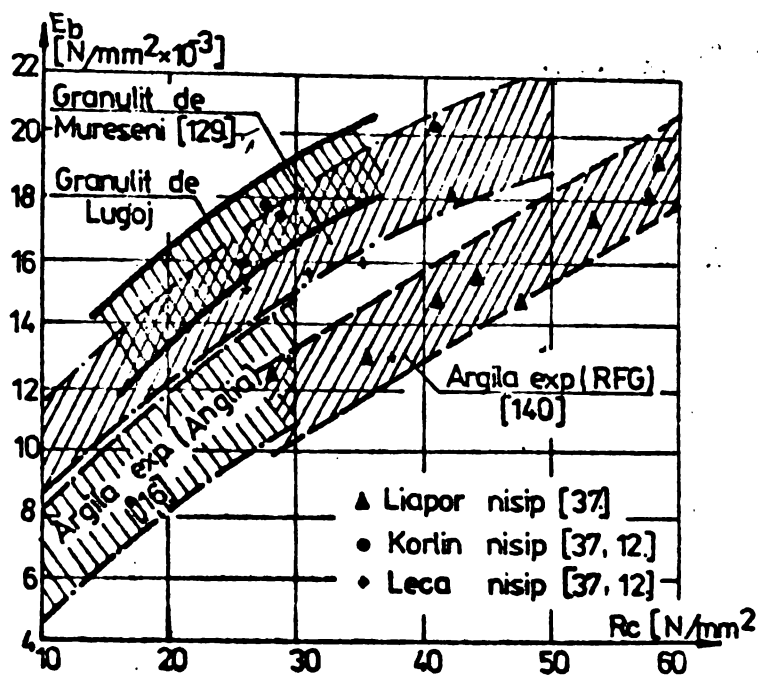


Fig.2.8. Relația între rezistența la compresiune pe cub și modul de elasticitate.

Modulii de elasticitate ai betoanelor ușoare de rezistență reprezintă 0,5 ... 0,75 din modulul de elasticitate al betonului greu de aceeași marcă.

Modulul de elasticitate al betoanelor de rezistență cu granulit de Lugoj (fig.2.8), este comparabil cu cel al betoanelor obținute cu granulit de Mureșeni. Valorile mai mari ale lui  $E_b$ , în comparație cu betoanele cu argilă expandată din străinătate, se datoresc cantității mari de nisip de

riu folosit la prepararea betonului (20% ... 25% în volume) cât și

faptului că granitul are modulul de elasticitate mare. Modulul de elasticitate al granitului de Lugoj, determinat cu relația (2.12) pentru un  $\rho_a = 1,5 \text{ Kg/dm}^3$  /73/, este de  $17500 \text{ N/mm}^2$ , valoare ce se situează la limita superioară a domeniului dat de /37/ pentru agregate ușoare produse pe plan mondial ( $8000 \dots 18000 \text{ daN/mm}^2$ ).

Pentru definirea modulului de elasticitate a betonului ușor, funcție de densitatea și rezistența la compresiune a betonului, majoritatea normelor de calcul și lucrărilor - din literatura de specialitate - pornesc de la relația lui Pauw :

$$E_b = K \sqrt{\rho_b^3 \cdot R_b} \quad (\text{daN/cm}^2) \quad (2.30)$$

unde :  $\rho_b$  - densitatea betonului, în  $\text{t/m}^3$ ;

$R_b$  - rezistența la compresiune pe cilindri, în  $\text{daN/cm}^2$ ;

$K$  - constantă funcție de tipul agregatului.

Pentru constanta  $K$  se acceptă valoarea de 4000 (prescripțiile germane), 6000 (CEB /36/), 4300 (ACI 318 /103/), 5280 (normele franceze /10/), 5340 (Vademecum /11/), 5670 (Cembureau /11/), 3500 ... 4000 (pentru granitul de Mureșeni /126/), 3900 ... 4600 (încercări proprii cu granit de Lugoj).

În noile normative CEB - FIP /13/, /37/, privind betonul ușor de rezistență, se propune următoarea relație, pentru determinarea modulului de elasticitate la vârsta  $t$  :

$$E_{bt} = 0,04 \sqrt{\rho_b^3 \cdot R_{ct}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.31)$$

unde :  $\rho_b$  - densitatea betonului în  $\text{Kg/m}^3$  determinată la 28 zile de păstrare în aer;

$R_{ct}$  - rezistența la compresiune pe cuburi în  $\text{N/mm}^2$  determinată la vârsta  $t$ .

Normele sovietice SNiP indică determinarea modulului de elasticitate cu o relație de forma :

$$E_b = A \rho_b \sqrt{R_c} \quad (\text{daN/cm}^2) \quad (2.32)$$

unde :  $A$  - constantă egală 5,93;

$\rho_b$  - densitatea betonului în  $\text{Kg/m}^3$ ;

$R_c$  - rezistența la compresiune în  $\text{daN/cm}^2$ .

Normativul britanic de proiectare a structurilor din beton armat CP 110 indică, pentru betoane cu densitate  $1400 \dots 2300 \text{ kg/m}^3$ , determinarea modulului de elasticitate cu relația /103/ :

$$E_b = 850 \rho_b^2 \sqrt{R_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.33)$$

unde :  $\rho_b$  - densitatea betonului în  $\text{t/m}^3$ ;  
 $R_c$  - rezistența cubică în  $\text{N/mm}^2$ .

O. Berge, pe baza încercărilor efectuate în Suedia /24/ propune formula :

$$E_b = 3,5 \rho_b \sqrt[3]{R_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.34)$$

unde :  $\rho_b$  - densitatea betonului în  $\text{kg/m}^3$ ;  
 $R_c$  - rezistența la compresiune în  $\text{N/mm}^2$ .

În urma analizelor efectuate în perioada 1971 ... 1975 asupra mai multor tipuri de betoane ușoare cu granolit, în lucrarea /63/ se propune relația :

$$E_b = (5750 - 4 R_c) \sqrt[3]{\rho_b R_c} \quad (\text{daN/cm}^2) \quad (35)$$

unde :  $\rho_b$  - densitatea betonului în  $\text{t/m}^3$ ;  
 $R_c$  - rezistența la compresiune pe cuburi în  $\text{daN/cm}^2$ .

Weligher H. /140/ pe baza rezultatelor obținute pe betoane ușoare de argilă expandată din RFG. ajunge la următoarea relație (fig.

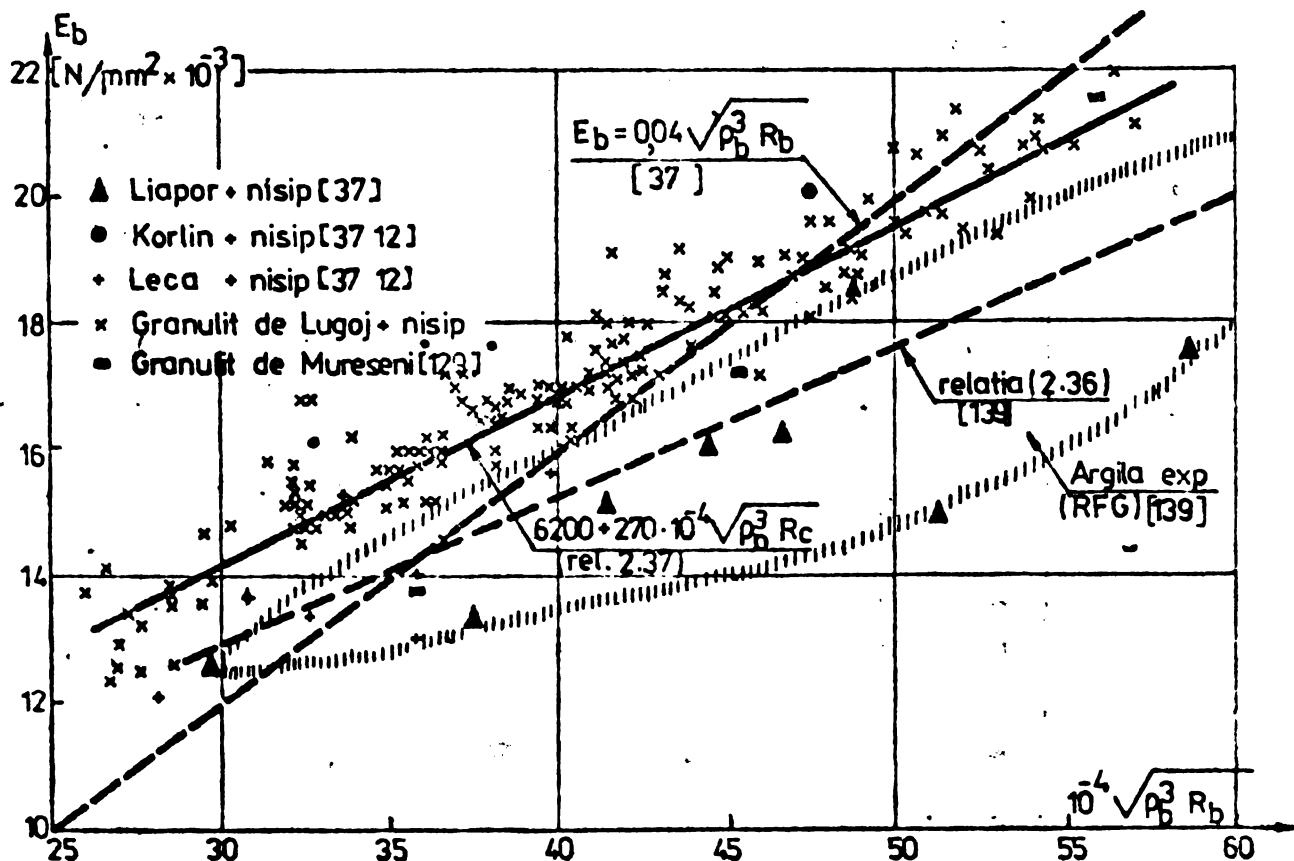


Fig. 2.9. Modulul de deformare a betonului functie de densitate si rezistența la compresiune pe cuburi.

2.9) :

$$E_b = 5900 + 234 \cdot 10^{-4} \sqrt{\rho_b^3 \cdot R_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.36)$$

unde :  $\rho_b$  - densitatea betonului în  $\text{kg/m}^3$ ;  
 $R_c$  - rezistența la compresiune în  $\text{N/mm}^2$ .

Diversitatea relațiilor de calcul indică dispersia mare a rezultatelor și din acest motiv pentru o analiză exactă este indicată determinarea experimentală a modulului de elasticitate.

Pentru betoanele ușoare de rezistență cu granolit de Lugoj, pe baza datelor din anexa A.2.3, determinate pe prisme  $10 \times 10 \times 30$  cm, s-a făcut o prelucrare statistică - a modulului de elasticitate pe mărci - cu ajutorul programului CORE; rezultatele obținute sînt date în tabelul 2.6.

Tabelul 2.6.

| Marca betonului | Nr. de probe | Rezist. la compres. $R_c$<br>( $\text{N/mm}^2$ ) | Densit. beton $\rho_b$<br>( $\text{Kg/m}^3$ ) | $E_b^{\text{max}}$<br>prob. 5%<br>( $\text{N/mm}^2$ ) | $E_b^{\text{min}}$<br>prob. 5%<br>( $\text{N/mm}^2$ ) | Valoare medie $\bar{E}_b$<br>( $\text{N/mm}^2$ ) | Coef. de variație $C_v$<br>% |
|-----------------|--------------|--|---|---|---|--|------------------------------|
| BG 150          | 31           | 17,3   | 1762  | 16781   | 12141   | 14401  | 9,78                         |
| BG 200          | 44           | 22,2   | 1812  | 17610   | 14400   | 16007  | 6,10                         |
| BG 250          | 38           | 27,2   | 1867  | 18683   | 16202   | 17492  | 4,49                         |
| BG 300          | 43           | 34,4   | 1927  | 21624   | 17738   | 19681  | 6,02                         |

Se constată coeficienți de variație mici ai modulului de elasticitate, excepție făcînd betonul de marcă BG 150.

Dintr-un calcul de regresie, admitîndu-se că între  $E_b$  și  $\sqrt{\rho_b^3 R_c}$  există o legătură lineară, s-a obținut o dreaptă de expresie (fig. 2.9) :

$$E_b = 6200 + 270 \cdot 10^{-4} \sqrt{\rho_b^3 R_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.37)$$

unde :  $\rho_b$  - densitatea betonului ușor, cu granolit de Lugoj, în  $\text{kg/m}^3$   
 $R_c$  - rezistența la compresiune pe cuburi, în  $\text{N/mm}^2$ .

Comparînd rezultatele experimentale privind  $E_b$ , obținute pentru betonul ușor de rezistență cu granolit de Lugoj (tab.2.6), cu valorile calculate cu diferite expresii, se obțin diferențele procentuale, față de valorile medii experimentale, prezentate în tabelul 2.7 și fig.2.10.

Se constată că valorile cele mai apropiate de cele experimentale se obțin, evident, cu ajutorul expresiei (2.37), dedusă pentru betonul ușor cu granolit de Lugoj, și cu expresia (2.32) dată de normele sovietice SNiP. Diferențele procentuale între valorile experi-

mentale și valorile din STAS 10107/0-76 sînt neglijabile.

Tabelul 2.7.

| Marca beto-<br>nului | Diferențe procentuale față de datele experimentale (%) |               |               |                  |                    |                           |               |                  |
|----------------------|--|---------------|---------------|------------------|--------------------|---------------------------|---------------|------------------|
|                      | SNIP<br>(2.32)   | CEB<br>(2.31) | ACI<br>(2.30) | CP.110<br>(2.33) | O. Berge<br>(2.34) | Norm.<br>franc.<br>(2.30) | STAS<br>10107 | Relaț.<br>(2.37) |
| BG 150               | -4,5   | -14,5         | -16,3         | -23,7            | +10,7              | + 2,7                     | -3,3          | +0,7             |
| BG 200               | 0  | - 9,18        | -11,0         | -17,8            | +11,3              | + 9,2                     | -2,1          | +0,03            |
| BG 250               | +4,3   | - 3,79        | - 5,77        | -11,6            | +12,1              | +15,7                     | -1,9          | +0,03            |
| BG 300               | +7,7   | + 0,8         | - 1,24        | - 5,9            | +11,6              | +21,2                     | -4,1          | -0,04            |

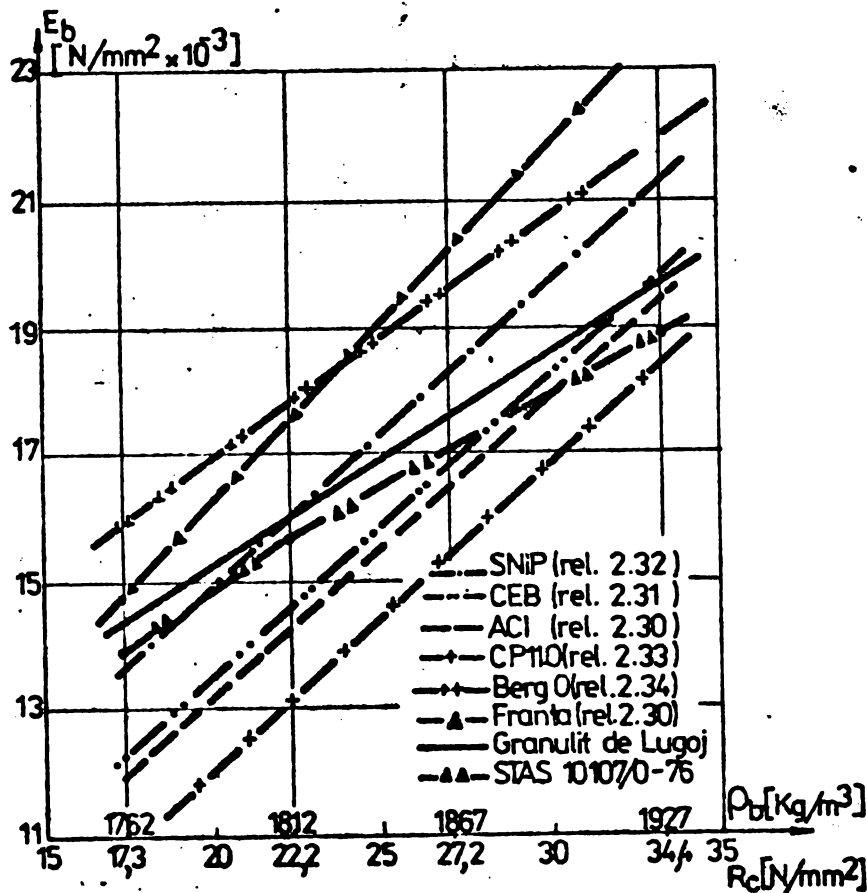


Fig. 2.10. Modulul de elasticitate a betonului cu granulit de Lugoș determinat cu diferite relații de calcul.

Comparativ cu betoanele grele, de aceeași marcă, betoanele ușoare de rezistență cu granulit de Lugoș au un modul de elasticitate de 0,6 ... 0,65 din cel al betonului greu.

Evoluția în timp a modului de elasticitate a betoanelor cu granulit de Lugoș arată că acesta este la 7 zile 75% din modulul de la 28 zile iar la 90 și 180 zile este mai mare față de 28 zile cu 10% respectiv 15% ... 20%.

Determinările efectuate de /25/ arată că modulul de elasticitate la întindere a betonului ușor poate fi con-

siderat de același ordin de mărime cu modulul la compresiune.

#### 2.4.1.2. Modulul deformațiilor totale

Acceptînd pentru caracteristica curgerii lente a betonului cu granulit de Lugoș o valoare cuprinsă între 1 și 1,2 rezultă că modulul deformațiilor totale este de 1/2 ... 1/2,2 din modulul de elasticitate instantaneu spre deosebire de betonul greu la care acest raport ajunge la 1/3.

Luînd în considerare faptul că modulul de elasticitate instantaneu a betonului ușor este aproximativ 0,63 din modulul de elastici-

tate instantaneu a betonului greu, rezultă că modulul deformațiilor totale a betonului ușor este 0,85 ... 0,95 din modulul deformațiilor totale a betonului greu.

#### 2.4.2. Coeficientul de deformare transversală

Toate normele de calcul pentru betonul ușor de rezistență /10/, /27/, /68/, consideră că pentru coeficientul lui Poisson se poate adopta valoarea de 0,2 ca și pentru betonul greu.

#### 2.4.3. Deformațiile elasto-plastice (curba $\sigma - \epsilon$ )

Datorită structurii sale și a modului de transmitere a eforturilor (vezi paragraful 2.1) legea de comportare, a betonului ușor de rezistență sub încărcare, se depărtează de cea a betonului greu de aceeași rezistență (fig.2.11).

Cu cât vârsta și rezistența betonului ușor este mai mare cu

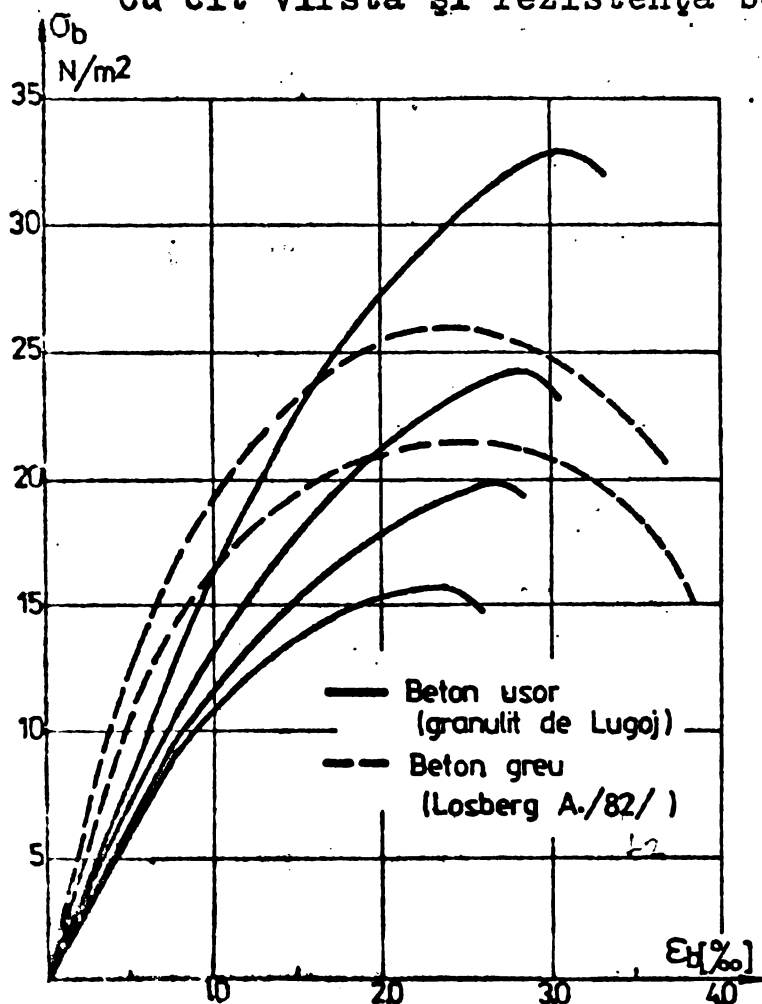


Fig. 2.11. Legea  $\sigma - \epsilon$  pentru încărcarea la compresie a betoanelor ușoare și grele

atît comportarea sa se apropie de o comportare fragilă, ramura ascendentă a curbei  $\sigma - \epsilon$  este aproape rectilinie și ramura descendentă nu există sau se apropie de o verticală /11/.

Deoarece, în cazul betonului ușor, eforturile sînt preluate în principal de matrice, curba  $\sigma - \epsilon$  a acestuia se apropie de cea a pietrei de ciment fiind liniară pînă la 50 ... 60% din rezistența la compresie (fig.2.11). Cînd forța aplicată depășește această valoare încep să apară microfisuri care determină micșorarea pantei curbei și care puțin înainte de rupere se extind în așa măsură încît ruperea are loc în mod

brusc, ca o explozie, asemănător cu matricea, și datorită despicerii granulelor. La betonul greu curba  $\sigma - \epsilon$  deviază de la linia dreaptă încă de la început, deoarece datorită mărimilor de efort între granule la aceasta apar microfisuri între matrice și granule, microfisuri care începînd de la un efort de 70% ... 80% din rezistență pă-

trund și în matrice producînd o curbă ascendentă a diagramei - coborîrea ei și în final ruperea.

Deformațiile limită la compresiune axială a betonului ușor iau valori între 2 ... 3,5 ‰ /13/. Normele CEB-FIP /37/, pe baza încercărilor lui Oleszkiewicz propun evaluarea deformației maxime la compresiune cu relația :

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{ou} + \frac{R_c}{E_{ou}} \quad (2.38)$$

unde :  $\epsilon_{cu}$  - deformația limită la compresiune a betonului;

$\epsilon_{ou}$  - deformația limită.

$R_c$  - rezistența la compresiune a betonului;

$E_{ou}$  - modulul de elasticitate al betonului.

O. Berge /23/ propune determinarea deformației ultime la compresiune cu expresia :

$$\epsilon_{cu} = \left( 0,3 + 0,7 \frac{\rho_b}{2400} \right) \epsilon_{cu}^{BG} \quad (2.39)$$

unde :  $\epsilon_{cu}$  - deformația ultimă la compresiune a betonului ușor;

$\epsilon_{cu}^{BG}$  - deformația ultimă la compresiune a betonului greu;

$\rho_b$  - densitatea betonului ușor, în  $kg/m^3$ .

Deformația limită la întindere centrică, determinată pe betoane cu granulit de Mureșeni /25/ pentru beton BG 250 au valori de 0,16 ... 0,22 ‰.

În cadrul programului experimental efectuat pe beton ușor de rezistență cu granulit de Lugoj s-au indicat curbele  $\sigma - \epsilon$  (anexa A.2.7) pentru betoanele de mărci BG 150, BG 200, BG 250, BG 300. Încercările au fost efectuate pe prisme 10 x 10 x 30 cm, păstrate în aer, la 28 zile.

Valorile maxime ale deformațiilor (anexa A.2.2) au fost prelucrate statistic, datele obținute fiind prezentate în tabelul 2.8. Se prezintă, de asemenea, în tabelul 2.8, deformațiile elastice, plastice și coeficienții de plasticitate obținuți pe baza diagramelor din anexa A.2.7.

Din analiza diagramelor din anexa A.2.7 și a datelor din tabelul 2.8 se poate considera că pînă la 50% ... 60% din rezistența la compresiune curba  $\sigma - \epsilon$  este aproape liniară; deformațiile elastice cresc odată cu marca în timp de deformațiile plastice scad. Coeficientul de plasticitate ia valori între 0,5 ... 0,33 fiind la betonul



BG 300 mai mic de 1,5 ori față de betonul greu. Deformațiile ultime la compresiune au coeficienți de variație mari și iau valori de 2,39 ... 3,0 %.

Tabelul 2.8:

| Marca betonului | Nr. de probe | Rez. la compr. $R_c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | Deformația ultimă la compresiune (%) |                                |                               |         | Def. elastică $\epsilon_e$ (%) | Def. plastică $\epsilon_p$ (%) | Coef. de plast. $\lambda$ |
|-----------------|--------------|---|--------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|---------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------|
|                 |              |   | $\epsilon_{bu}^{max}$ prob. 5%       | $\epsilon_{bu}^{min}$ prob. 5% | Val. medii $\bar{\epsilon}_b$ | $C_v$ % |                                |                                |                           |
| EG 150          | 50           | 17,2                                      | 3,3                                  | 1,48                           | 2,39                          | 23,14   | 1,25                           | 1,25                           | 0,51                      |
| EG 200          | 38           | 22,1                                      | 3,45                                 | 1,56                           | 2,66                          | 25,27   | 1,5                            | 1,15                           | 0,43                      |
| EG 250          | 36           | 27,1                                      | 3,53                                 | 2,02                           | 2,77                          | 16,51   | 1,75                           | 1,05                           | 0,38                      |
| BG 300          | 30           | 36,6                                      | 3,71                                 | 2,27                           | 2,99                          | 14,72   | 2,00                           | 0,97                           | 0,33                      |

Pentru calculul elementelor de beton armat, dacă legea parabolică - linie dreaptă (fig.2.12.a) constituie o bună reprezentare pentru curba  $\sigma - \epsilon$  a betonului greu, ea nu mai este valabilă pentru betonul ușor și diferite norme propun adoptarea unei legi parabolice limitată la o deformație maximă de 2 % [10], [13] sau o lege de tipul celei din fig.4.12.c [68].

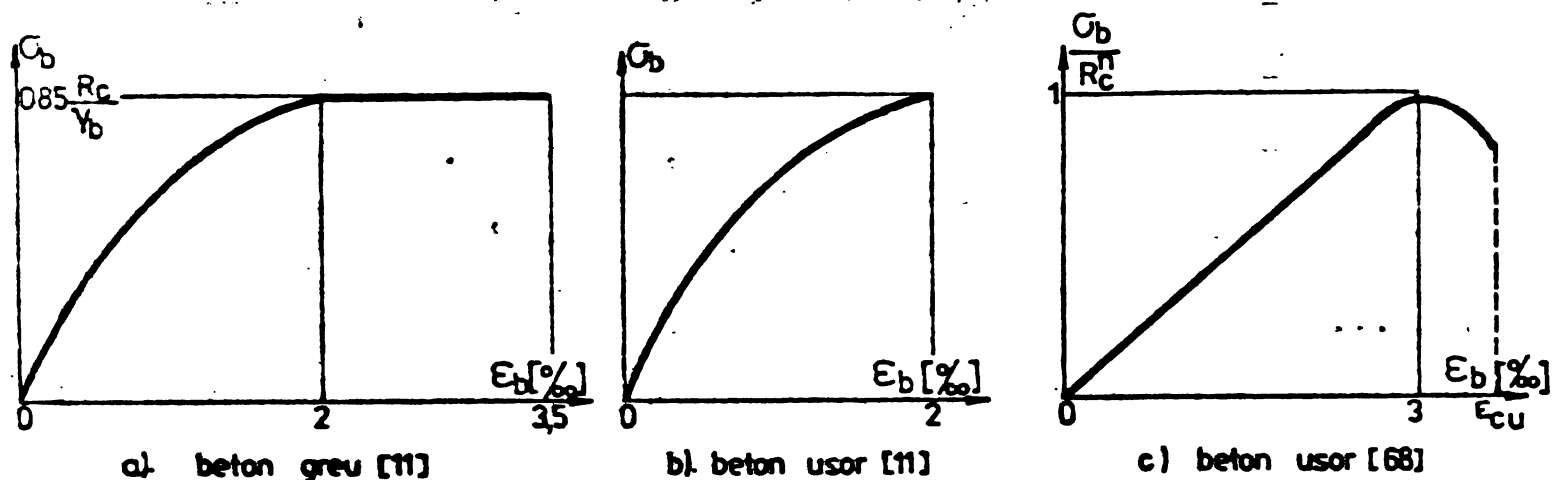


Fig. 2.12. Legile conventionale  $\sigma - \epsilon$ .

#### 2.4.4. Contrația betonului ușor

Deformațiile din contracție ale betoanelor ușoare depind de tipul agregatului folosit, compoziția betonului, dozajul de ciment, raportul a/c și mediul de păstrare. În general, dacă agregatul folosit nu necesită o cantitate mai mare de pastă de ciment decât agregatul obișnuit, contracțiile betoanelor grele și ușoare au același ordin de mărime [13]. Folosirea unor agregate ușoare sparte, cu pori deschizi, cu formă neregulată sau granulometrie deficitară, conduce la majorarea deformației din contracție.

Valoarea finală a deformațiilor din contracție a betoanelor

ușoare este influențată, în mod asemănător și de aceiași factori care influențează contractiile betoanelor grele; particularitățile betoanelor ușoare se referă la proprietățile elastice ale agregatelor și modul de desfășurare în timp a deformației din contracție.

Reichard W. /103/ și Pfeiffer W. /11/ stabilesc o corelație între modulul de elasticitate al betonului, care depinde de compressibilitatea agregatului folosit (fig.2.13.a,b).

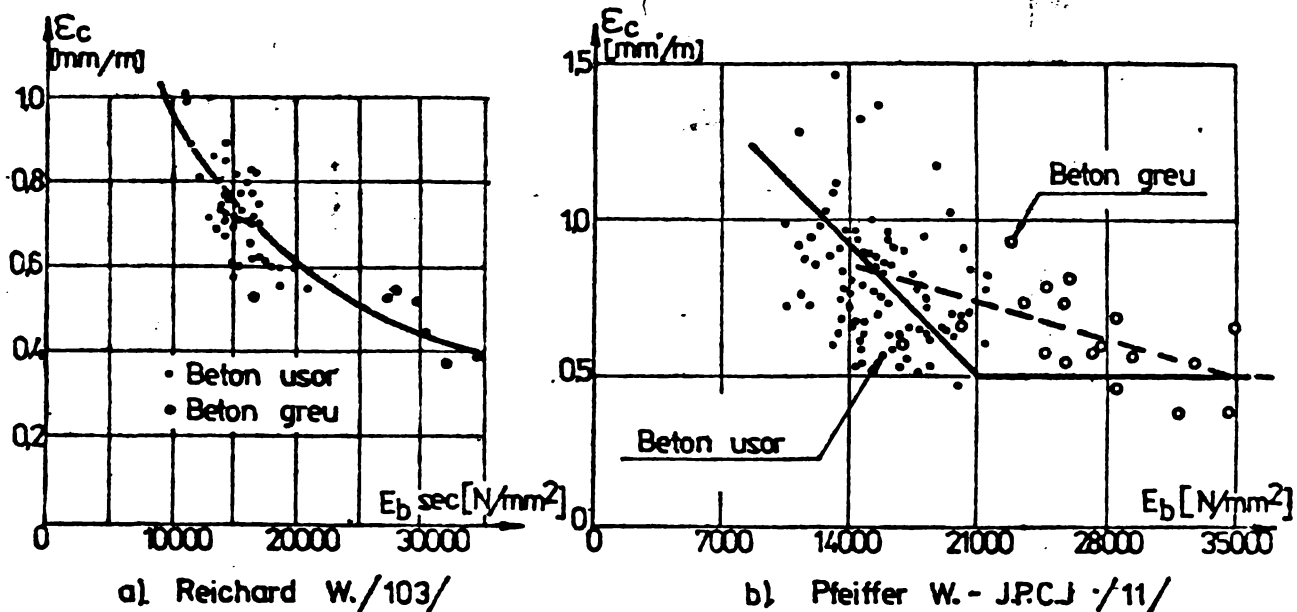


Fig. 2.13. Relația între contracție și modulul de elasticitate.

Legea de evoluție a contracției în timp arată că în prima perioadă contracția este mai lentă la betonul ușor decât la cel greu. Fenomenul este explicat prin faptul că apa absorbită de granulele agregatului joacă rolul de rezervă atunci când apa din mortar se evaporă /11/.

Modul de apreciere a valorii finale a deformației de contracție, diferă foarte mult pe plan mondial și anume :

- se consideră ca fiind egală cu cea a betonului greu (Weigler /139/);
- nu se dau nici un fel de indicații precise (ACI);
- este mai mare cu 25% decât la betonul greu (Vademecum - Belgia /11/);
- are valori mai mari cu 0 ... 50% decât la betonul greu (Wischers in Cembureau /11/);
- se consideră mai mare cu 7% ... 31% decât la betonul greu (NIIJB și Radkievich);
- este mai mare cu 1/3 decât la betonul greu (Neville H. /103/);
- se consideră 0,4 ... 0,5 mm/m, asemănător ca și la betonul

greu de rezistență 30 ... 50 N/mm<sup>2</sup> conservat la 20°C și umiditate de 65% (CEB /13/);

- 0,2 ... 0,7 mm/m, funcție de umiditatea relativă (URSS, Polonia - fig.2.14);

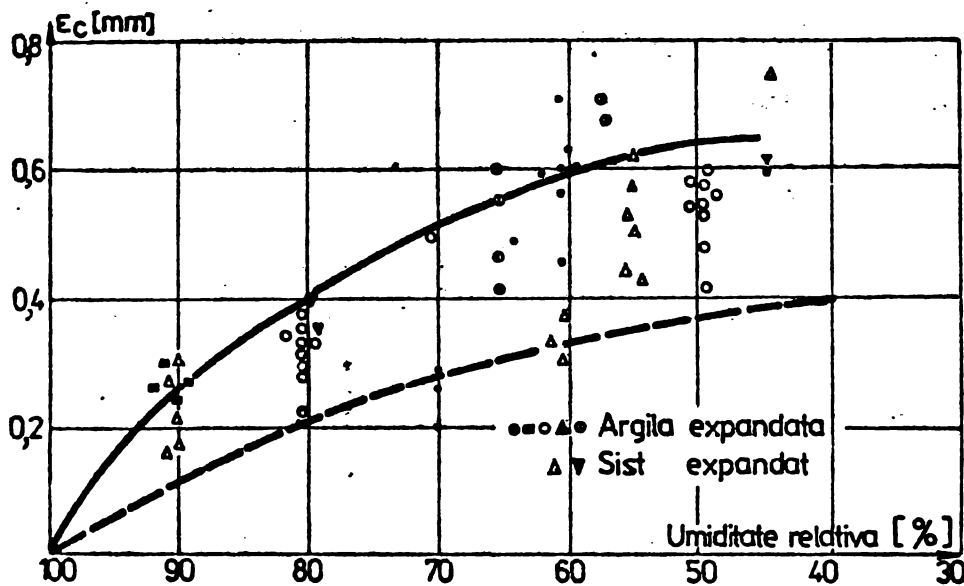


Fig. 2.14. Deformațiile din contracție funcție de umiditatea relativă a mediului (URSS, POLONIA).

/10/ și RSR /68/);

- 0,57 ... 0,75 mm/m pentru betoanele ușoare cu granolit de Mureșeni.

Cercetările proprii asupra subiectului sînt prezentate în continuare.

#### 2.4.2.1. Contractia liberă a betoanelor simple compacte cu agregate din granolit de Lugoj

Extinderea folosirii granolitului de Lugoj ca și beton de rezistență pentru clădiri de locuit P+10E precum și la alte tipuri de clădiri cu structură în diafragme turnate monolit a impus necesitatea studiului contracției betonului precum și a efectului ei asupra diferitelor elemente de construcții, problemă asupra căreia existau o diversitate mare de păreri. Studiile efectuate, în baza unor contracte de cercetare cu T.C.M.T. și I.C.P.M.C. /54/, /53/, /90/, /91/, /92/, pe betonul ușor comparativ cu betonul greu, au cuprins :

- cercetări de laborator privind contracția elementelor de tipul prismelor și plăcilor;
- determinarea contracției "in situ" pe diafragme reale din beton ușor și greu (pct. 2.4.4.2);
- efectul contracțiilor împiedecate asupra comportării diafragmelor din beton ușor comparativ cu cele din beton greu (vezi cap.3);

- efectul fisurării riglelor de cuplare, din contracție împiedecată, asupra comportării lor la încărcări alternante (vezi cap.4).

a) Contracția determinată pe prisme

Contracția liberă a betoanelor ușoare de marcă BG 150, BG 200, BG 250, BG 300, a fost studiată pe un număr de 112 probe, fiecare probă cuprinzând cel puțin 3 epruvete sub formă de prisme de 10 x 10 x 55 cm sau 10 x 10 x 100 cm (fig.2.15).

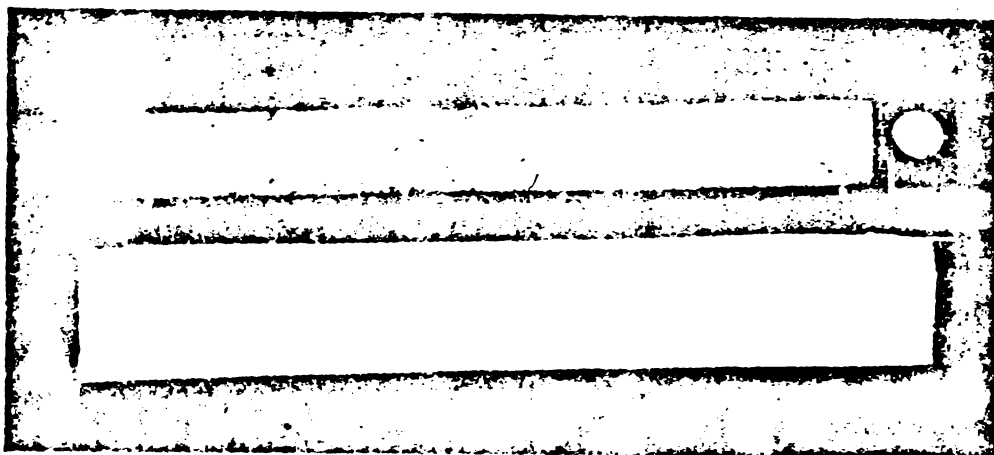


Fig.2.15. Modul de determinare a contracției betonului pe prisme de 10 x 10 x 100 cm.

Contracțiile epruvetelor de 10 x 10 x 55 cm s-au măsurat cu deformetrul Huggenberger (bază de măsurare 25 cm) sau cu deformetre mecanice fixe. Pentru măsurarea contracțiilor epruvetelor de 10 x 10 x 100 cm s-a conceput un dispozitiv fix, dispozitiv pe care s-au montat ceasuri comparatoare cu precizia 1/100 sau 1/1000. Dispozitivul (fig.2.15) este format dintr-un suport din profile laminate prevăzut la un capăt cu posibilitatea blocării prismei iar la celălalt capăt cu un suport reglabil pe care se fixează ceasul comparator. Tija ceasului comparator a venit în contact cu capătul liber al prismei. Măsurătorile au început la o zi după turnare și au continuat timp de 360 zile, epruvetele fiind păstrate în camera de climatizare la 20°C și umiditate relativă de 55%.

Valorile deformațiilor din contracție, la 360 zile, sînt date în anexa A.2.3, împreună cu caracteristicile betoanelor studiate. În tabelul 2.9 sînt date variațiile în timp ale deformațiilor de contracție pentru fiecare marcă precum și prelucrarea statistică a valorilor obținute la diferite vârste ale betonului.

Mediile valorilor obținute pentru fiecare marcă de beton la diferite vârste, date în tabelul 2.9, au fost prezentate în fig.2.16.

Din analiza rezultatelor date în tabelul 2.9 și fig.2.16 precum

Tabelul 2.9

| Tipul beton | Marca beton | Nr probe | Rez la comp<br>R <sub>c</sub><br>N/mm <sup>2</sup> | Contractia în mm/m la vârsta de |                  |                |                  |                |                  |                |                  |                |                  |                |                  |                |                  |  |  |
|-------------|-------------|----------|--|---------------------------------|------------------|----------------|------------------|----------------|------------------|----------------|------------------|----------------|------------------|----------------|------------------|----------------|------------------|--|--|
|             |             |          |  | 7 zile                          |                  | 14 zile        |                  | 28 zile        |                  | 56 zile        |                  | 90 zile        |                  | 180 zile       |                  | 360 zile       |                  |  |  |
|             |             |          |  | E <sub>c</sub>                  | C <sub>v</sub> % | E <sub>c</sub> | C <sub>v</sub> % | E <sub>c</sub> | C <sub>v</sub> % | E <sub>c</sub> | C <sub>v</sub> % | E <sub>c</sub> | C <sub>v</sub> % | E <sub>c</sub> | C <sub>v</sub> % | E <sub>c</sub> | C <sub>v</sub> % |  |  |
| Uşor        | BG150       | 30       | 16,5   | 0,041                           | 22,0             | 0,093          | 13,21            | 0,162          | 15,12            | 0,320          | 21,1             | 0,428          | 12,1             | 0,576          | 8,5              | 0,695          | 5,61             |  |  |
|             | BG200       | 24       | 21,0   | 0,046                           | 17,1             | 0,096          | 8,9              | 0,191          | 9,3              | 0,335          | 8,3              | 0,417          | 7,6              | 0,572          | 6,2              | 0,678          | 5,17             |  |  |
|             | BG250       | 26       | 26,1   | 0,041                           | 10,2             | 0,093          | 7,5              | 0,176          | 10,52            | 0,326          | 5,8              | 0,430          | 4,7              | 0,567          | 4,2              | 0,670          | 2,99             |  |  |
|             | BG300       | 32       | 30,3   | 0,046                           | 15,2             | 0,098          | 10,4             | 0,171          | 6,23             | 0,337          | 5,2              | 0,437          | 4,3              | 0,592          | 4,1              | 0,702          | 3,26             |  |  |
| Greu        | B 200       | 14       | 26,0   | 0,140                           | 12,1             | 0,180          | 11,3             | 0,250          | 7,20             | 0,325          | 6,2              | 0,375          | 6,0              | 0,405          | 5,3              | 0,465          | 4,30             |  |  |

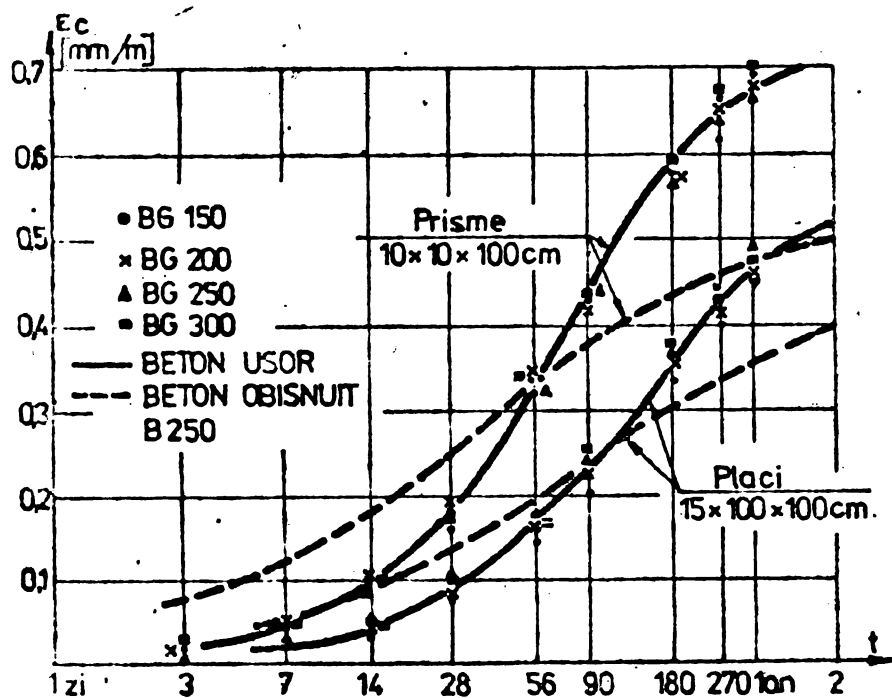


Fig.2.16. Contractia probelor păstrate la 20°C și 55% umiditate relativa.

și din analiza determinărilor efectuate pe beton cu granolit de Mureșeni /124/, /126/, /71/, se desprind următoarele concluzii :

- contractiile betoanelor de rezistență cu granolit, după un an, ating valori medii de 0,67 ... 0,702 mm/m;
- deformațiile din contracție ale betoanelor ușoare, la 360 zile, sînt mai mari cu 47,5% decît contractiile betoanelor grele de aceeași marcă;
- din cauza rolului

e rezervă pe care îl joacă apa absorbită în agregate, evoluția contracției este mai lentă, în prima perioadă, la betoanele ușoare; contracția betoanelor ușoare depășește pe cea a betoanelor grele, de aceeași marcă, la 50 ... 90 zile de la turnare;

- în cazul păstrării timp de 7 zile în apă, a betoanelor ușoare, se înregistrează o contracție redusă sau chiar o umflare din cauză că absorbția de apă în structura poroasă a agregatului este mai mare decît cedarea umidității betonului spre exterior /71/;

- înlocuirea nisipului de granolit cu nisip silicios obișnuit duce la reducerea contractiei cu 5 ... 10 %.

Pe baza datelor experimentale, obținute asupra betonului cu granolit de Lugoj și Mureșeni, se poate considera că legea de evoluție în timp a deformației de contracție, măsurată pe prisme cu suprafața de 10 x 10 cm este o lege exponențială (fig.2.17) de forma:

$$\beta(t) = 1 - e^{-0,011 t} \quad (2.40)$$

Din fig.2.17 se constată diferența dintre betonul greu și betonul ușor în ceea ce privește evoluția în timp a deformației de contracție.

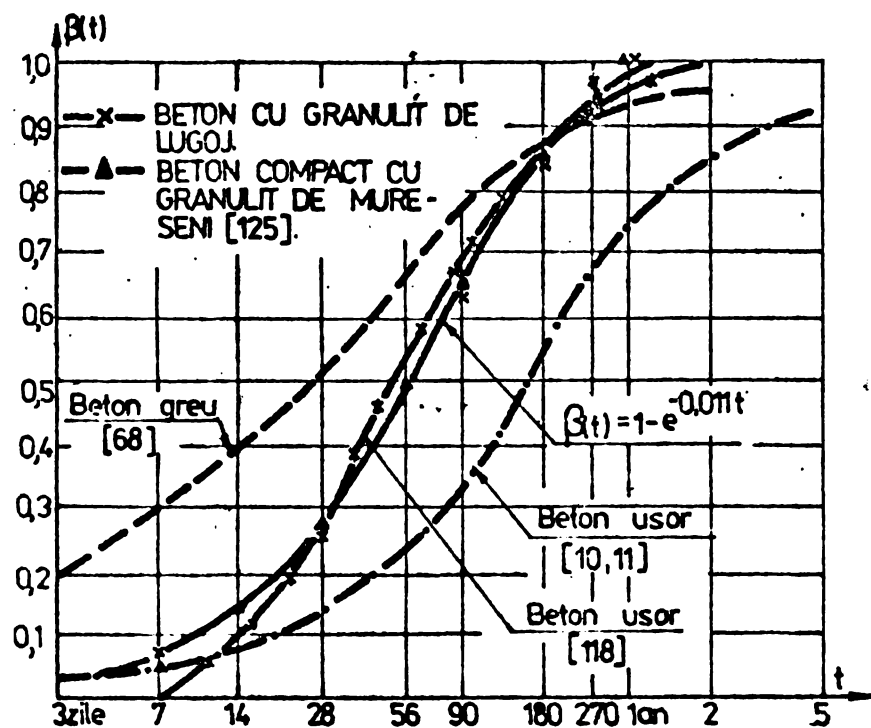


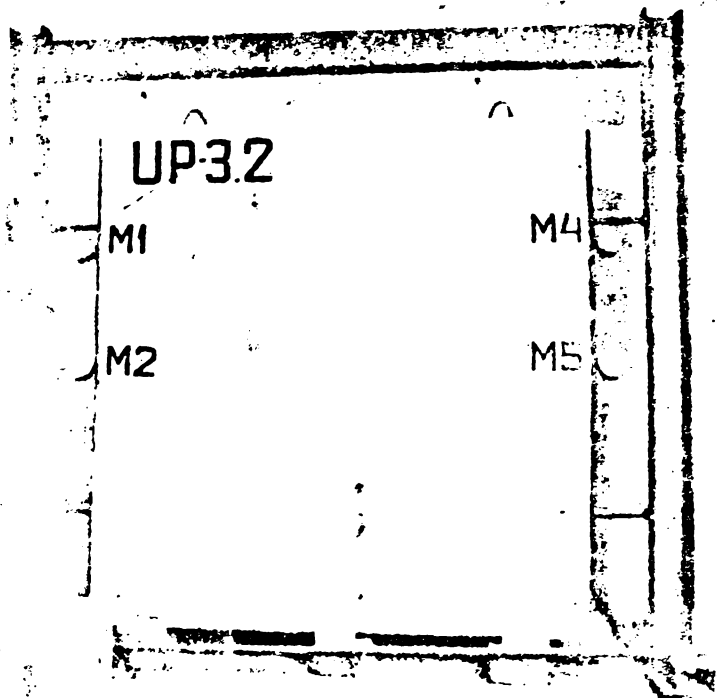
Fig. 2.17 Evoluția în timp a contracției pentru diferite tipuri de betoane ușoare.

Legea adoptată pentru betonul cu granolit de Lugoj se apropie de legea obținută pe baza datelor experimentale din /118/. În situația raportării datelor experimentale, de la diferite vârste, la deformația finală și nu la deformația de la 360 zile, curba dată de relația (2,39) se situează deasupra datelor experimentale. Conform încercărilor

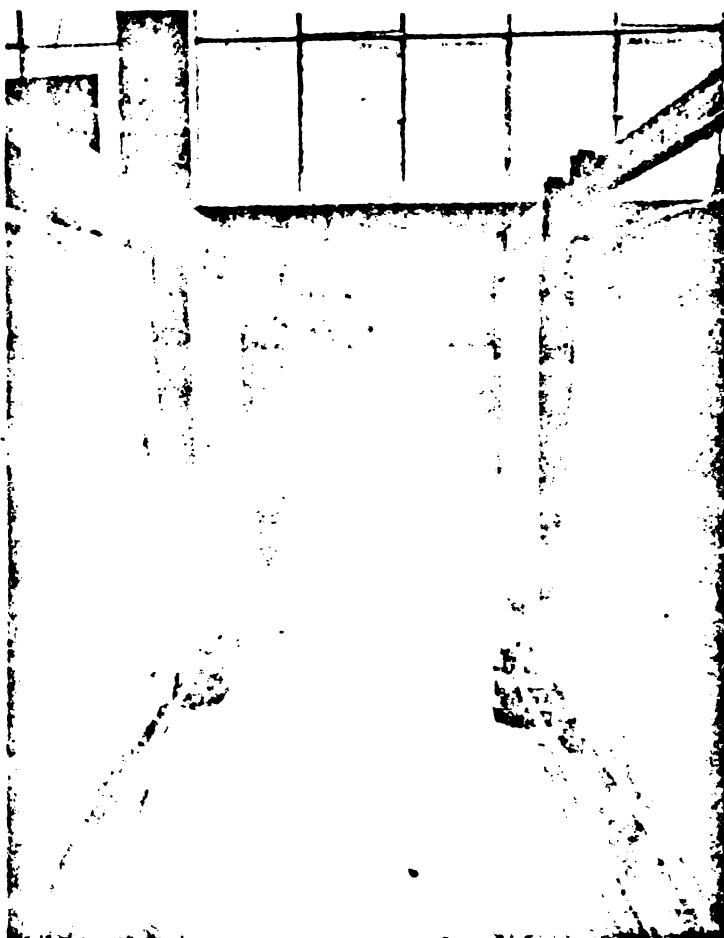
experimentale /118/ deformația finală este cu aproximativ 10% mai mare decât deformația la 360 zile.

b) Contractia determinată pe plăci

Studiul deformației de contracție pe plăci din beton ușor și greu de 15 x 100 x 100 cm s-a efectuat cu scopul de a determina efectul grosimii elementelor asupra evoluției contracției și a valorilor deformațiilor. Determinările, efectuate paralel cu determinări pe prisme, pe betoane ușoare de marcă BG 150 ... BG 300 și grele B 250, au constatat, în măsurarea contracțiilor, timp de 360 zile, la două nivele ale plăcii (fig.2.18); pentru fiecare marcă de beton au fost turnate 3 plăci. Evaluarea apei s-a făcut numai prin fețele laterale ale plăcilor, conturul lor fiind acoperit cu o folie de polietilenă.



a)



b)

Fig.2.18. Determinarea contractiei betonului pe plăci de 15 x 100 x 100 cm; a - placă; b - vedere de ansamblu.

Valorile deformațiilor medii din contracție, la diferite vârste ale betonului, sînt date în tabelul 2.10 și reprezentate în fig.2.16.

Se constată și în acest caz o evoluție diferită a contracțiilor în timp, la cele două tipuri de betoane; deformațiile la 360 de zile sînt cu 37,5% mai mari la betoanele ușoare decît la betonul greu. Deformația măsurată pe prisme este cu 47% mai mare decît deformația măsurată pe plăci.

#### 2.4.4.2. Măsurarea contracției "in situ"

Folosirea betonului ușor de granulat la diafragme turnate monolit a determinat necesitatea urmării "in situ" a contracțiilor acestui beton în comparație cu betonul greu /52/. La blocul turn P+10E executat în Timișoara prin glisare, din beton ușor, au fost turnate două diafragme interioare (fig.2.19), identice, una din beton ușor (DU) și cealaltă din beton greu (DG) cu scopul de urmării contracțiile in situ.

Pentru urmărirea contracțiilor a fost conceput dispozitivul din fig.2.20. Dispozitivul este format dintr-o cutie metalică de 100 x 100 x 200 mm în care euze montat un deformetru mecanic. Baza de măsurare a dispo-

Tabelul 2.10.

| Tipul betonului | Marca  | Rez. la compr. $R_c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | Deformația de contracție (mm/m) la : |        |         |         |         |         |          |          |
|-----------------|--------|---|--------------------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|
|                 |        |   | 3 zile                               | 7 zile | 14 zile | 28 zile | 56 zile | 90 zile | 180 zile | 360 zile |
| USOR            | BG 150 | 15,8                                      | 0,005                                | 0,016  | 0,041   | 0,088   | 0,143   | 0,194   | 0,331    | 0,450    |
|                 | BG 200 | 19,9                                      | 0,007                                | 0,018  | 0,045   | 0,089   | 0,156   | 0,211   | 0,351    | 0,456    |
|                 | BG 250 | 26,1                                      | 0,007                                | 0,019  | 0,047   | 0,096   | 0,161   | 0,227   | 0,370    | 0,490    |
|                 | BG 300 | 30,5                                      | 0,007                                | 0,021  | 0,047   | 0,094   | 0,156   | 0,229   | 0,354    | 0,471    |
| GREU            | B 250  | 25,5                                      | 0,034                                | 0,051  | 0,084   | 0,126   | 0,168   | 0,210   | 0,280    | 0,340    |

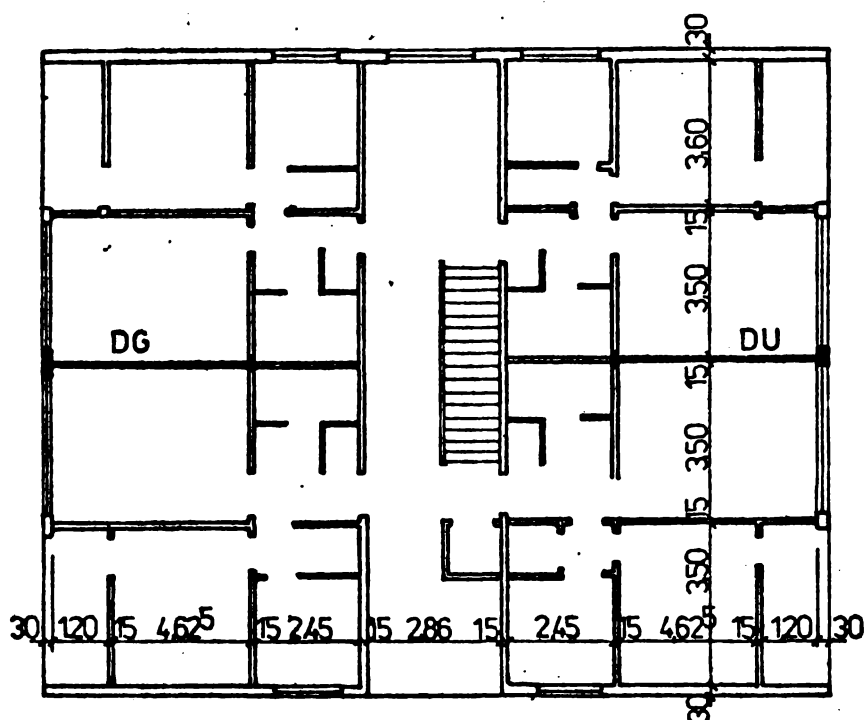


Fig.2.19 Bloc turn la care s-au urmarit contractiile in situ.

zitivului (aprox. 4 m) este asigurată cu două tije  $\varnothing 12$  din OB 37 (PG). Tijele sînt ancorate la capete în beton pe o lungime de 50 cm iar pe lungimea bazei de măsurare sînt protejate cu un tub de PVC ( $\varnothing 18$ ) care împiedică aderența betonului la tije și le permite mișcarea liberă. Capetele tijelor, din cutia metalică, sînt prevăzute cu cîte o șaibă (P8) care permite montarea deformetrului pe o tijă și

a opritorului de alamă (P8), pe cealaltă tijă, pe care cade tija mobilă a deformetrului.

Dispozitivul s-a montat la mijlocul grosimii diafragmei, odată cu armăturile și capacul cutiei a fost descoperit de beton la 3 zile după turnarea betonului, montîndu-se deformetrul și începînd să se măsoare deformațiile (fig.2.21). Modul de concepere a dispozitivului și montarea sa în interiorul diafragmei a făcut să se evite eventualele influențe ale variațiilor de temperatură asupra părților sale componente. Dispozitivele au fost montate la Parter, Et.II și Et.V, pe cele două diafragme; la fiecare nivel fiind montate - pe o diafragmă - două dispozitive la 0,30 respectiv 1,30 m de planșeu.

Paralel cu măsurătorile efectuate pe diafragme au fost efectu-



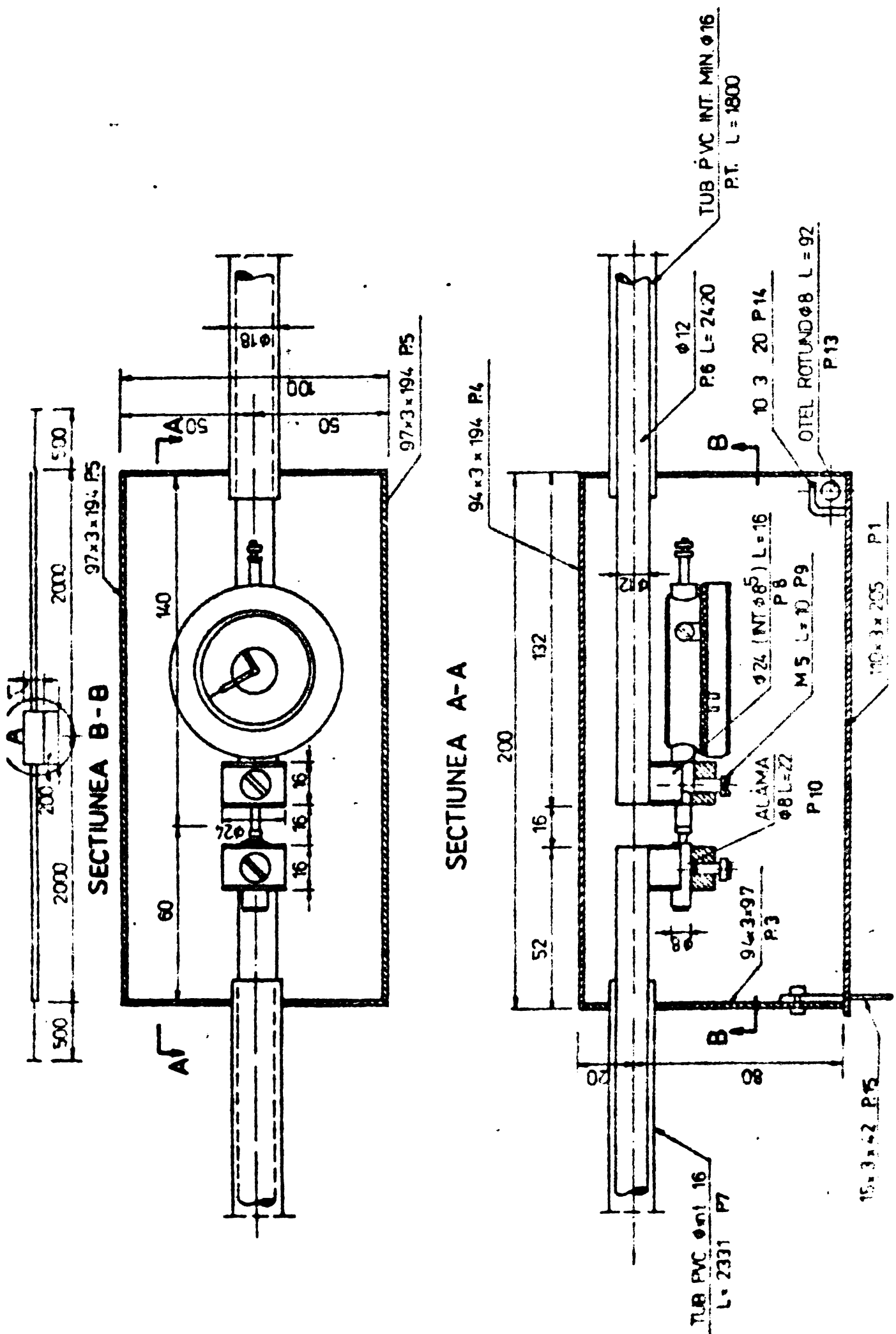
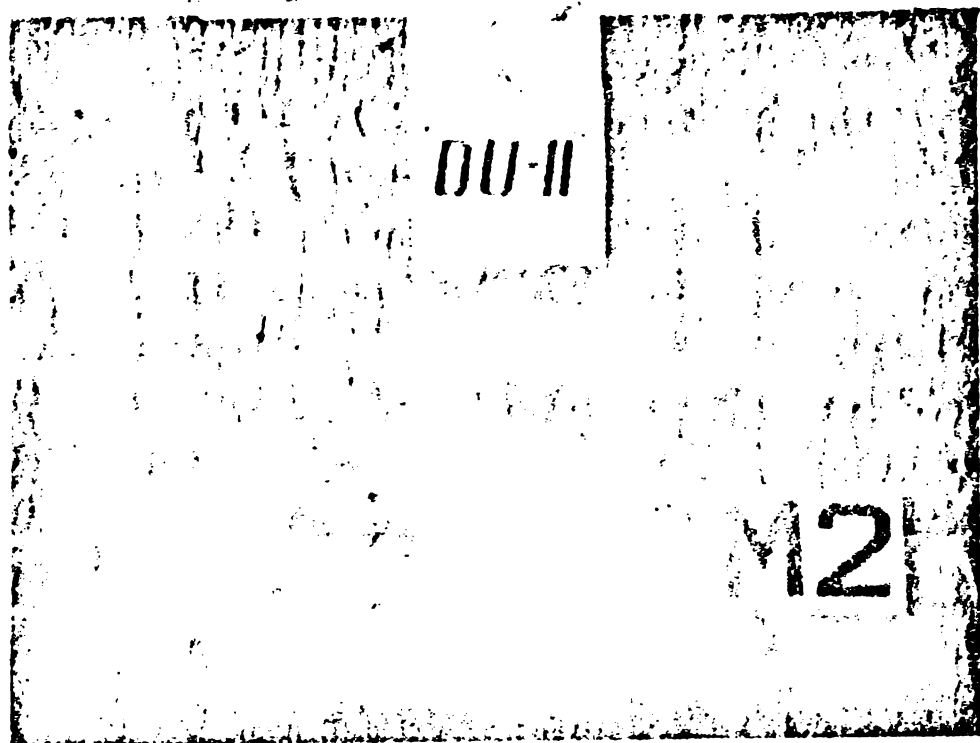


FIG 2 20 DISPOZITIV PENTRU MASURAREA CONTRACTIEI IN SITU LA DIAFRAGME.



ate măsurători și pe epruvete prismatice (10x10x100 cm) din același beton, păstrate în condiții de laborator la 20°C și umiditate de 55%.

Mediile măsurătorilor efectuate la fiecare nivel privind deformațiile de contracție a diafragmelor, pe o perioadă de aproximativ 150 zile sînt

Fig.2.21. Măsurarea contracției "in situ". reprezentate în anexa A.2.8.a,b,c; în aceleași figuri s-a reprezentat și variația umidității atmosferice (de Meteorologie).

Caracteristicile betonelor folosite în diafragme, determinate la 28 zile, sînt date în tabelul 2.11.

Tabelul 2.1.

| Nivelul | Diaf. | Dens.bet.<br>$\rho_b$<br>(Kg/m <sup>3</sup> ) | Rez. la<br>compres $R_c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|---------|-------|---|--|
| PARTER  | DU    | 1880  | 24,0   |
|         | DG    | 2258  | 13,5   |
| ET. II  | DU    | 1841  | 22,8   |
|         | DG    | 2200  | 12,9   |
| ET. V   | DU    | 1816  | 23,2   |
|         | DG    | 2205  | 13,2   |

Din urmărirea evoluției contracțiilor diafragmelor se pot trage următoarele concluzii :

- dispozitivul conceput a înregistrat fidel variațiile deformațiilor, fiind sensibil la variațiile umidității din acea perioadă din Timișoara;

- deformațiile de contracție sînt aproximativ egale

la cele două diafragme la fiecare nivel; mărimea deformațiilor betonului greu fiind influențată, desigur, și de calitatea mai slabă a betonului greu (tabelul 2.11);

- betonul ușor este mai sensibil la variațiile de umiditate; la creșterea umidității revenirea deformației de contracție a betonului ușor este mai mare decît a betonului greu iar la scăderea umidității contracția se manifestă mai lent la betonul ușor, ceea ce are efect asupra deformațiilor finale /52/;

- deformațiile de contracție maxime ale betoanelor din diafragme, determinate în perioada înregistrărilor, sînt mai mici față de deformațiile măsurate pe prisme de 2,4 ori la betonul ușor respectiv 2,5 ori la betonul greu;

- comparativ cu deformațiile de contracție măsurate pe plăci de 15 x 100 x 100 cm, deformațiile diafragmelor sînt cu 0 ... 10 % mai mici; aceste diferențe sînt determinate de condițiile climatice și de eventualele rețineri ale contracțiilor din turnarea succesivă a nivelelor.

#### 2.4.4.3. Calculul deformațiilor de contracție

Numeroșii factori care influențează fenomenul contracției împiedică formularea unor relații sensibile la toți acești parametri iar dacă relația ar exista ea ar fi verificată de măsurătorile din laborator și nu ar corespunde măsurătorilor "in situ" dat fiind diferite influențe care intervin.

În lucrarea /13/ este dată o relație stabilită de Hansen T.C. și Nielsen K., care stabilesc legătura între contracția betonului  $\epsilon_{cb}$ , contracția pastei de ciment  $\epsilon_{cc}$ , contracția agregatului  $\epsilon_{ca}$  și proprietățile elastice ale agregatului și pietrei de ciment ( $E_a, E_c$ ):

$$\epsilon_{cb} = \epsilon_{ca} + (\epsilon_{cc} - \epsilon_{ca}) \frac{\left(\frac{E_c}{E_a} + 1\right) A_g - \frac{E_c}{E_a} - 1}{\left(\frac{E_c}{E_a} - 1\right) A_g - \frac{E_c}{E_a} - 1} \quad (2.41)$$

unde :  $A_g$  - volumul agregatului raportat la cel al betonului.

Kruml F. verifică contracția betoanelor ușoare după primul an, folosind expresia :

$$\epsilon_{cb} = \left(\frac{C}{1400} \epsilon_{cc} + \epsilon_{ca}\right) K \quad (2.42)$$

$$\epsilon_{cc} = 0,04 (100 - U) \quad (2.43)$$

unde : C - dozajul de ciment, în kg/m<sup>3</sup>;

U - umiditatea relativă a mediului înconjurător, în %;

K - coeficient de corecție.

Berge O. /23/ luînd în considerare valorile experimentale proprii și din /118/ stabilește, din calculul de regresie, următoarele relații :

$$\epsilon_{cb} = 0,39 \left(1 - 0,8 \frac{f_b}{2400}\right) \sqrt{R_c} \quad (2.44)$$

și

$$\epsilon_{cb} = 1,08 - 0,18 \cdot 10^{-3} \rho_b \quad (2.45)$$

De asemenea se stabilește în /23/ o relație între contracția betonului greu  $\epsilon_{ob}^{BG}$  și contracția betonului ușor  $\epsilon_{ob}^U$ , de forma :

$$\epsilon_{cb}^U = \epsilon_{cb}^{BG} \frac{1}{0,3 + 0,7 \frac{\rho_b}{2400}} \quad (2.46)$$

Normele franceze privind betonul ușor /10/, /11/, evaluează contracția în funcție de timp cu o relație de forma :

$$\epsilon_{ot} = \epsilon_o \beta(t) \quad (2.47)$$

unde :  $\epsilon_o$  - deformația finală a betonului și este egală cu  $0,6 \text{ mm/m}$  sau 50% mai mare decât cea a betonului greu;

$\beta(t)$  - variația în timp a contracției (fig.2.17).

STAS 10107/0-76 indică calculul valorii maxime a deformației de contracție asemănător ca și la betonul greu, luându-se o valoare de 2 ori mai mare pentru deformația de bază.

În /68/ se indică, pe lângă calculul simplificat din STAS 10107/0-76, un calcul exact pentru deformațiile de contracție. Calculul se conduce identic pentru betonul greu și ușor cu deosebirea că pentru calculul coeficientului de bază a contracției  $\epsilon_{co}$  se introduce un coeficient care depinde de mediu  $\epsilon_{cl}$  mai mare cu 50% pentru betoane cu agregate ușoare decât pentru betoane grele.

Calculul propus în /68/ are deficiență considerări aceleași legi de evoluție în timp a contracției pentru cele două tipuri de betoane.

Având în vedere datele experimentale obținute pe betonul ușor cu granolit de Lugoj, privind evoluția în timp a contracției și metoda propusă în /68/, deformația relativă de contracție, care se dezvoltă într-un interval de timp  $(t-t_o)$ , se calculează cu relația :

$$\epsilon_c(t-t_o) = \epsilon_{co} [\beta_s(t) - \beta_s(t_o)] \quad (2.48)$$

în care :  $\epsilon_{co} = \epsilon_{cl} \cdot \epsilon_{c2}$  - coeficientul de bază pentru contracție;  
 $\epsilon_{cl}$  - coeficientul care depinde de mediu (tab.2.12);  
 $\epsilon_{c2}$  - coeficientul care depinde de grosimea fictivă  $b_f$  (fig.2.22);

$\beta_s$  - funcție corespunzătoare dezvoltării în timp a contracției (fig.2.23), valoarea ei depinzând de grosimea fictivă  $b_f$ .

Tabelul 2.12.

| Mediu                   | Umid. % | $\epsilon_{cl}$ | $\lambda$ |
|-------------------------|---------|-----------------|-----------|
| apă                     | -       | +0,00015        | 30        |
| atmosferă foarte umedă  | 90      | -0,00019        | 5         |
| exterior, în general    | 70      | -0,00048        | 1,5       |
| atmosferă foarte uscată | 40      | -0,00078        | 1         |

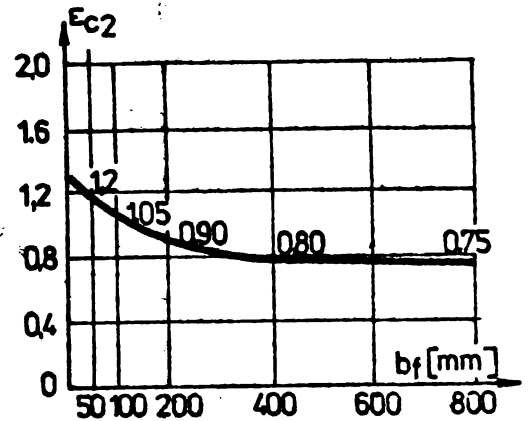


Fig.2.22. Influența grosimii fictive asupra contracției [68].

Grosimea fictivă  $b_f$  se calculează funcție de aria secțiunii transversale de beton ( $A_b$ ), perimetrul secțiunii transversale ( $\mu$ ) și un coeficient  $\lambda$  care depinde de mediu (tab. 2.12), cu relația :

$$b_f = \lambda \frac{2 A_b}{\mu} \quad (2.49)$$

Pentru a se ține seama de efectul temperaturii mediului în cursul întăririi ele-

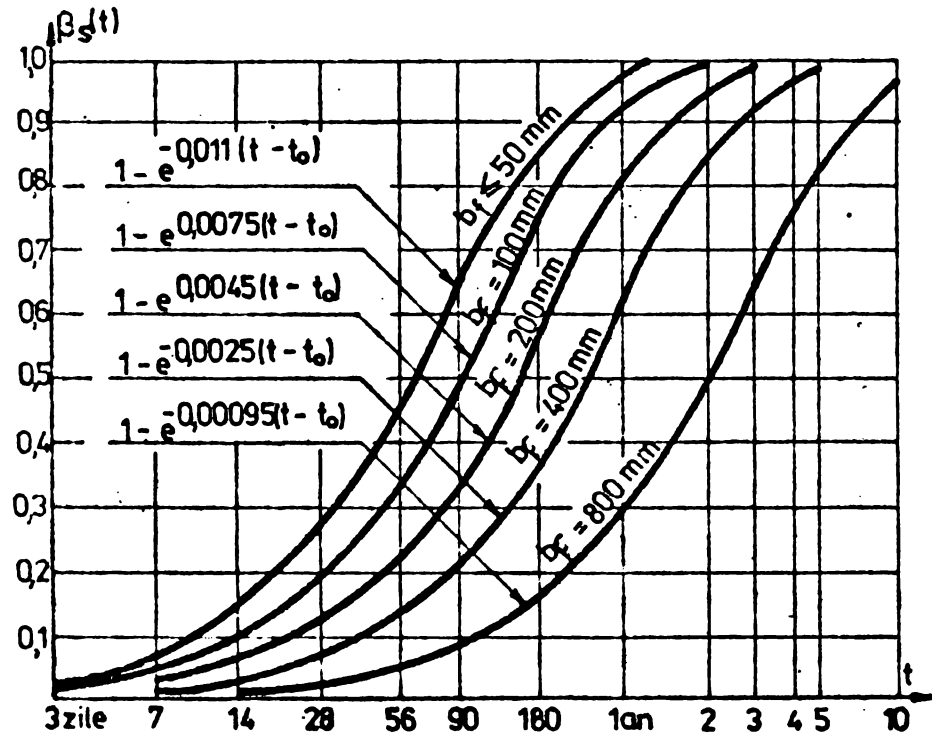


Fig.2.23. Legile de evoluție în timp a contracției pentru diferite grosimi fictive.

mentului, în cazul când acesta diferă sensibil de  $20^\circ\text{C}$ , vârsta reală a betonului se calculează cu relația :

$$t = \frac{\alpha}{30} \sum_0^{t_{ii}} \Delta t_i [T(t_i) + 10] \quad (2.50)$$

- în care :
- $\alpha$  - coeficient care depinde de tipul cimenturilor și care în mod obișnuit este 1,0 ;
  - $T$  - temperatura medie zilnică a betonului, în  $^\circ\text{C}$ ;
  - $\Delta t_i$  - numărul de zile în care temperatura a avut aceeași valoare medie.

In tabelul 2.13 se prezintă raportul dintre deformațiile calculate și deformațiile de contracție determinate experimental, la diferite vârste ale betonului.

Tabelul 2.13.

| Element             | Metoda de calcul | Valoarea raportului $\epsilon_c^{cal} / \epsilon_c^{exp}$ la timpul |        |         |         |         |          |          |
|---------------------|------------------|---|--------|---------|---------|---------|----------|----------|
|                     |                  | 3 zile  | 7 zile | 14 zile | 28 zile | 90 zile | 180 zile | 360 zile |
| Prisme<br>10x10x100 | Propusă          | 1,03  | 0,99   | 0,95    | 0,99    | 1,00    | 1,05     | 1,03     |
|                     | /68/             | 8,99  | 4,58   | 2,94    | 2,1     | 1,21    | 1,03     | 0,99     |
| Plăci<br>15x100x100 | Propusă          | 1,03  | 1,07   | 0,93    | 0,91    | 1,08    | 1,06     | 1,09     |
|                     | /68/             | 5,54  | 3,94   | 2,64    | 1,87    | 1,35    | 1,06     | 1,00     |

Se constată că folosirea legilor de variație în timp a contracției de la betonul obișnuit dau valori mai mari, la vârste sub 90 zile, decât valorile experimentale.

#### 2.4.5. Curgerea lentă

In literatura tehnică de specialitate /10/, /11/, /13/, /23/, /36/, /37/, /70/, /71/, /103/, /116/, /123/, /127, etc. există numeroase informații care consideră curgerea lentă a betonului ușor ca fiind mai mare, egală sau mai mică decât cea a betonului obișnuit. Diversitatea părerilor este determinată atât de caracteristicile betonului ușor și a agregatelor folosite cât și de mărimile care se compară pentru cele două tipuri de betoane. Astfel, sînt făcute comparații luînd în considerare următoarele criterii : efortul de compresiune egal în cele două tipuri de betoane, raportul dintre efortul de compresiune și rezistența la compresiune a betonului, raportul dintre curgerea lentă și deformația instantanee elastică (caracteristica curgerii lente  $\varphi$ ), raportul dintre curgerea lentă și efortul unitar (măsura curgerii lente), deformațiile instantanee egale, dozajul de ciment, raportul dintre curgerea lentă și densitatea betonului, etc.

Lucrările recente /13/, /103/, consemnează că nu există o diferență esențială între efectul agregatelor grele și ușoare asupra curgerii lente propriu-zise și că o curgere lentă mai mare a betoanelor cu agregate ușoare reflectă doar un modul de elasticitate mai redus al agregatului; rezultatele obținute (/136/ după CEB) privind curgerea lentă a betonului greu se situează într-un domeniu de rezultate obținute pentru betonul ușor (fig.2.24).

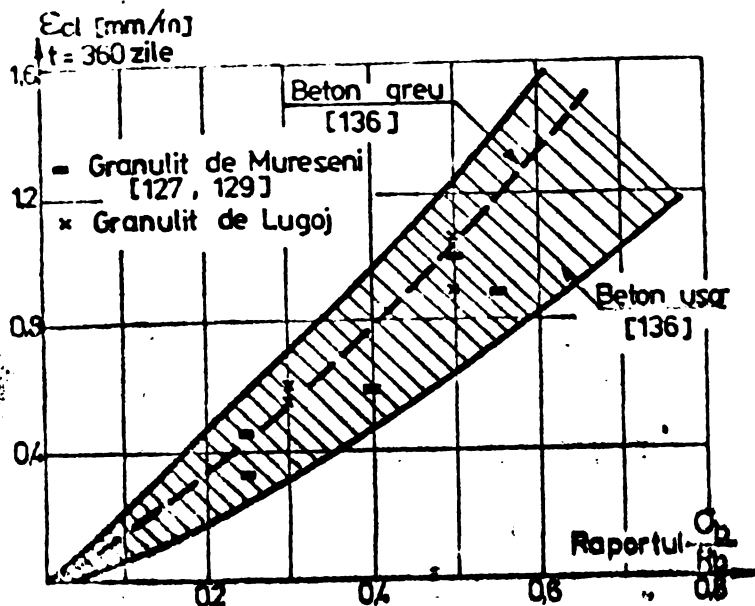


Fig. 2.24. Influenta treptei de incarcare asupra curgerii lente a betonului usor.

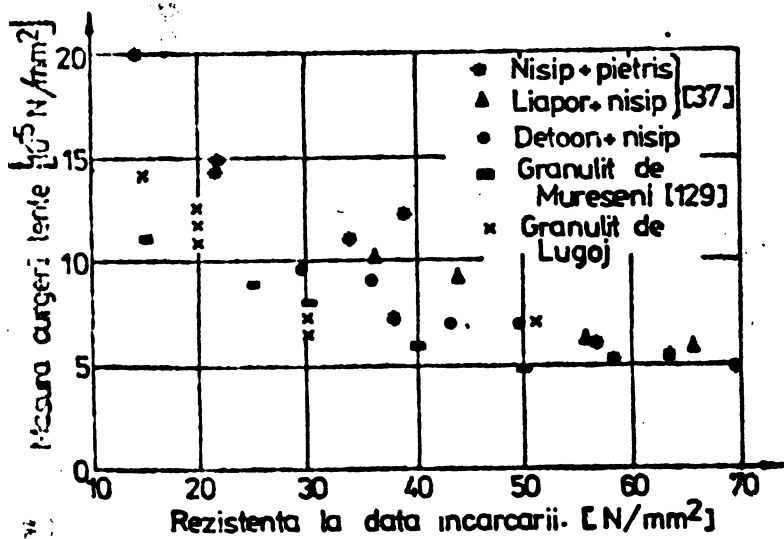


Fig. 2.25. Masura finala a curgerii lente functie de rezistenta betonului la data incarcarii.

Figura 2.24 mai arată și proporționalitatea dintre formațiile de curgere la nivelul încărcării la nivelurile ușoare este respectiv în domeniul sarcinilor de exploatare normală ( $\sigma_b \leq 0,5 \sigma_{b0}$ ) următor ca și la betonul

Măsura curgerii lente a betonului ușor descrește cu creșterea rezistenței betonului, este de același ordin de mărime cu cea a betonului greu, de aceeași marcă (fig. 2.25).

Curgera lentă este cu atât mai mare cu cât betonul este tînăr în momentul încărcării, dacă încărcarea este efectuată după 7 zile, influența vîrstei din momentul încărcării este redusă la betonul ușor decît la betonul greu din cauza evoluției în timp mai rapide a rezistenței /13/.

#### 2.4.5.1. Curgera lentă betoanelor cu granulit de Lugoj

Incercările privind deformațiile de curgere lentă ale betoanelor cu granulit de Lugoj au fost efectuate pe prisme 10 x 10 x 30 cm (fig. 2.26) încărcate cu ajutorul unui dispozitiv cu arcuri /135/; modul de menținere în timp a încărcării a fost urmărit cu doze tensometrice montate pe cîte o prismă din fiecare serie.

Parametrii luați în considerare au fost : marca betonului (BG 200, BG 300), treapta de încărcare pentru fiecare marcă de beton ( $\sigma_b/R_b = 0,5; 0,3$ ) și vîrsta de încărcare pentru BG 200 (7, 14, 28 zile).

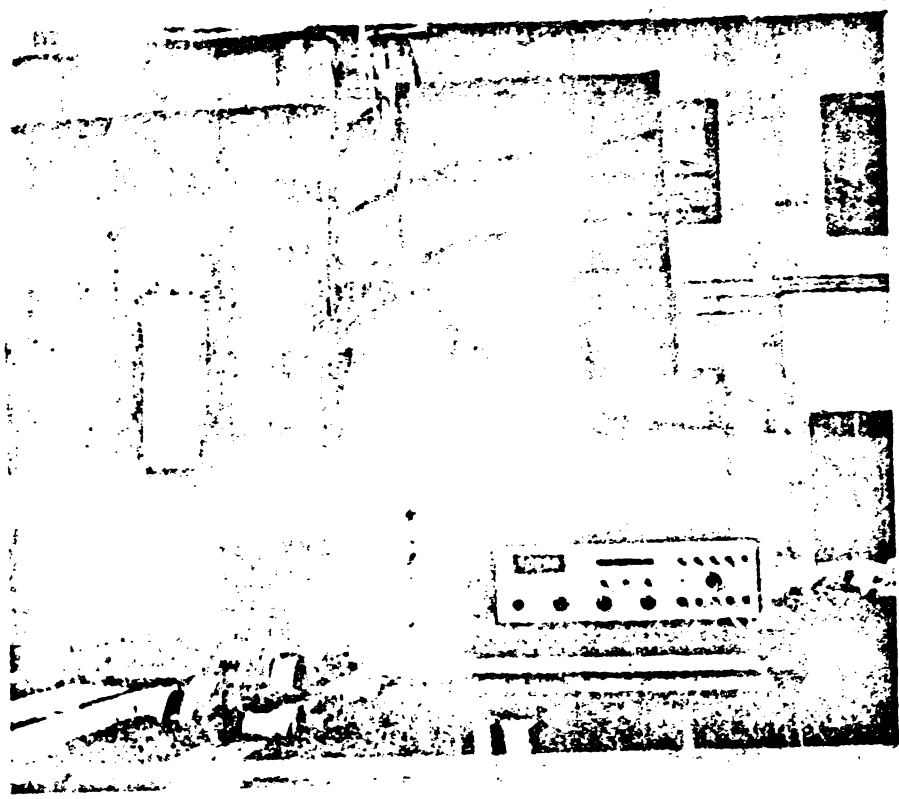


Fig.2.26. Realizarea încărcării prismelor de beton pentru determinarea deformațiilor de durată.

Deformațiile de curgere lentă au fost urmărite timp de aproximativ 360 zile pe grupuri de 5 epruvete; paralel s-au urmărit deformațiile de contracție pe prisme de 10x10x100 cm.

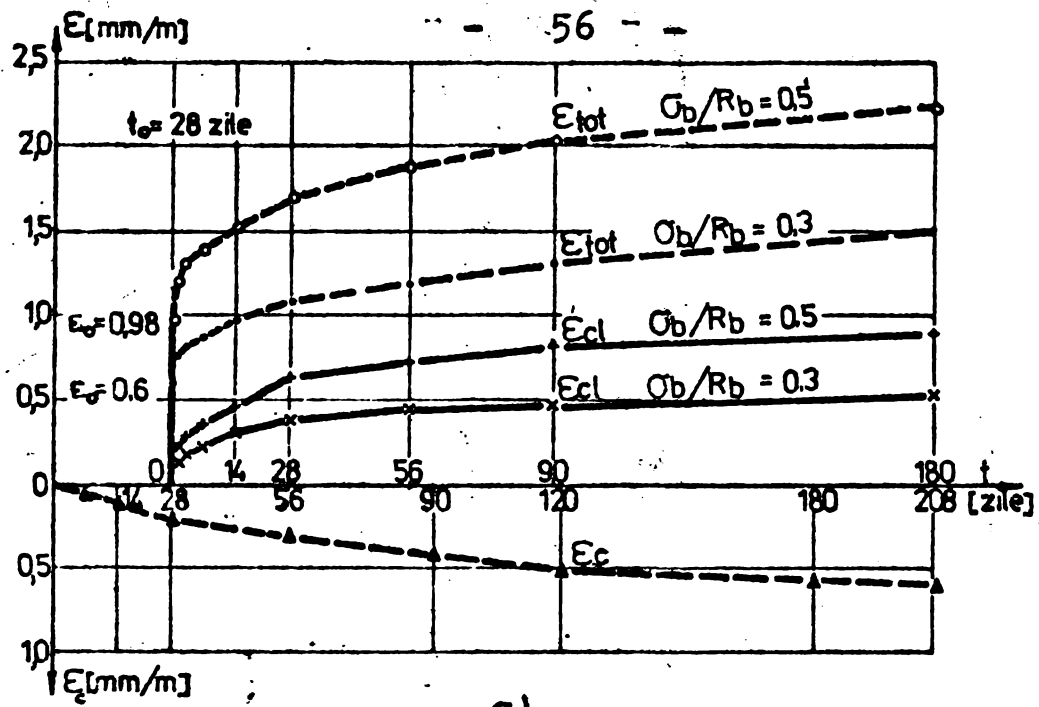
Rezultatele măsurătorilor sînt prezente în fig. 2.27 și tabelul 2.14. Valorile deformațiilor lente de curgere lentă ( $\epsilon_{cl,\infty}$ ) au fost determinate, pe baza datelor experimentale, cu ajutorul funcției hiperbolice recomandată de Lorman /16/.

Tabelul 2.14

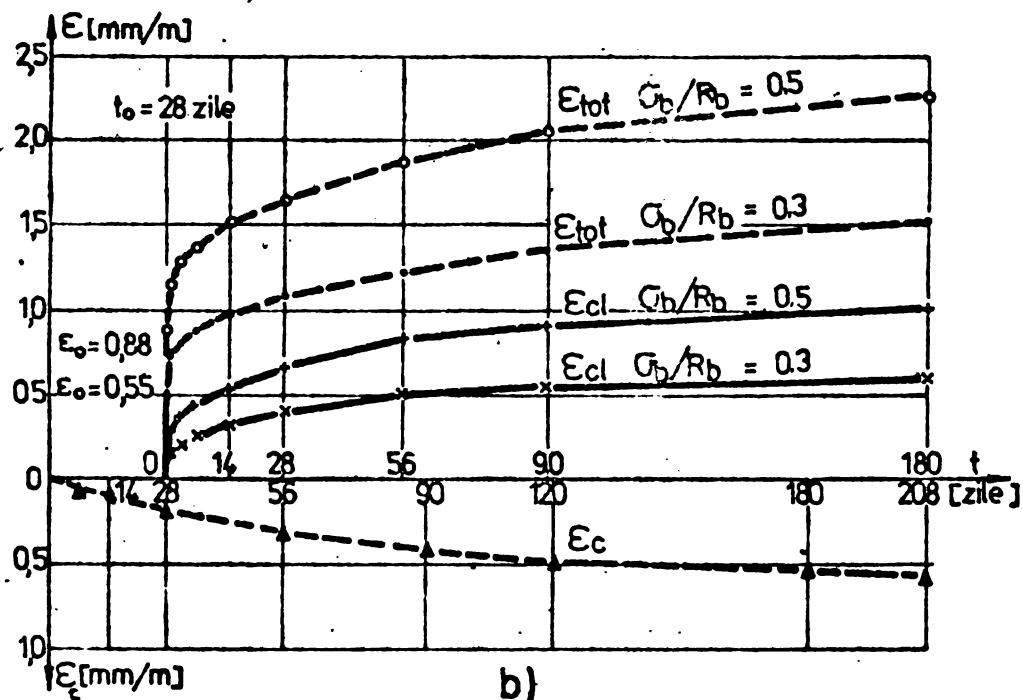
| Marca beton | Treapta de încărc. G/R <sub>pr</sub> | t <sub>0</sub> zile | Def. elast. $\epsilon_0$ mm/m | $E_{cl,\infty}$ mm/m | $\psi_\infty$ | C $10^{-5}$ N/mm <sup>2</sup> | $E_{cl,t} / E_{cl,\infty} \%$ |        |         |         |         |         |          |          |
|-------------|--------------------------------------|---------------------|-------------------------------|----------------------|---------------|-------------------------------|-------------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|
|             |                                      |                     |                               |                      |               |                               | 3 zile                        | 7 zile | 14 zile | 28 zile | 56 zile | 90 zile | 180 zile | 360 zile |
| BG 300      | 0,3                                  | 28                  | 0,6                           | 0,59                 | 0,98          | 6,59                          | 27,1                          | 35,6   | 50,8    | 64,4    | 72,9    | 78,0    | 91,5     | 96,6     |
|             | 0,5                                  |                     | 0,98                          | 1,01                 | 1,03          | 7,50                          | 27,7                          | 33,7   | 44,5    | 61,4    | 72,3    | 80,2    | 89,1     | 95,0     |
| BG 200      | 0,3                                  | 28                  | 0,55                          | 0,65                 | 1,18          | 10,9                          | 32,3                          | 38,5   | 49,2    | 61,5    | 75,4    | 83,1    | 93,8     | 96,9     |
|             | 0,5                                  | 7                   | 0,72                          | 1,30                 | 1,80          | 14,4                          | 32,3                          | 37,7   | 43,8    | 57,7    | 71,5    | 84,6    | 89,2     | 95,4     |
|             |                                      | 14                  | 0,85                          | 1,13                 | 1,33          | 12,6                          | 30,1                          | 38,1   | 49,6    | 57,5    | 71,7    | 82,3    | 92,0     | 96,5     |
|             |                                      | 28                  | 0,88                          | 1,08                 | 1,23          | 12,0                          | 33,3                          | 38,9   | 50,0    | 60,2    | 75,9    | 83,3    | 91,6     | 95,4     |

Din fig.2.27 și tabelul 2.14 se poate constata că betoanele ușoare cu granulit de Lugoj au o comportare asemănătoare cu betoanele cu granulit de Mureșeni /127/, /71/. Caracteristica curgerii lente are valoarea de 1 la betoane BG 300 și 1,2 pentru BG 200. Influența vârstei betonului asupra caracteristicii curgerii lente se resimte esențial pînă la 14 zile ( $\psi_{7 \text{ zile}} = 1,8$ ); diferența dintre caracteristica obținută pentru încărcarea la 14 zile și încărcarea la 28 zile este sub 10%.

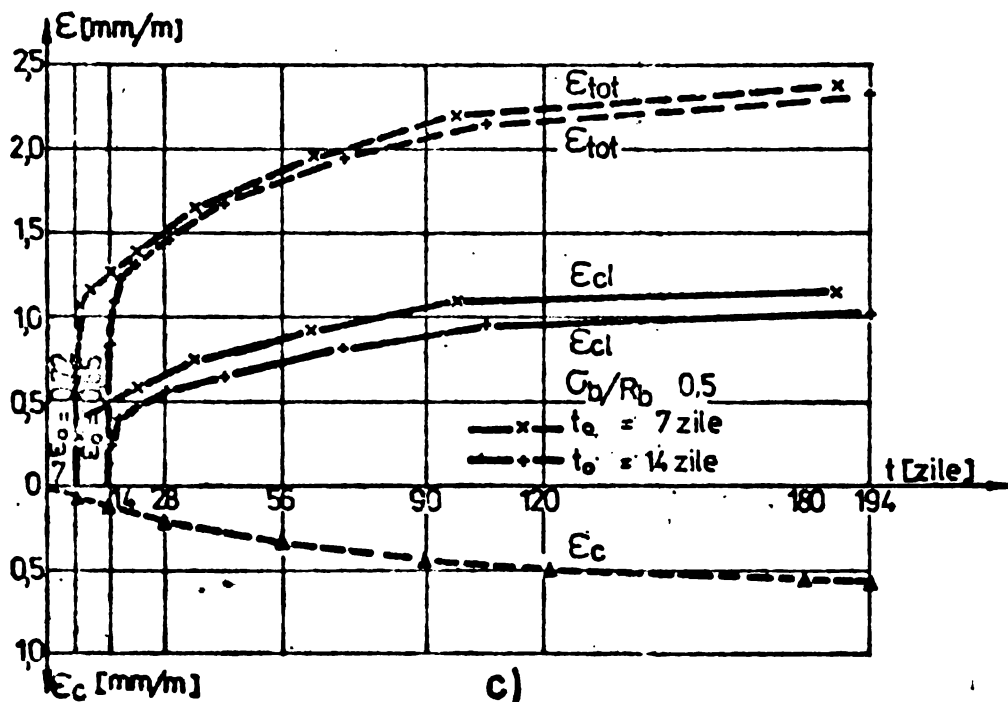




a)



b)



c)

Fig.2.27 Evolutia in timp a deformatiilor totale de curgere lenta si contractie.

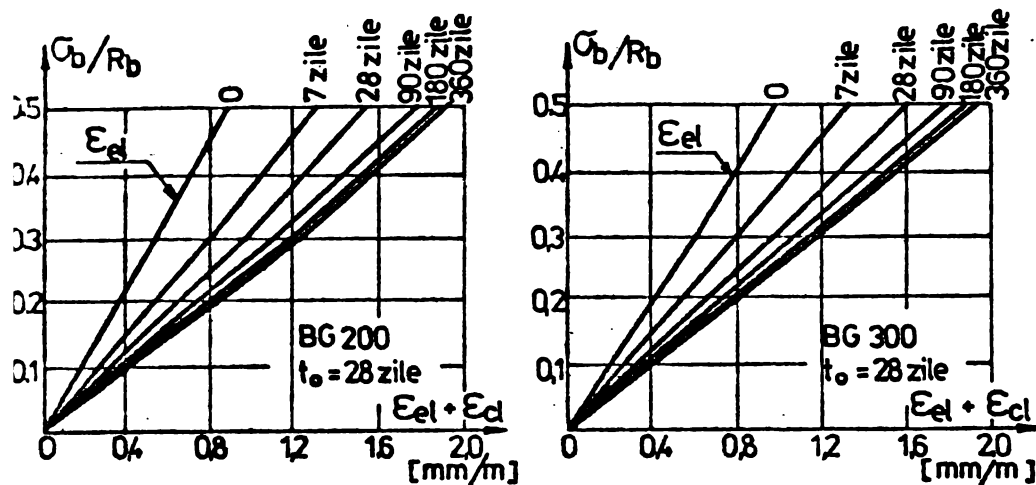


Fig. 2.28. Dependența dintre intensitatea solicitării și deformațiile totale.

Măsura curgerii lente a betoanelor ușoare cu granulit de Lugoș este de același ordin de mărime cu cea obținută pe betoane cu alte agregate de argilă expandată (fig. 2.25).

Pentru eforturile ce nu depășesc jumătate din rezistența la compresiune a betonului ( $\sigma_b/R_b \leq 0,5$ ) există o dependență lineară între eforturi și deformații (fig. 2.28); în limita încărcărilor de exploatare la evaluarea efortului curgerii lente asupra eforturilor și deformațiilor elementelor și structurilor din beton de granulit se poate aplica principiul suprapunerii efectelor.

Având în vedere că modulul deformațiilor totale a betonului ușor cu granulit de Lugoș este 0,85 ... 0,95 din cel al deformațiilor totale a betonului greu, se poate considera că deformația finală a betonului ușor este cu 5 ... 15% mai mare decât a betonului greu.

Viteza de desfășurare în timp a deformațiilor de curgere lentă (tabelul 2.14 și fig. 2.29) se poate considera aproximativ aceeași ca și la betoanele grele.

#### 2.4.5.2. Calculul deformațiilor de curgere lentă

În domeniul sarcinilor de exploatare ( $\sigma_b/R_b \leq 0,5$ ), pentru betoanele ușoare încărcate la 28 zile, curgerea lentă la timpul  $t$  se poate determina cu relația :

$$\epsilon_{cl,t} = \frac{\sigma_b}{E_b} K_{cl} f(t) \quad (2.51)$$

în care:  $\frac{\sigma_b}{E_b}$  - reprezintă deformația elastică instantanee  $\epsilon_0$ ;

$K_{cl}$  - coeficientul de curgere lentă;

$f(t)$  - legea de evoluție în timp a curgerii lente.

Încercările experimentale efectuate de Rostasy, Dreux și Graiss precum și normele germane prevăd pentru  $K_{cl}$  valori cuprinse între 1 și 1,2; încercările efectuate pe beton cu granulit de Lugoș au dat

valori între 0,98 și 1,23 (tabelul 2.14). În /11/ pentru  $\epsilon_{c1}$  se propune valoarea 1 ceea ce presupune că deformația de curgere lentă este egală cu deformația instantanee iar deformația totală este dublul deformației instantanee (modulul deformației totale a betonului ușor este 1/2 din modulul de elasticitate corespunzător deformației instantanee).

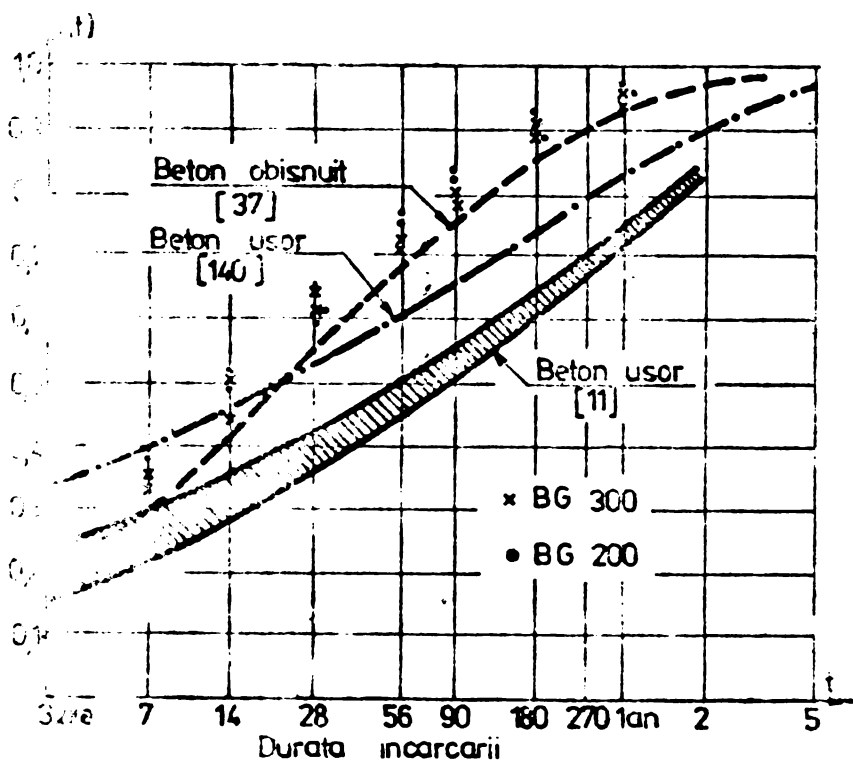


Fig. 2.29. Evoluția în timp a curgerii lente pentru diferite tipuri de betoane

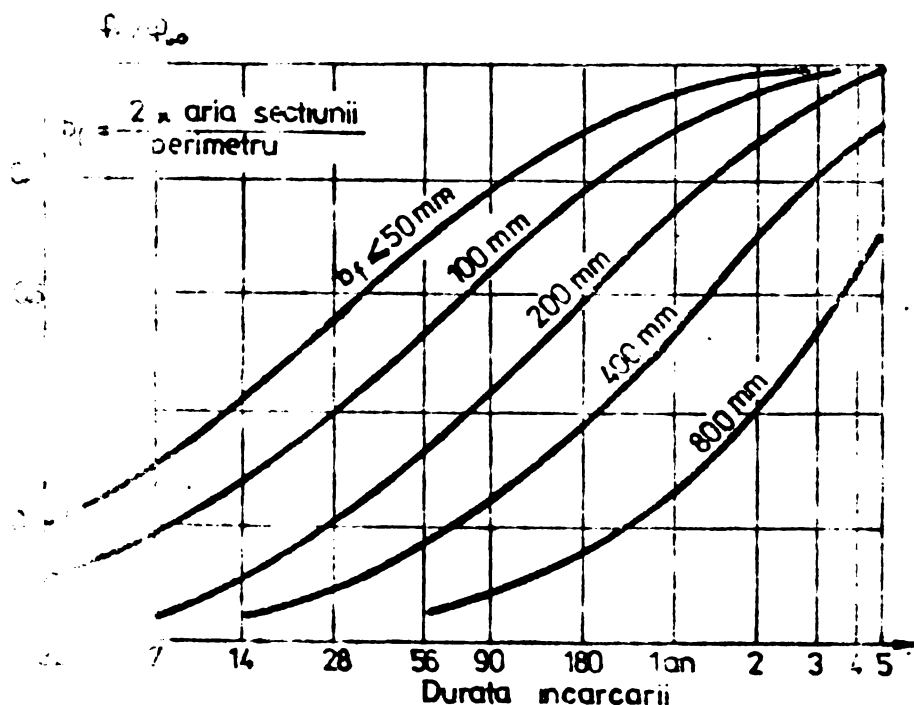


Fig. 2.30. Coeficientul K pentru curgere lentă funcție de timp și grosimea fictivă [37].

și dimensiunile elementelor (fig. 2.30).

Formele CEB - FIP /37/ precum și normativele românești de proiectare /CB/, /121/ propun determinarea caracteristicii curgerii lente

În ceea ce privește viteza de evoluție în timp a curgerii lente,  $f(t)$ , Weigler /140/ consideră că deformațiile betonului ușor se desfășoară mai rapid la început decât la betonul greu și sînt mai lente ulterior (fig. 2.29). Cercetările întreprinse de Hantzis și Coquillat /70/, Dreux și Graisse precum și rezultatele obținute pe beton ușor cu granulit de Lugoj și Mureșeni înfățișează parțial rezultatele lui Weigler arătînd că evoluția în timp a curgerii lente este asemănătoare cu cea a betonului greu. Acest lucru se datorește faptului că deformațiile de curgere lentă sînt date de pasta de ciment, aportul agregatelor și a apei absorbită în ele este foarte mic.

În /13/ se propune, pentru betonul ușor și greu, aceleași legi de evoluție în timp a curgerii lente luîndu-se în considerare

betonului ușor,  $\varphi^u(t, t_0)$  cu relația :

$$\varphi^u(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{E_b^u}{E_b} \quad (2.52)$$

unde :  $\varphi(t, t_0)$  - caracteristica curgerii lente a betonului greu;  
 $E_b^u, E_b$  - moduli de elasticitate pentru beton ușor respectiv greu.

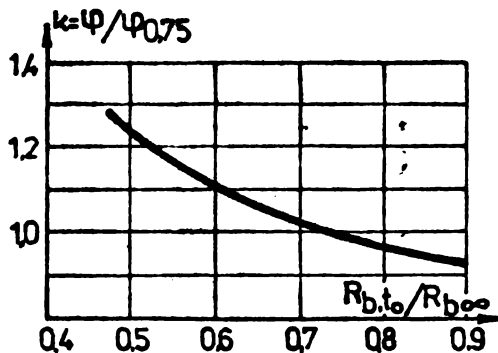


Fig.2.31. Efectul rezistenței betonului în momentul încărcării asupra curgerii lente [37].

Pentru a introduce efectul rezistenței betonului, din momentul încărcării, asupra caracteristicii curgerii lente în /13/, se introduce coeficientul  $K = \varphi/\varphi_{0,75}$  care mărește sau diminuează valoarea caracteristicii funcție de modul cum rezistența betonului, în momentul încărcării, este mai mică sau mai mare decât 75% din rezistența finală (fig.2.31).

O. Berge /23/ propune o legătură, între caracteristica betonului ușor  $\varphi^u$  și cea a betonului greu  $\varphi$ , funcție de densitate, de forma :

$$\varphi^u = \varphi \left( 0,3 + 0,7 \frac{\rho_b}{2400} \right) \quad (2.53)$$

## 2.5. Proprietăți termo-tehnice

Proprietățile termo-tehnice ale betoanelor ușoare sînt influențate de densitatea lor, conținutul de umiditate, temperatură, dimensiunea și distribuția porilor, compoziția chimică și testura materialelor componente.

Rezultatele obținute pe plan mondial și cele de la noi din țară privind conductivitatea termică a betoanelor cu granolit /100/, /73/, /85/, se referă la cercetări pe eșantioane uscate în etuvă la 105°C. Din această cauză aceste rezultate nu pot reprezenta conductivitatea "in situ" care este influențată de prezența umidității. Pentru a afla conductivitatea reală, normele din diferite țări prevăd fie aplicarea unei corecții pentru rezultatele obținute pe probe uscate, fie determinarea conductivității termice pentru o umiditate de echilibru de 5%. Normele de la noi din țară /72/ prevăd un coeficient de 1,4 pentru majorarea conductivității determinată pe probe uscate.

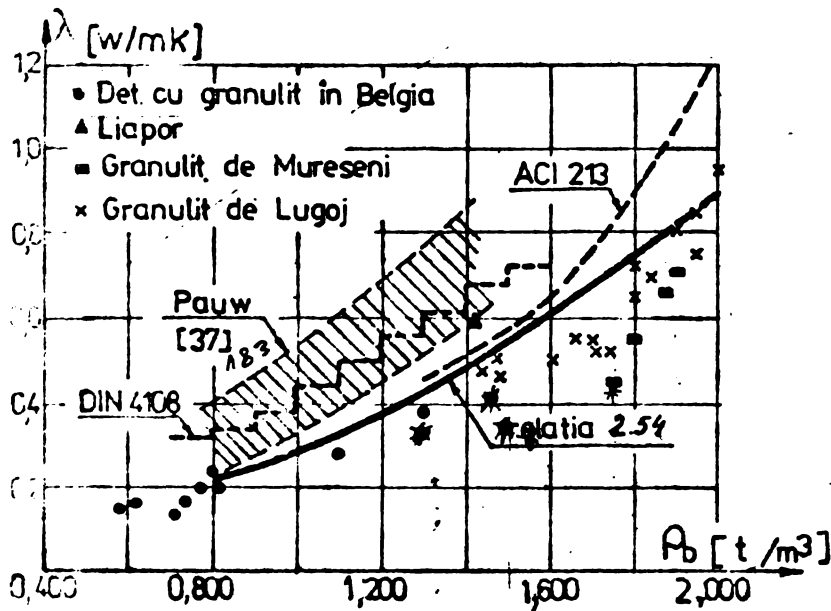


Fig. 2.32 Coeficientul de conductibilitate termica  $\lambda$  functie de densitate.

In fig.2.32 sînt prezentate rezultatele obținute pe plan mondial privind conductivitatea termică determinată pe betoane ușoare pentru un conținut de umiditate de aproximativ 5% precum și rezultatele obținute pe betoane cu granuli de Lugoj uscate în etuvă.

Pe baza datelor experimentale avute la dispoziție /103/ privind betoanele ușoare și a betoanelor cu granuli

se poate determina legătura dintre  $\lambda$  și densitatea betonului ( $\rho_b$ ) cu o expresie de forma (fig.2.33) :

$$\lambda = 0,25 \rho_b^2 - 0,15 \rho_b + 0,2 \quad (2.54)$$

unde:  $\rho_b$  este densitatea betonului, în  $t/m^3$

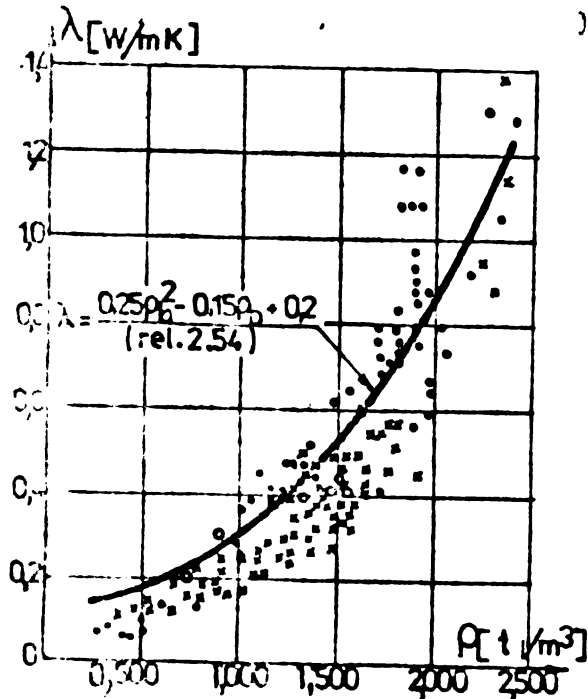


Fig. 2.33. Conductivitatea termica a betoanelor usoare de diferite tipuri [103].

Cercetările recente /13/ arată că pentru fiecare procent de umiditate coeficientul de conductivitate termică crește cu 2% ... 6%.

Coeficientul de dilatare termică a betoanelor ușoare este cu 50% ... 70% inferior celui corespunzător betoanelor grele.

Normele de calcul /13/, /68/, /121/, consideră că pentru calculul elementelor din beton ușor se poate folosi un coeficient de dilatare termică  $\alpha_t = 0,8 \cdot 10^{-5}$ .

### 3. COMPORTAREA DIAFRAGMELOR MONOLITE DIN BETON USOR DE GRANULET SUB EFECTUL DEFORMATIILOR IMPIEDECADE

#### 3.1. Cauzele împiedecării deformațiilor

Structurile realizate din diafragme verticale și horizontale din beton, folosite des la realizarea construcțiilor de locuit și social - culturale, constituie sisteme static nedeterminate în care deformațiile din variații de temperatură și contracție sînt împiedecate prin legătura rigidă a diafragmelor între ele, și legătura dintre diafragme și alte elemente de construcție.

Deformațiile din variații de temperatură apar în mod curent în diafragmele exterioare care, așa cum reiese din /111/, vara pot fi încălzite, datorită radiației, pînă la  $50^{\circ}\text{C}$  și mai mult, iar iarna pot să apară diferențe mari de temperatură datorită radiațiilor din timpul zilei și temperatura de pînă la  $-25^{\circ}\text{C}$  la care se poate răci suprafața peretelui noaptea.

Împiedecarea deformațiilor diafragmelor exterioare, din variații de temperatură, se datorește legării acestor diafragme de diafragmele interioare și de planșee, care se execută de obicei prefabricate (fig.3.1). Din punct de vedere al eforturilor în diafragma

exterioară se pot distinge două zone și anume :

- zona A în care deformația este împiedecată, în principal, de legătura cu diafragmele interioare și mai puțin de legătura cu planșeele; în această zonă ia naștere o solicitare de întindere cu o încovoiere mică;

- zona B unde deformațiile sînt împiedecate, în principal, de planșeul rigid; în această zonă ia naștere o solicitare de întindere cu încovoiere.

Situația este mult mai simplă în cazul diafragmelor interioare unde deformația de contracție este împiedecată, iar solicitarea care rezultă este de întindere.

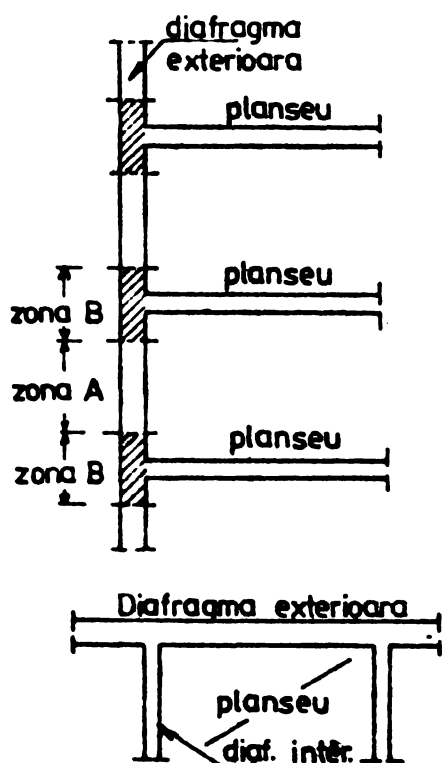


Fig. 3.1 Cladire cu diafragme monolite și planșee prefabricate.

Intr-o serie de lucrări din literatura de specialitate /17/, /33/, /50/, /57/, /65/, /91/, /92/, /134/ sînt dezbătute aspectele referitoare la contracțiile împiedecate care se manifestă la structurile cu diafragme din beton greu. Se arată că principalele cauze care produc împiedecarea deformațiilor din contracție sînt :

- legătura diafragmei cu fundația;
- legătura diafragmelor cu planșee prefabricate sau cu planșee monolite mai puternic armate decît diafragmele;
- betonarea diafragmelor în etape succesive cu pauze între ele;
- legarea diafragmelor monolite cu diafragme prefabricate sau cu alte elemente prefabricate;
- conlucrarea spațială a diafragmelor între ele;
- tratarea termică a betonului în cofraje metalice, etc.

Aceste cauze intervin și în cazul structurilor realizate din diafragme din beton ușor. În lucrarea /134/ sînt analizate, pe larg, pentru beton greu, modurile de reținere prezentate mai sus; în continuare se prezintă aspectele esențiale legate de diferite tipuri de rețineri a contracțiilor.

a) Legătura dintre diafragmă și fundație duce la împiedecarea deformațiilor diafragmei datorită :

- decalajului în timp între turnarea fundației și a diafragmei, astfel încît cele două elemente au contracții diferite; la diafragmele din beton ușor infrastructura se realizează din beton greu astfel încît decalajul în timp se mărește și prin vitezele diferite de dezvoltare a contracțiilor celor două betoane;

- gradului de masivitate diferit între fundație și diafragmă;
- mediului ambiant diferit;
- procentului de armare foarte mic al diafragmei.

Prezența legăturii dintre diafragmă și fundație se resimte în diafragmă pe o anumită zonă /57/, /134/, producînd eforturi de întindere în diafragmă (fig.3.20), eforturi care duc adesea la fisurarea betonului. Cercetările experimentale prezentate în paragraful 3.5.4.1, arată că zona de reținere este aceeași atît la diafragmele din beton greu cît și la cele din beton ușor.

b) Împiedecarea deformațiilor de către planșee depinde de procentul de armare a planșeului, soluția aleasă pentru planșeu (monolit sau prefabricat), succesiunea betonării diafragmelor și planșeelor și distanța dintre planșeu raportată la lungimea laturii reținute.

La structurile cu pereți și planșee din beton monolit împiedecarea contractiilor se datorește, în principal, rigidității mai mari a planșeului datorită armării și mai puțin decalajului de bêtinare.

La structurile cu diafragme monolite și planșee prefabricate, folosite cel mai des la ora actuală, influența planșeului se manifestă atât datorită rigidității sale cât și faptului că are o parte destul de însemnată din contracție consumată datorită prefabricării.

c) Betonarea succesivă a nivelelor produce o reținere a contracției nivelului superior față de nivelul inferior datorită decalajului de turnare a celor două nivele. În lucrarea /57/ se apreciază, pentru diafragme din beton greu, că reținerea datorită betonării succesive reprezintă 25% ... 40% din efectul unei rețineri totale.

d) Realizarea unor structuri din diafragme monolite legate cu diafragme prefabricate sau a unor structuri spațiale rigidizate cu un miez central din beton monolit, pentru preluarea încărcărilor orizontale, duce la apariția reținerilor contractiilor betonului monolit pe toată linia de contact cu betonul prefabricat.

Asupra diafragmelor realizate din beton monolit acționează simultan mai multe cauze care produc împiedecarea deformațiilor din contracție, cauze care crează în perete o stare foarte complexă de eforturi. La structuri cu diafragme monolite, turnate în cofraje de inventar, și planșee prefabricate, structuri realizate din beton ușor în județul Timiș, suprapunerea efectelor, din principalele rețineri, este prezentată în principiu în fig.3.2.

Se observă că acțiunea fundației se limitează doar la partea inferioară pe când acțiunea de reținere a planșeelor, a turnării succesive și a conlucrării spațiale cu diafragmele adiacente se extinde la toate nivelele cu o intensitate constantă.

Se remarcă, De asemenea, discontinuitatea din diagrama reținerilor, discontinuitate determinată de acțiunea diferită a betonării succesive deasupra și dedesubtul planșeelor.

Studiul experimental al diferitelor tipuri de rețineri a deformațiilor din contracție este dificil de efectuat deoarece încercările sînt de durată mare iar pe o epruvetă se poate face un singur tip de încercare. Din această cauză încercările experimentale care vor fi prezentate ulterior sînt efectuate pe modele de diafragă cu luarea în considerare, în cele mai multe cazuri, a unui singur factor de reținere.



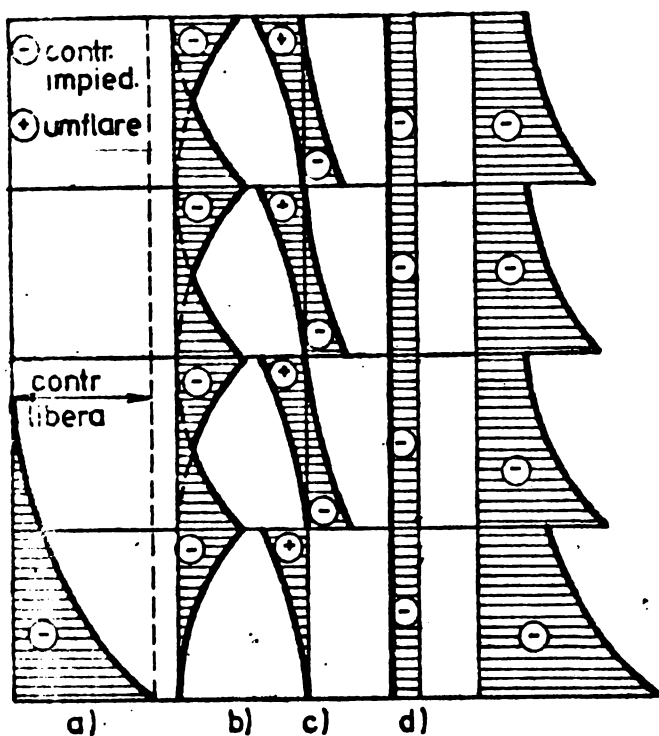


Fig.3.2 Suprapunerea retinerilor din:  
a) fundatie; b) plansee; c) betonare  
succesiva; d) contuocrare cu diafrag-  
me adiacente.

Studiul efectului reținerilor asupra deformațiilor din variații de temperatură este mai ușor de efectuat și de aceea mulți cercetători, în lucrările lor /57/, /50/, /111/, modelează efectul contracțiilor prin efectul variațiilor de temperatură. Analogia celor două fenomene este foarte bună; rezultatele obținute privind fisurarea betonului și deschiderea fisurilor sînt însă acoperitoare datorită faptului că nu se poate lua în considerare compostarea viscos - plastică a betonului.

### 3.2. Eforturi unitare proprii și impuse datorită deformațiilor din variații de temperatură și din contracție

Dacă sub acțiunea unor cauze, ca și variațiile de temperatură, contracție, etc., deformațiile libere, ale unor fibre sau părți ale unui element de construcție, sînt împiedecate în interiorul elementului apar eforturi unitare.

Eforturile unitare proprii, datorită influenței temperaturii, apar indiferent de sistemul static și modul de rezemare a elementului și se datoresc distribuției neuniforme, în fază inițială, a temperaturii pe secțiune și a împiedecării deformării fibrelor între ele (fig.3.3a). Eforturile unitare proprii din variații de temperatură dispar treptat în timpul echilibrării temperaturii pe secțiune cînd  $t = \infty$ .

În cazul contracției eforturile unitare proprii pot apărea datorită diferenței între contracția fibrelor de la suprafața elementelor și cele din interior precum și datorită prezenței armăturilor care se opun contracției betonului. La diafragme din beton armat datorită grosimii lor reduse și a cantității mici de armătură folosită eforturile unitare proprii din contracție, practic, pot fi neglijate.

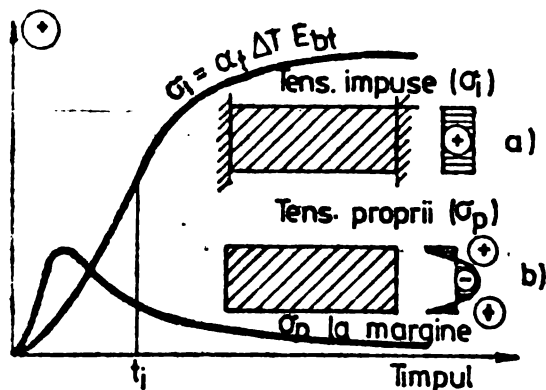


Fig. 3.3a. Tensiuni proprii și impuse datorită variațiilor de temperatură. [111]

Semnificativ pentru eforturile unitare proprii este faptul că din motive de echilibru, integrala lor pe secțiune este zero.

Eforturile unitare impuse sau forțate apar din cauza deformațiilor împiedecate prin rezemările exterioare ale elementului (fig. 3.1). Ele apar numai la sisteme static nedeterminate și produc reacțiuni în reazeme.

La diafragme din beton armat intensitatea și locul în care se manifestă starea de eforturi impuse depinde în special de natura legăturilor diafragmelor verticale cu celelalte elemente de construcții puse în operă în prealabil, paralel sau ulterior. Deformațiile care sînt împiedecate pot proveni din variații de temperatură sau din contracție.

Variațiile de temperatură influențează, în general, asupra diafragmelor exterioare și iau naștere datorită schimbării zilnice a temperaturii exterioare, schimbare mărită de radiațiile solare și acțiunea frigului, precum și datorită variațiilor anuale ale temperaturii exterioare. Contractia betonului din timpul întăririi este un proces îndelungat care se desfășoară într-un singur sens, astfel încît duce la creșterea tensiunilor forțate; creșterea tensiunilor este micșorată de apariția fenomenului de relaxare datorită curgerii lente a betonului.

Suprapunerea eforturilor unitare proprii ( $\tilde{\sigma}_p$ ) și a celor impuse ( $\tilde{\sigma}_i$ ) poate duce ca la un anumit timp ( $t_1$ ) să se formeze prima fisură pe locul unde există cea mai mică rezistență la întindere a betonului. Acest lucru se realizează atunci cînd :

$$\tilde{\sigma}_t \left( \frac{h}{2}, t_1 \right) = \tilde{\sigma}_p \left( \frac{h}{2}, t_1 \right) + \tilde{\sigma}_i (t_1) = \min. R_t \quad (3.1.a)$$

Cercetările prezentate în /50/, /111/ arată că eforturile unitare proprii influențează numai formarea primei fisuri și nu influențează numărul total de fisuri, deschiderea lor și nici eforturile din armătură. Avînd în vedere această concluzie precum și faptul că eforturile proprii din contracții sînt neglijabile în continuare în calcule este neglijat efectul lor.

Pentru calculul eforturilor unitare în diafragmele de beton

t monolit sub efectul contracției împiedecate sau variațiilor de temperatură, în literatura de specialitate /57/, /65/, /144/, sînt cunoscute mai multe procedee.

Pierlinger A. /57/, echivalînd fenomenul cu acțiunea unor sarcini generalizate\* ( $T_1$ ) aplicate la nivelul de împiedecare a deformațiilor (fig.3.20) studiază starea de eforturi considerînd în această aproximație peretele ca o grindă lungă, rezemată continuu, sub acțiunea întindere și încovoiere, datorită împiedecării deformațiilor cauzate de contracția betonului. Studiul este efectuat pe un perete cu sau fără placă, considerînd deformația aplicată numai peretelui sau peretelui și plăcii. Sînt luate în considerare diferite condiții de rezemare a peretelui care pot să împiedice sau nu deformațiile lineare și deformațiile de încovoiere ale fibrei de bază.

Studiul este dezvoltat în /57/, și ca o problemă plană a teoriei elasticității, starea de eforturi fiind dată după ing. Scilicet ajutorul soluțiilor aplicabile pentru fișii lungi în ipoteza că la latura de bază are deformații împiedecate.

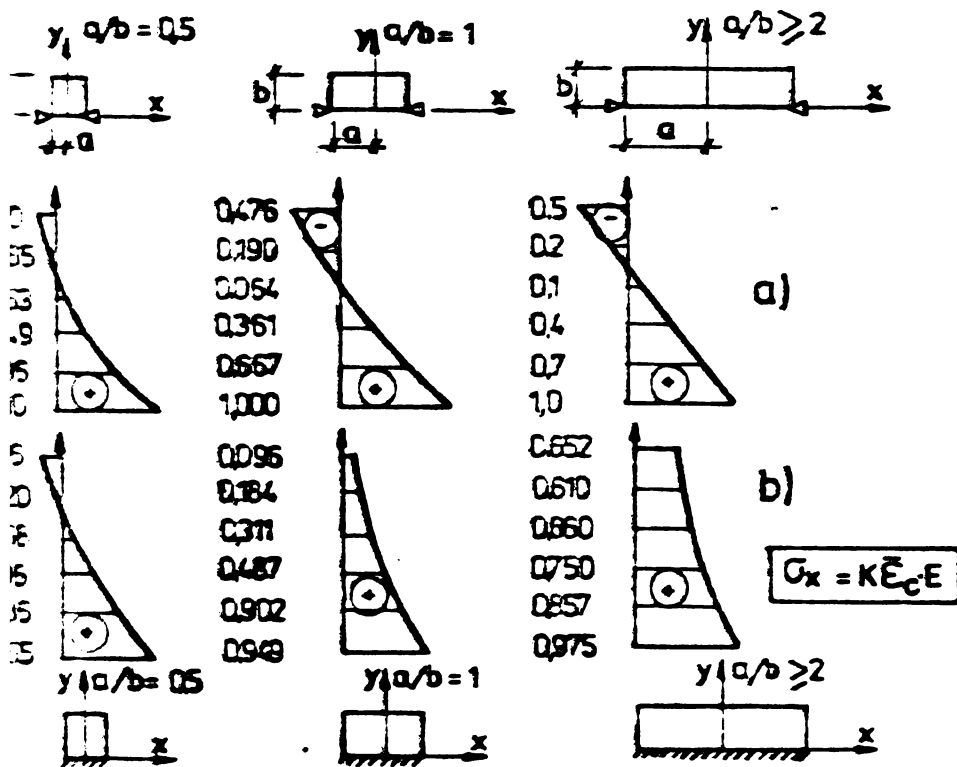


Fig. 3.3b Valorile K pentru calculul lui  $\sigma_x$  în axa elementului ( $x=0$ ) la diferite rapoarte de laturi  $a/b$ .

- a) rezemare  $F_r = \infty; k_r = 0$ .
- b) rezemare  $F_r = \infty; k_r = \infty$

de la bază (cazul b din figură) considerîndu-se că deformația de contracție liberă ar fi  $\epsilon_c$ .

Studiile efectuate prin cele două metode au permis obținerea concluzii cum ar fi :

In fig.3.3.b este dat, spre exemplificare, modul de determinare a eforturilor  $\sigma_x$  în axa peretelui calculat pe baza teoriei elasticității pentru diferite rapoarte  $a/b$  și pentru rezemarea care împiedică numai deformațiile lineare (cazul a din figură) și pentru rezemarea care împiedică deformațiile lineare și de încovoiere a fi-

- valoarea eforturilor unitare interioare este influențată de raportul laturilor peretelui mai ales în cazul rezemării ceea ce împiedică deformațiile lineare și de încovoiere ( $F_r = \infty$  și  $I_r = \infty$ );

- eforturile principale de întindere în zona colțurilor inferioare unde ating valori de 1,6 ... 2,6 ori mai mari decât eforturile maxime din zona centrală; dar acest fenomen are o importanță mai redusă la diafragme deoarece prezența eforturilor de compresiune din sarcinile gravitaționale se suprapun peste componenta verticală a eforturilor de întindere;

- peretele este expus pericolului de fisurare pe o înălțime depinzând de raportul laturilor.

Studiile prezentate în /57/ corespund pentru rapoarte uzuale dintre lungimea și înălțimea unui nivel al unei diafragme. Studiul stării de eforturi pe toată înălțimea unei diafragme, luând în considerare toate cauzele care generează împiedecarea deformațiilor de contracție, întâmpină dificultăți datorită multitudinii parametrilor care variază - înălțime etaj, lungime diafragmă, rigiditate planșeu sau fundație, modulul de elasticitate variabil, etc.

Un studiu complet al stării de eforturi generată de contracția împiedecată în diafragme pline și cu goluri a fost efectuat în /65/, /145/ folosind metoda discretizării elementului în elemente finite. S-au întocmit programe de calcul cu care s-au determinat deformațiile și eforturile unitare principale în momentul apariției fisurilor. Au fost întocmite programe pentru calculul diafragmelor cu reținere în dreptul fundației, precum și pentru diafragme la care reținerea este cauzată atât de fundație cât și de planșee prefabricate dispuse pe toată înălțimea diafragmei. O atenție deosebită a fost acordată analizei stării de deformație și de eforturi din jurul golurilor. S-a analizat, de asemenea, influența pe care o are asupra stării de eforturi și deformații turnarea succesivă a nivelurilor.

Compararea rezultatului calculului prin metoda elementelor finite cu rezultatele experimentale obținute pe modele de beton obișnuit a arătat o concordanță bună între rezultate.

### 3.3. Influența curgerii lente asupra eforturilor interioare

La determinarea eforturilor ce se produc în diafragme, datorită contracțiilor împiedecate sau datorită împiedecării deformațiilor din variații de temperatură, este necesar să se țină cont și de as-

ul reologic prin luarea în considerare a proprietăților visco-  
tice ale betonului legate de factorul timp și diferențiat func-  
de modul de dezvoltare a deformațiilor (brusc sau lent).

Studiile teoretice întreprinse de diferiți cercetători /113/  
, arată că eforturile elastice  $X_n^{el}$  se reduc, în timp, propor-  
al cu un coeficient  $\eta_t$  care depinde de caracteristica finală a  
erii lente ( $\varphi_n$ ), de timpul scurs de la apariția solicitării pînă  
momentul în care se calculează  $\eta_t$ , precum și de raportul între  
za de încărcare a elementului de beton și viteza de dezvoltare  
rgerii lente.

Corelarea variației caracteristicii curgerii lente ( $\varphi_t$ ) în  
cu variația deformațiilor în timp se face cu ajutorul unui  
metru  $\lambda$ . În acest caz, dacă pentru  $\varphi_t$  acceptăm legea :

$$\varphi_t = \varphi_n (1 - e^{-ct}) \quad (3.2)$$

ru deformații se poate accepta variația :

$$s_t = s_n (1 - e^{-\lambda ct}) \quad (3.3)$$

În relații indicile  $n$  pune în evidență valorile finale ale  
erii lente, respectiv ale deformației, iar afectarea timpului  
cu indicatorul  $c$  pune în evidență unitatea de măsurare a tim-  
i care poate fi zile, săptămîni, ani, etc.

Eforturile într-un element static nedeterminat datorită defor-  
ilor se determină dintr-o ecuație de echilibru elastic de forma:

$$X_t \sigma_{11} + s_t = 0 \quad (3.4)$$

are :  $X_t$  și  $s_t$  sînt variabile de timp datorată curgerii lente,  
 $\sigma_{11}$  este deformația pentru o solicitare unitară.

Plecîndu-se de la ecuațiile generale diferențiale stabilite  
ischinger, în lucrarea /57/ se arată că rezolvarea problemei se  
ce la soluționarea unei ecuații diferențiale de tipul :

$$\frac{dX_t}{d\varphi} + X_t - X_n \cdot \frac{\lambda}{\varphi_n} \left( 1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n} \right)^{\lambda-1} = 0 \quad (3.5)$$

În cazul cînd deformațiile se aplică instantaneu ( $\lambda = \infty$ ), so-  
a ecuației va fi :

$$X_t = \eta_t X_n = X_n e^{-\varphi_t} \quad (3.6)$$

soluția ecuației este :

$$x_t = \eta_t x_n = \frac{1}{\varphi_n} (1 - e^{-\lambda t}) x_n \quad (3.7)$$

Variația coeficientului  $\eta_t$ , funcție de  $\lambda$ ,  $t$  și  $\varphi_n$ , exprimată în procente față de momentul terminării procesului de curgere lentă (100%) este dată în figura 3.4 după /33/, /57/.

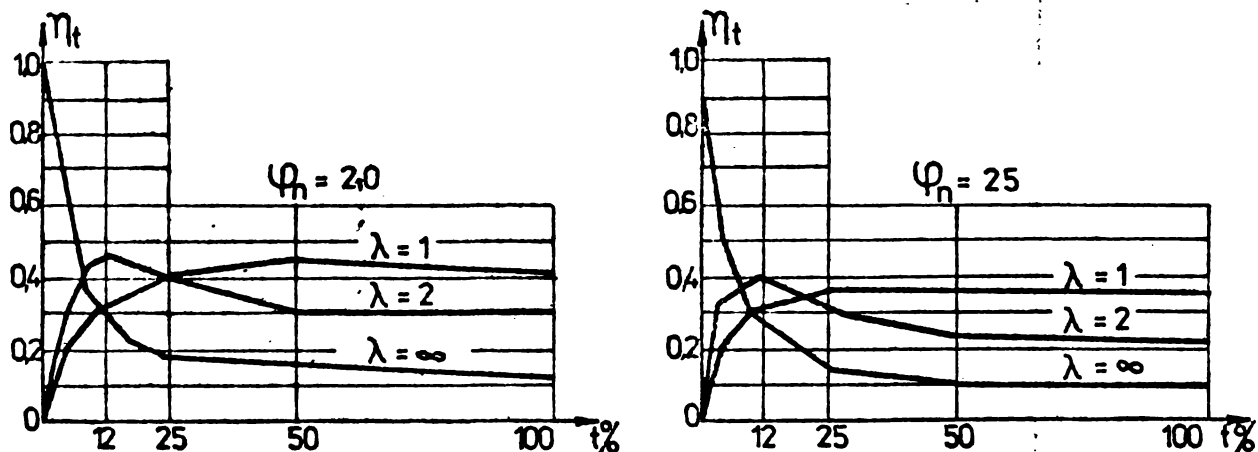


Fig.3-4 Variația coeficientului  $\eta_t$  /57/, /33/.

Valorile finale ale lui  $\eta_t$  pentru diferite caracteristici finale ale curgerii lente ( $\varphi_n$ ) și pentru  $\lambda = 1; 2; 5$  și  $\infty$  sînt date în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1.

| $\lambda \backslash \varphi_n$ | 1,5   | 2     | 2,5   |
|--------------------------------|-------|-------|-------|
| 1                              | 0,512 | 0,432 | 0,367 |
| 2                              | 0,393 | 0,297 | 0,228 |
| 5                              | 0,293 | 0,197 | 0,133 |
| $\infty$                       | 0,220 | 0,135 | 0,082 |

În cazurile curențe contracția se consumă înaintea terminării procesului de curgere lentă astfel  $\lambda$  are valori între 1 și 2.

### 3.4. Considerații teoretice privind fisurarea și limitarea deschiderii fisurilor din deformații împiedecate

#### 3.4.1. Procesul de fisurare a diafragmelor sub efectul împiedecării deformațiilor

Deformațiile provenite din contracție sau din variații de temperatură depășesc, în mod curent, deformațiile limită la întindere a betonului ceea ce provoacă, în cazul împiedecării dezvoltării acestor deformații, fisurarea betonului.

Observațiile efectuate "in situ" asupra diafragmelor din beton greu și ușor /60/, /52/, /64/, /134/, precum și cercetările experi-

mentale efectuate pe fragmente de diafragme sau modele /65/, /134/, /53/, avînd contractiile împiedecate, au scos în evidență modul de desfășurare a procesului de fisurare.

Schematizat procesul de fisurare poate fi urmărit în fig.3.5

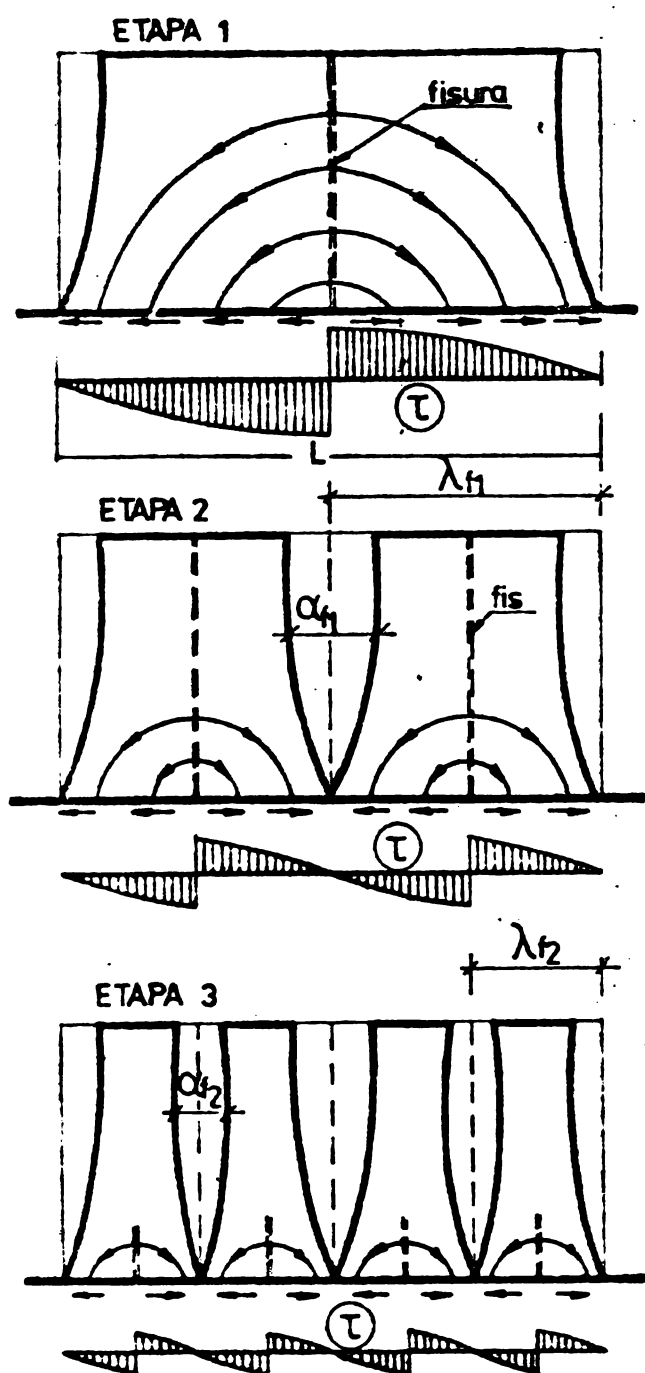


Fig.3.5 Procesul de fisurare a diaframelor pline /65/.

pentru o diafragmă cu deformații împiedecate de fundație.

Se constată că datorită acțiunii elementelor de reținere se produc eforturi de întindere în câmpul diaframelor, eforturi care duc la apariția primei fisuri (etapa 1 din fig.3.5) și concomitent eforturi tangențiale pe linia de reținere, eforturi care limitează deschiderea fisurilor (etapa 2 din fig.3.5). Schimbarea sensului eforturilor tangențiale de pe linia de reținere duce la apariția eforturilor de întindere în panourile nou create (etapa 2 din fig.3.5). Dezvoltarea în continuare a deformațiilor din contracție duce la atingerea deformațiilor limită la întindere în panourile nou create și la apariția unei noi generații de fisuri (etapa 3 din fig.3.5). Procesul se continuă pînă la stabilizarea fisurării.

Elementele de reținere au dublu rol, pe de o parte împiedică deformațiile ducînd la apariția fisurilor,

iar pe de altă parte, se opun deschiderii fisurilor în zona lor de contact cu diaframele; în zona centrală a diaframelor dintre două planșee ( $2 \times H_{et}/4$ ) factorul determinant pentru deschiderea fisurilor este armătura dispusă paralel cu elementele de reținere. În figurile 3.6 și 3.7 este prezentat releveul fisurilor pentru două nodurile de diafragmă avînd contractiile reținute de planșee; se observă atât generațiile de fisuri cît și deschiderea maximă a fisuri-

rilor în zona centrală, pe înălțime, acolo unde efectul de împiedecare a deschiderii fisurilor este mai puțin resimțit.

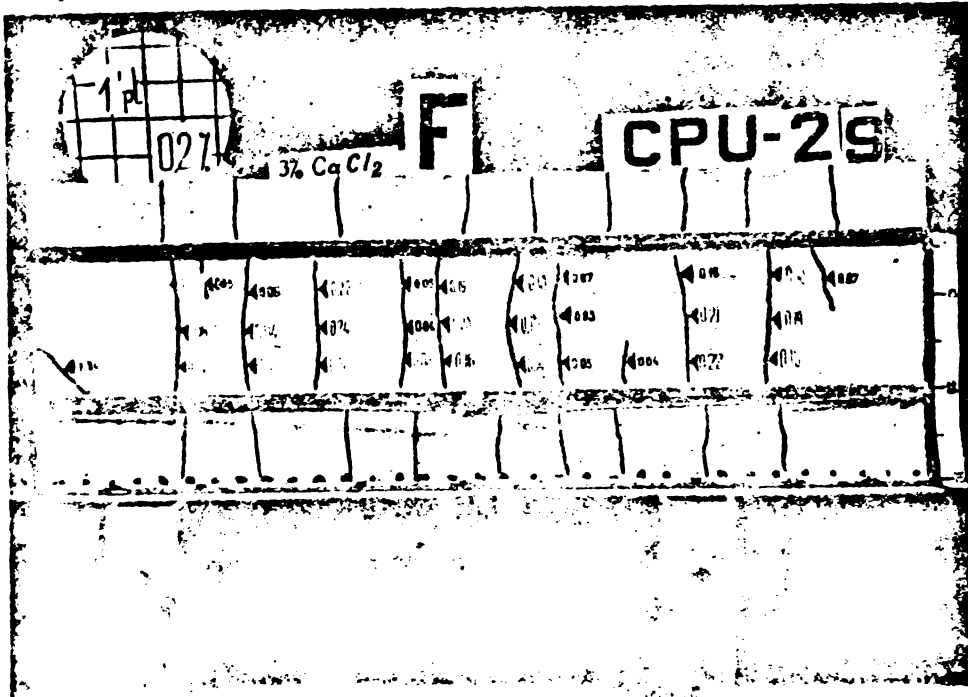


Fig.3.6. Modul de fisurare a modelului de diafragmă CPU 29 ( $p = 0,2\%$ ).

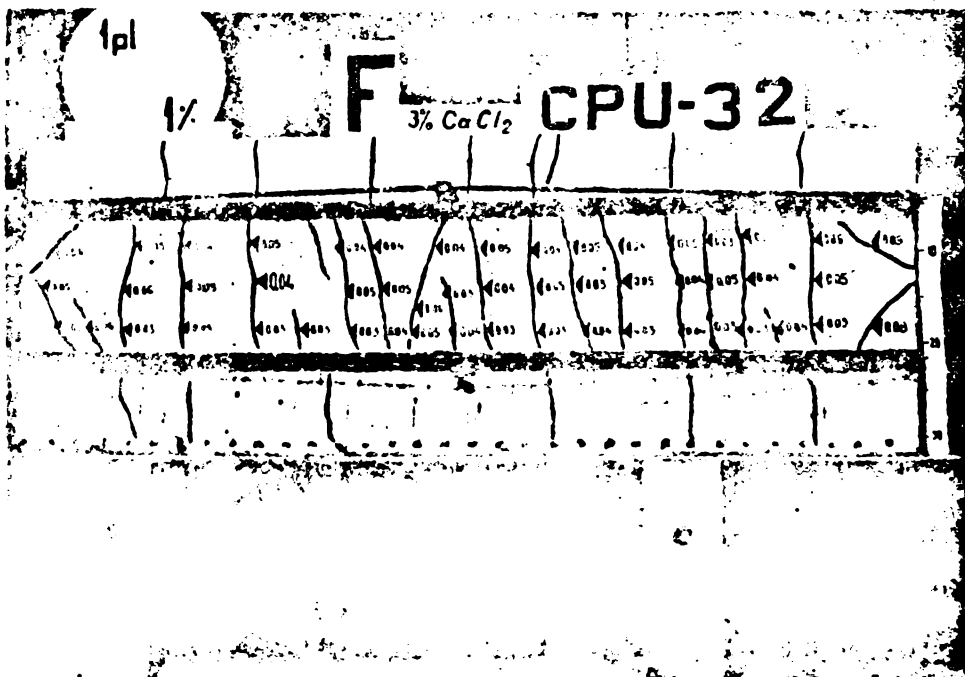


Fig.3.7. Modul de fisurare a modelului de diafragmă CPU 32 ( $p = 1\%$ ).

de rigiditate mai joasă ( $K_2$ ) pînă la forța care provoacă o nouă fisură ( $N_f^1 > N_f$ ) provocîndu-se un nou salt de alungire procesul continuînd pînă la stabilizarea fisurilor. Saltul de alungire după formarea fiecărei fisuri depinde de lungimea barei, repartiția lui  $R_t$  în lungul barei și de procentul de armare.

La solicitarea dependentă de deformăție împiedecată la formarea primei fisuri (corespunzător lui ( $N_f$ )) apare o scădere a forței, deoa-

Trebuie subliniat faptul că mecanismul de formare a fisurilor din deformații împiedecate este diferit de cel valabil în cazul încărcărilor exterioare. În fig.3.8 se prezintă diagrama forță - deformăție pentru un element la care solicitarea este dependentă de forță axială exterioară și un element cu solicitarea dependentă de deformăția împiedecată.

La solicitarea dependentă de forță la atingerea forței care provoacă prima fisură ( $N_f = \min R_t A_i$ ) alungirea crește brusc datorită scăderii rigidității prin fisurare, creșterea forței în continuare are loc după o dreap-



tece pentru a menține alungirea forțată este suficientă o forță mai mică datorită scăderii rigidității. La creșterea deformației, creșterea forței se produce după dreaptă de rigiditate  $K_2$  pînă la următoarea forță de fisurare etc. Rezultă astfel o diagramă  $N - \epsilon$  sub formă de dinți de fierăstrău; scăderea forței după formarea fiecărei fisuri depinde de  $R_t$ , lungimea barei și procentul de armare.

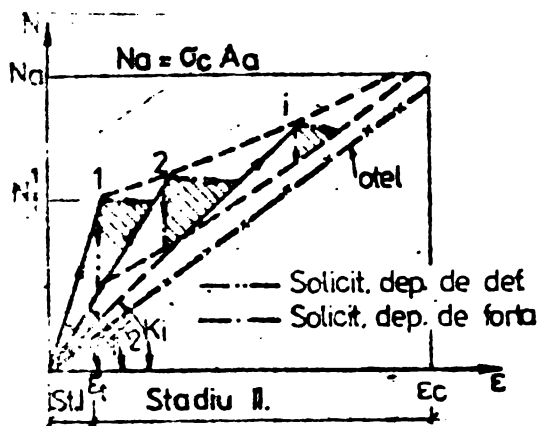


Fig. 3.8 Diagrama  $N - \epsilon$  pentru solicitarea dependentă de forța și de deformare.

In ambele cazuri de solicitare forțele de fisurare  $N_p^1$  se găsesc pe o înfășurătoare comună; modurile de solicitare diferă în triunghiul hașurat, diferență ce scade cu creșterea parametrului de armare.

Falkner /50/ consideră că reacțiunea produsă de deformațiile împiedecate nu poate depăși forța inițială de formare a fisurilor pînă ce s-a produs stabilizarea fisurării. Această ipoteză este valabilă numai la procente mici de armare și la deformații mici. Experimentele /111/, arată că în funcție de  $p$  și deformația împiedecată reacțiunea crește și peste  $N_p$ , fiind necesară o reprezentare mai largă a fenomenului.

Procentele de armare reduse 0,1% ... 0,2% utilizate la nivelurile curente ale clădirilor multietajate nu asigură procesul de stabilizare a fisurilor rezultînd distanțe mari între fisuri (3 ... 4 m) și deschideri mari de fisuri (pînă la 1 mm) producînd curgerea armăturii în fisură.

Observațiile efectuate "in situ" pe diafragme monolite din beton greu și ușor, cu planșee prefabricate, prezentate în /60/, precum și încercările pe diafragme la scară naturală (cap.3.5.4.4) confirmă deschiderea mare a fisurilor și nestabilizarea procesului de fisurare.

Încercările efectuate pe modele de diafragme din beton greu /15/, /64/, /65/, /95/, /134/, au dus la o serie de concluzii privind procesul de fisurare din deformații împiedecare de fundații și planșee prefabricate.

a) Deformații împiedecate de fundații /134/ :

- înălțimea fisurilor în diafragmă nu depășește înălțimea zonei de reținere ( $L_p$ ) :

$$h_t = (0,5 - 0,3 p) L_p \quad (3.8)$$

unde :  $h_f$  - înălțimea fisurilor;

$p$  - procentul de armare al diafragmei;

$L_r$  - lungimea de reținere, în m $\bar{p}$

- deschiderea fisurilor variază de la zero, pe linia de reținere, la o valoare maximă, după care descrește lent pînă la valoarea nulă; poziția deschiderii maxime a fisurilor fiind :

$$h_{\alpha_f \max} = (0,08 \dots 0,15) L_r \quad (3.9)$$

- la nivelul deschiderii maxime a fisurilor distanța între ele, raportată la înălțimea uzuală a unui etaj, este :

$$\lambda_f = (0,75 \dots 1,25) h_{\text{etaj}} \quad (3.10)$$

- deschiderea maximă a fisurilor se calculează cu relația (3.42);

b) Deformații împiedecate de planșee prefabricate /134/ :

- la diafragme scurte,  $h_{\text{etaj}}/L_r > 0,6 \dots 0,75$ , fisurile nu se dezvoltă pe toată înălțimea etajului; sub aceste valori diafragmele fisurează pe toată înălțimea nivelului, deschiderea maximă obținându-se /134/ :

$$h_{\alpha_f \max} = 0,15 L_r \text{ pentru } p = 0 \dots 0,2\% \quad (3.11)$$

$$h_{\alpha_f \max} = 0,10 L_r \text{ pentru } p = 0,2 \dots 0,6\%;$$

- distanța dintre fisuri raportată la înălțimea etajului ia valori de  $0,6 \dots 1$  ;

- deschiderea maximă a fisurilor se calculează cu relația (3.43).

### 3.4.2. Starea limită de apariție a fisurilor

Elementele din beton avînd deformațiile, din variații de temperatură sau contracție, împiedecate, lucrează în stadiul I atît timp cît efortul de întindere din beton rămîne mai mic sau egal cu rezistența la întindere a betonului.

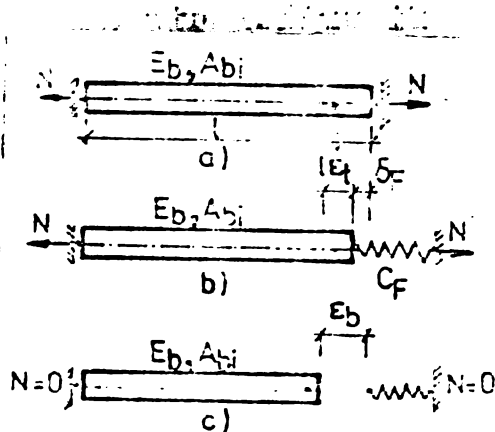
Atingerea stării limită de fisurare depinde de calitatea betonului, procentul de armare, dar și de gradul de împiedecare a deformațiilor și de posibilitatea de adaptare a betonului datorită fenomenului de curgere lentă.

Intrucît în practica proiectării se obișnuiește ca deformațiile

de contracție să se echivaleze cu deformații produse de deformații produse de variații de temperatură ( $\epsilon_0 = \epsilon_t \Delta T$ ), în continuare se vor determina variațiile limită ale temperaturii care duc la apariția primelor fisuri în elementele de beton avînd deformațiile împiedecate.

Din punct de vedere al împiedecării deformațiilor se va lua o împiedecare totală (reazeme fixe) și o împiedecare parțială (reazeme deplasabile).

a) Reazeme fixe. Se consideră bara din beton armat (fig.3.9.a),



fixată centric la capete astfel încît deformațiile longitudinale sînt împiedecate. Datorită manifestării fenomenului de contracție, în bară apar tensiuni forțate care însumate pe secțiunea elementului dau forțe horizontale ( $N$ ) în reazeme :

$$N = \epsilon_t E_{bt} A_{bi} \quad (3.12)$$

Fig.3.9 Modul de rezemare a barelor.

Prima fisură se produce atunci cînd deformația betonului atinge deformația limită la întindere ( $\epsilon_t = \bar{\epsilon}_t$ ) respectiv cînd efortul din beton ajunge într-o fibră la  $R_t$ ; reacțiunea în reazeme are valoarea  $N_f = R_t A_{bi}$ .

Efortul în armătură, corespunzător formării primei fisuri, va fi :

$$\sigma_a^I = \frac{R_t}{\mu} (1 + n \mu) \quad (3.13)$$

unde :  $\mu$  - coeficientul de armare;

$n$  - coeficient de echivalență J.

Variația efortului  $\sigma_a^I$  funcție de marca betonului ușor și procentul de armare este dată în fig.3.10 pentru caracteristicile betoanelor ușoare date în tabelul 3.2.

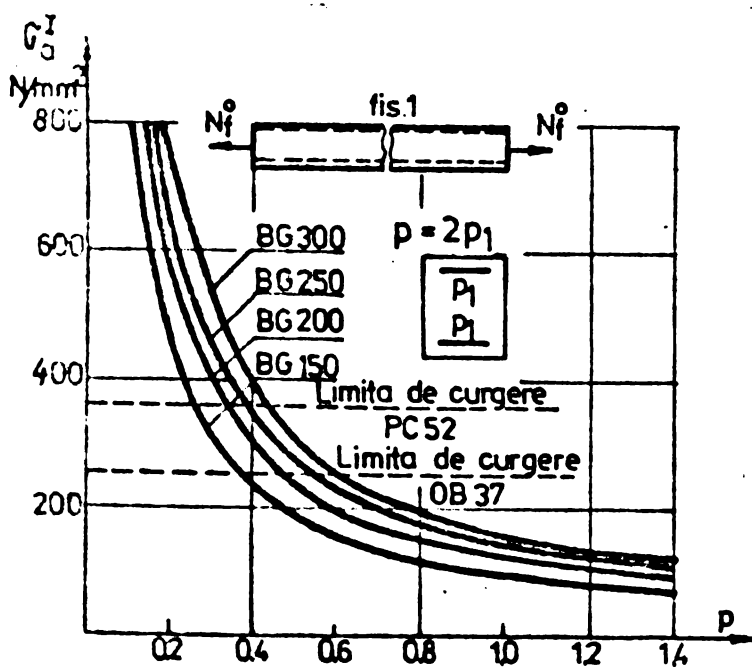


Fig 3.10 Efortul in otel la prima fisura. (rel. 3.13)

Asimilînd deformația de contracție cu o deformație produsă de o variație de temperatură ( $\epsilon_0 = \alpha_t \Delta T$ ) și ținînd cont că deformația

limită la întindere ( $\bar{\epsilon}_t$ ) este compusă dintr-o deformare elastică și o deformare plastică, din relația (3.12) se poate determina valoarea limită a variației temperaturii la care se produce :

$$\Delta T_1 \text{ lim} = \frac{R_t}{\alpha_t(1 - \lambda) E_{bt}} \quad (3.14)$$

unde :  $R_t$  - rezistența la întindere a betonului;

$\alpha_t = 0,8 \cdot 10^{-5}$  - coeficientul de dilatație termică a betoanelor cu agregate de granulit conform /68/;

$\lambda$  - coeficientul de plasticitate la întindere care se ia egal cu cel de la compresiune;

$E_{bt}$  - modulul de elasticitate la întindere care pentru betonul ușor se ia egal cu modulul de la compresiune /25/; /68/.

În tabelul 3.2 sînt date variațiile limită de temperaturi pentru betoane BG 150 ... BG 300, folosind pentru  $\lambda$  valorile determinate în cap. 2.4.3, iar pentru  $E_{bt}$  și  $R_t$  (valoare normată), valorile date în /68/ pentru betoane cu agregate ușoare.

Tabelul 3.2.

| Marca betonului | $R_t^n$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $E_b$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\lambda$ | $\Delta T_1 \text{ lim}$<br>(grad) |
|-----------------|---------------------------------|-------------------------------|-----------|------------------------------------|
| BG 150          | 0,86                            | 13000                         | 0,51      | 16,8                               |
| BG 200          | 1,09                            | 15000                         | 0,43      | 15,9                               |
| BG 250          | 1,27                            | 16500                         | 0,38      | 15,5                               |
| BG 300          | 1,43                            | 18000                         | 0,33      | 14,8                               |

Valoarea medie a lui  $\Delta T_1 \text{ lim}$  (15, 75) este mai mare decît valoarea pentru betonul greu care este de 12°C /57/.

Acest lucru se datorește atît coeficientului de dilatație

termică mai redus al betonului ușor cît și modulului de elasticitate mai mic.

În etapa de maturizare a betonului, datorită manifestării fe-

Tabelul 3.3.

| $\varphi_n$              | 0     | 1,5   | 2     | 2,5   | 4     |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\eta_t$                 | 1     | 0,512 | 0,432 | 0,367 | 0,245 |
| $\Delta T_1 \text{ lim}$ | 15,75 | 30,75 | 36,4  | 42,9  | 64,3  |

fenomenului de curgere lentă, temperaturile limită de fisurare variază în funcție de coeficientul  $\eta_t$  (tabelul 3.1) și măsura curgerii lente

( $\varphi_n$ ) a betonului. În cazul în care acțiunea deformației se face după o lege afină cu evoluția curgerii lente, temperatura limită de fisurare poate atinge valorile indicate în tabelul 3.3.

b) Reazeme care cedează. Deoarece nu se poate întâlni nicio dată o împiedecare totală a deformațiilor (rezemare fixă), în calcule trebuie să se țină cont de cedarea reazemelor, cedare care este dată de așa numita "rigiditate de arcuire" ( $C_R$ ) /50/.

Se consideră bara de lungime din fig.3.9.b, care este fixată la capătul stîng de un reazem fix și la capătul drept de un reazem elastic cu rigiditatea  $C_R$ . Datorită deformațiilor de contracție sau a variațiilor de temperatură negative, bara suferă o deformație  $\epsilon_t$  și iar arcul, o alungire  $\delta_R$ , în reazeme apărînd o forță orizontală ( $N$ ). Forța  $N$  se determină din condiția de compatibilitate a deformațiilor :

$$l \cdot \epsilon_t + \delta_R = l \cdot \epsilon_b \quad (3.15)$$

unde :

$$\epsilon_t = \frac{N}{E_{bt} A_{bi}} ; \quad \delta_R = \frac{N}{C_R}$$

$\epsilon_b$  - deformația barei libere (fig.3.9.c).

Înlocuind valorile în relația (3.15) rezultă :

$$N = \frac{\epsilon_b E_{bt} A_{bi}}{1 + \frac{E_{bt} A_{bi}}{C_R \cdot l}} \quad (3.16)$$

Prima fisură apare atunci cînd în fibra cea mai solicitată efortul în beton atinge  $R_t$ ; reacțiunea în reazeme avînd valoarea  $N_f = R_t A_{bi}$ . Relația (3.16) se transformă în :

$$R_t = \frac{\epsilon_b \lim E_{bt}}{1 + \frac{E_{bt} A_{bi}}{C_R \cdot l}} \quad (3.17)$$

Analizînd și în cazul de față deformația de contracție cu o variație de temperatură și considerînd că deformația limită este formată dintr-o deformație plastică și una elastică, se obține variația limită a temperaturii :

$$\Delta T_l \lim = \frac{R_t}{(1 - \lambda) \alpha_t E_{bt}} \left( 1 + \frac{E_{bt} A_{bi}}{l \cdot C_R} \right) \quad (3.18)$$

Al doilea termen al parantezei reprezintă raportul dintre rigiditatea barei și rigiditatea elementului de reținere. Pentru  $C_R = \infty$

e obține relația (3.14) iar pentru  $C_R = 0$  expresia lui  $\Delta T_{lim}$  tinde spre infinit.

In figura 3.11 sînt date, pentru betonul ușor BG 250, dependențele dintre temperaturile limită și eforturile de întindere pentru cîteva rapoarte de rigiditate la întindere a barei și elementului de reținere.

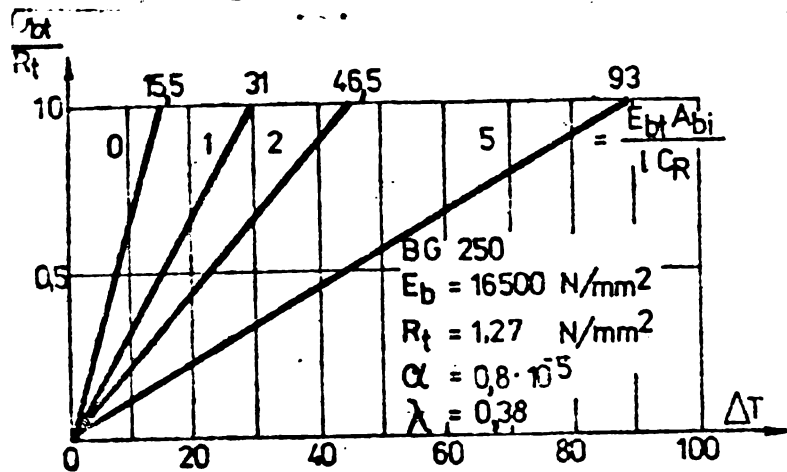


Fig. 3.11 Valorile  $\Delta T_{lim}$  pentru fisurarea elementelor din beton ușor BG 250 rezemate elastic.

Se constată că în cazul rigidităților egale, valoarea limită a temperaturii este dublă ca în cazul reazemelor fixe ( $C_R = \infty$ ).

Valoarea temperaturilor limită este afectată de fenomenul de urgere lentă și în cazul reazemelor elastice

Valoarea temperaturilor limită este afectată de fenomenul de urgere lentă și în cazul reazemelor elastice

### 3.4.3. Calculul eforturilor în armătură în stadiul II

Forțele de fisurare la solicitări exterioare și la solicitări dependente de deformații au o înfășurătoare comună (fig.3.8) care depinde în principal de repartizarea rezistenței la întindere în lungul barei, de procentul de armare și de aderența dintre beton și armătură.

Diferența  $\Delta \epsilon_a$  (fig.3.12) dintre deformația oțelului neînglobat în beton ( $\epsilon_a$ ) și deformația medie a oțelului între fisuri ( $\epsilon_{am}$ ) caracterizează efectul conlucrării betonului cu oțelul;  $\Delta \epsilon_a$  este maxim la formarea primei fisuri și scade pe parcursul formării fisurilor. Conlucrarea oțelului cu betonul duce la scăderea efortului din oțel și creșterea efortului de întindere în beton pe măsură ce ne îndepărtăm de fisură (fig.3.13).

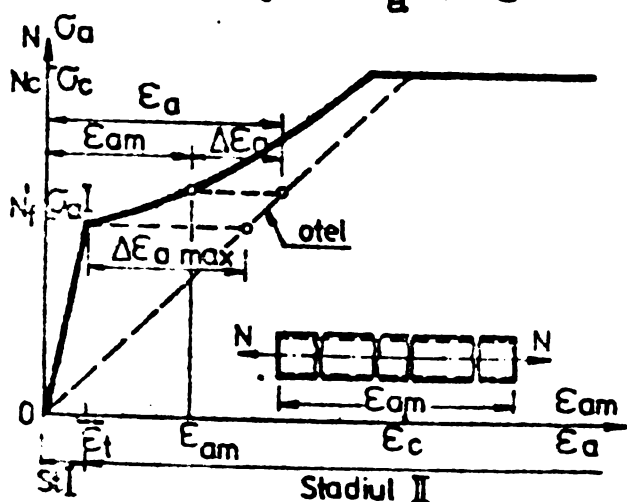


Fig. 3.12. Diagrama N- $\epsilon_{am}$  pentru un element întins centric.

CEB propune pentru determinarea deformației  $\epsilon_{am}$  o formulă de

forma :

$$\epsilon_{am} = \epsilon_a - \frac{k_4}{E_a \mu} = \frac{\sigma_a}{E_a} - \frac{k_4}{E_a \mu} \quad (3.19)$$

unde :  $\sigma_a^{II}$  - efortul în oțel în figură, stadiul II;  
 $\mu$  - coeficientul total de armare;  
 $K_4$  - coeficient care ține cont de conlucrarea betonului cu oțelul între fisuri și are valoarea 1 ... 1,2 N/mm<sup>2</sup> după Folkner pentru B 250; pentru beton ușor în [111] se

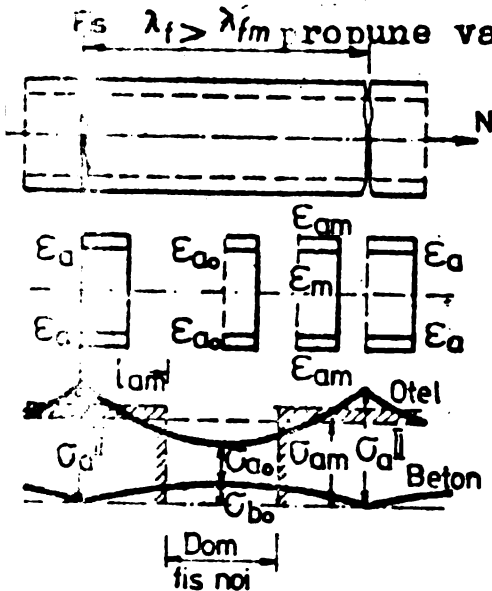


Fig. 3.13. Deformații și eforturi la întindere centrică în stadiul II.

unde :  $K(\sigma_a^{II}) = \frac{\sigma_a^{II}}{\sigma_a^{II}}$  - coeficient care descrie conlucrarea betonului cu armătura ;

$\sigma_a^I$  - efortul în oțel corespunzător formării primei fisuri (relația (3.13)).

Introducînd relația (3.13) în (3.20.a) se obține :

$$\epsilon_{am} = \frac{\sigma_a^{II}}{E_a} - \left(\frac{R_t}{\mu}\right)^2 \frac{1+n\mu}{E_a \sigma_a^{II}} \quad (3.20.b)$$

Efortul în armătură în stadiul II se determină din relația (3.20.b) :

$$\sigma_a^{II} = \frac{\epsilon_{am} E_a}{2} + \sqrt{\left(\frac{\epsilon_{am} E_a}{2}\right)^2 + \frac{R_t^2}{\mu} (1+n\mu)} \quad (3.21)$$

Dacă se exprimă tensiunea în armătură în stadiul II în funcție de tensiunea la formarea primei fisuri, se obține :

$$\frac{\sigma_a^{II}}{\sigma_a^I} = \frac{N}{N_f} = \frac{\epsilon_{am} E_a}{2} \cdot \frac{\mu}{R_t(1+n\mu)} \left[ 1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2R_t}{\epsilon_{am} E_a \mu}\right)^2 (1+n\mu)} \right] \quad (3.22)$$

Din relația (3.22) se poate determina ușor efortul în armătură ( $\sigma_a^{II}$ ) sau reacțiunea în reazem ( $R_t^{II}$ ), în cazul unei rezemări fixe, pentru o răcire bruscă  $\Delta T$  știind că  $\epsilon_{am} = \Delta T \alpha_t$ .

Dacă bara este rezemată elastic (fig.3.9.b) efortul în armătură în stadiul II se determină din condiția de compatibilitate a deformațiilor (relația 3.15) obținându-se :

$$\frac{\sigma_a^{II}}{E_a} - \left(\frac{R_t}{\mu}\right)^2 \frac{1 + n\mu}{E_a \sigma_a^{II}} + \frac{\sigma_a^{II} A_a'}{C_R \cdot l} = \epsilon_b \quad (3.23)$$

Din relația (3.23) rezultă :

$$\sigma_a^{II} = \frac{1}{1 + \frac{n\mu}{1+n\mu} \frac{E_{bt} A_{bf}}{C_R \cdot l}} \left[ \frac{\epsilon_b E_a}{2} + \sqrt{\frac{\epsilon_b E_a^2}{2} + \left(\frac{R_t}{\mu}\right)^2} \right] \quad (3.24)$$

$$\cdot \left(1 + n\mu\right) \cdot \left(1 + \frac{n\mu}{1+n\mu} \frac{E_{bt} A_{bf}}{E_R \cdot l}\right)$$

Se constată că pentru  $C_R = \infty$  relația se transformă în (3.21) iar pentru  $C_R = 0$  se obține  $\sigma_a^{II} = 0$ .

#### 3.4.4. Calculul distanței dintre fisuri și mărimea deschiderii fisurilor

După începerea formării fisurilor, numărul fisurilor crește odată cu creșterea solicitării; distanța medie dintre fisuri tinde spre o valoare finală corespunzătoare stabilizării fisurării /38/ :

$$\lambda_{fm} = c K_1 + K_2 K_3 \frac{d}{\mu} \quad (3.25)$$

unde : c - acoperirea cu beton a armăturilor, în cm;

$K_1 = 1 \dots 1,5$  - factor ce ține cont, conform principiului St.

Venant, că repartiția tensiunilor depinde de acoperirea cu beton a armăturilor;

$K_2$  - raportul dintre rezistența la întindere a betonului și efortul mediu de aderență;

$K_3$  - factor care ține cont de raportul dintre secțiunea de beton și perimetrul armăturilor;

d - diametrul barelor.



Normele CEB prescriu la betonul greu pentru produsul  $K_2 \cdot K_3$  valoarea 0,16 iar încercările efectuate de Falkner /50/ au dus la valoarea 0,125. În /68/ pentru întindere centrică se recomandă valoarea 0,1 la oțel cu profil periodic și 0,2 la oțel neted pentru produsul  $K_2 \cdot K_3$ .

Încercările efectuate de către Rostasy /111/ pe elemente din beton ușor întinse centric, armate cu bare cu profil periodic, au dus la stabilirea unor relații de forma :

$$\lambda_{fm} = 4,5 + 0,040 \frac{d}{\mu} \quad (3.26.a)$$

pentru beton ușor de marcă 100 și 150 ;

$$\lambda_{fm} = 4,5 + 0,060 \frac{d}{\mu} \quad (3.26.b)$$

pentru beton ușor de marcă 250;

d - diametrul armăturilor, în mm.

Valorile mai mici ale distanței dintre fisuri la betonul ușor față de betonul greu se explică prin rezistența la întindere mai mică și prin influența mai redusă a parametrului de aderență  $d/\mu$  /111/.

Plecându-se de la încercările efectuate de Robinson pe tiranți din beton greu, în lucrarea /25/ se propun, pentru betonul ușor cu granulat, următoarele relații pentru evaluarea distanței dintre fisuri :

- pentru oțel PC 52 :

$$\frac{\lambda_f}{d} = - 12,07 \ln \frac{n \mu}{1 + n \mu} - 2,40 \quad (3.27.a)$$

- pentru oțel OB 38 :

$$\frac{\lambda_f}{d} = - 21,40 \ln \frac{n \mu}{1 + n \mu} - 7,78 \quad (3.27.b)$$

Pentru limitarea deschiderii fisurilor trebuie să se stabilească o relație între solicitarea din deformații împiedecate, pe de o parte, și distanța dintre fisuri și deschiderea fisurilor, pe de altă parte.

La diafragme supuse la deformații din variații de temperatură sau contracții de ordinul a 0,5 ‰ ... 1 ‰ nu se produce stabilizarea fisurării existînd între fisuri domenii cu aderența nedistrusă (fig.3.13).

Deschiderea fisurilor este diferența dintre deformația oțelului

și betonului în fisură care apare în stînga și în dreapta acesteia, de-a-lungul lungimii de aderență  $l_{am}$  (fig.3.13). Dacă se neglijează deformația betonului pe lungimea  $l_{am}$  se obține :

$$\alpha_f \approx 2 \int_0^{l_{am}} \varepsilon_a(x) dx \approx 2 l_{am} \bar{\varepsilon}_{am} \quad (3.28)$$

în care :  $\bar{\varepsilon}_{am}$  este deformația medie a oțelului pe lungimea  $l_{am}$ , deformație mai mare decît deformația medie  $\varepsilon_{am}$  pe toată lungimea barei corespunzătoare efortului  $\sigma_{am}$  (fig. 3.13).

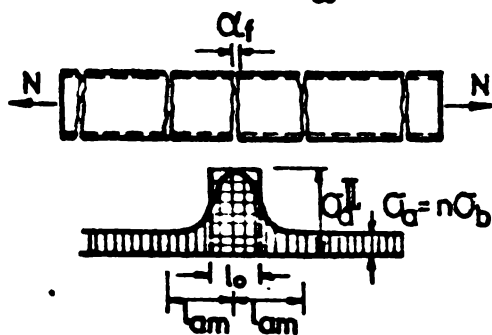
Odată cu creșterea solicitării distanța dintre fisuri scade și domeniile intermediare de aderență nedistrusă sînt tot mai mici; începînd de la  $\lambda_f = 2 l_{am}$  se poate scrie :

$$\alpha_f = \lambda_f \cdot \varepsilon_{am} \quad (3.29.a)$$

Dacă s-a produs stabilizarea fisurării :

$$\alpha_f = \lambda_{fm} \cdot \varepsilon_{am} \quad (3.29.b)$$

Pentru a exprima deschiderea fisurii funcție de efortul în armătură în stadiul II ( $\sigma_a^{II}$ ), Falkner /50/ introduce în calcul o lungime  $l_0$  fictivă pe care consideră aderența complet distrusă și efortul din armătură  $\sigma_a^{II}$  (fig.3.14) obținîndu-se în acest fel :



$$\alpha_f = l_0 \varepsilon_a \quad (3.29.c)$$

Egalînd relațiile (3.29.b) și (3.29.c) se obține :

$$l_0 = \lambda_{fm} \frac{\varepsilon_{am}}{\varepsilon_a} \quad (3.30.a)$$

Fig 3.14. Lungimea  $l_0$  după Falkner/50/.

Introducînd pentru  $\varepsilon_{am}$  valoarea dată de CEB /38/ (relația 3.19) se obține :

$$l_0 = \lambda_{fm} \left( 1 - \frac{K_4}{\sigma_a^{II} \mu} \right) \quad (3.30.b)$$

Deschiderea fisurii evaluată cu relația (3.29.c) devine :

$$\alpha_f = \lambda_{fm} \frac{\sigma_a^{II}}{E_a} \left( 1 - \frac{K_4}{\sigma_a^{II} \mu} \right) \quad (3.29.d)$$

Numărul fisurilor ( $n$ ), pentru o forță axială dată  $N_f^N$ , se poate

determina considerînd bara de lungime  $l$  formată din  $m$  segmente, de lungime  $l_0$ , cu aderența distrusă și  $m+1$  segmente de beton armat de lungime totală  $l - m \cdot l_0$ . Deformația specifică medie a barei va fi :

$$\varepsilon_m = \frac{N_f^m}{E_a A_a} \frac{m l_0}{l} + \frac{N_f^m}{E_b A_{bi}} \frac{l - m l_0}{l} \quad (3.31)$$

Numărul de fisuri  $m$  va fi :

$$m = \frac{E_b A_{bi} \varepsilon_m - N_f^m}{N_f^m} \cdot n \mu \frac{l}{l_0} \quad (3.32)$$

Numărul maxim de fisuri ( $m_{max}$ ) se obține atunci la stabilizarea fisurării cînd distanța dintre fisuri ajunge la  $\lambda_{fm}$  și este  $m_{max} = l / \lambda_{fm}$ .

Raportînd numărul de fisuri pentru o anumită forță  $N_f^m$  la numărul maxim de fisuri și înlocuind relația (3.22) în relația (3.32) se obține :

$$\frac{m}{m_{max}} = \frac{1}{\eta} \left[ \frac{2(1+n\mu)}{1 + \sqrt{1 + \frac{4}{1+n\mu} \left(\frac{\bar{\varepsilon}_t}{\varepsilon_m}\right)^2 \left(\frac{1+n\mu}{n\mu}\right)^2}} - n\mu \right] \leq 1 \quad (3.33)$$

unde :  $\eta = l_0 / \lambda_{fm} \leq 1$

Cu relația (3.33) se poate determina distanța dintre fisuri  $\lambda_f$  corespunzătoare unei solicitări punînd condiția :

$$\lambda_f = \lambda_{fm} \frac{m_{max}}{m} \quad (3.34)$$

### 3.4.5. Modificarea rigidității datorită formării fisurilor și scăderea forței de fisurare

Rigiditatea la întindere scade brusc la formarea fiecărei fisuri atît pentru solicitarea dependentă de forță cît și la solicitarea din deformații împiedecate (fig.3.8).

Plecîndu-se de la rigiditatea din stadiul I,  $K^I = E_{bt} A_{bi} / l$ , rigiditatea în stadiul II se poate determina cu o relație asemănătoare,  $K^{II} = E_{bt} A_{bi} K_g^m / l$ .

Coeșicientul,  $K_g^m \leq 1$ , de reducere a rigidității se determină

din relația (3.31) considerînd  $\varepsilon_m = N_f^m / E_{bt} A_{bi} K_S^m$  :

$$K_S^m = \frac{l}{1 + \frac{m l_0}{l} \left( \frac{A_{bi}}{n A_a} - 1 \right)} \quad (3.35.a)$$

sau :

$$K_S^m = \frac{l}{1 + \frac{m l_0}{l} \cdot \frac{l - \mu}{n \mu}} \quad (3.35.b)$$

Valoarea limită a factorului de reducere a rigidității va fi  $\min K_S^m = n A_a / A_{bi}$ .

Cu ajutorul factorului  $K_S^m$  se poate determina alura forțelor din deformații împiedecate în cazul rezemării fixe și elastice a unei bare din beton.

a) Rezemare fixă. Forța din reazem după apariția primei fisurii va fi :

$$N_f^0 = N_f K_S^1 = \frac{N_f}{1 + \frac{m l_0}{l} \left( \frac{A_{bi}}{n A_a} - 1 \right)} \quad (3.36)$$

Fisura următoare va apare atunci cînd deformația împiedecată va crește; modificarea de temperatură, raportată la momentul inițial, care produce a doua fisură se determină cu o relație asemănătoare cu relația (3.14) :

$$\Delta T_2 = \frac{R_t}{\alpha_t (1 - \lambda) E_{bt}} \frac{l}{K_S^1} \quad (3.37.a)$$

Pentru alte fisuri generalizînd rezultă :

$$\Delta T_m = \frac{R_t}{\alpha_t (1 - \lambda) E_{bt}} \frac{l}{K_S^{m-1}} \quad (3.37.b)$$

Forța din reazem la formarea fisurii m va fi :

$$N_f^m = N_f \frac{K_S^m}{K_S^{m-1}} \quad (3.38)$$

b) Reazeme deplasabile. Cedarea reazemelor implică variații mai mari de temperatură pentru formarea primei fisuri și modifică scăderea forței din reazeme după apariția fisurilor.

Plecându-se de la relația (3.16) se poate determina reacțiunea în reazeme după apariția primei fisuri :

$$N_f^o = \frac{\alpha_t \Delta T_1 E_{bt} A_{bi} K_5^1}{1 + \frac{E_{bt} A_{bi}}{l \cdot C_R} \cdot K_5^1} \quad (3.39.a)$$

sau

$$N_f^o = \frac{N_f K_5^1 \left( 1 + \frac{E_{bt} A_{bi}}{l \cdot C_R} \right)}{1 + \frac{E_{bt} A_{bi}}{l \cdot C_R} K_5^1} \quad (3.39.b)$$

Relația (3.39.b) se transformă în relația (3.36) pentru  $C_R = \infty$ .

Din relația (3.18) se poate determina variația de temperatură pentru a obține fisura m :

$$\Delta T_m = \frac{R_t}{\alpha_t (1 - \lambda) E_{bt} K_5^{m-1}} \left( 1 + \frac{E_{bt} A_{bi} K_5^{m-1}}{l \cdot C_R} \right) \quad (3.40)$$

Din egalarea variației de temperatură înainte și după formarea fisurii m se determină forța din reazeme la fisura m :

$$N_f^m = \frac{N_f \frac{K_5^m}{K_5^{m-1}} \left( 1 + \frac{E_{bt} A_{bi}}{l \cdot C_R} K_5^{m-1} \right)}{1 + \frac{E_{bt} A_{bi}}{l \cdot C_R} K_5^m} \quad (3.41)$$

### 3.4.6. Limitarea deschiderii fisurilor din deformații de contractii și variații de temperatură la diafragme

Dacă solicitările din deformații împiedecate duc la atingerea deformației limită la întindere a betonului este necesar să se împiedice - printr-o armare minimă - formarea de fisuri mari.

Limitarea deschiderii fisurilor diafragmelor la valorile reco-

mandate de 0,1 ... 0,3 mm este tratată teoretic în diferite lucrări, majoritatea pornind de la elemente lineare din beton greu blocate la extremități și supuse la variații de temperatură.

Fierlinger A. /57/ propune stabilirea armării minime din două condiții :

- armătura să aibă capacitatea de a rezista fără să atingă limita de curgere ( $p \geq 100 R_t^m / R_a^m$ ) ;
- deschiderea fisurii să nu depășească limita admisă ( $\alpha_f = 0,3$  mm) rezultând astfel  $d \leq 12p / 100 K \psi_E$ ; unde K este raportul dintre rezistența la întindere a betonului și efortul de aderență mediu iar  $\psi_E$  - coeficient funcție de tipul betonului. Valorile obținute pentru cele două condiții sînt date în /57/.

Pornind de la experiențele efectuate de Falkner /50/, pentru elemente liniare supuse variației de temperatură, Schissl /121/ face un studiu asupra influenței rezistenței la întindere a betonului greu asupra deschiderii fisurilor. Acceptînd pentru rezistența la întindere o valoare  $R_t = K R_b^{2/3}$ , ( $K = 0,36 \dots 0,68$ ;  $R_b$  - marca betonului) se ajunge la următoarele concluzii :

- pentru diferite mărci de betoane rezistența la compresiune influențează practic neglijabil deschiderea fisurilor, spre deosebire de împrăștierea posibilă ale rezistenței la întindere în intervalul  $K = 0,36 \dots 0,68$  (fig.3.15.a);

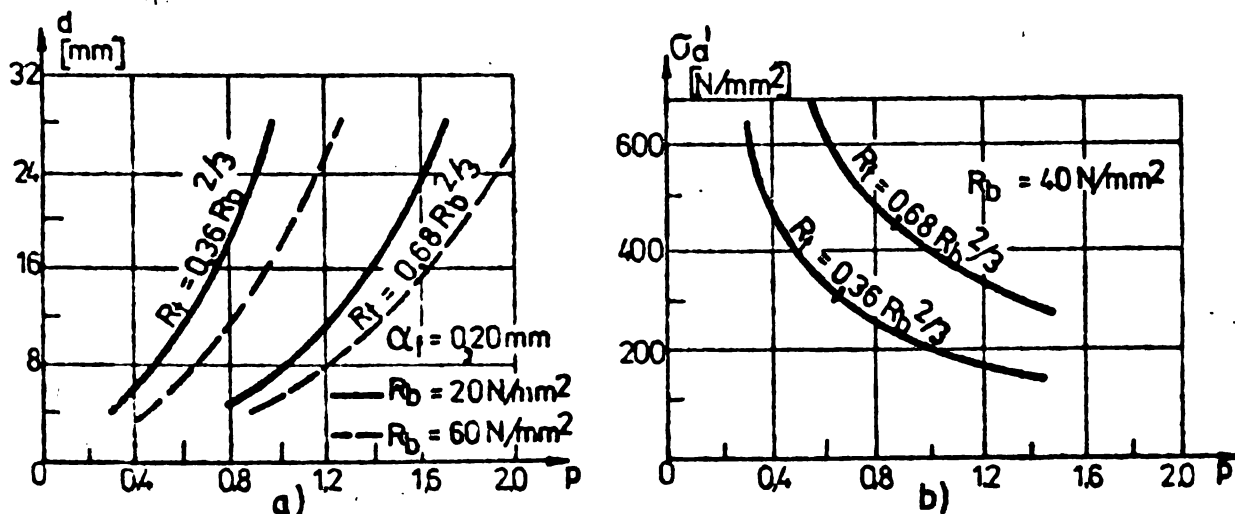


Fig. 3.15 Influența rezistenței la întindere asupra deschiderii fisurilor și a efortului în armatură după Schissl [12].

- pentru același tip de beton împrăștierea mare ale rezistenței la întindere duc la valori care diferă foarte mult pentru efortul în armatură (fig.3.15.b).

Pe baza studiilor, Schissl propune pentru dimensionare diagrama din fig.3.16, diagramă calculată luînd valoarea  $R_t = 0,52 R_b^{2/3}$ .

Pentru alte tipuri de betoane procentul de armare  $p$ , dedus din Fig. 3.16, se corectează obținînd  $\bar{p} = p R_t / 0,52 R_b^{2/3}$ .

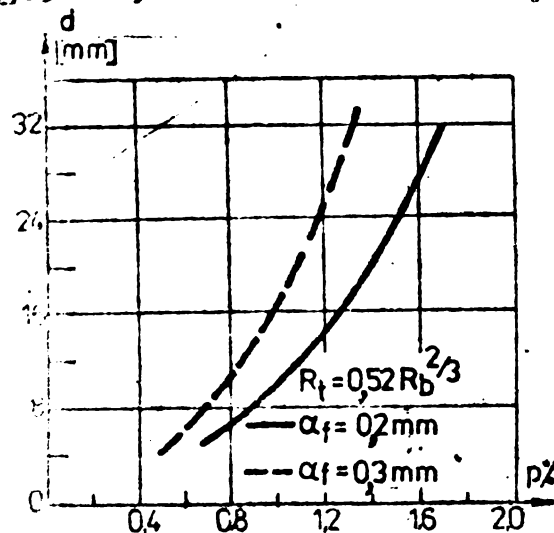


Fig. 3.16. Dimensionarea elementelor la eforturi din deformatii impiedecate dupa /121/.

Rostasy F. /111/ a extins încercările lui Falkner la beton ușor ajungînd la următoarele concluzii :

- cantitatea minimă de armătură necesară pentru diafragme la un anumit diametru crește odată cu deformația împiedecată ( $\epsilon_z$ ); mărimea lui  $\epsilon_z$  influențează mult la deschideri limită mici de fisuri (fig. 3.17);

- pentru o anumită deformație împiedecată ( $\epsilon_z = -0,5 \%$ ) pentru betonul ușor este necesară mai puțină armătură

decît la betonul greu de aceeași clasă pentru aceeași deschidere de fisură (fig. 3.18); acest lucru se datorește distanței mai mici între fisuri la betonul ușor;

- pentru a ține cont de nesiguranta materialelor, folosite la determinarea procentului minim de armare, nu se pleacă de la limita de curgere a oțelului ci de la o valoare egală cu  $0,85 \sigma_c$ ;

- dacă solicitările din deformații împiedecate au o durată scurtă, deschiderea admisă a fisurilor se iau valori medii de 0,1; 0,2 și 0,3 mm, iar în situația solicitărilor de lungă durată se va folosi ca limită pentru deschiderea fisurilor valoarea  $\alpha_f 95\% \approx 2\alpha_f$ ; ca valori minime admise pentru  $\alpha_f 95\%$  se recomandă 0,2; 0,25 și 0,3 mm.

Rezultatele prezentate mai sus privind procentul minim de armare se referă la armarea unor elemente liniare blocate la capăt, supuse la deformații din variații de temperatură.

În cadrul Catedrei de Beton armat și Clădiri de la Facultatea de Construcții din Timișoara s-au efectuat încercări pe modele de diafragme din beton greu /15/, /65/, /64/, /95/, /134/, urmărindu-se

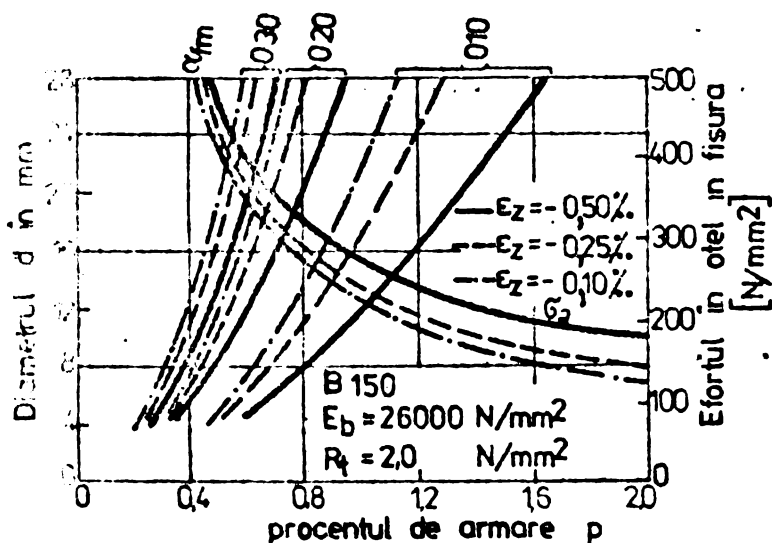


Fig. 3.17. Influenta marimii deformatiei la solicitarea din deformatii impiedecate asupra deschiderii fisurilor /111/.

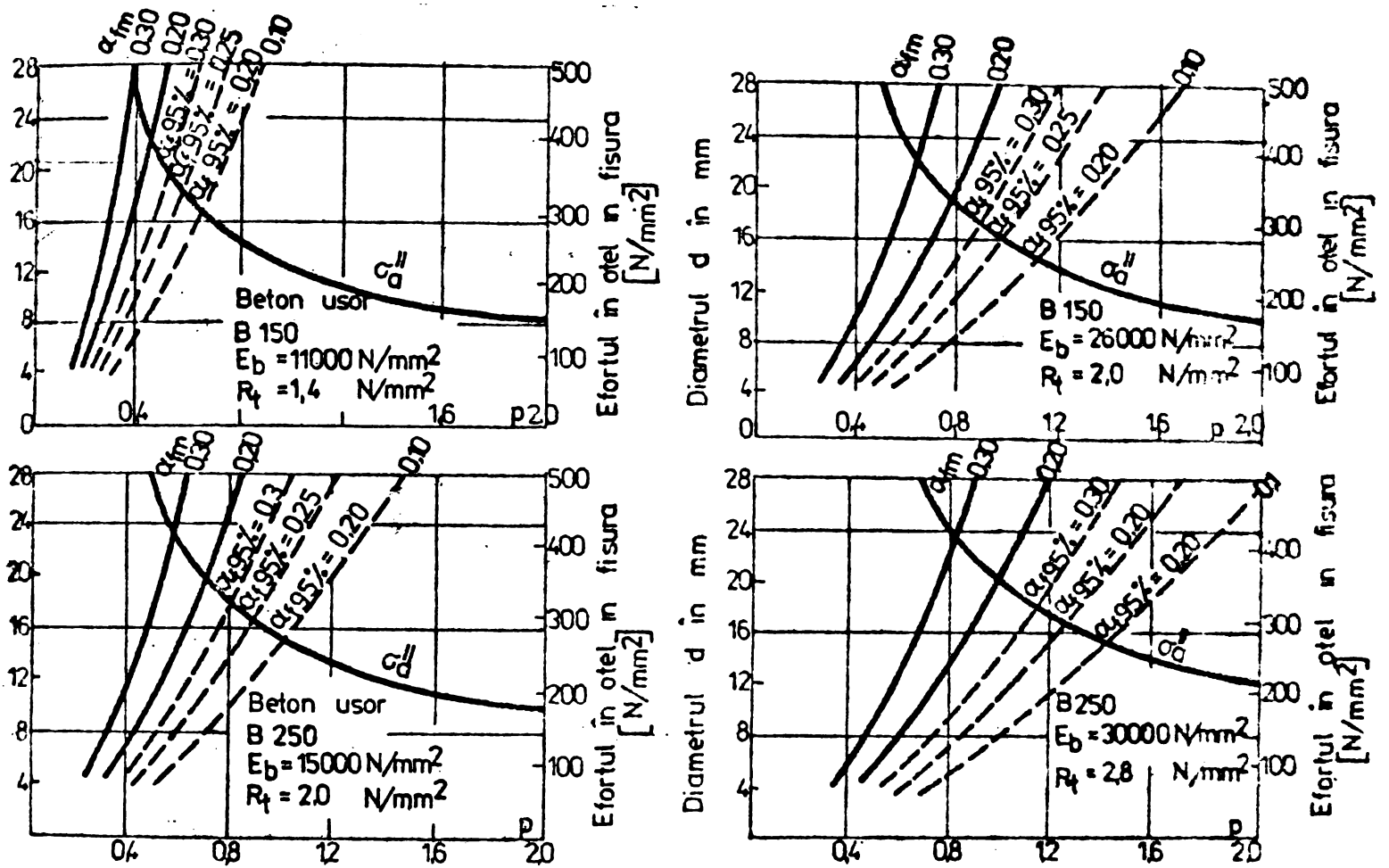


Fig. 3.18. Legatura d-p pentru solicitari din deformatii impiedecate /111/

procesul de fisurare datorită diferiților factori de reținere a contracției. Din încercările efectuate s-a constatat că forța generată de împiedecarea deformațiilor poate să crească peste valoarea forței de fisurare numai după stabilizarea procesului de fisurare. Deoarece stabilizarea procesului de fisurare apare rar la diafragmele obișnuite, valoarea forței generate de reținere este independentă la gradul de împiedecare și mărimea deformației reținute influențează în principal numărul fisurilor și mai puțin deschiderea lor.

Deschiderea maximă a fisurilor se determină /134/ :

- pentru deformații împiedecate de fundații :

$$\alpha_{f \max} = 0,031 \left( 1 + \frac{R_t}{14 \cdot p} \right) K_d \cdot K_S \quad (3.42)$$

- pentru deformații împiedecate de planșee prefabricate :

$$\alpha_{f \max} = 0,026 \left( 1 + \frac{R_t}{14 \cdot p} \right) K_d \cdot K_S \cdot K_H \quad (3.43)$$

unde : p - procentul de armare orizontală a diafragmei;

K<sub>d</sub> - coeficient care ține seama de diametrul armăturilor;



$K_S$  - coeficient experimental care face legătura între rezultatele obținute pe modele și elementele la scară naturală;

$K_H$  - coeficient experimental care ia în considerare efectul înălțimii etajului ( $K_H = 1,2$ ).

Cu relațiile (3.42) și (3.43) se poate determina procentul minim de armare pentru limitarea deschiderii fisurilor la valorile admise.

### 3.5. Contribuții experimentale la studiul privind comportarea structurilor cu diafragme monolite din beton ușor de granulat sub efectul deformațiilor de contracție împiedecată

#### 3.5.1. Scopul programului experimental

Literatura tehnică de specialitate oferă un număr mare de lucrări referitoare la calculul și comportarea structurilor alcătuite din diafragme la diferite tipuri de acțiuni (permanente, utile, vânt, cutremur), în timp ce lucrări care se referă la efectele contracției împiedecate și a variațiilor de temperatură, există într-un număr redus.

Studiile efectuate în ultima perioadă pe plan mondial /50/, /111/, /121/ precum și la noi în țară /33/, /58/, /66/, /65/, /95/, /134/, au urmărit obținerea unor date referitoare la comportarea diafragmelor sub acțiunea variațiilor de temperatură și a contracției împiedecate.

Extinderea folosirii betonului ușor cu granulat la structuri pentru construcții de locuințe și realizarea din acest material a diafragmelor exterioare și interioare turnate monolit, a determinat necesitatea studierii proprietăților acestui material, paralel cu comportarea lui în structuri.

Având în vedere experiența dobândită la Catedra de Beton armat și Clădiri din Timișoara privind studiul contracțiilor împiedecate a diafragmelor din beton greu /17/, /66/, /134/, în perioada 1974-1979 studiile au fost extinse și asupra diafragmelor realizate din beton armat ușor cu granulat de Lugoj /51/, /52/, /53/, /60/, /91/.

Programul experimental condus paralel pe elemente de beton greu /134/ și beton ușor, a cuprins studiul unor aspecte care inter-

vin frecvent în practica de execuție a diafragmelor din beton ușor, urmărindu-se următoarele aspecte :

- studiul deformațiilor și al extinderii domeniului de influență a reținerii pe suprafața diafragmei în funcție de tipul de reținere (fundatie, planșeu);
- procesul de formare a fisurilor, poziția lor, lungimea și deschiderea lor și poziția deschiderii maxime a fisurii și valoarea ei;
- influența procentului de armare a montanților și riglelor de cuplare, a prezenței golurilor și a dimensiunilor geometrice asupra comportării diafragmelor;
- soluția de dispunere a armăturilor în câmpul diafragmelor (uniform repartizată și concentrată);
- efectul modului de armare a riglelor de cuplare (obișnuit și cu armături în diagonală);
- modul de comportare a celor două tipuri de betoane (greu și ușor).

Datorită complexității problemei studiate și numărului mare de factori care influențează starea de solicitare, încercările experimentale au fost conduse - în principal - pe modele de diafragme la scară redusă prevăzute cu elemente de reținere de tipul fundațiilor și planșeelor prefabricate, fiind completate cu observații "in situ" și încercări pe fragmente de diafragmă la scară reală.

### 3.5.2. Alcătuirea și execuția elementelor experimentale

#### 3.5.2.1. Reținere de tip fundatie

Elementele experimentale sînt formate din modele de diafragme 100 x 100 x 1 cm, alcătuite din microbeton și armate cu diferite procente de armare (0,1; 0,15; 0,2; 0,4), încastrate la bază într-o fundatie de 25 X 35 x 120 cm, executată din beton greu armat  $p = 5,4\%$ .

Armătura pereților a fost realizată din plase cu același procent de armare orizontal și vertical (fig.A.3.1).

Fundațiile, armate conform fig.A.3.2, au fost confecționate din beton greu, cu 3 luni înainte de turnarea primei serii, fiind utilizate ulterior la toate seriile de încercare. În fiecare serie s-a turnat în principal, o diafragmă din beton greu și una din beton ușor.

În tabelul 3.4 este prezentată o sinteză a caracteristicilor elementelor experimentale de tipul diafragmelor pline.

Tabelul 3.4.

| Procent armare P | Beton ușor       |           |     |      | Beton greu       |           |     |      | Obs.                              |
|------------------|------------------|-----------|-----|------|------------------|-----------|-----|------|-----------------------------------|
|                  | Denumire element | Nr. plase | A/C | Ag/C | Denumire element | Nr. plase | A/C | Ag/C |                                   |
| 0,1              | CPU 1-1          | 1         | 0,5 | 1    | CP 1-1           | 1         | 0,4 | 1    | Adaos<br>3 %<br>CaCl <sub>2</sub> |
|                  | CPU 1-2          | 1         | 0,5 | 1    | CP 1-2           | 1         | 0,4 | 1    |                                   |
| 0,15             | CPU 15-1         | 1         | 0,5 | 1    | CP 15-1          | 1         | 0,4 | 1    |                                   |
| 0,2              | CPU 2-1          | 2         | 0,5 | 1    | CP 2-1           | 2         | 0,4 | 1    |                                   |
|                  | CPU 2-2          |           |     |      | -                | -         | -   | -    |                                   |
|                  | CPU 2-3          |           |     |      | -                | -         | -   | -    |                                   |
|                  | CPU 2-4          |           |     |      | -                | -         | -   | -    |                                   |
|                  | CPU 2-5          |           |     |      | CP 2-5           | 2         | 0,4 | 1    |                                   |
| 0,4              | CPU 4-1          | 2         | 0,5 | 1    | CP 4-1           | 2         | 0,4 | 1    |                                   |
|                  | CPU 4-2          |           |     |      | CP 4-2           |           |     |      |                                   |
|                  | CPU 4-3          |           |     |      | CP 4-3           |           |     |      |                                   |

Pereții modelelor au fost turnați în poziție orizontală (fig. A.3.3), fiind vibrați timp de 40 secunde, cu o placă vibratoare așezată pe cofraj. După 24 h de la turnare, elementele au fost ridicate în poziție verticală și decofrate.

Pentru măsurarea deformațiilor s-au utilizat microcomparatoare 1:100 și 1:1000, dispuse în punctele de interes (fig. A.3.4.a) pe conturul modelului; măsurătorile au fost efectuate timp de 7 zile.

### 3.5.2.2. Reținere de tip planșee prefabricate

Având la bază studiile efectuate pe modele cu mai multe nivele din beton greu /134/, studiile pentru betonul ușor au fost efectuate pe modele cu un singur nivel, excepție făcând elementele CPU 50 și CPU 52, cu planșee aferente, luându-se în considerare parametrii :

- parametrul și modul de armare a montanților;
- dimensiunea golului, procentul și modul de armare al riglelor de cuplare;
- lățimea montantului;

Înălțimea liberă a nivelului este de 16,6 cm, fiind aleasă în așa fel încât luând lungimea diafragmei modelului de 1 m raportul  $L/h = 6$ , ceea ce corespunde în practică la o diafragmă cu lungimea de 15 m, grosime 15 cm și înălțimea liberă a etajului de 2,5 m.

Ca și element suport al pereților s-a folosit un profil metalic I22, întărit cu o platbandă de 20 mm grosime. Legăturile dintre pereți și suport s-au realizat prin penduli de beton întăriți cu mustăți  $\emptyset$  1 din suport care intră în perete, acesta fiind distanțat de profil.

În urma încercărilor efectuate pe beton greu, pentru a avea o mai mare consecvență în ceea ce privește gradul de reținere a planșelor, acestea s-au realizat din metal de aceeași rigiditate cu plasele de beton folosite la betonul greu /134/.

În tabelul 3.5 sînt reprezentate caracteristicile modelelor de diafragme pline (fără gol) cu un singur nivel, excepție făcînd elementul CP 52 care are 5 nivele, elementele fiind grupate pe serii de încercări.

Tabelul 3.5.

| Denumire element     | Procent de armare % | $h_{\text{etaj}}$ (cm) | Denumire element | Procent de armare % | $h_{\text{etaj}}$ (cm) |
|----------------------|---------------------|------------------------|------------------|---------------------|------------------------|
| CPU 13 <sup>⊠</sup>  | 0,15                | 16,6                   | CPU 36           | 1,0                 |                        |
| CPU 14 <sup>⊠</sup>  | 0,1                 | 16,6                   | CPU 37           | 0,3                 | 16,6                   |
| CPU 15 <sup>⊠</sup>  | 0,2                 | 16,6                   | CPU 38           | 0                   |                        |
| CPU 27 <sup>⊠⊠</sup> | 0,2                 |                        | CPU 45           | 0,15                |                        |
| CPU 28               | 0                   | 16,6                   | CPU 46           | 0,30                | 16,6                   |
| CPU 29               | 0,2                 |                        | CPU 47           | 0,60                |                        |
| CPU 30               | 0,2                 |                        | CPU 51           | 0,15                |                        |
| CPU 31               | 0,6                 | 16,6                   | CPU 52           | 0,15                | 16,6                   |
| CPU 32               | 1,0                 |                        |                  |                     |                        |
| CPU 33               | 0,1                 |                        |                  |                     |                        |
| CPU 34               | 0,4                 | 16,6                   |                  |                     |                        |
| CPU 35               | 0                   |                        |                  |                     |                        |

⊠ Elemente turnate paralel cu elemente turnate din beton greu CP, /134/.

⊠⊠ Armare concentrată.

Studiul contracției împiedecate a diafragmelor cu goluri s-a efectuat pe modele cu un nivel, excepție făcînd elementul CPU 50 care are 5 nivele, păstrînd procentul de armare al montanților constant  $p = 0,15\%$  cu  $h_{\text{etaj}} = 16,6$  cm și variînd caracteristicile legate de rigla de cuplare și lățimea montantului; modul de armare al riglelor de cuplare este cel dat în fig. A.3.10.

Caracteristicile modelelor încercate sînt prezentate în tabelul 3.6, elementele fiind grupate pe serii de încercări.

Tabelul 3.6.

| Denumire element    | Procent de armare |           | Lăţime gol (cm) | Lăţime diafrag. (cm) | Denumire element   | Procent de armare |           | Lăţime gol (cm) | Lăţime diafr. (cm) |
|---------------------|-------------------|-----------|-----------------|----------------------|--|-------------------|-----------|-----------------|--------------------|
|                     | riglă de cupl. p  | monfant p |                 |                      |  | riglă de cupl. p  | monfant p |                 |                    |
| CPU 16 <sup>≠</sup> | 0,8               | 0,15      | 8               | 100                  | CPU 56   |                   |           |                 | 100                |
| CPU 39              | 0,4               | 0,15      | 6               |                      | CPU 57   | 0,8               | 0,15      | 6               | 75                 |
| CPU 40              | 0,8               | 0,15      | 6               | 100                  | CPU 58   |                   |           |                 | 50                 |
| CPU 41              | 1,2               |           |                 |                      |  |                   |           |                 |                    |
| CPU 42              |                   |           | 4               |                      | CPU 59 <sup>≠</sup>  |                   |           |                 |                    |
| CPU 43              | 0,8               | 0,15      | 6               | 100                  | CPU 60 <sup>≠</sup>  | 0,8               | 0,15      | 6               | 100                |
| CPU 44              |                   |           | 8               |                      | CPU 61   |                   |           |                 |                    |
| CPU 49              |                   |           |                 |                      | ≠ Elemente turnate paralel cu elemente din beton greu CP, /134/. |                   |           |                 |                    |
| CPU 50              | 0,8               | 0,15      | 6               | 100                  |  |                   |           |                 |                    |

<sup>≠</sup> Rigele de cuplare armare în diagonală.

Elementele cu goluri cât și cele fără goluri au fost turnate în poziție orizontală fiind vibrată timp de 20 secunde cu placă vibrată așezată pe cofraj. Pendulii dintre diafragmă și profilul I și golurile au fost realizate cu ajutorul unor fișii de polistiren. După 24 h de la turnare elementele au fost ridicate în poziție verticală și decofrate.

Pentru măsurarea deformațiilor s-au folosit microcomparatoare 1:100 și 1:1000 dispuse la nivelul planșeelor și între acestea (fig. A.3.4.a,c). Măsurarea deformațiilor s-a făcut timp de 7 zile, timp în care elementele au fost păstrate în camera de climatizare la 20°C și 60% umiditate relativă.

### 3.5.2.3. Reținere de tip fundație și planșee prefabricate

Suprapunerea efectelor de reținere a deformațiilor din contracție de către fundație și planșee prefabricate s-a realizat pe modele cu lățimea de 100 cm prevăzute cu aceleași fundații ca la pct.3.5.2.2. și cu planșee metalice dispuse la distanța de 16,6 cm la 6 nivele.

A fost studiat un model de diafragmă plină CPU 52 (tabelul 3.5) și unul cu goluri medii CPU 50 (tabelul 3.6).

Pentru măsurători au fost folosite microcomparatoare 1:1000 așezate la nivelul planșeelor și între planșee la toate etajele asemănător ca la elementele cu un singur nivel.

### 3.5.2.4. Fragmente lineare de diafragmă cu blocare la capete

Studiul comportării fragmentelor lineare are ca scop transformarea la scară naturală a datelor obținute pe modelele experimentale, o comparație mai apropiată dintre betonul ușor și greu precum și urmărirea procesului de fisurare în condițiile procentului mic de armare și a blocării la capete.

La scară naturală 1:1 a fost urmărită comportarea unor elemente din beton greu și ușor cu dimensiunea de 10 x 15 x 600 cm (tabelul 3.7), armate cu procente de armare 0,2; 0,3; 0,377%, având deformațiile de contracție împiedecate prin blocarea la capete (fig. A.3.6). Paralel au fost turnate și elemente de 10 x 15 x 100 cm armate cu aceeași cantitate de armătură și având contracția liberă.

Tabelul 3.7.

| Tipul betonului | Denumire element | Dimensiuni | Procent de armare p |
|-----------------|------------------|------------|---------------------|
| Ușor            | IU 2-1           | 10x15x600  | 0,2                 |
|                 | IU 2-2           |            | 0,2                 |
|                 | IU 2-3           |            | 0,2                 |
|                 | IU 3             |            | 0,3                 |
|                 | IU 4             |            | 0,377               |
| Obișnuit        | IG 2-1           | 10x15x600  | 0,2                 |
|                 | IG 2-2           |            | 0,2                 |
|                 | IG 3             |            | 0,3                 |

Pentru comparație elementele 1:1 au fost reduse la scara 1:15, scara modelelor, rezultând elemente de dimensiunea 0,7 x 1 x 40 cm cu contracția împiedecată datorită blocării la capete (fig.A.3.7). Modelele la scara 1:15 au fost turnate paralel cu modelele de diafragmă din

aceiași compoziție de beton și au caracteristicile din tabelul 3.8.

Tabelul 3.8.

| Diafragma corespondentă | Nr. elemente (buc) |        |        | Diafragma corespondentă | Număr elemente (buc) |        |        |        |      |
|-------------------------|--------------------|--------|--------|-------------------------|----------------------|--------|--------|--------|------|
|                         | p=0%               | p=0,2% | p=0,4% |                         | p=0%                 | p=0,2% | p=0,4% | p=0,6% | p=1% |
| CPU 1-1                 | 1                  | 2      | -      | CP 4-3                  | 1                    | -      | 2      | -      | -    |
| CP 1-1                  | 1                  | 2      | -      | CPU 14                  | 1                    | 2      | -      | -      | -    |
| CPU 15-1                | 1                  | 2      | -      | CPU 15                  | 1                    | 2      | -      | -      | -    |
| CP 15-1                 | 1                  | 2      | -      | CPU 16                  | 1                    | 2      | -      | -      | -    |
| CPU 2-1                 | 1                  | 2      | -      | CPU 27                  | 2                    | 2      | 1      | 1      | -    |
| CP 2-1                  | 1                  | 2      | -      | CPU 30                  | -                    | 2      | -      | 2      | 2    |
| CPU 2-2                 | 1                  | 2      | -      | CPU 33                  | 2                    | 2      | 2      | -      | -    |
| CPU 2-4                 | 1                  | 2      | -      | CPU 39                  | 2                    | 2      | 2      | -      | -    |
| CPU 4-2                 | 1                  | 2      | 2      | CPU 42                  | 2                    | -      | 2      | 2      | -    |
| CP 4-2                  | 1                  | -      | 2      | CPU 45                  | 2                    | 2      | 2      | -      | -    |
| CPU 4-3                 | 1                  | -      | 2      | CPU 51                  | 1                    | 2      | 2      | -      | -    |

Atît la elementele la scară maturală cît și la elementele la scara modelului, între cofraj și beton se află un strat de hîrtie ceruită pentru a anula eventualele frecări, elementele rămînînd blocate numai la capete.

### 3.5.3. Caracteristicile materialelor utilizate

Avînd în vedere grosimea mică a modelelor de diafragmă și a elementelor liniare, acestea au fost confecționate din mortar de ciment. Compoziția mortarului a fost aleasă în așa fel încît să se obțină o rezistență la compresiune de aproximativ 250 daN/cm<sup>2</sup>, la 7 zile, utilizînd un raport ciment - agregat 1:1 și apă - ciment 0,4 la betonul greu, și 0,5 la cel ușor. Cimentul utilizat a fost Pz 400, iar agregatul nisip de granulat sau nisip normal avînd granulatia 1 ... 3 mm.

Pentru accelerarea fenomenului de contracție, în compoziția mortarului s-a introdus CaCl<sub>2</sub> în cantitate de 3% din cea a cimentului.

Elementele lineare IU la scara 1:1 din beton ușor au fost confecționate cu un beton avînd în compoziție 375 kg/m<sup>3</sup> ciment, 285 kg/m<sup>3</sup> apă, 390 kg/m<sup>3</sup> nisip 0 ... 3 mm, 490 granulat-0 ... 7 mm și 364 kg/m<sup>3</sup> granulat 7 ... 16 mm. Betonul greu folosit la elementele IG a avut compoziția: 375 kg/m<sup>3</sup> ciment, 220 kg/m<sup>3</sup> apă, 640 kg/m<sup>3</sup> nisip 0 ... 3 mm, 550 kg/m<sup>3</sup> nisip 3 ... 7 mm și 640 kg/m<sup>3</sup> pietriș 7 ... 16 mm.

Paralel cu modelele de diafragmă experimentale, au fost turnate cuburi de 3 x 3 x 3 cm și prisme de 2 x 2 x 8 cm, pentru determinarea densităților, rezistenței la compresiune, a modului de elasticitate și a contracției libere (tabelul 3.9). Valorile caracteristicilor betoanelor folosite la modele, la 7 zile, sînt date în tabelul A.3.8, iar caracteristicile betoanelor folosite la fragmentele de diafragmă sînt date în tabelul A.3.9.

Tabelul 3.9.

| Tipul elementului | Beton    | Contracția $\epsilon_0$ (mm/m) la vîrsta de |      |      |      |      |      |      |
|-------------------|----------|---|------|------|------|------|------|------|
|                   |          | 1 zi  | 2 z. | 3 z. | 4 z. | 5 z. | 6 z. | 7 z. |
| cu fundație       | ușor     | 0,42  | 1,40 | 1,87 | 2,12 | 2,25 | 2,34 | 2,40 |
|                   | obișnuit | 0,75  | 1,61 | 2,11 | 2,34 | 2,49 | 2,58 | 2,64 |
| cu planșee        | ușor     | 0,74  | 1,62 | 2,17 | 2,40 | 2,52 | 2,61 | 2,68 |

Modulul de elasticitate a betonului ușor folosit la modele a

reprezentat 0,63 din modulul de elasticitate a betonului obișnuit.

### 3.5.4. Prezentarea datelor experimentale

#### 3.5.4.1. Studiul deformațiilor

##### a) Elemente cu reținere de tip fundație

La acest tip de elemente experimentale s-a admis ipoteza că planșeele fiind monolite își consumă - în principiu - contracțiile paralel cu cele ale pereților, singurul factor de împiedecare fiind fundațiile.

Deformațiile conturului modelelor studiate (tabelul 3.4), la 7 zile, sînt reprezentate în fig.A.3.10 - fig.A.3.12. Valorile reprezintă suma deformațiilor înregistrate la același nivel pe ambele laturi ale conturului elementelor. Avînd în vedere deformațiile libere măsurate pe prisme de 2 x 2 x 8 cm (fig.A.3.13), deformațiile conturului au fost corectate cu raportul dintre deformația liberă medie a tuturor betoanelor folosite la modele (tabelul A.3.13) și

deformația de contracție a betonului folosit la model (tabelul 3.9). În acest mod au fost obținute deformațiile conturului a căror medie, pentru fiecare procent de armare a diafragmei, este reprezentată în fig.3.19.

Se constată că pe înălțimea diafragmei deformațiile de contracție prezintă o creștere pronunțată în zona apropiată de linia de reținere (fundație), depărtîndu-se

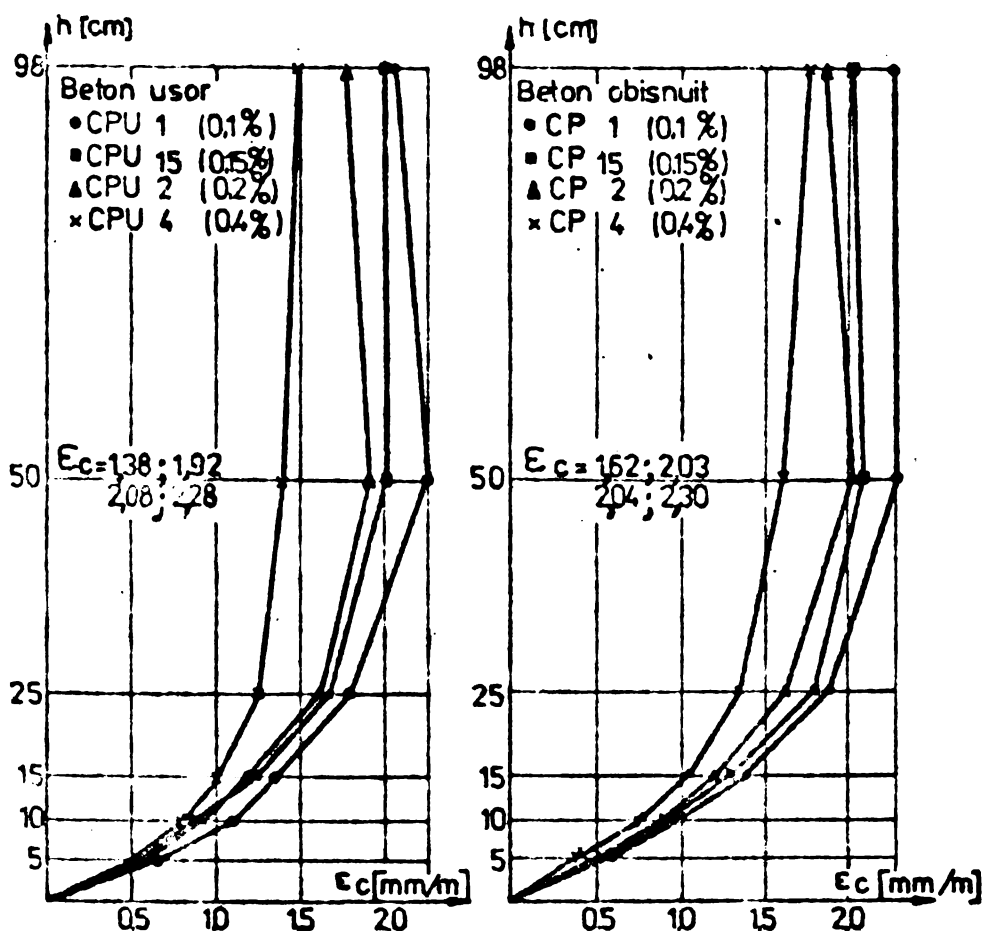


Fig. 3.19 Deformațiile din contracție la elementele pline cu fundație prefabricată (t=7 zile)

de aceasta, diferențele de deformație a două puncte vecine scad de-



venind practic nule de la o înălțime dată. Deformațiile limită la partea superioară a diafragmei sînt în general mai mici decît cele la o înălțime egală cu  $L_r/2$  ( $L_r$  = lungimea de reținere), de variație a eforturilor  $\sigma_x$ , calculate în teoria elasticității în /75/, date în figura 3.20.

Deformația conturului se poate exprima matematic, folosind o

lege exponențială, funcție de contracția maximă neîmpiedecată cu o relație de forma /134/ :

$$\epsilon_{cy} = \epsilon_{c \max} (1 - e^{-cy}) \quad (3.44)$$

unde :  $\epsilon_{cy}$  este deformația din contracție la nivelul  $y$ ;

$\epsilon_{c \max}$  - contracția maximă neîmpiedecată determinată la nivelul  $y = L_r$ ;

$\gamma$  - coeficient egal cu raportul  $y/L_r$ ;

$c$  - coeficient experimental avînd valoarea 8 pentru beton obișnuit /134/ și pentru betonul ușor.

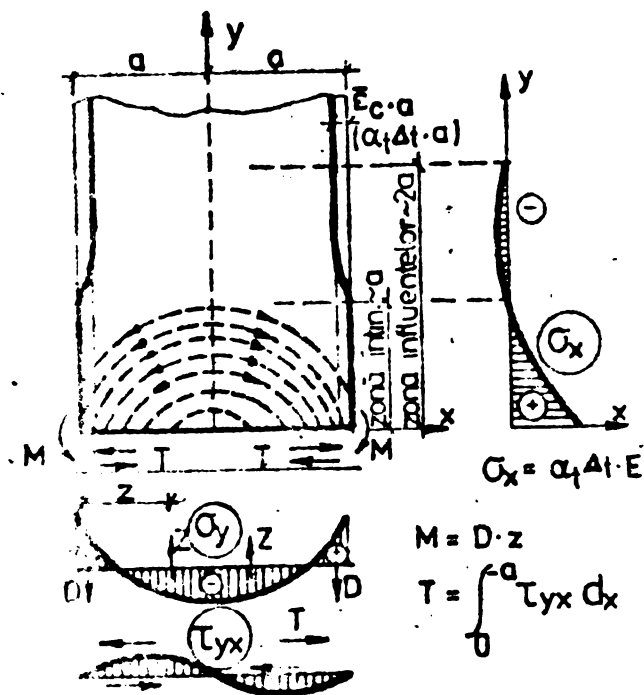


Fig.3.20 Starea de eforturi într-un perete încărcat la bază datorita deformațiilor împiedecate din variațiile de temperatura sau contracție. [57]

Domeniul de aplicabilitate a relației (3.44) este limitat la

$$y_{\max} = L_r.$$

Incercările experimentale (fig.3.19) confirmă pentru betonul ușor alură de variație a eforturilor unitare pe înălțimea diafragmei, determinate în /57/, constatîndu-se o extindere a zonei de reținere - pe înălțime - egală cu jumătate din lungimea de reținere.

Teoretic această zonă poate fi depășită dar eforturile de întindere sînt aproximativ 10% din efortul maxim, la nivelul limitei de reținere ( $L_r/2$ ) ceea ce nu mai are practic influență asupra comportării diafragmei, fapt confirmat și de înălțimea fisurilor.

Limita zonei de reținere nu trebuie confundată înălțimea zonei de influență care se extinde peste această limită prin existența unui câmp de eforturi de compresiune, generat de starea de încovoiere a ansamblului (fig.3.20). Existența eforturilor de compresiune se remarcă - calitativ - din încercările experimentale (fig.3.19) prin reducerea deformațiilor de contracție peste limita de  $L_r/2$ .

Comparînd deformațiile conturului pentru procente de armare diferite ( $p = 0,1\%$ ;  $0,15\%$ ;  $0,2\%$ ;  $0,4\%$ ) se constată diferențe care sînt

mai importante în domeniul contracțiilor împiedecate. Contractia neîmpiedecată la elementele armate cu un procent de armare de pînă la 0,2% (caz curent întîlnit în practică) este mai mică cu maximum 25% decît contractia determinată pe elemente din beton simplu (prisme 2 x 2 x 8 cm). Avînd în vedere acest lucru, contractia maximă neîmpiedecată  $\epsilon_c \text{ max}$  pentru diafragme întîlnite în practică în mod curent ( $p \leq 0,2\%$ ) se poate determina din contractia liberă a betonului simplu (vezi pct. 2.4.4.3) reducă cu maximum 25%.

Din fig.3.19 se poate constata, de asemenea, că deformațiile maxime neîmpiedecate a celor două betoane, ușor și obișnuit, sînt aproximativ de același ordin de mărime; valorile ceva mai mari obținute la experimentări pentru betoane obișnuite se pot datora contracțiilor mai mari obținute pe betonul simplu ( $\epsilon_c^{\text{ușor}} = 0,91 \epsilon_c^{\text{obiș.}}$ ). În domeniul unde reținerea se resimte puternic  $\leq L_p/4$  deformațiile betoanelor ușoare sînt mai mari decît deformațiile betoanelor grele, lucru explicabil prin deformabilitatea mai mare a betoanelor ușoare.

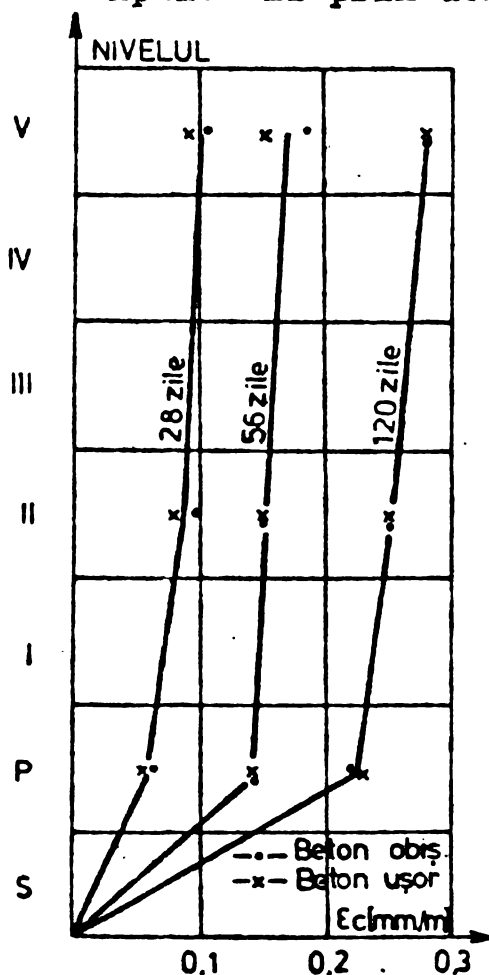


Fig.3.21 Deformațiile de contractie măsurate „in situ” mari cu 0 ... 25% funcție de procentul de armare a riglelor de cuplare ( $p_b = 0,4; 0,8; 1,2$ ).

Încercările experimentale efectuate "in situ" asupra diafragmelor blocului turn prezentat în figurile 1.2 și 2.19, confirmă rezultatele obținute pe modelele cu deformația împiedecată de fundație în ceea ce privește extinderea zonei de reținere (fig.3.21). Lipsa diferenței dintre betonul ușor și greu se explică atât prin vîrsta la care au fost măsurate deformațiile cît și prin diferența de rezistență dintre cele două betoane (vezi tabelul 2.1).

Încercările efectuate pe modele din beton obișnuit /134/ cu un singur șir vertical de goluri medii în axul de simetrie al diafragmelor, arată o comportare a acestora - din punct de vedere al deformațiilor - asemănătoare cu cea a diafragmelor pline. Cantitativ, deformațiile conturului diafragmelor cu goluri, sînt mai

b) Elemente cu reținere de tip planșeu prefabricat

Folosirea la structurile cu diafragme a planșeelor prefabricate cu contracția parțial sau total consumată duce la reținerea deformațiilor din contracție a peretelui monolit.

Analiza efectuată pe modele de diafragme din beton greu privind deformațiile lor în prezența planșeelor prefabricate, /134/, arată că înălțimea totală a zonei de reținere rămâne aceeași ca și la fundații ( $L_r/2$ ). Deoarece, în mod curent, distanța dintre două planșee consecutive este mai mică decât jumătate din lungimea diafragmei, zonele de influență a planșeelor consecutive se suprapun. Raportul  $H_{\text{etaj}}/L_r$ , care caracterizează și distanța dintre planșee, influențează mărimea deformațiilor din contracție, existînd o dependență aproape liniară între acest raport și mărimea deformațiilor marginilor libere /134/.

Încercările experimentale efectuate pe modele din beton ușor cu un singur nivel (tab. 3.5 și 3.6), au păstrat raportul constant  $H_{\text{etaj}}/L_r = 0,166$ , modificîndu-se procentul de armare a diafragmei și riglei de cuplare precum și lățimea golului.

Deformațiile laturilor libere, pentru modelele studiate, sînt prezentate în fig.A.3.14.a, pentru modele de diafragmă plină cu un nivel și în fig.A.3.15.a pentru modele de diafragmă cu goluri; valorile reprezentate în diagrame s-au obținut făcînd suma deformațiilor înregistrate la același nivel pe ambele laturi libere ale diafragmei.

În diagrame au fost reprezentate, în paralel și deformațiile de contracție liberă măsurată pe prisme de 2 x 2 x 8 cm (fig.a.3.14.b respectiv A.3.15.b).

Tabelul 3.10.

| Procent de armare P | Media pentru elementele | Deformația $\epsilon \times 10^3$ la nivelul (mm/m) |               |               |                |     |
|---------------------|-------------------------|---|---------------|---------------|----------------|-----|
|                     |                         | 0   | $\frac{H}{4}$ | $\frac{H}{2}$ | $\frac{3}{4}H$ | H   |
| 0                   | CPU 28, 35, 38          | 104   | 407           | 462           | 380            | 84  |
| 0,1                 | CPU 14, 33              | 72  | 336           | 420           | 375            | 86  |
| 0,15                | CPU 13, 45, 51          | 105   | 339           | 418           | 334            | 80  |
| 0,2                 | CPU 15, 27, 29, 30      | 53  | 342           | 452           | 371            | 77  |
| 0,3                 | CPU 37, 46              | 57  | 360           | 382           | 309            | 118 |
| 0,4                 | CPU 34                  | 87  | 364           | 406           | 352            | 27  |
| 0,6                 | CPU 31, 47              | 34  | 296           | 414           | 296            | 34  |
| 1,0                 | CPU 32, 36              | 99  | 297           | 369           | 293            | 27  |

In tabelul 3.10 sînt date deformațiile medii, pe procente de armare, pentru modelele fără goluri, obținute din deformațiile fiecărui element, corectate cu raportul dintre deformația medie liberă a tuturor betoanelor folosite ( $\epsilon_c = 2,68 \text{ mm/m}$ ) și deformația de contracție a betonului folosit la fiecare nivel.

Tabelul 3.11.

| Media pentru elementele | Deformația $\times 10^3$ (mm/m) la nivelul |               |               |                |     |
|-------------------------|--|---------------|---------------|----------------|-----|
|                         | 0  | $\frac{H}{4}$ | $\frac{H}{2}$ | $\frac{3H}{4}$ | H   |
| CPU 40, 43, 49, 56, 61  | 93   | 367           | 414           | 359            | 88  |
| CPU 16, 44              | 56   | 340           | 436           | 361            | 58  |
| CPU 39                  | 47   | 351           | 463           | 377            | 46  |
| CPU 41                  | 60   | 414           | 540           | 400            | 92  |
| CPU 42                  | 93   | 331           | 410           | 271            | 76  |
| CPU 59, 60              | 95   | 346           | 448           | 353            | 118 |

Se constată că procentul de armare al diafragmei influențează deformația conturului doar în cazul procentelor mici de armate ( $p \leq 0,2\%$ ) această influență este sub 10%; deformațiile conturului sînt afectate în proporție mai mică de armătură decît împrăștierea datelor experimentale; diferența de deformații dintre diafragma armată și diafragma cu  $p = 1\%$  este de aproximativ 25%.

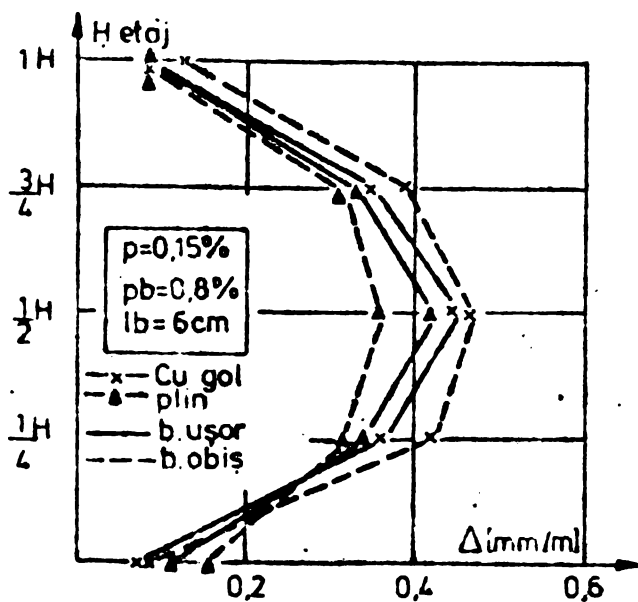


Fig. 3.22 Deformațiile din contracție împiedicată de planșee la elemente cu un nivel.

Deformațiile medii ale modelelor cu goluri, grupate funcție de caracteristicile geometrice și armarea riglelor de cuplare, sînt date în tabelul 3.11. Media deformațiilor maxime ale diafragmelor cu goluri este mai mare cu 10% decît deformația diafragmelor pline pentru procentul de armare a moștănișilor de 0,15%, lucru explicabil prin scăderea rigidității diafragmei cît și a relaxării efortului de reținere în zona golului.

Variația dimensiunilor golurilor în limitele uzuale precum și a procentului de armare a riglei de cuplare nu indică modificări substanțiale ale comportării diafragmei.

Comparativ cu valorile date în /134/ pentru beton obișnuit, betonul ușor are deformații de aproximativ același ordin de mărime (fig.3.22).

c) Elemente cu reținere de tip fundație și planșee prefabricate.

Suprapunerea efectelor de reținere a fundației și planșeelor prefabricate reprezintă o situație frecvent întâlnită în practică la structurile cu diafragme.

Distanța mică dintre planșee generează o stare de eforturi care se extinde pe întreaga înălțime a diafragmei, deformațiile dintre planșee fiind aproximativ de același ordin de mărime pe înălțime (fig.3.24.a).

Prezența golurilor în axul de simetrie a diafragmei nu modifică substanțial comportarea elementelor, constatându-se diferențe de maximum 25% față de deformațiile diafragmelor pline.

3.5.4.2. Studiul fisurării diafragmelor.

a) Observații "in situ"

Observațiile efectuate "in situ", prezentate în /1/, /60/, /65/, /134/ privind comportarea în exploatare a blocurilor de locuințe sau a construcțiilor social-culturale cu diafragme monolite din beton, au pus în evidență apariția unor fisuri la primele niveluri, la clădiri cu planșee monolite, sau la toate nivelurile în cazul utilizării planșeelor prefabricate.

În cadrul programului experimental urmărirea "in situ" a procesului de fisurare s-a efectuat pe trei tronsoane identice la un bloc S+P+10E având diafragmele din beton monolit turnat în cofraje de inventar și planșee prefabricate (fig.1.4 cu secțiunea orizontală din fig.A.3.16). Diafragmele sînt armate la subsol, parter, etajele I și X cu bare orizontale  $\varnothing$  8/25 cm și verticale  $\varnothing$  10/30 din C27. Nivelurile intermediare au fost armate numai la intersecții cu stîlpișorii  $\varnothing$  10-12 și etrieri  $\varnothing$  6/25.

Două tronsoane, unul din beton obișnuit (prezentat în /134/) și unul din beton ușor de granolit (tronson "C"; fig.3.23) au avut execuția terminată în octombrie 1976, iar al treilea tronson din beton ușor (tronsonul "B" din fig.3.23) a fost terminat în iunie 1977.

Urmărirea comportării a fost efectuată asupra diafragmelor

longitudinale A și B (fig.A.3.16), constatându-se apariția fisurilor în montanții de mijloc (lungimea montanților fiind de 7,75 m).

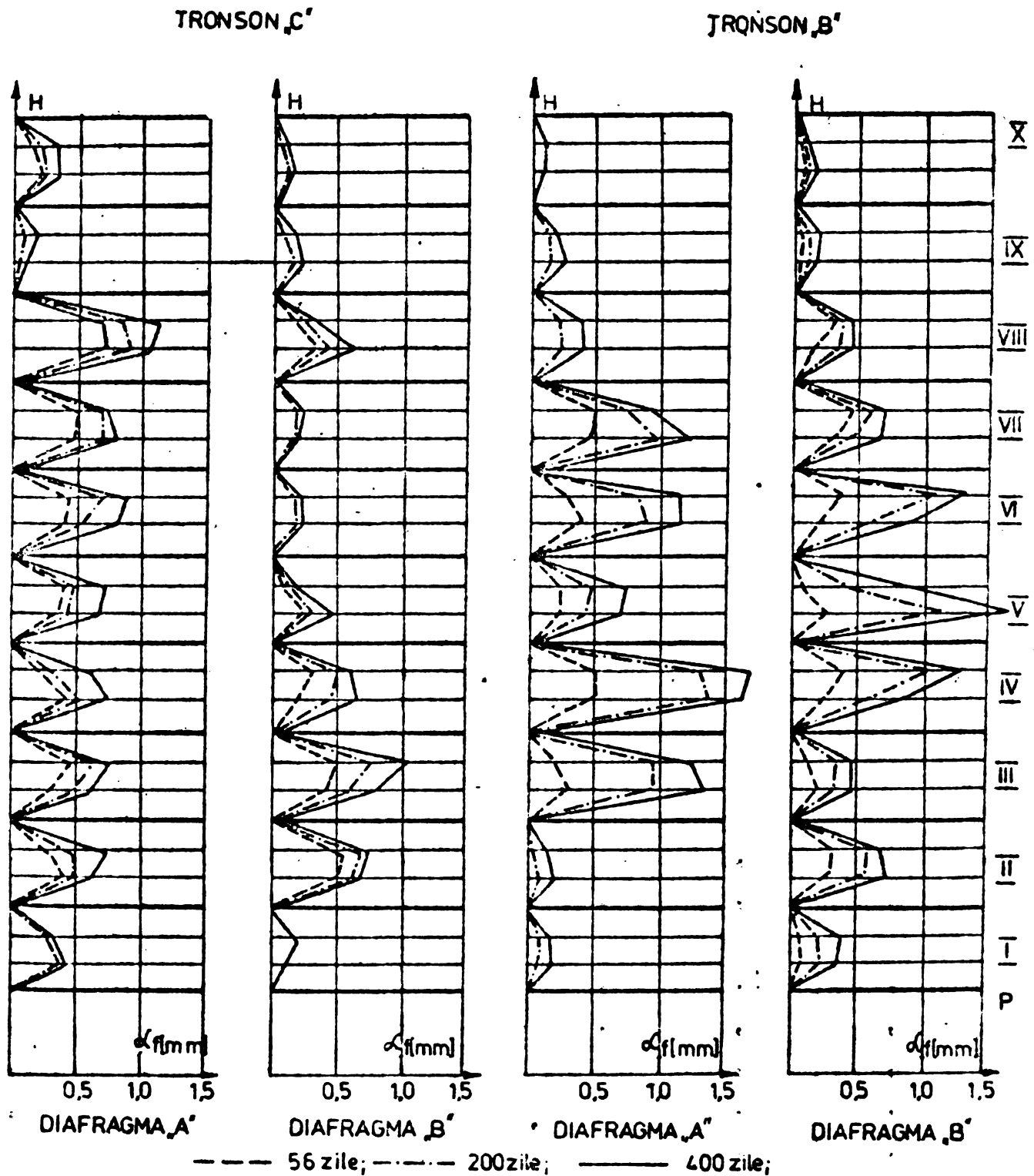


Fig. 3.23 Deschiderea fisurilor măsurată „in situ” la diafragme din beton ușor.

Din fig.3.23 se constată că la vârsta de 400 zile deschiderile maxime ale fisurilor, de la nivelurile intermediare au valori cuprinse între 0,5 ... 1,5 mm. La nivelurile unde diafragmele sînt armate, deschiderile fisurilor sînt în general sub 0,3 mm. S-au mai constatat fisuri în colțurile și în cîmpul riglelor de cuplare. Fi-

urile în diafragme au apărut în montantul central, o singură fisură la fiecare nivel, aproximativ la mijlocul montantului.

Comparativ cu fisurile observate la diafragmele din beton oșnișnit (date în /134/), deschiderea fisurilor de la tronsonul "C" este mai mică cu 25 ... 50%.

Pentru studierea diferiților factori care influențează procesul de fisurare, experimentările au fost continuate pe modele de diafragme și pe elemente liniare, variindu-se o serie de parametri: elementul de reținere; procentul de armare a montanților și riglelor de cuplare; caracteristicile geometrice.

b) Reținere de tip fundație

Având în vedere parametrii luați în considerare (vezi tabelul 3.12), pentru fiecare element experimental au fost trasate diagramele care cuprind variația deschiderii medii a fisurilor pe înălțimea diafragmei (fig.A.3.17); diagramele au fost alcătuite pe baza releveelor - fotografii ale fisurilor prezentate în fig.A.3.17.

Sinteza comportării la fisurare a elementelor este prezentată în tabelul 3.12.

Tabelul 3.12.

| Element  | $\alpha_f$ med max (mm) | Inălț. fis. $h_f/L_r$ | Poz. desch. max. $h_{fmax}/L_r$ | Element | $\alpha_f$ med max (mm) | Inălț. fis. $h_f/L_r$ | Poz. desch. max. $h_{fmax}/L_r$ |
|----------|-------------------------|-----------------------|---------------------------------|---------|-------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| CPU 1-1  | 0,235                   | 0,35                  | 0,15                            | CP 1-1  | 0,220                   | 0,45                  | 0,20                            |
| CPU 1-2  | 0,07                    | 0,25                  | 0,15                            | CP 1-2  | 0,126                   | 0,40                  | 0,10                            |
| CPU 15-1 | 0,198                   | 0,35                  | 0,15                            | CP 15-1 | 0,155                   | 0,45                  | 0,15                            |
| CPU 2-1  | 0,160                   | 0,35                  | 0,20                            | CP 2-1  | 0,122                   | 0,40                  | 0,10                            |
| CPU 2-2  | 0,100                   | 0,25                  | 0,15                            | CP 2-5  | 0,116                   | 0,30                  | 0,10                            |
| CPU 2-3  | 0,093                   | 0,25                  | 0,15                            | CP 4-2  | 0,083                   | 0,35                  | 0,10                            |
| CPU 2-4  | 0,090                   | 0,25                  | 0,10                            | CP 4-3  | 0,088                   | 0,35                  | 0,15                            |
| CPU 2-5  | 0,080                   | 0,25                  | 0,15                            |         |                         |                       |                                 |
| CPU 4-2  | 0,027                   | 0,15                  | 0,05                            |         |                         |                       |                                 |
| CPU 4-3  | 0,052                   | 0,15                  | 0,05                            |         |                         |                       |                                 |

Fisurile apar în zona de reținere, traseul lor fiind dirijat de direcția eforturilor

unitare de întindere, în zona centrală fiind verticale iar la extremități înclinate (fig.3.24).

Variația deschiderii fisurilor pe înălțimea elementelor prezintă o alură specifică, la bază pe linia de reținere, deschiderea fisurilor este nulă, crescând apoi pînă la o valoare maximă și descrescînd apoi lent pînă la zero.

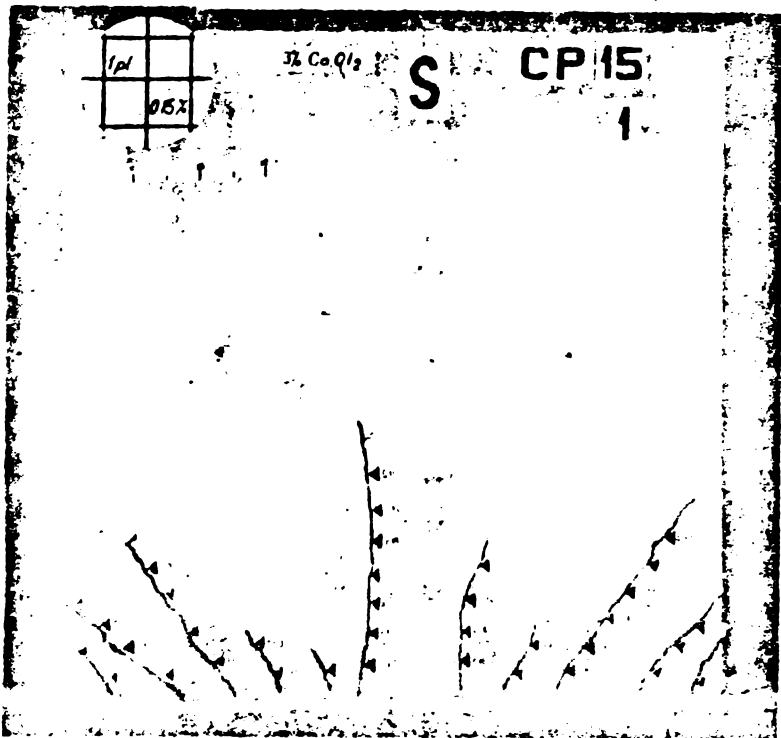


Fig. 3.24. Fisurarea modelelor de diafragmă acînd contractia împiedecată de fundație.

Lege dată de relația (fig. 3.25) :

$$h_f = (0,45 - 0,75 p) L_r \quad (3.45)$$

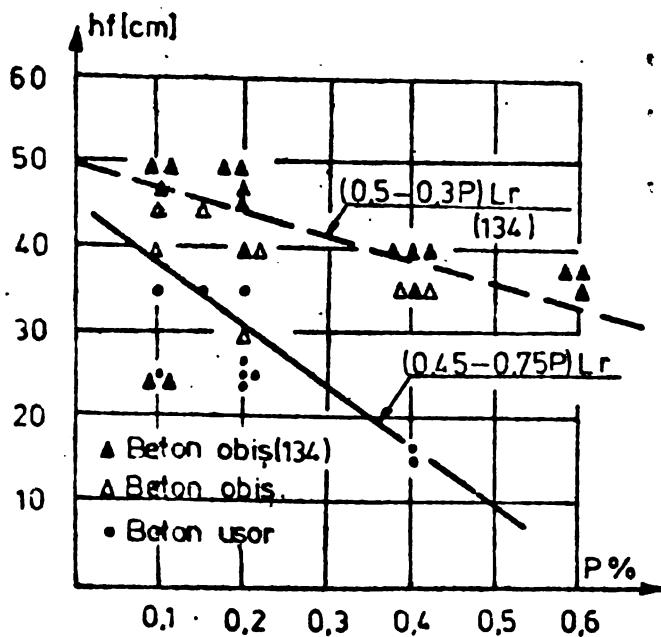


Fig. 3.25 Variația înălțimii fisurilor la elemente cu fundație

Deschiderea maximă a fisurilor se află la o distanță relativ redusă față de linia de reținere :

$$h_{\alpha_{fmax}} = (0,05 \dots 0,20) L_r \quad (3.44)$$

Cu scăderea procentului de armare  $h_{fmax}$  crește. Deschiderea maximă a fisurilor este în general mai mică la betonul ușor decât la betonul obișnuit.

Înălțimea pînă la care se dezvoltă fisurile este mai mică decât la betonul obișnuit /134/, valorile experimentale distribuindu-se după

### c) Reținere de tip planșeu prefabricat

Studiul experimental al fisurării elementelor cu un singur nivel și planșee aferente a permis variația unor caracteristici geometrice și de armare a diaframelor.

Releveele fisurilor, pentru elementele avînd contractia reținută de planșee, sînt prezentate în fig. A.3.19 și fig. A.3.20 pentru diafragme pline respectiv diafragme cu goluri. Din relevee se observa deschiderile fisurilor,

distanța dintre fisuri precum și ordinea de apariție, observîndu-se în general, două generații de fisuri, generații care se diferențiază între ele prin deschiderea fisurii (vezi și fig. 3.7). Pe baza releveelor fisurilor au fost trasate diagramele de variație pe înăl-



înălțimea elementului a deschiderii fisurilor din generația întâi (fig.A.3.21 și fig.A.3.22). Sinteza comportării la fisurare a diafragmelor experimentale este dată în tabelul 3.13 pentru diafragmepline și 3.14 pentru diafragme cu goluri.

Tabelul 3.13.

| p (%) | Element | Date privind fisurile de ord. I la H/2 |                      |           |                       | Date privind toate fisurile |                        |                      |        |
|-------|---------|--|----------------------|-----------|-----------------------|-----------------------------|------------------------|----------------------|--------|
|       |         | Nr. fis.                               | $\alpha_{fmed}$ (mm) | $C_v$ (%) | $\frac{\lambda_f}{H}$ | Nr. fis. la H/2             | $\alpha_{fmed}$ la H/2 | $\lambda_f/H$ la H=0 | la H/2 |
| 0     | CPU 28  | 4                                      | 0,415                | 14,6      | 1,2                   | 4                           | 0,415                  | 1,2                  | 1,2    |
|       | CPU 35  | 3                                      | 0,357                | 11,7      | 1,5                   | 4                           | 0,311                  | 0,67                 | 1,2    |
|       | CPU 38  | 4                                      | 0,309                | 13,9      | 1,2                   | 5                           | 0,291                  | 1,00                 | 1,00   |
| 0,1   | CPU 14  | 3                                      | 0,257                | 13,0      | 1,5                   | 4                           | 0,211                  | 0,86                 | 1,2    |
|       | CPU 33  | 5                                      | 0,214                | 8,3       | 1,0                   | 5                           | 0,214                  | 0,57                 | 1,00   |
| 0,15  | CPU 13  | 4                                      | 0,191                | 12,9      | 1,2                   | 5                           | 0,163                  | 1,00                 | 1,00   |
|       | CPU 45  | 3                                      | 0,318                | 7,0       | 1,5                   | 4                           | 0,256                  | 0,60                 | 1,20   |
|       | CPU 51  | 3                                      | 0,276                | 9,8       | 1,5                   | 4                           | 0,242                  | 1,03                 | 1,20   |
| 0,2   | CPU 15  | 6                                      | 0,121                | 20,0      | 0,86                  | 8                           | 0,115                  | 0,63                 | 0,71   |
|       | CPU 27  | 4                                      | 0,150                | 13,8      | 1,2                   | 7                           | 0,116                  | 0,55                 | 0,75   |
|       | CPU 29  | 6                                      | 0,176                | 21,2      | 0,86                  | 9                           | 0,127                  | 0,48                 | 0,57   |
|       | CPU 30  | 6                                      | 0,162                | 29,8      | 0,86                  | 8                           | 0,149                  | 0,55                 | 0,75   |
| 0,3   | CPU 37  | 5                                      | 0,099                | 24,9      | 1,00                  | 10                          | 0,083                  | 0,50                 | 0,55   |
|       | CPU 46  | 4                                      | 0,215                | 25,8      | 1,20                  | 6                           | 0,169                  | 0,57                 | 0,86   |
| 0,4   | CPU 34  | 7                                      | 0,081                | 14,9      | 0,75                  | 12                          | 0,069                  | 0,38                 | 0,46   |
| 0,6   | CPU 31  | 10                                     | 0,084                | 43,7      | 0,55                  | 14                          | 0,072                  | 0,31                 | 0,42   |
|       | CPU 47  | 6                                      | 0,108                | 35,5      | 0,86                  | 10                          | 0,090                  | 0,52                 | 0,55   |
| 1     | CPU 32  | 10                                     | 0,087                | 13,0      | 0,55                  | 16                          | 0,075                  | 0,29                 | 0,38   |
|       | CPU 36  | 7                                      | 0,089                | 37,1      | 0,75                  | 15                          | 0,065                  | 0,35                 | 0,38   |

Planșeele prefabricate introduc o stare de sollicitare care determină fisurarea diafragmelor iar pe de altă parte se comportă ca niște armături foarte puternice împiedicînd dezvoltarea fisurilor în zona adiacentă. Din această cauză diagramele de variație a deschiderii fisurilor pe înălțimea nivelului se prezintă sub forma unor bucle cu valoarea maximă în zona de mijloc a nivelului (fig.3.26).

Rigiditatea planșeelor mult mai redusă decît a fundațiilor permite o influență mult mai mare a procentului de armare asupra deschiderii fisurilor mai ales în intervalul  $p = 0\% \dots 0,2\%$ ; deschiderea

Tabelul 3.14.

| L <sub>gol</sub><br>(cm) | Element | Date privind fisurile de ord.I la H/2 |                         |                    |                   | Date privind toate fisurile |                           |                      |      |
|--------------------------|---------|---------------------------------------|-------------------------|--------------------|-------------------|-----------------------------|---------------------------|----------------------|------|
|                          |         | Nr. fis.                              | α <sub>f</sub> med (mm) | C <sub>v</sub> (%) | λ <sub>f</sub> /H | Nr. fis. la H/2             | α <sub>f</sub> med la H/2 | λ <sub>f</sub> /H la |      |
|                          |         |                                       |                         |                    |                   |                             |                           | H=0                  | H/2  |
| $\frac{6}{0,8}$          | CPU 40  | 4                                     | 0,136                   | 26,8               | 0,94              | 6                           | 0,118                     | 0,38                 | 0,71 |
|                          | CPU 43  | 4                                     | 0,256                   | 23,4               | 0,94              | 4                           | 0,256                     | 0,60                 | 0,94 |
|                          | CPU 49  | 2                                     | 0,375                   | 6,4                | 1,42              | 3                           | 0,268                     | 0,94                 | 1,13 |
|                          | CPU 56  | 3                                     | 0,268                   | 23,0               | 1,13              | 3                           | 0,268                     | 0,71                 | 1,13 |
|                          | CPU 59  | 2                                     | 0,30                    | 0,1                | 1,42              | 3                           | 0,210                     | 0,63                 | 1,13 |
|                          | CPU 60  | 3                                     | 0,225                   | 36,1               | 1,13              | 3                           | 0,225                     | 1,13                 | 1,13 |
|                          | CPU 61  | 4                                     | 0,267                   | 10,0               | 0,94              | 4                           | 0,267                     | 1,03                 | 0,94 |
| $\frac{6}{0,8}$          | CPU 57  | 2                                     | 0,248                   | 8,9                | 1,42              | 2                           | 0,248                     | 1,13                 | 1,42 |
|                          | CPU 58  | -                                     | 0                       | -                  | -                 | -                           | -                         | 0,48                 | -    |
| $\frac{6}{0,4}$          | CPU 39  | 4                                     | 0,177                   | 28,7               | 0,94              | 4                           | 0,177                     | 0,47                 | 0,94 |
| $\frac{6}{1,2}$          | CPU 41  | 4                                     | 0,195                   | 23,5               | 0,94              | 4                           | 0,195                     | 0,57                 | 0,94 |
| $\frac{8}{0,8}$          | CPU 16  | 4                                     | 0,176                   | 18,2               | 0,92              | 4                           | 0,176                     | 0,58                 | 0,92 |
|                          | CPU 44  | 4                                     | 0,326                   | 24,4               | 0,92              | 4                           | 0,326                     | 0,74                 | 0,92 |
| $\frac{4}{0,8}$          | CPU 42  | 3                                     | 0,293                   | 38,0               | 1,16              | 3                           | 0,293                     | 0,72                 | 1,16 |

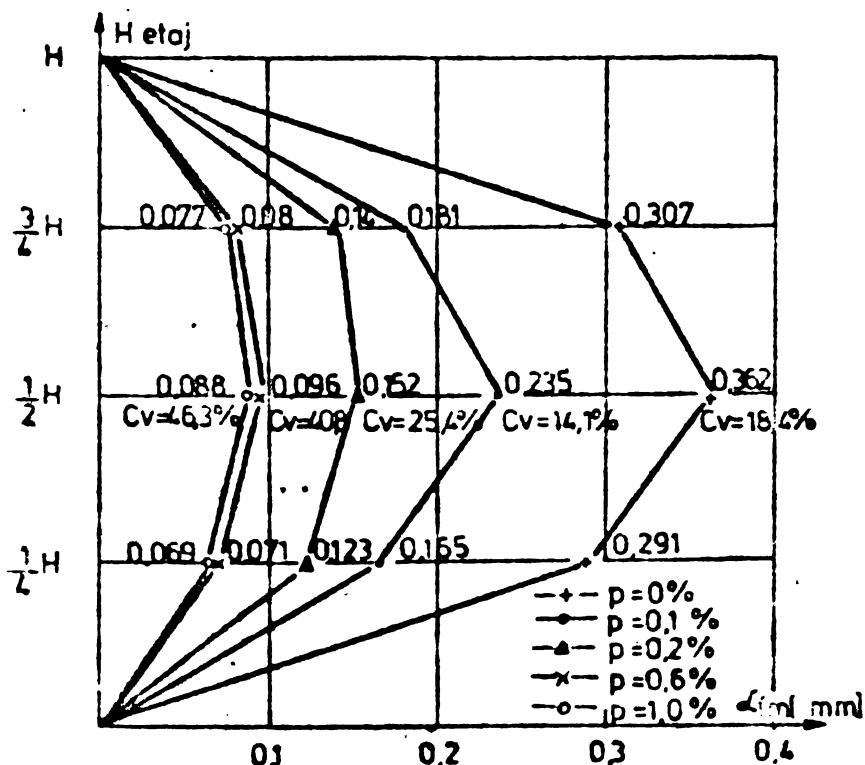


Fig.3.26 Variația deschiderii fisurilor la elemente pline

fisurii pentru  $p = 0,2\%$  este cu aproximativ 50% mai mică decât la diafragma fără armătură. Pentru  $p \geq 0,4\%$  influența cantității de armătură devine neglijabilă. Pentru determinarea deschiderii fisurilor funcție de procentul de armare a diafragmei (fig.3.37) se poate adopta o lege parabolică, asemănătoare ca și la betonul obișnuit [134], de forma :

$$\alpha_f = 0,026 \left(1 + \frac{1}{p}\right) \quad (3.46)$$

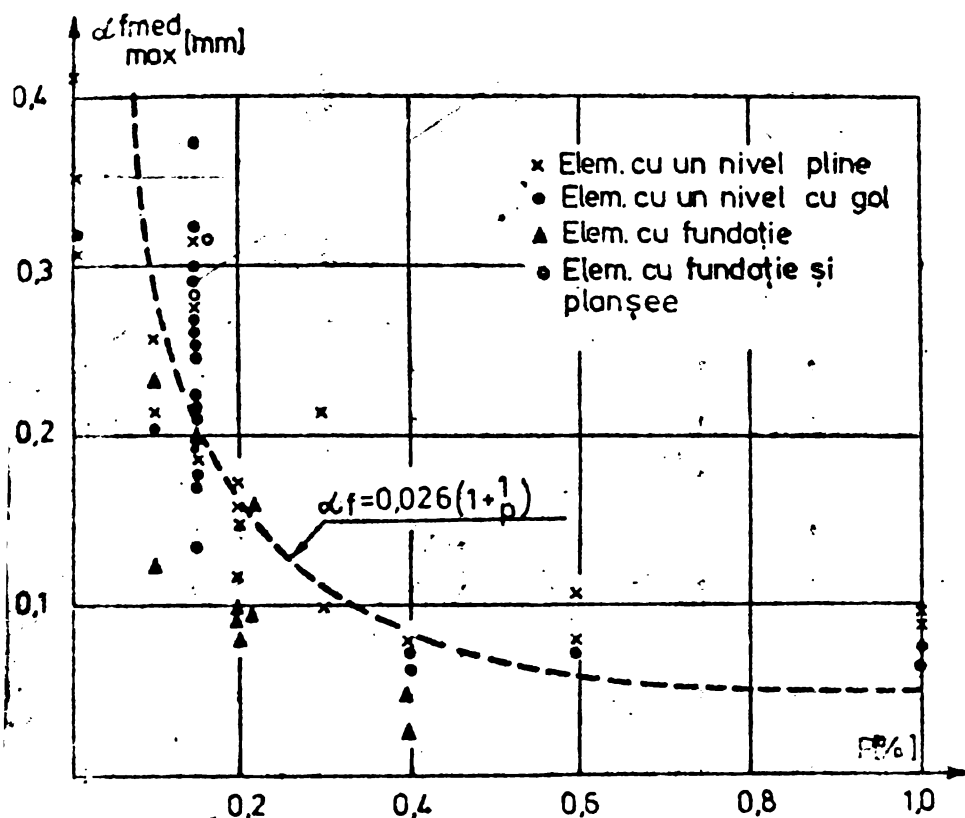


Fig. 3.27 Variația deschiderii maxime a fisurilor la modele de diafragmă.

arătat că rolul armăturii se manifestă integral la rapoarte (fig. 3.28) :

- $h_{\text{etaj}}/L_r > 0,3$  pentru  $p = 0 \dots 0,2\%$  ;
- $h_{\text{etaj}}/L_r > 0,2$  pentru  $p \geq 0,2\%$ .

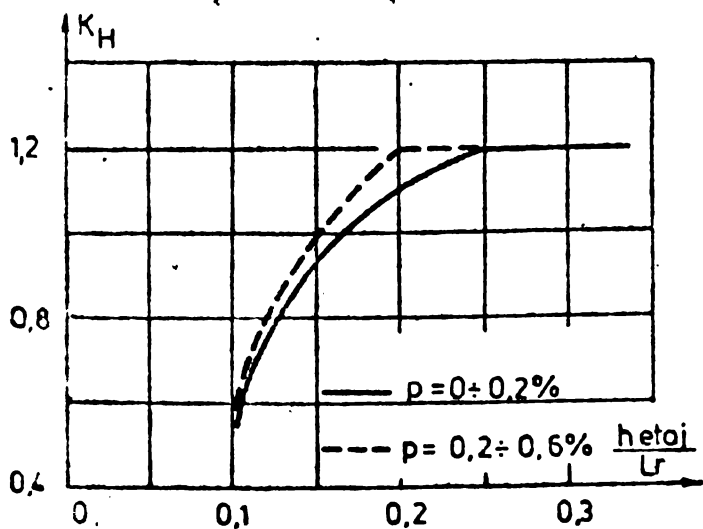


Fig. 3.28 Influența înălțimii etajului asupra deschiderii fisurilor (134)

distanța dintre fisuri este de  $(1,2 \dots 0,75) H_{\text{etaj}}$  fiind în concordanță cu observațiile efectuate "in situ" pe blocul din fig. A.3.16 unde distanța medie dintre fisuri a fost de aproximativ 3,25 mm ( $\lambda_1/H \approx 1,16$ ) /60/.

Apariția și dezvoltarea fisurilor la montanții diafragmelor cu

Inlocuirea armăturii uniforme (element CPU 29) cu o armare concentrată pe 5 cm în zona de mijloc a nivelului (elementul CPU 27) duce la uniformizarea fisurilor pe înălțime și la scăderea deschiderii lor cu 10% ... 20%.

Incercările experimentale efectuate pe betonul obișnuit /134/, variindu-se raportul  $h_{\text{etaj}}/L_r$  au

La rapoarte  $h_{\text{etaj}}/L_r$  mai mici planșee își suprapun efectele de împiedecare micșorând totodată deschiderea fisurilor, valoarea ei se poate calcula folosind coeficientul  $K_H$  care ia în considerare efectul înălțimii etajului (fig.3.28).

Distanța dintre fisuri variază cu procentul de armare luând valori de  $(0,4 \dots 1,2) H_{\text{etaj}}$ . În domeniul obișnuit de armare a diafragmelor ( $p = 0 \dots 0,2\%$ )

goluri au loc similar ca și la diafragmele pline. Variația golului în limitele utilizate în practică (90 ... 120 cm) precum și variația procentului de armare a riglei de cuplare între 0,8% ... 1,2% nu influențează sensibil deschiderea fisurilor din montanți.

Din studiul elementelor cu lățime de montant diferită (CPU 56, CPU 57, CPU 58) se constată că la diafragmele la care  $h_{\text{etaj}}/L_r > 0,6 \dots 0,75$  fisurile care apar nu mai traversează tot nivelul.

#### d) Reținere de tip fundație și planșeu prefabricat

Studiul elementelor cu fundație și planșee multiple dă o imagine reală a comportării la fisurare a unei diafragme (fig.3.29).

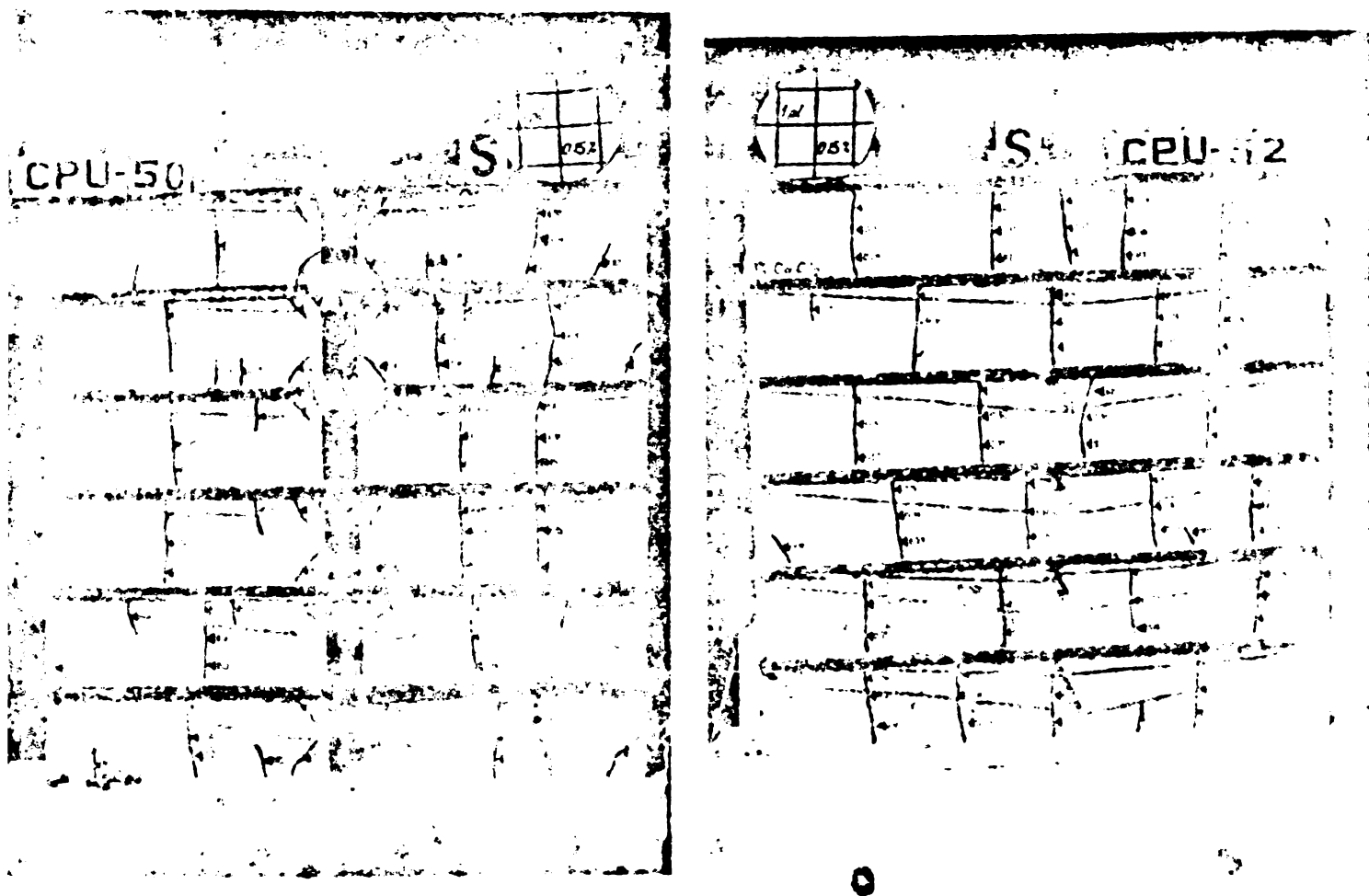


Fig.3.29. Fisurarea modelelor de diafragmă având contractia reținută de fundație și planșee prefabricate.

Variația deschiderii fisurilor pe nivele, prezentată în fig. 3.24.b, pe baza releveului fisurilor din fig.3.23, arată o comportare asemănătoare cu a elementelor cu un singur nivel. Fisurile apar la toate nivelele fără a avea deschideri majorate în zona fundației. Comparativ cu elementele cu un singur nivel fisurile sînt mai mari cu 10% la elemente pline și cu 20% la elemente cu goluri.

### 3.5.4.3. Comportarea riglelor de cuplare la deformații împiedecate

Contractia montanților generează în riglele de cuplare o stare de eforturi normale de întindere centrică atunci când planșeele sînt monolite. Prezența planșeelor prefabricate dispuse asimetric față de axul riglei de cuplare schimbă starea de eforturi transformînd-o în stare de întindere excentrică. Datorită acestor stări de sollicitare în riglele de cuplare apar fisuri care sînt verticale cînd planșeele sînt monolite sau verticale în cîmpul riglei de cuplare și înclinate spre colțuri cînd planșeele sînt prefabricate. La planșee prefabricate fisurile se deschid la partea inferioară a riglei de cuplare și se închid în zona planșeului. Deschiderea și numărul fisurilor depinde de mărimea deformației de contractie, de procentul de armare a riglei de cuplare și montantului, de lățimea golului, de tipul planșeelor, etc.

Prezența fisurilor inițiale în riglele de cuplare precum și gradul de fisurare au efecte defavorabile asupra rigidității de ansamblu a diafragmei precum și a rigidității riglelor de cuplare; efectele profisurării riglelor de cuplare vor fi tratate în cap.4.

Releveele fisurilor riglelor de cuplare pentru modelele cu goluri prezentate în fig.A.3.20 și fig.A.3.23.b arată că la o creștere de la 0,4% la 1,2% a procentului de armare a riglei de cuplare, deschiderea fisurilor scade cu 100%.

Lățimea golului influențează atît asupra numărului de fisuri cît și asupra deschiderii lor; deschiderea minimă a fisurilor s-a obținut la elementele cu un gol de 6 cm, ceea ce corespunde în practică la 90 cm.

Dimensiunile variabile ale montanților nu influențează sensibil fisurarea riglelor de cuplare, datorită faptului că asupra lor acționează preponderent contractia panoului care delimitează golul, cu nouri formate prin fisurarea montanților; fisurile cresc încă odată cu creșterea procentului de armare a montantului /134/.

Armarea riglelor de cuplare cu armături înclinate diagonale nu influențează sensibil asupra numărului și deschiderii fisurilor.

Prezența planșeelor prefabricate duce la sporirea deschiderii fisurilor cu pînă 100% /134/.

### 3.5.4.4. Fisurarea fragmentelor lineare de diafragmă cu blocare la capete

Studiul fisurării elementelor de diafragmă sub forma unor fragmente blocate la capete realizate la scară naturală (tabelul 3.7) precum și a elementelor realizate la scara modelelor (tabelul 3.8) a avut ca scop transformarea cantitativă a fenomenului, precum și comparația comportării celor două tipuri de betoane, ușor și obișnuit.

Evoluția deschiderii fisurilor elementelor avînd scara modelelor este prezentată în tabelul 3.15, grupat pe tipuri de betoane și procente de armare.

Tabelul 3.15.

| Tipul betonului | Procent de armare (%) | Deschiderea fisurilor $\alpha_f$ (mm) la vîrsta de : |        |        |
|-----------------|-----------------------|--|--------|--------|
|                 |                       | 2 zile   | 4 zile | 7 zile |
| Ușor            | 0                     | 0,25   | 0,65   | 0,78   |
|                 | 0,2                   | 0,31   | 0,55   | 0,65   |
|                 | 0,4                   | 0,20   | 0,40   | 0,50   |
|                 | 0,6                   | 0,18   | 0,36   | 0,48   |
|                 | 1,0                   | 0,15   | 0,30   | 0,39   |
| Obișnuit        | 0                     | 0,38   | 0,67   | 0,77   |
|                 | 0,25                  | 0,36   | 0,57   | 0,65   |
|                 | 0,4                   | 0,26   | 0,45   | 0,55   |

Deschiderea fisurilor variază cu procentul de armare după o lege dată de relația :

$$\alpha_f = 0,70 - 0,50 p \quad (3.47)$$

La același procent de armare fisurile betonului obișnuit sînt mai mari cu pînă la 15% decît fisurile betonului ușor.

Procesul de fisurare

a elementelor realizate la scară naturală (scara 1:1) a fost urmărit timp de 600 zile, rezultatele fiind prezentate în tabelul 3.16, atît pentru betonul ușor cît și pentru cel obișnuit.

Fisurarea elementelor din beton ușor se produce la o vîrstă și deformație de contracție mai mare decît la elementele din beton obișnuit (fig.3.30).

Raportul dintre deformația de contracție la care se produce fisurarea betonului obișnuit și deformația la care se produce fisurarea betonului ușor ia valori între 0,6 și 0,7 fiind în concordanță cu raportul dintre modulii de elasticitate a celor două betoane ( $E_b^u/E_b^{ob}$ ).

Dezvoltarea în timp a deschiderii fisurilor betonului ușor se face cu o viteză mai mare decît la betonul obișnuit, dar la 600 zile deschiderile fisurilor rămîn mai mici cu aproximativ 5% la betonul ușor (vezi fig.3.30).

Tabelul 3.16.

| Tipul betonului | Element | Apar. fis. $\alpha_f$ (mm)<br>T(zile) | Deschiderea fisurilor $\alpha_f$ la vârsta de : |          |          |          |          |          |          | Contr. la apar. fis. pe element nearmate (mm/m) |
|-----------------|---------|---------------------------------------|---|----------|----------|----------|----------|----------|----------|---|
|                 |         |                                       | 50 zile   | 100 zile | 150 zile | 200 zile | 300 zile | 400 zile | 600 zile |   |
| Ușor            | IU2-1   | 0,4/88                                | -   | 0,5      | 1,05     | 1,40     | 1,95     | 2,25     | 2,75     | 0,66  |
|                 | IU2-2   | 0,4/101                               | -   | -        | 0,85     | 1,25     | 1,80     | 2,15     | 2,62     | 0,64  |
|                 | IU2-3   | 0,3/113                               | -   | -        | 0,80     | 1,33     | 1,88     | 2,30     | 2,81     | 0,58  |
|                 | IU 3    | 0,3/125                               | -   | -        | 0,50     | 1,12     | 1,65     | 2,00     | 2,45     | 0,585   |
|                 | IU 4    | 0,2/130                               | -   | -        | 0,30     | 0,62     | 1,12     | 1,46     | 1,95     | 0,610   |
| Obisnuit        | IG2-1   | 0,27/32                               | 0,62  | 1,25     | 1,70     | 1,87     | 2,35     | 2,50     | 2,90     | 0,415   |
|                 | IG2-2   | 0,34/39                               | 0,50  | 1,10     | 1,60     | 1,80     | 2,23     | 2,46     | 2,81     | 0,34  |
|                 | IG 3    | 0,25/40                               | 0,40  | 0,93     | 1,50     | 1,78     | 2,12     | 2,35     | 2,60     | 0,44  |

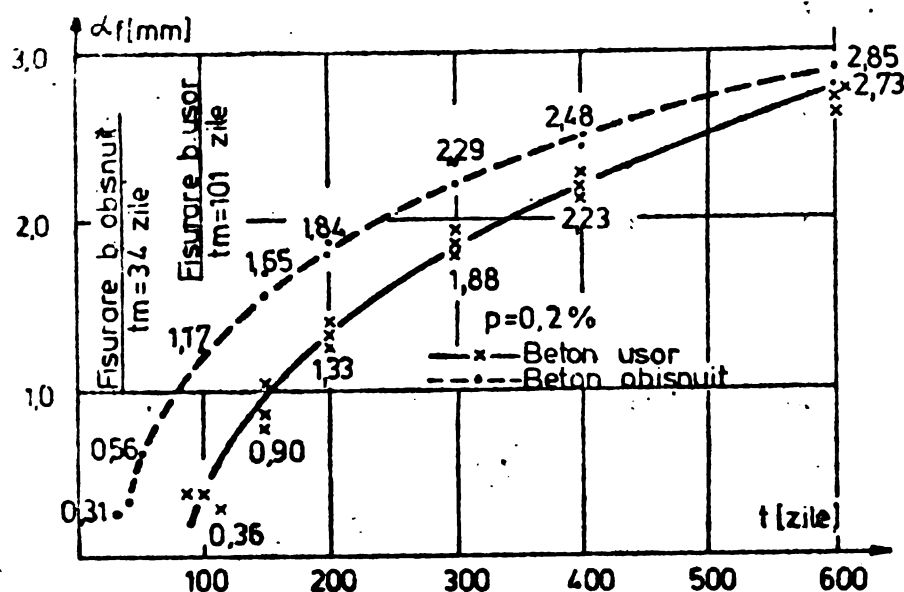


Fig.3.30 Evoluția deschiderii fisurilor la fragmente de diafragmă (IU, IG) blocate la capete (p=0.2%)

Variația deschiderii fisurilor, la elementele la scara 1:1, funcție de procentul de armare se face după o dreaptă paralelă cu cea dată de relația (3.47) pentru elemente la scara 1:15, astfel încât pentru transformarea cantitativă a fenomenului se poate accepta un factor de scară unic  $K_3 = 4,1$ .

### 3.5.5. Limitarea deschiderii fisurilor, generate de deformații împiedecate, la diafragme din beton ușor

Studiile experimentale arată că la diafragme cu  $h_{etaj}/L_r < 0,7$  având deformațiile de contracție împiedecate de planșee prefabricate sau la diafragme cu deformații împiedecate de fundații, apariția fisurilor nu poate fi înlăturată; armarea diafragmelor poate să limiteze deschiderea fisurilor.

Adoptarea rezultatelor teoretice și experimentale privind fisurarea elementelor lineare, expuse în paragraful 3.4, poate fi ac-

ceptată cu rezerva unui consum prea ridicat de armătură. Acest lucru se datorește faptului că la diafragme cu reținere pe contur, fisurarea diferă față de elementele blocate la capete prin rolul dublu al elementului de reținere, de generator de fisuri și totodată de împiedecare a deschiderii fisurilor în zona de influență.

Deoarece la procente mici de armare, contractia împiedecată a betonului nu duce la stabilizarea fisurării, se poate stabili o relație pentru determinarea procentului minim de armare, pentru limitarea deschiderii fisurilor, fără ca să intervină mărimea forței generate de reținere.

Plecându-se de la relația experimentală (3.56) și ținând cont de influența coeficientului de transformare  $K_S = 4,1$  (determinat în paragraful 3.5.4.5), și de influența etajului ( $K_H$  din fig.3.28), deschiderea fisurilor se poate determina cu relația :

$$\alpha_f = 0,11 \left(1 + \frac{1}{p}\right) K_H K_d \quad (3.48)$$

unde  $K_d$  este coeficientul care ține cont de influența diametrului dat în tabelul 3.17 după /65/.

Tabelul 3.17.

| $\phi$<br>(mm) | 4     | 6     | 8     | 10    | 12    | 14    |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $K_d$          | 0,642 | 0,730 | 0,800 | 0,860 | 0,910 | 0,970 |

Avînd în vedere faptul că betonul folosit în faza experimentală a avut  $R_t^n \text{ exp} = 1,39 \text{ N/mm}^2$ , calculată după /68/ considerînd  $R_b = 24,1 \text{ N/mm}^2$  (tabelul A.3.13), pentru alte tipuri de  $\alpha_f$  se calculează înmulțind procentul de armare  $p$  cu raportul  $R_t^n \text{ exp} / R_t^n$  cu relația :

$$\alpha_f = 0,11 \left(1 + 0,7 \frac{R_t^n}{p}\right) K_H K_d \quad (3.49)$$

Deschiderile fisurilor calculate cu relația (3.49) pentru betoane folosite curent la diafragmele din beton ușor, avînd  $K_H = 1,2$  și armate cu oțel lis, sînt date în fig.3.31.

Procentele minime de armare, pentru limitarea deschiderii fisurilor sînt date în tabelul 3.18 pentru diferite diametre și tipuri de betoane.



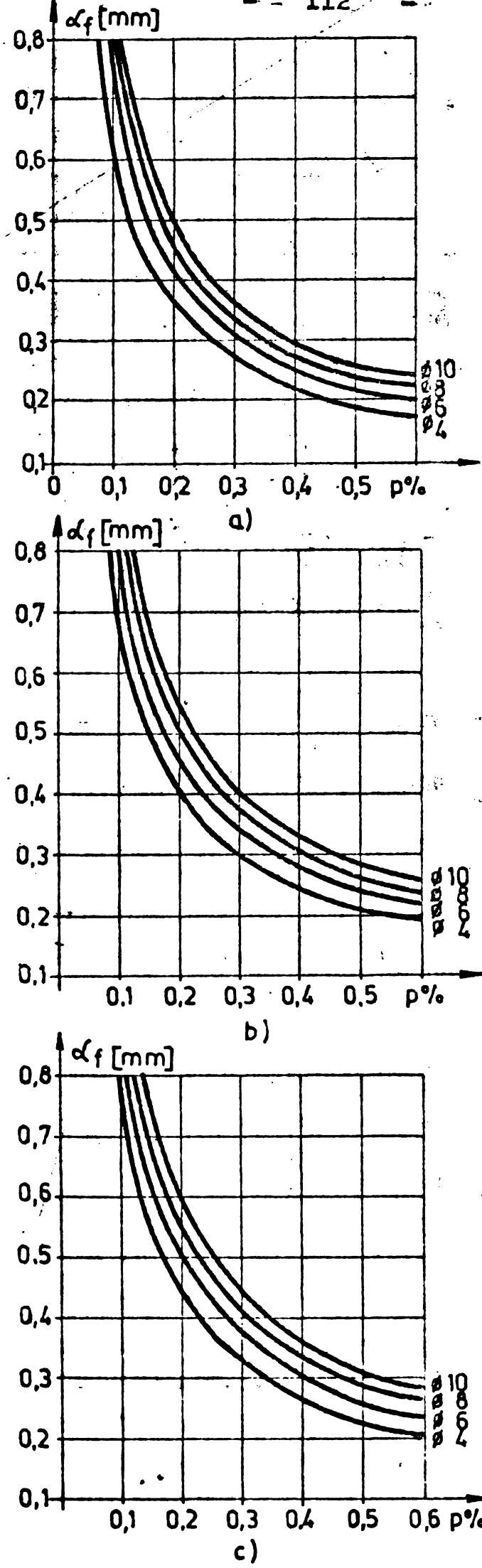


Fig 3 31 Variatia deschiderii fisurilor ( $\alpha_f$ ) functie de procentul de armare (p%)

Limitarea fisurilor la 0,1 mm și chiar la 0,2 mm presupune armarea cu procente mult prea mari și de aceea se recomandă găsirea unor soluții de protecție în cazul acțiunii unui mediu agresiv.

Din punct de vedere a curgerii armăturilor în fisură se recomandă de /111/ ca procentele minime să se determine cu o relație de forma:

$$P_{min} = 1,25 \frac{R_t^n}{R_a^n} 100 \quad (3.50)$$

În figura 3.32 sînt prezentate, comparativ, procentele de armare calculate după diferite propuneri pentru  $\alpha_f = 0,3$  mm la beton ușor și beton greu.

Se constată că relația (3.49), la diametri mici ( $\phi \leq 6$  mm) dă pentru  $\alpha_f$  valori aproximativ egale cu relația propusă în /134/ pentru beton obișnuit iar la diametri mari valori majorate cu maximum 10%. Comparativ cu valorile calculate în /111/ pentru elemente din beton ușor rela-

Fig. (3.49) dă valori mai mici a procentului de armare cu 15% ... 25%.

Tabelul 3.18.

| Beton  | $\alpha_f = 0,2 \text{ mm}$ |       |       |       | $\alpha_f = 0,3 \text{ mm}$ |       |       |       |
|--------|-----------------------------|-------|-------|-------|-----------------------------|-------|-------|-------|
|        | $\phi \text{ (mm)}$         |       |       |       | $\phi \text{ (mm)}$         |       |       |       |
|        | 4                           | 6     | 8     | 10    | 4                           | 6     | 8     | 10    |
| BG 150 | 0,489                       | 0,618 | 0,744 | 0,872 | 0,262                       | 0,315 | 0,361 | 0,405 |
| BG 200 | 0,566                       | 0,716 | 0,861 | 1,010 | 0,303                       | 0,364 | 0,418 | 0,469 |
| BG 250 | 0,643                       | 0,814 | 0,979 | 1,148 | 0,345                       | 0,414 | 0,475 | 0,533 |

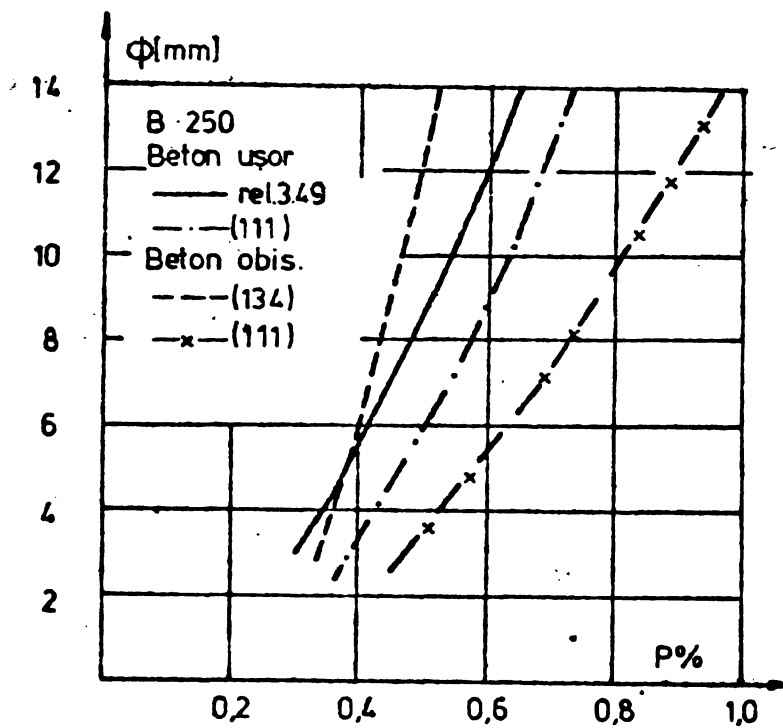


Fig. 3.32 Corelația P- $\phi$  după diferite propuneri pentru  $\alpha_f = 0,3 \text{ mm}$ .

#### 4. STUDIUL COMPORTARII RIGLELOR DE CUPLARE A

##### DIAFRAGMELOR DIN BETON USOR

Diafragmele clădirilor înalte proiectate - în general - pentru a satisface condițiile de rezistență și rigiditate la încărcările orizontale rezultate din vînd și seism, trebuie să satisfacă și cerințele de ductilitate, energie absorbită și efect de amortizare.

La diafragmele cu goluri, rezultate din condiții funcționale, sarcinile orizontale generează încovoiere, tăiere și forțe axiale în montanți în prezența unor forțe tăietoare mari în riglele de cuplare, astfel încît sistemului de cuplare îi revine un rol important în transferul de sarcină. În diafragmele cu un singur șir de goluri există trei zone în care se pot produce condiții critice în timpul încărcărilor orizontale mari : riglele de cuplare, montantul întins și montantul comprimat.

Observațiile efectuate "in situ" /143/, asupra modului de fisurare și cedare a riglelor de cuplare la clădiri solicitate la acțiunile seismice precum și rezultatele experimentale obținute /108/, /115/, /26/, arată că adeseori s-au produs cedări prin tăiere chiar în situația armării cu etrieri la forță tăietoare maximă care apare cînd cedează armătura longitudinală. Acest fenomen este favorizat de scăderea forțelor de frecare de la suprafața fisurilor din beton datorită închiderii și deschiderii repetate a lor. Este de presupus, de asemenea, că prezența unor fisuri inițiale din deformații împiedecate favorizează fenomenul de cedare a riglelor de cuplare.

O cedare la tăiere a riglelor de cuplare nu poate fi considerată ca un mod satisfăcător de cedare pentru scopul de rezistență la încărcări orizontale, mai mult alunecarea din tăiere înseamnă o pierdere considerabilă de rezistență și o ductilitate mai redusă.

Studiile întreprinse de T. Paulay /106/, /107/ au dus la propunerea distribuirii armăturii în riglele de cuplare sub formă de armătură diagonală obținîndu-se o creștere a ductilității și o îmbunătățire a modului de comportare a acestor elemente în prezența forțelor tăietoare mari.

La noi în țară propunerile au fost preluate și introduse în normele de calcul a diafragmelor /74/ iar studii experimentale în acest sens au fost efectuate pe rigle de cuplare din beton obișnuit, înce-

pînd din 1979 la Timișoara /58/, /92/, /94/ și Iași /144/. În anul 1980 în cadrul Catedrei de Beton armat și Clădiri din Timișoara, studiile au fost extinse și asupra riglelor de cuplare din beton ușor cu granulat luîndu-se în considerare și efectul prefisurării. Studiile au urmărit ductilitatea riglelor de cuplare, avînd în vedere noul material folosit, cît și stabilirea rigidității acestor elemente pentru a se putea preciza contribuția lor la capacitatea portantă a diafragmei.

#### 4.1. Efectul cuplării asupra sensibilității răspunsului structurii la încărcări orizontale

Eficacitatea legăturii dintre cei doi montanți, la o diafragmă cu un singur șir de goluri, depinde de rigiditatea riglelor de cuplare. Forțele tăietoare în rigle generate de încărcările orizontale produc o forță axială de întindere într-un montant, respectiv de compresiune în celălalt montant, forțe care generează momentul  $N \times L$  care este componenta principală ce se opune momentului exterior  $M_0$  (fig.4.1).

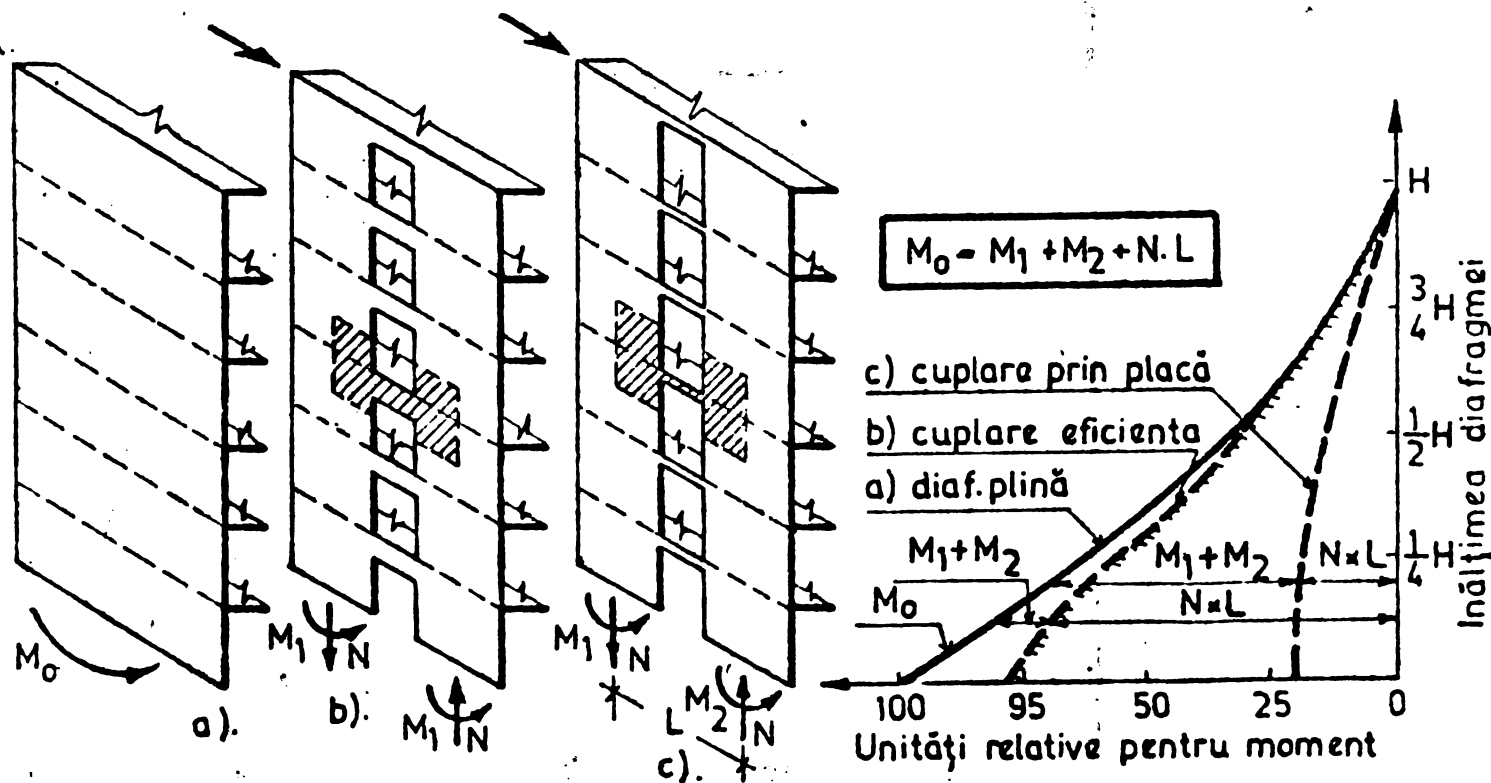


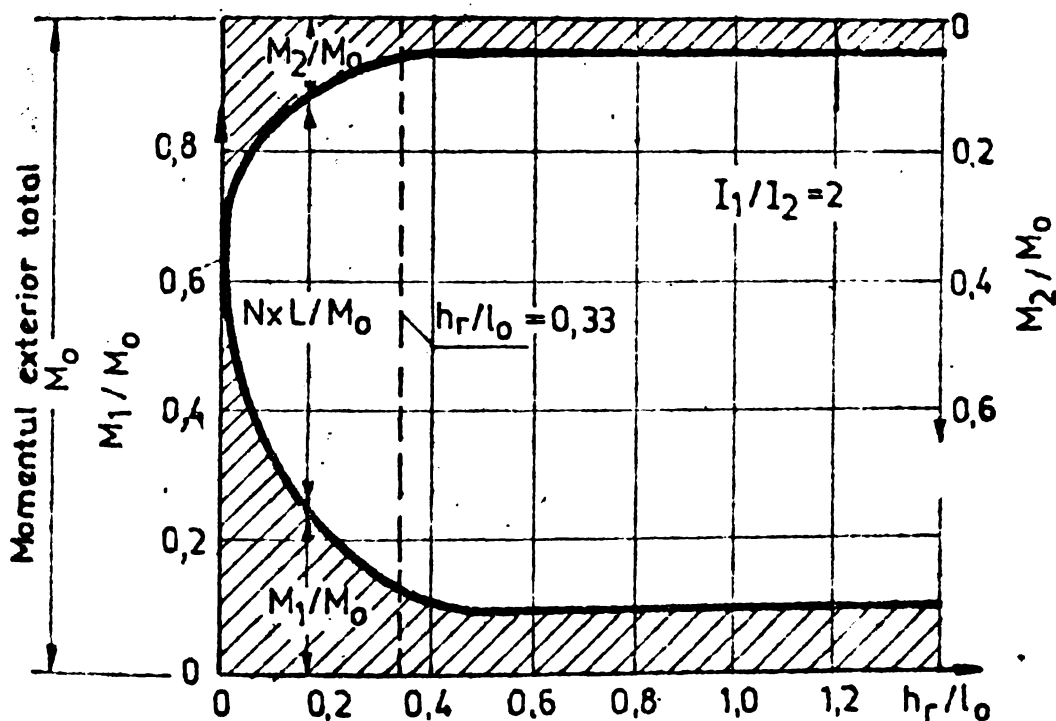
Fig. 4.1 Eficiența cuplării asupra momentelor încovoietoare din montanți [106]

Un sistem de cuplare foarte rigid duce la scăderea momentelor încovoietoare din montanți și la creșterea forțelor axiale și deci la o comportare bună a diafragmei la încărcări orizontale. Cu dimi-

scăderea rigidității riglelor de cuplare, momentele încovoietoare din montanți care și ei tind să se comporte ca niște console solici- tate la forțe tăietoare și la un moment încovoietor mare în prezența unor forțe axiale mici; momentele  $M_1$  și  $M_2$  cresc datorită descrește- rii componentei  $N \times L$  (fig.4.1).

Analiza efectuată în /115/, pe baza structurii echivalente, pentru o diafragmă cu un singur șir de goluri, a pus în evidență ur- mătoarele aspecte legate de efectul cuplării asupra comportării dia- fragmei (fig.4.2) :

- efectul cuplării scade rapid când rigiditatea riglelor de cu-



plare, măsurată prin raportul  $h_r/l_0$  scade sub 0,33; momentele încovoietoare din montanți se dub- lează când rapor- tul  $h_r/l_0$  scade de la 0,33 la 0,16;

- la valori  $h_r/l_0 > 0,75$  e- fectul cuplării nu mai este sen- sibil la schimba- rea rigidității

Fig. 4.2 Variația momentelor încovoietoare la baza diafragmei funcție de  $h_r/l_0$

grinzilor de cuplare (fig.4.2);

- considerînd că prin fisurare riglele de cuplare pierd aproxi- mativ 70% din rigiditate, pentru ca fisurarea să aibe efecte neglija- bile asupra cuplării, trebuie ca  $h_r/l_0 > 0,60$ ;

- pentru o comportare corespunzătoare a unei diafragme cu un șir de goluri, proiectantul trebuie să aleagă raportul  $h_r/l_0 > 0,33$  și raportul momentelor de inerție a montanților  $I_1/I_2 > 0,25$  pentru un  $I_0 = ct$ ;

- pentru  $h_r/l_0 > 0,36$  fisurarea montanților are efect neglija- bil asupra eficienței cuplării.

#### 4.2. Capacitatea portantă a riglelor de cuplare

Instrucțiunile tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structură din diafragme de beton, P.85-82 /74/ prevăd verificarea la

încovoiere a secțiunilor riglelor de cuplare armate obișnuit, în conformitate cu STAS 10107/0-76 că pentru secțiuni simplu armate fără a se lua în considerare armătura comprimată. Armătura transversală (etrierii) se determină punând condiția ca forța tăietoare să fie preluată în întregime de aceasta. În cazul acțiunii seismice forța tăietoare de calcul  $Q_R^c$  se va stabili considerînd valoarea cea mai mare dată de relațiile :

$$Q_R^c \geq 1,5 Q_R ; \quad Q_R^c \geq \frac{M_R \text{ cap}}{M_R} Q_R \quad (4.1.a,b)$$

unde :  $Q_R$  și  $M_R$  reprezintă forța tăietoare și momentul încovoietor din rigla de cuplare rezultate din calculul diafragmei;

$M_R \text{ cap}$  este momentul capabil al secțiunii de încărcare a riglei de cuplare, considerînd armătura existentă.

Încercările experimentale efectuate de T. Paulay /108/ arată că la riglele de cuplare înalte ( $l_0/h_f \leq 1,5$ ) mecanismul de rupere sub încărcări alternante se depărtează de cel al barelor lungi solicitate preponderent la încovoiere în sensul că cedarea se produce la forța tăietoare. Dacă etrierii sînt calculați după regulile variabile grinzilor lungi, cu luarea în considerare a aportului betonului, atunci ruperea se produce casant printr-o fisură înclinată (rupere prin "întindere diagonală") ceea ce face ca în barele longitudinale inferioare și superioare să fie supuse simultan la eforturi de întindere. Pentru a evita ruperea datorită forțelor tăietoare, normele ACI prevăd limitarea ariei armăturilor longitudinale astfel :

$$\frac{A_{a,max}}{b h_0} \leq \mu_{max} = \frac{4,7 l_0 \sqrt{R_{c11}}}{(h_0 - a') \tilde{\sigma}_c} \quad (4.2)$$

Chiar cu această limitare, T. Paulay /108/ a observat experimental că după curgerea armăturii longitudinale, la cîteva cicluri de încărcare - descărcare, pot apărea ruperi prin forfecare și de aceea propune limitarea armării longitudinale la :

$$\mu_{max} \leq \frac{3 l_0 \sqrt{R_{c11}}}{(h_0 - a') \tilde{\sigma}_c} \quad (4.3)$$

Armătura transversală minimă formată din etrieri se determină din condiția ca aceasta să fie capabilă să preia forța tăietoare ma-

rimă care apare în riglele de cuplare la curgerea armăturilor longitudinale :

$$Q_{max} = \frac{2 A_{ae} \sigma_c (h_o - a')}{l_o} \leq \phi \sigma_{ce} A_{ae} \frac{l_o}{a_e} \quad (4.4)$$

Din relația (4.4) rezultă :

$$\mu_e = \frac{A_{ae}}{b \cdot a_e} \geq \frac{2 \mu (h_o - a') h_o \sigma_c}{\phi l_o^2 \sigma_{ce}} \quad (4.5)$$

- unde :
- $\sigma_{ce}$  - efectul de curgere a oțelului din etrieri;
  - $\phi$  - factor de reducere a forței tăietoare maxime preluate de etrieri egal cu 0,8 după /109/;
  - $a_e$  - distanța dintre etrieri.

Pentru a îmbunătăți modul de comportare a riglelor de cuplare scurte ( $l_o/h_r \leq 1,5$ ) T. Paulay /108/, /109/, a experimentat și dezvoltat soluția armării diagonale a acestor elemente, soluție recomandată și în Instrucțiunile P.85-82 pentru rigle cu  $b \geq 22$  cm. Incercările experimentale efectuate pe beton obișnuit /94/, /92/, /95/, au scos în evidență faptul că riglele de cuplare armate diagonal satis-

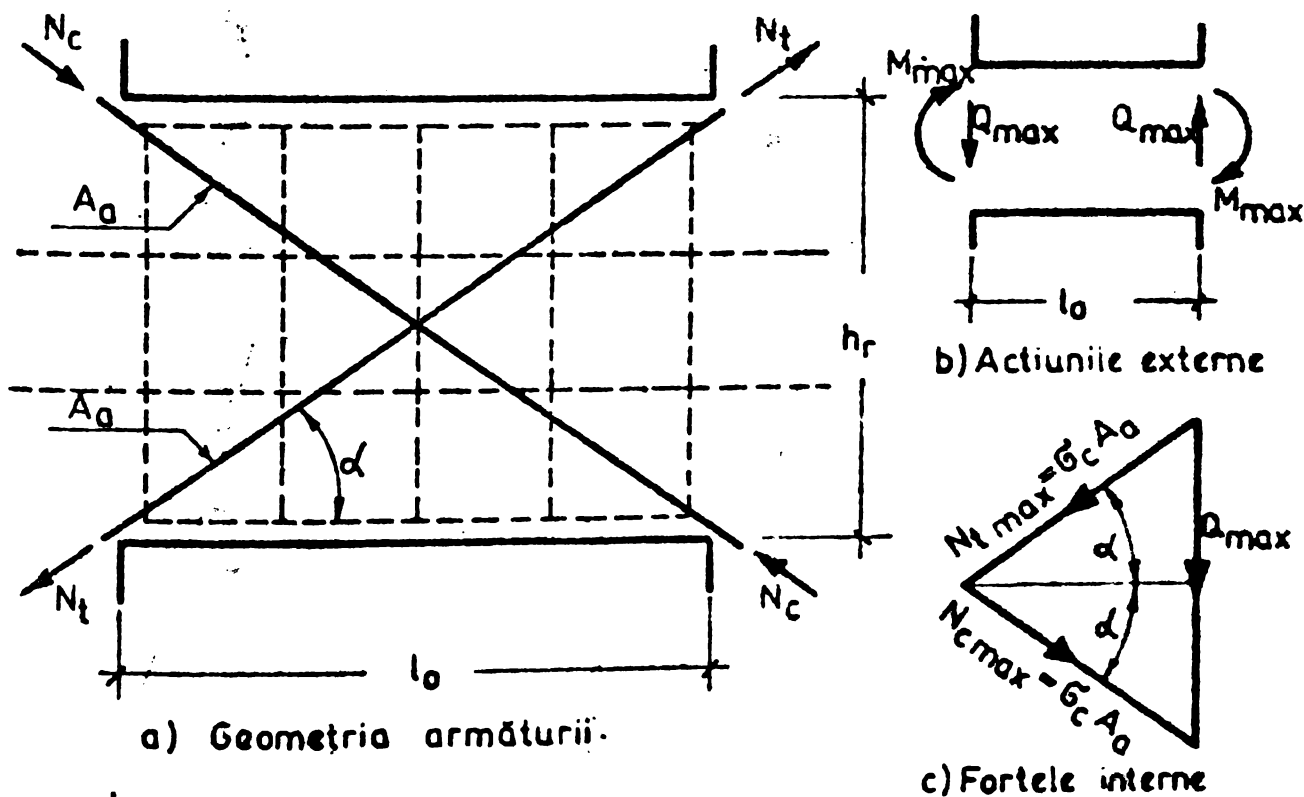


Fig. 4.3 Mecanismul de rezistență într-o grindă de cuplare armată diagonal.

fac mai bine cerințele de rezistență și ductilitate decât cele armate obișnuit, cu condiția ca barele din diagonală comprimată să curgă fără ca să apară fenomenul de flambare.

Acest lucru se poate realiza prin folosirea unor stâlpișori formați din patru bare ca armătură diagonală /74/ sau a unei armături diagonale din două bare tip scăriță /144/.

Capacitatea portantă a riglelor armate diagonal se determină /108/, /109/, din ecuațiile de echilibru (fig.4.3) :

$$Q_{\max} = 2 \phi A_a \sigma_o \sin \alpha \quad (4.6)$$

$$M_{\max} = \phi A_a \sigma_o l_o \sin \alpha \quad (4.7)$$

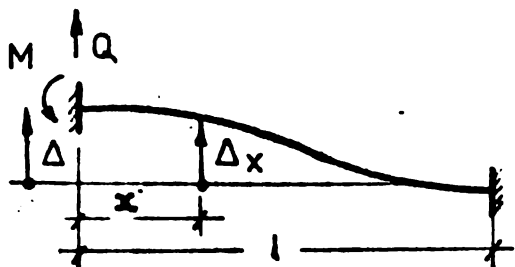
unde :  $\phi$  - factor de reducere a capacității portante egal cu 0,8;  
 $A_a$  - aria de armătură dintr-o diagonală.

#### 4.3. Rigiditatea riglelor de cuplare

Pentru aprecierea rigidității riglelor de cuplare trebuie să se ia în considerare efectul important al forței tăietoare precum și efectul fisurării produse de acțiunile exterioare și de contracția împiedecată, atunci când apare acest fenomen.

##### 4.3.1. Efectul încovoierii și tăierii asupra rigidității

Considerînd bara dublu încastrată din fig.4.4 încărcată cu deplasarea  $\Delta$  se poate determina rigiditatea, ținînd seama de efectul încovoierii și tăierii, cu o relație de



forma :

$$EI = \frac{Q l^3}{12 \Delta} (1 + \phi_1) \quad (4.8)$$

Fig.4.4 Bară dublu încastrată încărcată cu deplasarea  $\Delta$

unde :  $\phi_1 = 12 EI/G.A.l^2$

Particularizînd relația pentru rigle de cuplare din beton ( $G_b = 0,4 E_b$ ) și considerînd  $M = Q l_o/2$  se poate calcula distorsiunea totală a riglei ( $\theta = \Delta/l_o$ ) cu relația :

$$\theta = \frac{M}{6 E_r I_r l_o} \left( 1 + \frac{30 I_r}{A_{rt} l_o^2} \right) \quad (4.9)$$



Rigiditatea riglei de cuplare fiind :

$$K_r = \frac{6 E_r I_r}{l_0} \cdot \frac{1}{1 + \frac{30 I_r}{A_{rt} l_0^2}} = \frac{6 E_r I_r}{l_0} \mu_r \quad (4.10)$$

unde :  $\mu_r$  este un coeficient subunitar care ține cont de deformațiile produse de forța tăietoare;

$$A_{rt} = \frac{b \cdot h_r^3}{K} \text{ -- aria activă a riglei de forță tăietoare /74/;}$$

$K = 1,2$  pentru secțiuni dreptunghiulare și  $1,1$  pentru secțiuni T, secțiuni întîlnite obișnuit la rigle de cuplare.

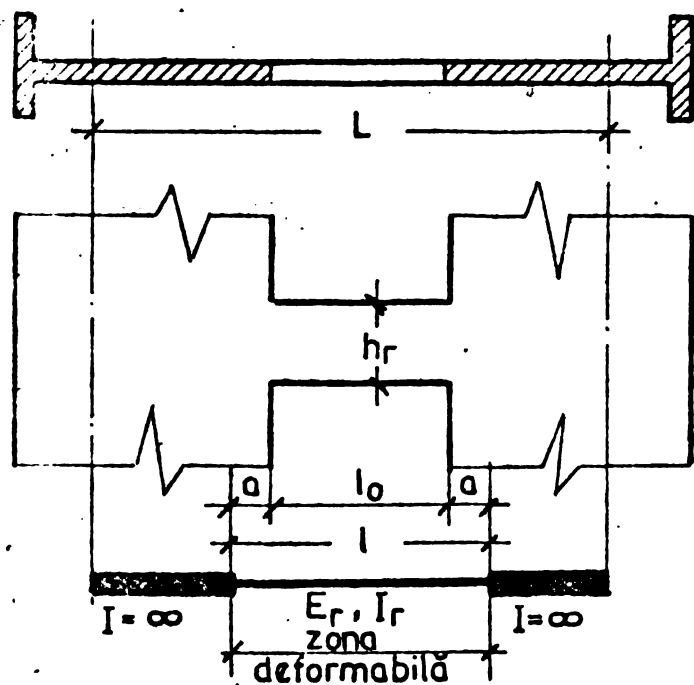


Fig.4.5 Caracteristicile riglelor de cuplare [74]

Instrucțiunile pentru calculul diafragmelor P.85-82 /74/ luînd în considerare caracteristicile riglelor de cuplare din fig.4.5, propun pentru calcul o rigiditate corectată :

$$K_r = \frac{6 E_r I_r}{l_0} \left( \frac{L}{l} \right)^3 \mu_r \quad (4.11)$$

#### 4.3.2. Efectul fisurării

Riglele de cuplare, care lucrează la încovoiere în prezența unor forțe tăietoare mari, au în stadiul II un grad de fisurare

mai mare decît montanții iar prezența încărcărilor orizontale alternante precum și întinderea centrică sau excentrică generată de contracția împiedecată fac ca fisurile să afecteze - de regulă - întreaga secțiune transversală de beton.

Pentru estimarea rigidității riglelor de cuplare, ținînd cont de efectul fisurării, au fost propuse diferite relații de calcul rezultate - de obicei - în urma încercărilor experimentale.

Instrucțiunile tehnice P.85-82 /74/ recomandă folosirea relației (4.10) în care  $E_r$  este un modul de elasticitate convențional, avînd două valori extreme  $E_r = 0,5 E_b$  și  $E_r = 0,15 E_b$ , prin care se ține seama

ma de reducerea rigidității prin fisurare (inclusiv datorită contracției împiedecate) cât și de posibilitatea apariției unor deformații plastice ale armăturii sub acțiunea încărcărilor orizontale de calcul.

Normele ACI 318-71 propun folosirea unui moment de inerție echivalent, dat de relația :

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{or} \quad (4.12)$$

unde :  $M_{cr} = 7,5 \sqrt{R_{cil}} I_g / y_t$  - momentul de fisurare a secțiunii;  
 $M_{max}$  - momentul maxim în faza în care se calculează deformația;  
 $I_g$  - momentul de inerție a ariei totale de beton;  
 $I_{or}$  - momentul de inerție a secțiunii fisurate transformate în beton;  
 $y_t$  - distanța de la centrul de greutate al secțiunii de beton pînă la fibra cea mai întinsă.

Relația (4.12) nu presupune reducerea rigidității datorită efectului forțelor tăietoare.

T. Paulay /107/ estimează că pentru o analiză preliminară, cînd nu se cunosc caracteristicile de armare ale riglelor de cuplare, se poate lucra cu o reducere de 70% ... 80% a rigidității - datorită fisurării - iar în lucrarea /106/ se propune folosirea unui moment de inerție echivalent:

- pentru rigle de cuplare armate obișnuit :

$$I_e = 0,2 I_b / \left[ 1 + 3 \left( \frac{h_r}{l_o} \right)^2 \right] \quad (4.13)$$

- pentru rigle de cuplare armate diagonal :

$$I_e = 0,4 I_b / \left[ 1 + 3 \left( \frac{h_r}{l_o} \right)^2 \right] \quad (4.14)$$

în care :  $I_b$  este momentul de inerție a ariei totale de beton.

A.R. Santhakumar /115/ pe baza rezultatelor obținute de japonezii H. Umemura și H. Aoyama, propune un factor de reducere  $\alpha_y = 0,35$  pentru rigiditatea la încovoiere, EI, iar pentru rigiditatea la tăiere GA, un factor  $\beta_y = f_q / 0,004 G$ , ( $f_q$  este tensiunea de forfecare din riglă); se obține, astfel, un moment de inerție de calcul :

$$I_x = \frac{\alpha_y I_g}{1 + \frac{12 \alpha_y E I_g K}{\beta_y G A l_o^2}} \quad (4.15)$$

unde :  $K$  - factor de formă care pentru rigle de cuplare are valoarea 1,2 la rigle dreptunghiulare și 1,1 la alte forme.

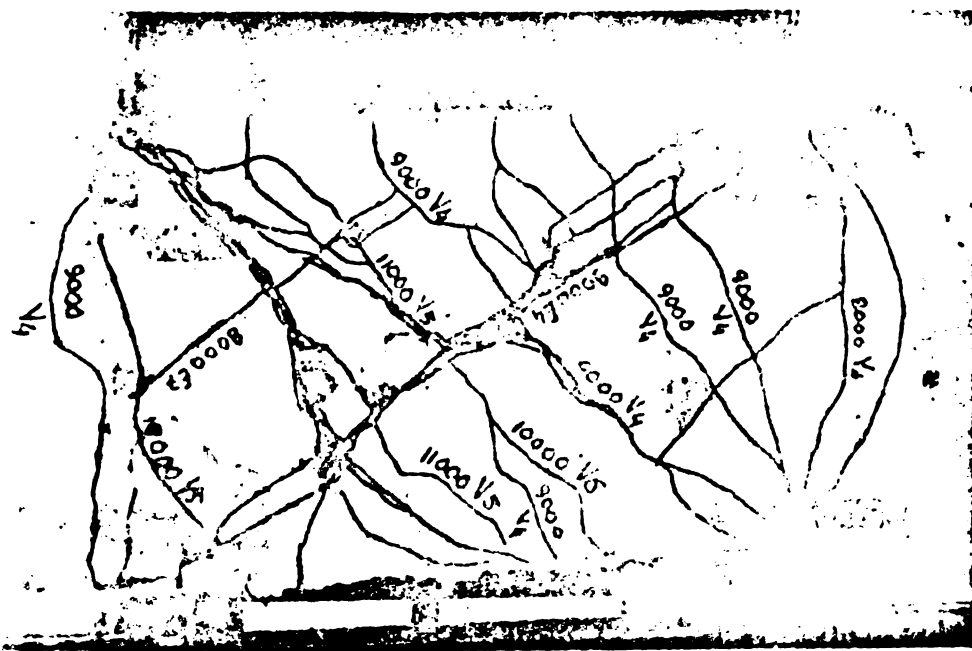
Compararea de către A.R. Santhakumar /115/ a rezultatelor experimentale privind rotirile la curgere ale riglelor de cuplare cu rotirile calculate după unele din propunerile anterioare, au arătat diferențe mari între valorile experimentale și calculate datorită neconsiderării efectului forțelor tăietoare.

Bazat pe observarea mecanismului de rupere a riglelor de cuplare, T. Paulay /108/ a propus calculul analitic al rotirilor plecând de la modelul grinzii cu zăbrele. Rezultatele obținute au fost extinse de A.R. Santhakumar /115/; o sinteză a lor fiind prezentată în continuare.

#### 4.3.3. Stabilirea analitică a rotirilor riglelor de cuplare

##### 4.3.3.1. Rigle de cuplare armate obișnuit

Urmărirea pe cale experimentală a modului de fisurare a riglelor de cuplare (paragraful 4.5), a căror model tipic de fisurare este dat în fig.4.6, arată posibilitatea aplicării analogiei cu grinda cu zăbrele, propusă de T. Paulay.



Pentru o grinză cu zăbrele, al cărei model este prezentat în fig.4.7.a, rotirea totală se poate determina cu relația:

Fig.4.6. Modul de cedare a unei rigle de cuplare armate obișnuit.

$$\theta = \theta_E + \theta_L + \theta_A \quad (4.16)$$

unde :

$$\theta_E = \frac{\Delta_E}{l_0} \quad - \text{rotirea datorită deformației estriurilor și a diagonalelor de beton ;}$$

$$\theta_L = \frac{\Delta_L}{l_0} \quad - \text{rotirea datorită deformației barelor longitudinale de sus și de jos, care formează tălpile grinzii cu zăbrele.}$$

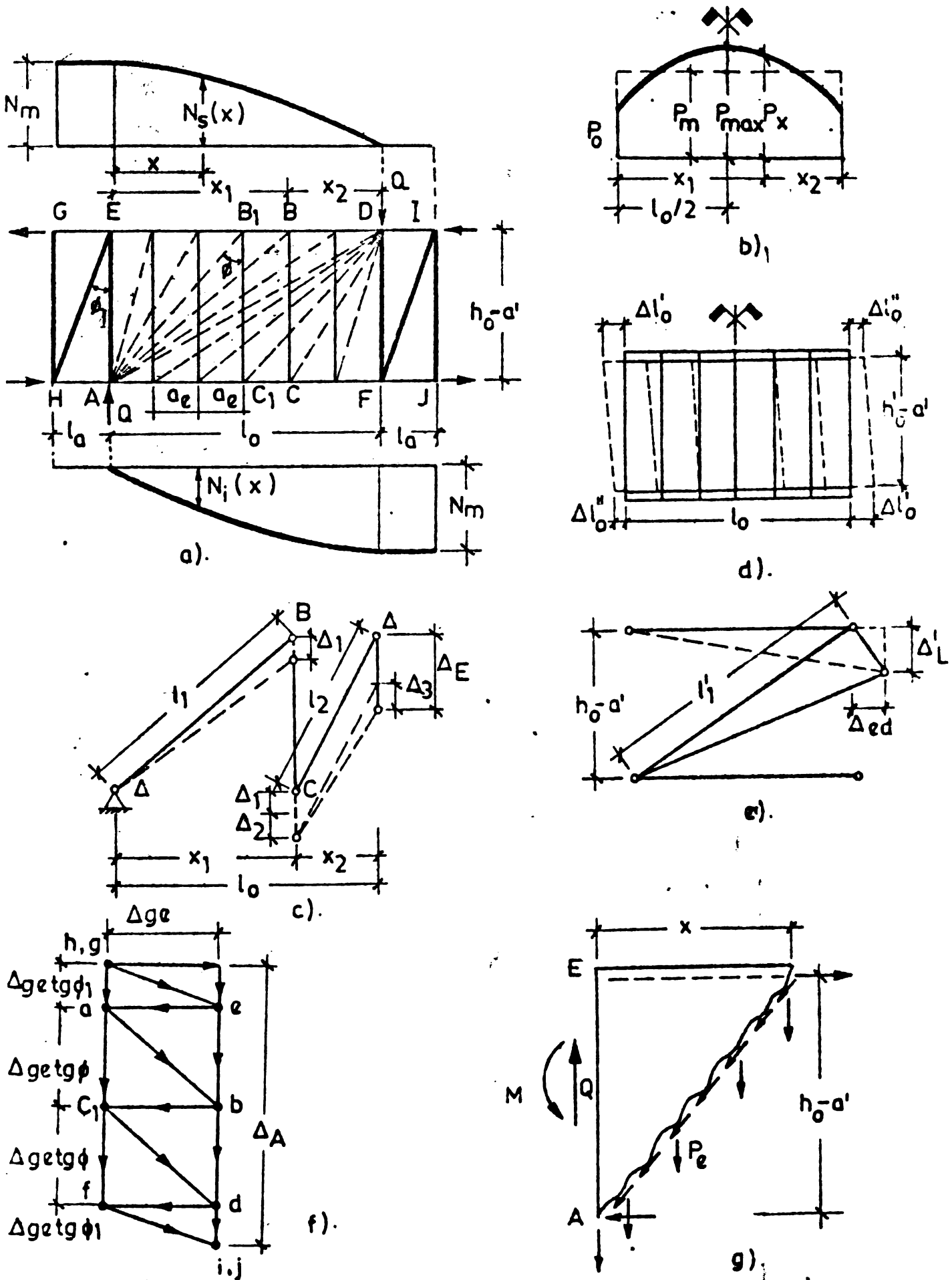


Fig. 4.7 Calculul deformațiilor riglelor de cuplare armate obișnuit

$$\theta_A = \frac{\Delta_A}{l_0} \quad \text{- rotirea datorită deformației barelor longitudinale pe lungimea de ancorare în montanți (} l_a = 0,25 l_0 \text{)}.$$

În figura 4.7 sînt prezentate toate elementele componente ale grinzii cu zăbrele a căror deformații contribuie la rotirea riglilor de cuplare. Pentru analiză se consideră separat deformațiile fiecărui membru al grinzii cu zăbrele, ceilalți membrii considerîndu-se, în acel moment, infinit rigizi și nedeformabili.

a) Rotirea datorită deformației etrierilor și a diagonalelor de beton ( $\theta_E$ )

Forța Q care acționează la un capăt al grinzii cu zăbrele este transmisă la celălalt capăt printrietrieri și diagonale de beton care formează grinda cu zăbrele (fig.4.7.a).

T. Paulay /108/ a determinat deplasarea  $\Delta_E$ , ce rezultă pentru o anumită legătură ABCD (fig.4.7.c) :

$$\Delta_E = \frac{2Q(h_0 - a')}{a_e b E_b} \left[ \left( 1 + \frac{x_1^2}{(h_0 - a')^2} \right)^2 + \left( 1 + \frac{x_2^2}{(h_0 - a')^2} \right)^2 + \frac{1}{2 n \mu_e} \right] \quad (4.17)$$

unde :  $\mu_e = \frac{A_{et}}{b_e a_e}$  și  $n = \frac{E_a}{E_b}$ .

Compatibilitatea deformațiilor presupune că deplasarea  $\Delta_E$  trebuie să fie aceeași pentru toate valorile asociate  $x_1$  și  $x_2$ .

Pentru distribuția eforturilor în etrieri pe deschiderea grinzilor cu zăbrele  $l_0$ , T. Paulay /108/, pe baza măsurătorilor experimentale propune o variație parabolică (fig.4.7.b) obținîndu-se un grad de neuniformitate  $P_{max}/P_0$  care se poate determina cu relația :

$$\frac{P_{max}}{P_0} = \frac{1 + (1 + \gamma^2)^2 + \frac{1}{2 n \mu_e}}{2 \left( 1 + \frac{\gamma^2}{4} \right)^2 + \frac{1}{2 n \mu_e}} \quad (4.18)$$

unde :  $\gamma = l_0 / (h_0 - a')$ .

Combinînd relațiile (4.17) și (4.18) se obține deplasarea :

$$\Delta_E = \frac{6 Q \left[ 1 + (1 + \gamma^2)^2 + \frac{1}{2 n \mu_e} \right]}{2 n \mu_e} \quad (4.19)$$

Cu valoarea  $\Delta_E$  se poate calcula  $\theta_E$ .

b) Rotirea datorită deformației barelor longitudinale ( $\theta_L$ )

Rotirea  $\theta_L$  apare datorită deplasării verticale a riglei ( $\Delta_L'$ ) în urma alungirii grinzii ( $\Delta_{ed}$ ) și datorită alungirii diferite a barelor de sus și de jos sub efectul încovoierii ( $\Delta_L''$ ).

Alungirea orizontală a riglei de cuplare  $\Delta_{ed}$  (fig.4.7.e) se determină cu relația :

$$\Delta_{ed} = \Delta l_o' + \Delta l_o'' = \frac{1}{A_a E_a} \int_0^{l_o} N_s(x) dx \quad (4.20)$$

unde :  $N_s(x)$  - reprezintă efortul în armătură (fig.4.7.a), valoarea lui determinându-se din echilibrul forțelor (fig. 4.7.g).

$$N_s(x) = N_{max} \left(1 - \frac{x^2}{l_o^2}\right) \quad (4.21)$$

$$N_{max} = \frac{Q l_o}{2(h_o - a')} \quad (4.22)$$

Înlocuind relațiile (4.21) și (4.22) în (4.20) se obține :

$$\Delta_{ed} = \frac{Q l_o^2}{3 E_a A_a (h_o - a')} \quad (4.23)$$

Deplasarea verticală  $\Delta_L'$  (fig.4.7.e) datorită alungirii  $\Delta_{ed}$  va fi :

$$\Delta_L' = \frac{\Delta_{ed} l_o}{h_o - a'} = \frac{Q l_o^3}{3 E_a A_a (h_o - a')^2} \quad (4.24)$$

Deplasarea orizontală datorită alungirii diferite a barelor de sus și de jos sub efectul încovoierii se poate determina cu relația :

$$\begin{aligned} \Delta l_o' - \Delta l_o'' &= \frac{1}{A_a E_a} \int_0^{l_o/2} N_s(x) dx - \frac{1}{A_a E_a} \int_{l_o/2}^{l_o} N_s(x) dx = \\ &= \frac{1}{A_a E_a} \left[ 2 \int_0^{l_o/2} N_s(x) dx - \int_0^{l_o} N_s(x) dx \right] \quad (4.25) \end{aligned}$$

Deplasarea verticală datorită alungirii diferite a barelor de jos și de sus se va obține cu ajutorul relației (4.25), înlocuind valorile lui  $N_s$  din relația (4.21) :

$$\Delta_L'' = \frac{\Delta' l_o - \Delta'' l_o}{h_o - a'} l_o = \frac{Q l_o^3}{8 E_a A_a (h_o - a')^2} \quad (4.26)$$

Cu valoarea  $\Delta_L = \Delta_L' + \Delta_L''$  se poate calcula rotirea  $\theta_L$ .

c) Rotirea datorită deformării barelor longitudinale pe lungimea de ancorare ( $\theta_A$ )

Considerîndu-se deformabile numai barele longitudinale de pe porțiunea  $l_a$  și toate celelalte elemente ale grinzii cu zăbrele înfinit rigide, cu ajutorul construcției Williet (fig.4.7.f) se obține:

$$\Delta_A = \frac{2 \Delta_{ge} l_a}{h_o - a'} + \frac{2 \Delta_{ge} l_o}{h_o - a'} \quad (4.27)$$

Deoarece pe porțiunea GE forța  $N_i$  se poate considera constantă și egală cu  $N_{max}$  avem :

$$\Delta_{ge} = \frac{N_{max} l_a}{A_a E_a} \quad (4.28)$$

Introducînd relația (4.28) în (4.27) și înlocuind valoarea lui  $N_{max}$  (relația (4.24)) se obține :

$$\Delta_A = \frac{Q l_o l_a (l_o + l_a)}{A_a E_a (h_o - a')^2} \quad (4.29.a)$$

Pentru  $l_a = 0$  rezultă  $\Delta_A = 0$  iar pentru  $l_a = 0,25 l_o$  rezultă :

$$\Delta_A = \frac{5}{16} \frac{Q l_o^3}{A_a E_a (h_o - a')^2} \quad (4.29.b)$$

Cu valorile obținute din relațiile (4.29.a,b) se calculează  $\theta_A$ . Substituind în relațiile (4.19), (4.24), (4.26), (4.29), forța tăietoare  $Q$ , funcție de aria de oțel  $A_a$  și efortul de curgere  $\sigma_c$  se obține rotirea riglei de cuplare la curgere :

$$\theta_c = \theta_{EC} + \theta_{LC} + \theta_{AC} \quad (4.30)$$

unde :

$$\theta_{EC} = \frac{12 \mu \delta_o h_o (h_o - a') \left[ 1 + (1 + \nu^2)^2 + \frac{1}{2n\mu_e} \right]}{\nu l_o^2 E_b \left( 1 + 2 \frac{P_m}{P_c} \right)} \quad (4.31)$$

$$\theta_{LC} = \frac{2}{3} \frac{\delta_c l_o}{E_a (h_o - a')} + \frac{1}{4} \frac{\delta_c l_o}{E_a (h_o - a')} \quad (4.32)$$

$$\theta_{AC} = \frac{2 \delta_c l_a (l_a + l_o)}{E_a l_o (h_o - a')} \quad (4.33)$$

Variația rotirii la curgere a riglelor de cuplare, cu raportul  $l_o/h_r = 1$  pentru o lungime de aderență a oțelului  $l_a = 0,25 l_o$  și armate cu oțel PC 52, este dată în fig.4.8.

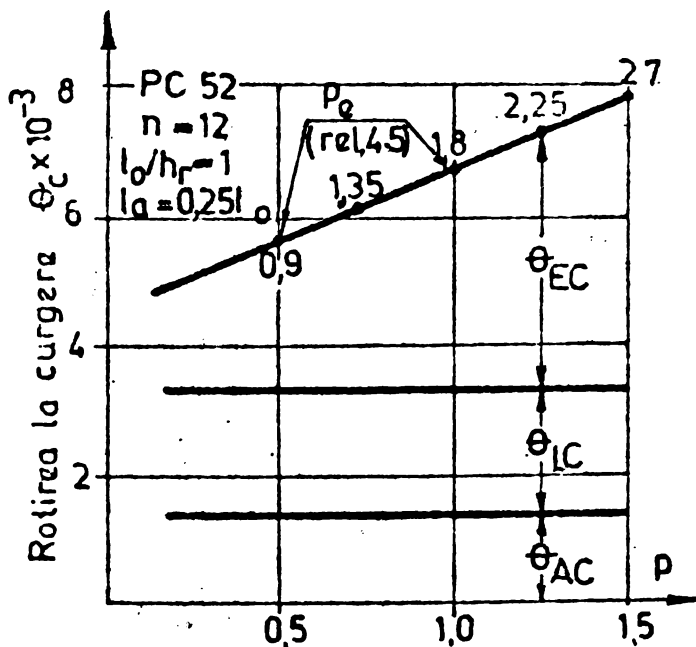


Fig.4.8 Variația rotirii la curgere a riglelor de cuplare armate obișnuit funcție de procentul de armare

Din fig.4.8 se poate trage următoarele concluzii :

- rotirea datorită deformației pe lungimea de ancorare și rotirea datorită deformării barelor longitudinale este independentă de procentul de armare longitudinal;

- rotirea datorită deformației etrierilor și a diagonalelor de beton crește odată cu creșterea procentului de armare; pentru caracteristicile luate în calcul  $\theta_{EC}$  este mai mare decât  $\theta_{LC} + \theta_{AC}$  atunci când procentul longitudinal de armare  $p \geq 1\%$ ;

- pentru a evita ruperea prin forfecare sînt necesare cantități tot mai mari de armătură transversală; pentru raportul  $l_o/h_r = 1$  rezultă conform relației (4.5),  $P_{etr} = 1,8 p$ .

#### 4.3.3.2. Rigele de cuprare armate după diagonală

Pentru rigla de cuplare model, prezentată în fig.4.9, rotirea totală se poate determina cu relația :

$$\theta = \theta_T + \theta_C + \theta_A \quad (4.34)$$



unde :

$$\theta_T = \frac{\Delta_{VT}}{l_0} \quad - \text{rotirea datorită deformației diagonalei solici-} \\ \text{tată la întindere ;}$$

$$\theta_C = \frac{\Delta_{VC}}{l_0} \quad - \text{rotirea datorită deformației diagonalei soli-} \\ \text{citate la compresiune ;}$$

$$\theta_A = \frac{\Delta_{VE}}{l_0} \quad - \text{rotirea datorită deformației armăturilor pe} \\ \text{lungimea de ancorare în montanți.}$$

a) Rotirea datorită deformației diagonalei întinse și a diagonalei comprimate

Măsurătorile experimentale efectuate de către T. Paulay și J.R. Binney asupra eforturilor din armătura diagonală au arătat că, după fisurare, în armătura din diagonala întinsă eforturile au valoare aproximativ constantă pe toată lungimea armăturii, iar în armătura din diagonala comprimată eforturile variază de la o valoare minimă în zona de ancorare la o valoare maximă în zona de la mijlocul diagonalei; dacă se compară eforturile din cele două diagonale eforturile din armătura diagonală comprimată sînt mai mici decît eforturile din diagonala întinsă. Pornindu-se de la aceste observații se poate adopta - pentru calcul - că diagonala întinsă a grinzii cu zăbrele model este formată numai din oțel iar diagonala comprimată este alcătuită dintr-o secțiune compusă din oțel și betonul înconjurător. Incercările experimentale efectuate de T. Paulay arată că suprafața betonului din diagonala comprimată variază de la o valoare minimă la capăt, pînă la o valoare maximă la mijloc (fig.4.9); pentru calcule putîndu-se adopta o valoare medie, pentru lățimea zonei de conlucrare, dată de relația :

$$h_1 = \frac{l_0}{4 l_1} (3 h_r - 2 z) \quad (4.35)$$

Plecîndu-se de la notațiile din fig.4.9 se poate determina cu ajutorul construcției Williot (fig.4.9) deplasarea verticală a punctului D față de B atunci cînd asupra riglei de cuplare acționează o forță tăietoare Q :

$$\Delta_{VD} = \Delta_{VT} + \Delta_{VC} = \frac{Q l_0 l_1^2}{4z^2 b h_0 \mu^{\#} n E_b} + \frac{Q l_0 l_1^4}{b l_0^2 z^2 (3h_r - 2z) E_b + 4z^2 (n-1) \mu^{\#} E_b l_1^2 b h_0}$$

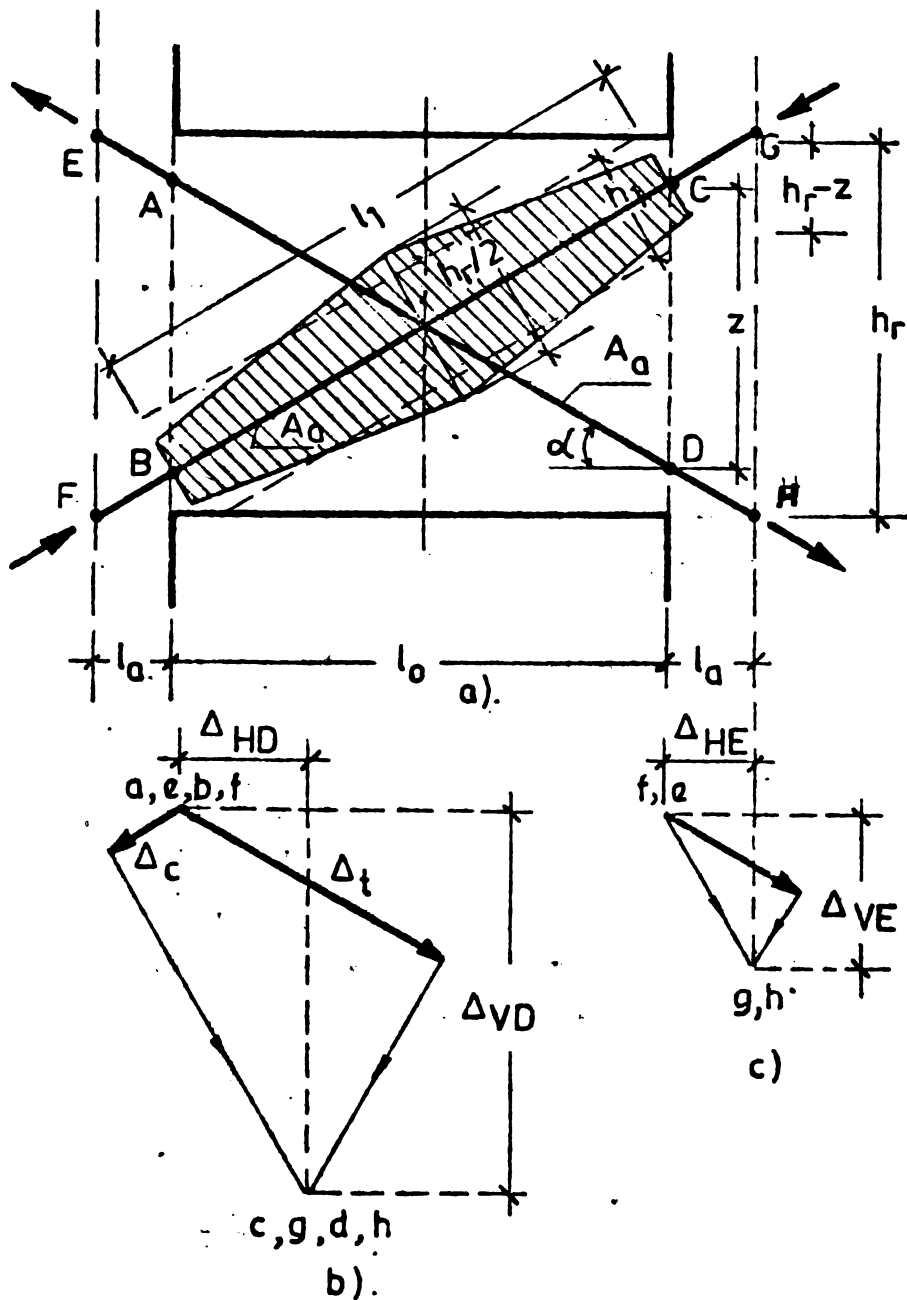


Fig. 4.9 Stabilirea analitică a deformațiilor riglelor de cuplare armate diagonale.

$$\mu^{\#} = \frac{A_a}{b h_o} \cdot \frac{l_o}{l_1} \text{ este}$$

conținutul echivalent de oțel din grindă;  
 $A_a$  - aria armăturii dintr-o diagonală;  
 $n = E_a/E_b$  - coeficientul de echivalență.

Cu ajutorul deplasării verticale  $\Delta_{VD}$  se poate calcula rotirea  $\theta_T + \theta_C$ .

b) Rotirea datorită deformației armăturilor pe lungimea de ancorare

Măsurătorile experimentale au arătat că deformația diagonalei comprimate pe lungimea de ancorare (CG respectiv BF din fig.4.9) este neglijabilă. Considerându-se toate elementele grinzii infinit rigide cu excepția diagonalei întinse pe lungimea de ancorare se poate determina cu e-pura Williat (fig.4.9)

deplasarea verticală  $\Delta_{VE}$  datorită alungirii diagonalei întinse pe lungimea de ancorare :

$$\Delta_{VE} = \frac{Q l_a l_1^2}{2z^2 b h_o \mu^{\#} n E_b} \tag{4.37}$$

dacă :  $l_a = 0$  ,  $\Delta_{VE} = 0$

$$l_a = 0,25 l_o , \Delta_{VE} = \frac{Q l_o l_1^2}{8 z^2 b h_o \mu^{\#} n E_b} \tag{4.37.a}$$

cu valorile obținute din relațiile (4.37) și (4.37.a) se poate calcula rotația  $\theta_A$ .

Substituind în relațiile (4.36) și (4.37) forța tăietoare  $Q$  funcție de aria de armătură și de  $\sigma_c$  se poate calcula rotirea la curgere a riglei de cuplare :

$$\theta_C = \theta_{TC} + \theta_{CC} + \theta_{AC} \quad (4.38)$$

unde :

$$\theta_{TC} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_c}{n E_b} \frac{1}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (4.39)$$

$$\theta_{CC} = \frac{2 \mu^{\frac{1}{2}} \frac{\sigma_c}{E_b}}{\cos^3 \alpha \sin \alpha \left( \frac{3h_r - 2z}{h_o - a'} \right) + 4(n-1) \mu^{\frac{1}{2}} \sin \alpha \cos \alpha} \quad (4.40)$$

$$\theta_{AC} = \frac{1}{4} \frac{\sigma_c}{n E_b} \frac{1}{\sin \alpha \cos \alpha} \quad \text{dacă } l_a = 0,25 l_o \quad (4.41)$$

$$\theta_{AC} = 0 \quad \text{dacă } l_a = 0. \quad (4.41.a)$$

Variația rotirii  $\theta_C$  funcție de procentul de armare, pentru o riglă de cuplare avînd raportul  $l_o/h_r = 1$ , este dată în fig.4.10 de unde se pot trage următoarele concluzii :

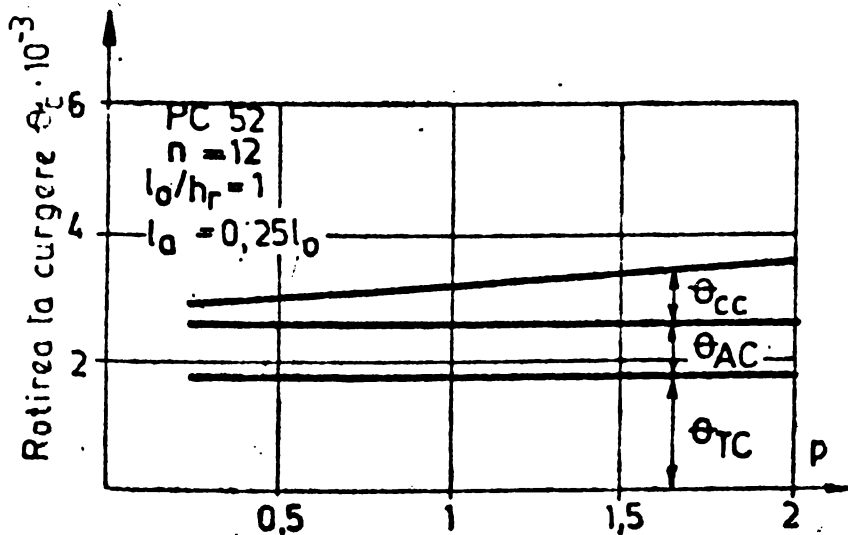


Fig.4.10 Variația rotirii la curgere a riglelor de cuplare armate diagonal

- rotirea asociată cu deformația diagonalei întime  $\theta_T$  și cu deformația oțelului în ancoraje nu depinde de procentul de armare;

- rotirea asociată cu deformația diagonalei comprimate depinde de cantitatea de armătură dar este mică în comparație cu rotirea totală de curgere;

Comparînd rotirile la curgere ale riglelor de cuplare armate obișnuit (fig.4.8) cu cele ale riglelor de cuplare armate diagonal (fig.4.10), se constată valori mai mari de 2,29 ori la riglele armate obișnuit, pentru procent de armare de 1,5%.

Tabelul 4.1.

| Element | $\Delta_c^{exp}$<br>(cm) | $\Delta_c^{exp}$  | Element | $\Delta_c^{exp}$<br>(cm) | $\Delta_c^{exp}$  |
|---------|--------------------------|-------------------|---------|--------------------------|-------------------|
|         |                          | $\Delta_c^{calc}$ |         |                          | $\Delta_c^{calc}$ |
| SUB 1U  | 0,290                    | 0,82              | BUS 4U  | 0,240                    | 0,99              |
| BUS 1UF | 0,355                    | 1,00              | BUS 4UF | 0,325                    | 1,34              |
| BUS 2U  | 0,315                    | 0,94              | BUX 1U  | 0,230                    | 1,07              |
| BUS 2UF | 0,405                    | 1,21              | BUX 1UF | 0,252                    | 1,42              |
| BUS 5U  | 0,312                    | 0,93              | BUX 2U  | 0,140                    | 1,10              |
| BUS 3U  | 0,390                    | 1,12              | BUX 3U  | 0,132                    | 1,04              |
| BUS 3UF | 0,450                    | 1,29              | BUX 4U  | 0,185                    | 1,04              |

Inercările experimentale efectuate pe rigle de cuplare din beton ușor, prezentate în paragraful 4.5, au arătat concordanță bună între valorile experimentale ale

rotirilor la curgere și valorile teoretice calculate cu relațiile (4.30) și (4.38) (tabelul 4.1.).

Deplasările experimentale de curgere  $\Delta_o^{exp}$  au fost considerate în momentul când s-a constatat, cu ajutorul timbrelor tensiometrice, curgerea în armătura longitudinală.

#### 4.4. Analiza teoretică a comportării postelastice a riglelor de cuplare

##### 4.4.1. Caracteristicile de deformare plastică ( $\theta_p, l_p$ )

Calculul deformațiilor și al eforturilor în structurile static nedeterminate, la care solicitarea dominantă este momentul încovoietor, necesită cunoașterea relației dintre moment și curbura produsă de acesta, relație exprimată de diagrama moment-curbură ( $M - \theta$ ).

Efectuarea calculului static prin scrierea ecuațiilor de compatibilitate a deformațiilor pe baza diagramelor moment - curbură determinate pe cale experimentală, pentru diferite materiale și forme de secțiuni nu este practic posibilă din cauza particularităților unor astfel de diagrame..

Experiențele acumulate referitoare la comportarea structurilor alcătuite din materiale a căror comportare poate fi considerată ideal elastic-plastică, arată că la calculul eforturilor și deformațiilor se poate adopta o formă idealizată simplificată a diagramei moment - curbură (fig.4.11.a).

Diagrama biliniară moment - curbură din fig.4.11.b, se obține din diagrama din fig.4.11.a, considerându-se că momentele încovoieto-

re ale secțiunilor de beton armat cresc proporțional cu curburile co-

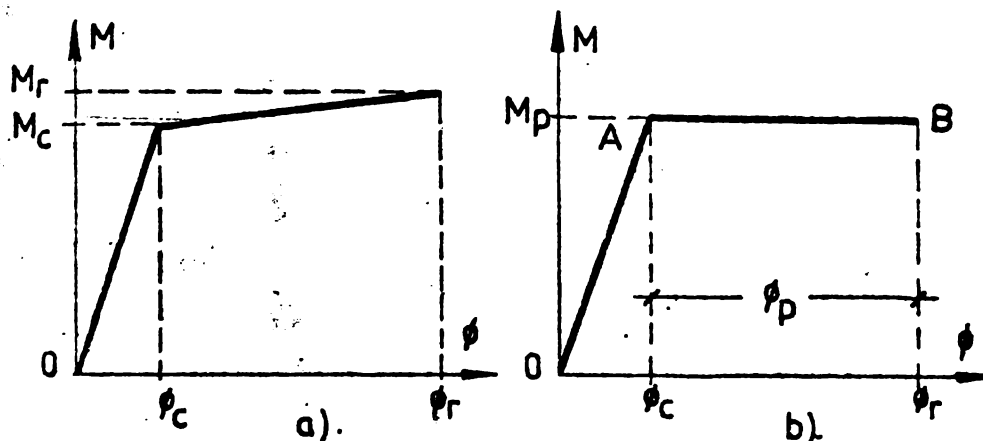


Fig. 4.11 Diagrama moment - curbura idealizată

respunzătoare lor (dreapta OA) pînă la atingerea momentelor de curgere, după care are loc rotirea plastică a secțiunii sub acțiunea momentelor plastice, a căror valoare rămîne neschimbată pînă la

strivirea zonei comprimate a betonului. Momentul încovoietor maxim pe care îl poate suporta o secțiune ideal elasto-plastică se numește moment plastic ( $M_p$ ) și corespunde plasticizării complete a materialului secțiunii respective; la calculul în domeniul plastic al structurilor din beton armat momentele plastice se iau egale cu momentele de rupere a secțiunilor ( $M_p = M_r$ ).

Curbura ce se dezvoltă într-o secțiune, după atingerea momentului plastic, se numește curbura plastică ( $\phi_p = \phi_r - \phi_c$ ). Formarea unei articulații plastice pe un element de beton armat are loc atunci cînd curbura în dreptul secțiunii critice devine egală cu curbura de curgere ( $\phi_c$ ); ulterior curbura crește pînă la curbura de rupere  $\phi_r$  cînd se strivește betonul comprimat.

Datorită faptului că betonul comprimat are o capacitate relativ redusă de deformare, articulațiile plastice formate pe elementele de beton armat au capacitate limitată de rotire.

Din această cauză la structurile din beton armat pot să se distingă două cazuri și anume :

- rotirile maxime pe care le dezvoltă articulațiile plastice ale structurii sînt mai mari sau cel puțin egale cu cele necesare pentru ca structura respectivă să se transforme parțial sau total într-un mecanism;

- una sau mai multe din articulațiile plastice își epuizează capacitatea de rotire înainte de transformarea structurii în mecanism; în acest caz structura cedează local sub acțiunea unor încărcări mai mici decît încărcările de mecanism.

La diafragmele de beton armat este necesar ca zonele de apariție a articulațiilor plastice (capetele riglelor de cuplare și baza montanților) să fie astfel armate încît rotirile acestor articulații să fie mai mici sau cel mult egale cu capacitatea de rotire, iar articu-

lațiile plastice de la capetele riglelor de cuplare să preceadă formarea articulațiilor de la baza montanților (fig.4.12).

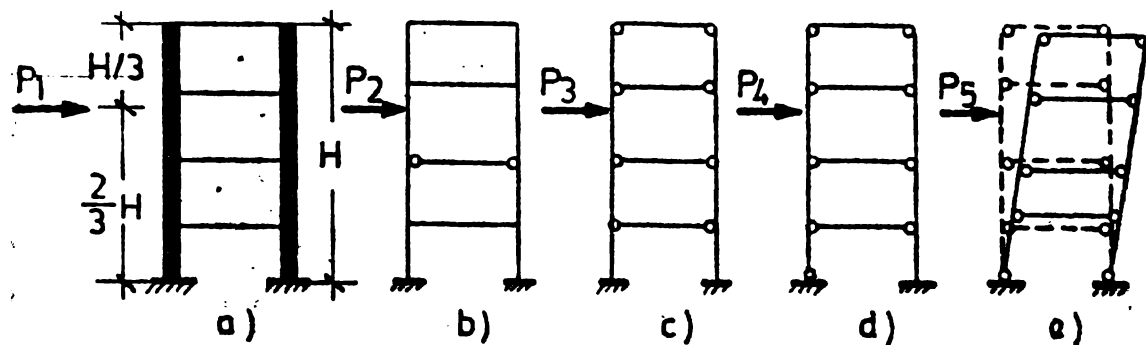


Fig. 4.12 Mecanismul formării articulațiilor plastice la diafragme cu goluri.

In acest fel se asigură o capacitate mare de dirijare a energiei prin deformare plastică a riglelor de cuplare, limitându-se vo-

lumul avariilor produse și se ajunge la reparații ușor de realizat.

Articulația plastică formată pe un element se întinde pe o lungime  $l_p$  unde curbura (rotirile secțiunilor) sînt mai mari decît  $\phi_0$  dar mai mici decît  $\phi_r$ .

Valoarea rotirilor capabile ale articulațiilor plastice  $\phi_p$  se determină integrînd valoarea rotirilor secțiunilor pe zona pe care se extinde articulația plastică (fig.4.13).

$$\theta_p = \int_0^{l_p} (\phi_x - \phi_0) dx = (\phi_r - \phi_0) l_p \quad (4.42)$$

unde :  $\phi_0$  - curbura (rotirea secțiunii) la inițierea deformațiilor de curgere în armătura întinsă;

$\phi_r$  - curbura la cedare în secțiunea de încăstrare;

$\phi_x$  - curbura unei secțiuni situate la distanța  $x$ ;

$l_p$  - lungimea articulației plastice.

Relația (4.42) se mai poate scrie [142] :

$$\theta_p = \eta l_p \phi_p \approx 0,66 l_p \phi_p \quad (4.42.a)$$

Pentru articulații plastice formate în zone pe lungimea cărora diagrama momentelor încovoietoare variază liniar și are o pantă accentuată, cum sînt riglele de cuplare (fig.4.13), determinarea produsului  $\eta l_p$  se poate face analitic [142]. Conform acestui procedeu articulația plastică se întinde, în stadiul de epuizare a capacității ei de rotire, pe o lungime pe care momentele încovoietoare sînt mai mari decît momentele de curgere ( $M_c$ ) dar mai mici decît momentele de rupere ( $M_r$ ) ale secțiunii critice. In acest fel se poate determina pentru riglele de cuplare [144] :

$$l_p = \left(1 - \frac{M_c}{M_r}\right) \frac{l_0}{2} \quad (4.43)$$

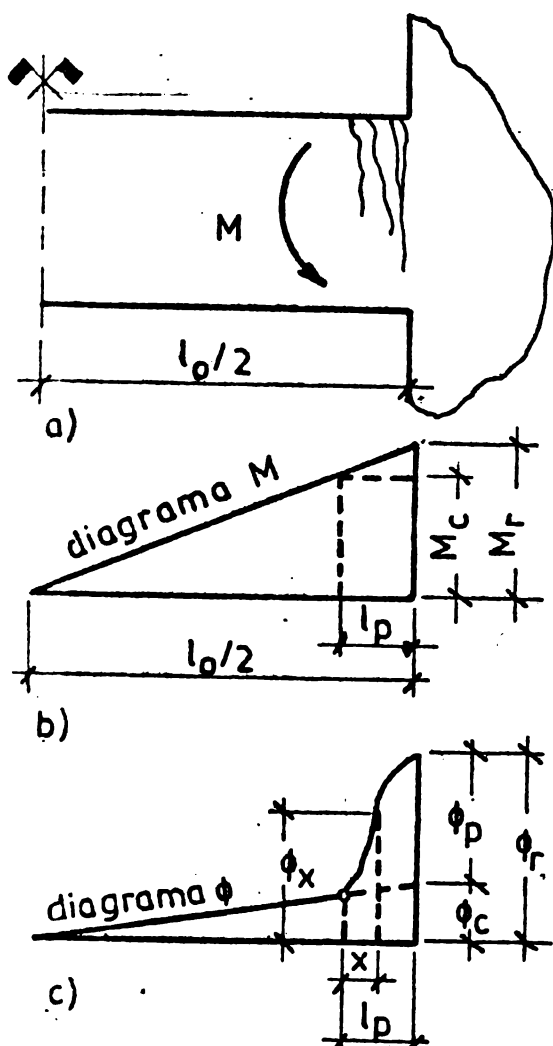


Fig. 4.13 Lungimea articulației plastice ( $l_p$ )

Raportul  $M_c/M_r$  are valori cuprinse între 0,72 și 0,78 pentru rigle de cuplare din beton obișnuit /143/. Considerînd  $M_c/M_r = 0,75$  relația (4.43) devine:

$$l_p = 0,125 l_0 \quad (4.43.a)$$

Valorile obținute cu această relație sînt însă mult inferioare valorilor obținute experimental /144/.

În instrucțiunile pentru calculul diafragmelor P.85-82 /74/ se propune folosirea pentru rigle de cuplare a următoarei relații :

$$l_p = \left(0,4 \frac{h_r}{l_0} + 0,075\right) l_0 \quad (4.43.b)$$

Relația de calcul a lungimii articulației plastice dată de /142/ a fost adoptată în /104/ la particularitățile de comportare ale betonului ușor obținîndu-se expresia :

$$l_p = \frac{0,375 \gamma_c - 0,4 m_a \gamma_r}{(1 - 0,4 \gamma_r) m_a} \cdot \frac{3}{16 r_d} l \quad (4.43.c)$$

unde :  $r_d$  - coeficientul de redistribuție exprimat prin raportul dintre sarcina ultimă și cea de formare a articulației plastice;

$\gamma_c, \gamma_r, m_a$  - poziția relativă a axei neutre în momentul curgerii armăturii și în momentul ruperii, respectiv coeficientul condițiilor de lucru a armăturilor /104/.

Prin încercările experimentale prezentate la pct.4.5 s-au obținut valori medii ale lungimii articulației plastice de 15,3 cm pentru rigle de cuplare armate obișnuit și 12,4 cm pentru rigle armate după diagonală. Pentru riglele armate obișnuit se constată o concordanță foarte bună între valoarea experimentală și valoarea de 15,3 cm obținută cu relația (4.43.b). Lungimea articulației plastice s-a determinat luînd în considerare momentul încovoietor de rupere experimental și momentul încovoietor la intrarea în curgere a armăturii.

Pentru a putea conta pe capacitatea de deformare în domeniul postelastice a riglelor de cuplare este necesar ca prin modul de armare longitudinală și transversală să se asigure că nu intervin rupturi premature, casante din acțiunea forțelor tăietoare.

#### 4.4.2. Ductilitatea riglelor de cuplare

La disiparea energiei introduse de o acțiune seismică într-o structură contribuie mai mulți factori dintre care un rol important îl are comportarea inelastică a structurii. Structurile cu o alcătuire adecvată pot suporta în general deformații mari dincolo de limita elastică.

Riglele de cuplare, prezente în structurile cu diafragmă, reprezintă principalii disipatori de energie și de aceea este necesar ca acestea să fie concepute încât să formeze articulații plastice ductile, montanții rămânând în stadiul elastic până la plasticizarea tuturor riglelor.

Comportarea elastico-plastică a unei structuri este definită prin factorul de ductilitate  $\mu$  care reprezintă un parametru de adaptare a structurilor sau elementelor la condiții de acțiune seismică.

Ductilitatea unei structuri sau a unui element de beton se poate exprima ca raport de deplasări ( $\mu_{\Delta}$ ), curburi ( $\mu_{\phi}$ ) sau rotiri ( $\mu_{\theta}$ ); între cele trei forme de ductilitate existând unele corelații [47].

a) Ductilitatea de deplasare ( $\mu_{\Delta}$ ) reprezintă raportul deplasare maximă ( $\Delta_{max}$ ) și deplasarea corespunzătoare atingerii limitei de curgere ( $\Delta'_c$ ):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta'_c} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_0} \quad (4.44)$$

unde:  $\Delta_p$  - deplasarea plastică.

Atunci când structura este supusă la mai multe cicluri de încărcare alternantă pentru definirea factorului de ductilitate a fiecărui ciclu se consideră deplasările  $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$ , etc., prezentate în fig.4.14.

Factorul de ductilitate a deplasărilor ( $\mu_{\Delta}$ ) nu în toate cazurile este semnificativ pentru aprecierea capacității de absorbție a energiei de deformare a structurii.

În fig.4.15 [106] sînt prezentate, comparativ, 4 tipuri de diagrame de încărcare - deplasare, corespunzătoare la patru categorii



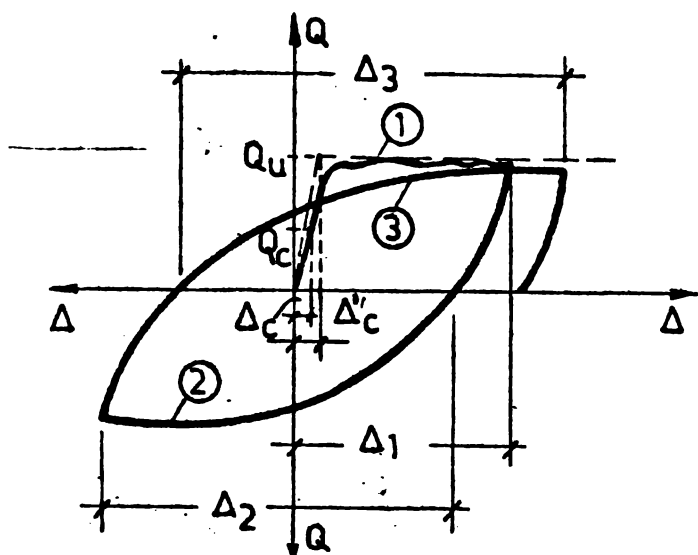


Fig. 4.14 Deplasari considerate la calculul lui  $\mu_{\Delta}$

de structuri sau la diferite stadii de degradare ale aceleiași structuri ca urmare a unor cicluri succesive de încărcare alternantă cît și datorită efectului forțelor tăietoare.

Deși toate diagramele, prezentate în fig. 4.15, indică aceeași deplasare limită din punct de vedere al capacității de absorbție a energiei diferă considerabil.

Pentru curba 1, specifică unei structuri ideal elasto-plastică și curba 2 specifică unei

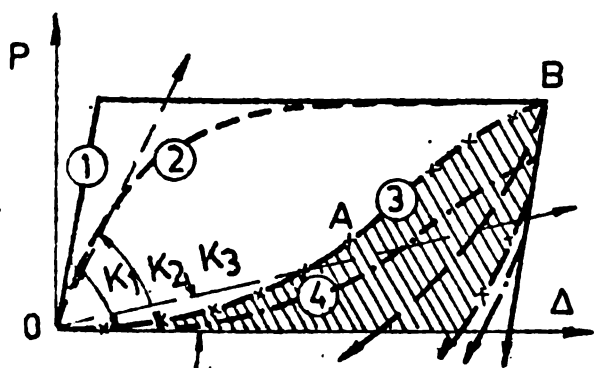


Fig. 4.15 Diagrama P-Δ pentru diferite stadii de degradare a secțiunii.

structuri corect conformate factorul de ductilitatea deplasărilor oferă o bună măsură a capacității de absorbție a energiei. Curba 3 și 4 reprezintă un sistem la care în timpul încărcărilor alternante s-au produs degradări ale rigidității, disiparea de energie, exprimată prin suprafața hașurată, fiind mult mai mică decît în primele două cazuri. O astfel de situație poate să apară și în cazul riglelor de cuplare cu armare obișnuită datorită efectului tăierii asupra articulației plastice.

În fig. 4.16 este prezentată comportarea idealizată a unei regiuni a articulației plastice la o riglă armată obișnuit.

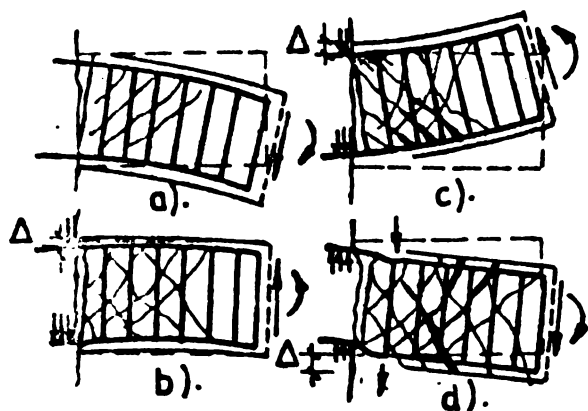


Fig. 4.16 Stadiile de lucru a riglelor de cuplare armate obișnuit

Dacă forța tăietoare este mare în primul ciclu inelastice de încărcare (fig. 4.16.a) se vor dezvolta fisuri diagonale și se produce curgerea armăturilor întinse de la partea superioară. Cînd direcția încărcării se inversează (fig. 4.16.b) fisura de la încărcare nu se închide la partea superioară înainte de curgerea armăturii de la partea inferioară astfel forța

... ră înainte de curgerea armăturii de la partea inferioară astfel forța

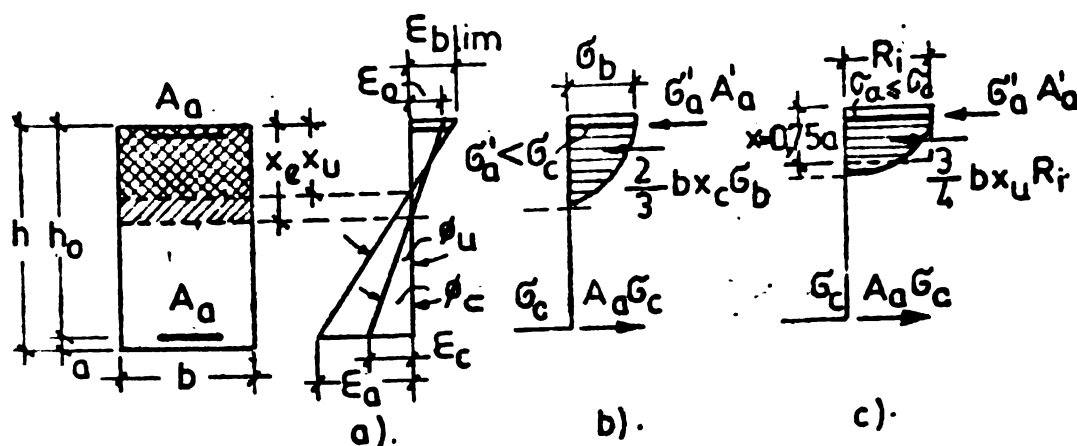
tăietoare transmisă prin fisură datorită frecării dintre agregate va fi mică, cea mai mare parte a forței tăietoare urmînd să fie transmisă prin acțiunea de pană a armăturii de sus și de jos producîndu-se o deplasare  $\Delta$  ceea ce conduce la o reducere substanțială a rigidității așa cum este reprezentat prin porțiunea OA în lungul curbei 3 din fig.4.15. Creșterea în continuare a încărcării va duce la închiderea fisurii în zona comprimată (fig.4.16.c) tăierea fiind transferată și prin aportul zonei comprimate nou create, lucru exprimat prin creșterea rigidității pe zona AB a curbei 3 din fig.4.15.

După cîteva cîcluri de încărcare inelastică deformațiile reziduale plastice din armături se va cumula, betonul se va măcina în fisuri și toată forța tăietoare va fi transmisă prin efectul de pană a armăturii (fig.4.16.d) putîndu-se produce și fenomenul de flambare a barelor comprimate datorită deteriorării betonului din jurul lor.

Se poate considera că factorul de ductilitate al deplasărilor este un parametru util pentru a descrie capacitatea de absorbție a energiei numai în cazul unui sistem structural la care se menține aproximativ întreaga capacitate de rezistență fără o diminuare semnificativă a rigidității în special la sarcini mici în timpul acțiunilor alternante.

b) Factorul de ductilitate a curburilor (rotirii secțiunilor) ( $\mu_\phi$ ) reprezintă raportul dintre curbura maximă ( $\phi_u$ ) și curbura la curgere ( $\phi_c$ ) fiind un indice al capacității de deformare în domeniul inelastic al secțiunii. El depinde de caracteristicile de rezistență și deformare a materialelor, de dimensiunile și forma secțiunii, de cantitatea de armătură din elementele de beton armat.

Pentru o secțiune dreptunghiulară dublu armată (fig.4.17) roti-



riile secțiunilor se determină cu relațiile :

$$\phi_c = \frac{\epsilon_c}{h_0 - x_c} ;$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{b \text{ lim}}}{x_u}$$

(4.45.a, b)

Fig. 4.17 Secțiune dreptunghiulară solicitată în stadiul II și III

Calculul facto-

rului de ductilitate a curburilor pentru o secțiune încovoiată dublu armată este prezentat în /55/ în cazul folosirii betonului obișnuit

și în /104/, /105/ pentru beton ușor cu agregate de granolit.

Calculule prezentate în /105/ pentru beton ușor au la bază următoarele ipoteze :

- deformația specifică a betonului la plastifiere este  $\epsilon_0 = 1,16 p + 0,24$  ;
- deformația specifică de rupere la compresiune din încovoiere  $\epsilon_{b \text{ lim}} = 4,5 \text{ ‰}$  ;
- curba caracteristică a betonului este rezultată din combinarea unei parabole de gradul doi cu un dreptunghi ;
- se neglijează participarea betonului întins dintre fisuri ;
- se admite valabilitatea ipotezei secțiunilor plane.

Pe baza analizei rezultatelor obținute în /105/ se pot trage următoarele concluzii privind ductilitatea elementelor din beton ușor încovoiate :

- la același procent de armare ductilitatea betonului ușor este mai mare decât a celui obișnuit ;
- armătura din zona comprimată conduce la sporirea ductilității ;
- ductilitatea scade cu creșterea valorii deformației de curgere a armăturii ( $\epsilon_c$ ) ;
- structurile realizate din beton ușor armat prezintă o comportare bună din punct de vedere a ductilității fapt ce recomandă pentru utilizare în zone seismice.

c) Factorul de ductilitate a rotirilor ( $\mu_\theta$ ) reprezintă raportul dintre rotirea maximă ( $\theta_u$ ) și rotirea la curgere ( $\theta_c$ ) el fiind o măsură a capacității de deformație plastică și absorbției de energie în zona articulației plastice.

Luând în considerare rotirile elementului C. Avram , propune determinarea factorului de ductilitate a rotirilor cu o relație de forma :

$$\mu_\theta = \frac{\theta_c + \theta_p}{\theta_c} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_c} \quad (4.46)$$

unde :  $\theta_p$  - este rotirea articulației plastice determinată luându-se în considerare o lungime  $l_p$  pe care rotirile specifice se presupun constante;

$\theta_c = \theta_c' + \theta_c''$  - rotirea elastică totală considerată pentru

$\theta_c' = k_\theta \theta_c l$  element;

$K_\theta$  - coeficient care ține seama de forma diagramei rotirilor specifice, fiind egal cu 0,5 în cazul unei diagrame triunghiulare;

$\theta_c'' = (0,25 + 0,50)\theta_c'$  - notirea elastică suplimentară care rezultă în urma considerării comportării plastice a structurii;

$\theta_p$  - deformația plastică determinată cu relația (4.42).

Factorul de ductilitate a rotirilor este folosit pentru caracterizarea comportării unor elemente care prezintă fisuri diagonale pronunțate sau deteriorarea conlucrării dintre beton și armătură.

Pentru rigle de cuplare în fig.4.18 este prezentat modul de rotire luat în considerare la determinarea factorului de ductilitate a rotirilor.

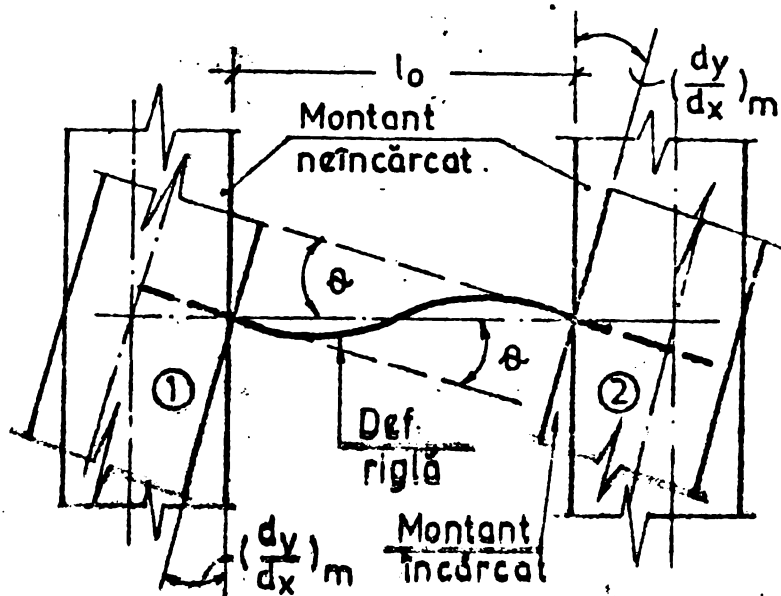


Fig. 4.18 Rotirea riglelor de cuplare

unde :

$$d_f = L \frac{d_{y1}}{d_x} = L \frac{d_{y2}}{d_x} = L \frac{d_y}{d_x}$$

deplasarea la mijlocul riglei datorită deplasării de încovoiere a montanților;

$d_r = l_0 \theta_u$  - deplasarea riglei datorită rotației;

$d_m$  - deplasarea diferențială datorită forțelor axiale din montanți.

Din ecuația de compatibilitate se obține :

$$\theta_u = \frac{L}{l_0} \left( \frac{d_y}{d_x} \right)_m - \frac{d_m}{l_0} \quad (4.49)$$

Rotirea de curgere  $\theta_c$  se determină în conformitate cu relațiile de la punctul 4.3.3.

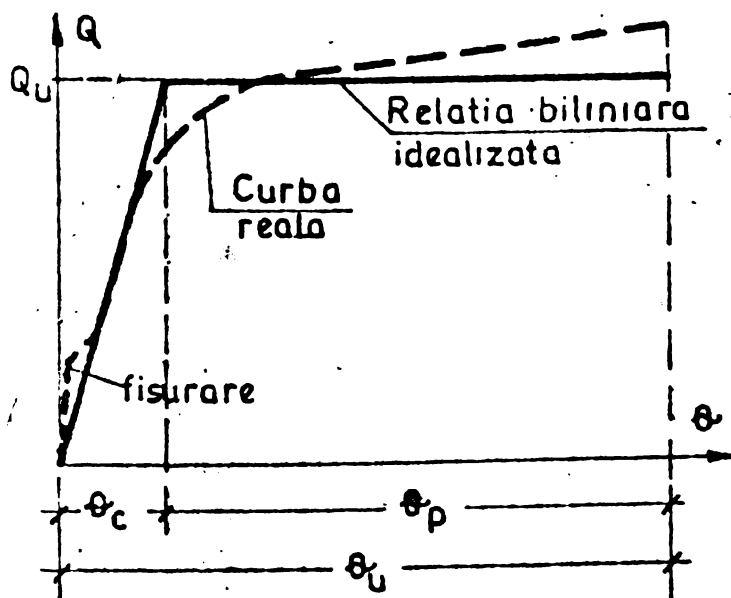


Fig. 4.19 Relația forță-rotire a riglelor de cuplare

#### 4.5. Contribuții experimentale privind comportarea riglelor de cuplare din beton ușor la încărcări alternante

##### 4.5.1. Privire generală asupra încărcărilor experimentale

Observațiile efectuate asupra diafragmelor cu goluri supuse la acțiuni seismice au confirmat faptul că riglele de cuplare, care sînt elemente solicitate la încovoiere cu forță tăietoare, disipează o mare parte din energia indusă în structură. Acțiunea importantă a forței tăietoare poate însă conduce la mecanisme de rupere nedorite, casante cu reducerea posibilităților de disipare a energiei induse de cutremur și reducerea capacității portante.

Diferite lucrări de specialitate apărute în ultima vreme /22/, /95/, /107/, /115/, /1/, /97/, scot în evidență efectul forțelor tăietoare asupra modului de cedare a elementelor de beton armat, în special a riglelor de cuplare scurte ( $l_0/h_r \leq 1,5$ ) precizîndu-se și măsurile ce trebuie luate pentru îmbunătățirea comportării lor.

La noi în țară cercetările experimentale privind comportarea riglelor de cuplare din beton obișnuit au fost efectuate la Institutul Politehnic "Traian Vuia" Timișoara începînd din anul 1979, rezultatele fiind prezentate în lucrările /92/, /95/, /93/ și la Institutul Politehnic "Gh. Asachi" din Iași /144/.

Folosirea betonului ușor de granolit la structuri cu diafragme a impus preocuparea pentru studierea comportării riglelor de cuplare executate din beton ușor comparativ cu cele din beton obișnuit.

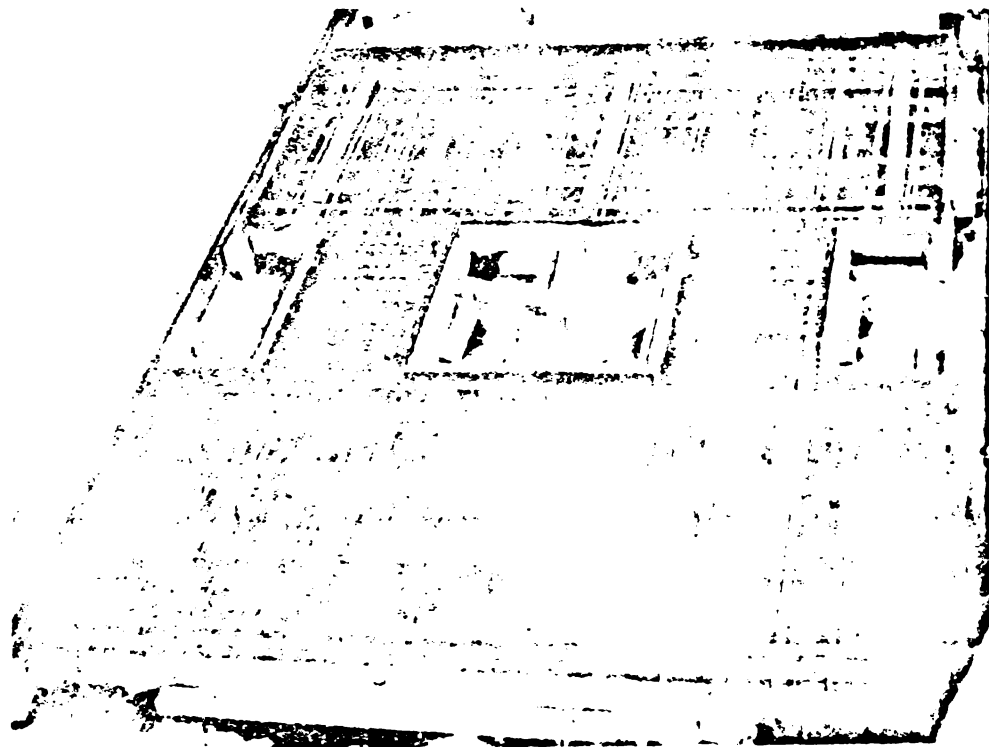
În lucrarea de față sînt relevate preocupările privind comportarea riglelor de cuplare din beton ușor, luînd în considerare și influența fisurării din contracție împiedecată, cu scopul de a se aduce precizări privind calculul și alcătuirea lor, ductilitatea, rigiditatea și energia disipată din ele.

Programul experimental a cuprins un număr de 14 elemente din beton ușor de granolit, executate la scara 1:2, avînd dimensiunile geometrice identice ( $l_0 = 45$  cm,  $h_r = 30$  cm,  $b_r = 7,5$  cm), fiecare element conținînd două rigle cuplate.

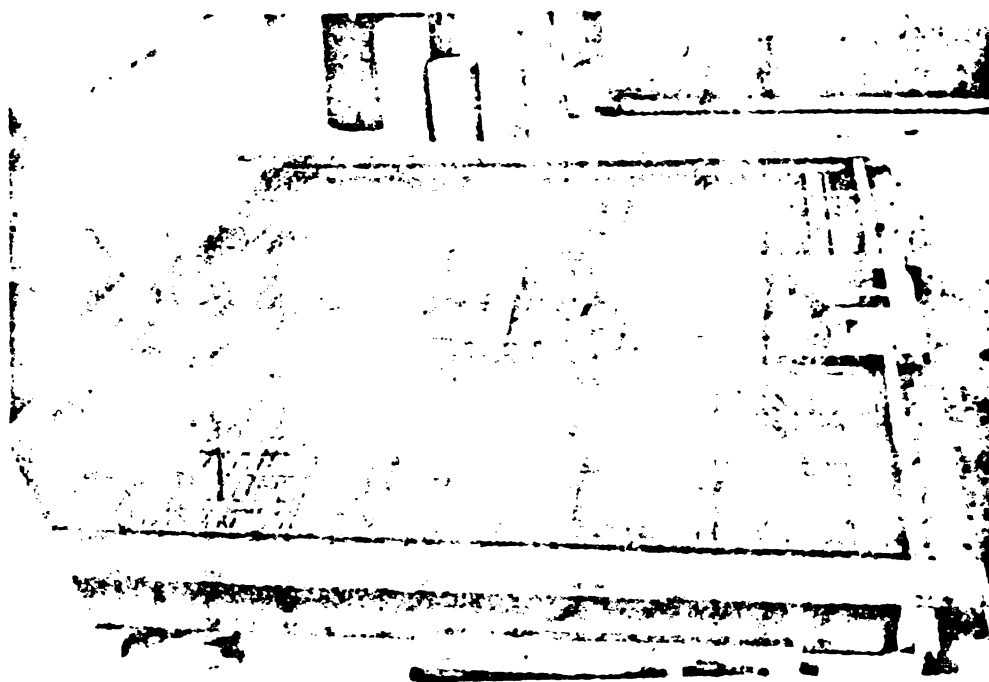
Parametrii luați în considerare au fost :

- modul de armare : obișnuit și în diagonală ;
- procentul de armare longitudinală pentru elementele armate obișnuit ;
- tipul oțelului folosit pentru armarea longitudinală (PC 52 și OB 37) ;
- elemente fisurate și nefisurate inițial.

În tabelul 4.2 sînt trecute datele privind alcătuirea celor 14 elemente, iar în fig.4.20 și anexa A.4.1, modul de armare.



a)



b)

Armătura transversală a riglelor de cuplare armate obișnuit s-a ales în așa fel încît să preia în întregime forța tăietoare. Procentul de armare satisfăcînd relația (4.5). Pe fețele laterale ale riglelor de cuplare s-a prevăzut o armătură constructivă formată din  $2\phi 6$ .

Elementele cu armătură în diagonală au fost alcătuite în așa fel încît cantitatea totală de armătură din riglă cu cea consumată la elementele armate longitudinal cu  $2 \times 4\phi 8$  să fie egală.

Riglele de cuplare din beton ușor au respectat întru totul alcătuirea riglelor din beton obișnuit prezentate în /92/, /94/, /95/.

Fig.4.20. Armarea riglelor de cuplare.

a) armare obișnuită; b) armare după diagonală.

Modelele de elemente au unele abateri de la prototip deoarece lipsesc planșeele, astfel încît secțiunea transversală este dreptun-

Tabelul 4.2.

| Denumire element            | Dimens. buiandr.                           | Prez. fis. din contrac. | Mod de armare al buiandr. | Armătură longitudinală |                       | Armătură transversală |                |                |
|-----------------------------|--|-------------------------|---------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------|----------------|
|                             |  |                         |                           | Tip armătură           | Nr. de bare și $\phi$ | Tip armătură          | $\phi/a$       |                |
| BUS 1U<br>BUS 1UF           | $l_o=45$ cm<br>$h_r=30$ cm<br>$b_r=7,5$ cm | nu                      | obișnuit                  | PC 52                  | 2x4 $\phi$ 6          | OB 37                 | $\phi$ 6/10 cm |                |
| BUS 2U<br>BUS 2UF           |  | da                      |                           | PC 52                  |                       |                       |                |                |
| BUS 5U                      |  | nu                      |                           |                        | 2x4 $\phi$ 8          | OB 37                 | $\phi$ 6/5,7cm |                |
| BUS 4U<br>BUS 4UF           |  | da                      |                           | OB 37                  |                       |                       |                |                |
| BUS 3U<br>BUS 3UF           |  | nu                      |                           | PC 52                  | 2x4 $\phi$ 10         | OB 37                 | $\phi$ 6/4cm   |                |
|                             |  | da                      |                           |                        |                       |                       |                |                |
| BUX 1U<br>BUX 1UF<br>BUX 4U |  | nu                      |                           | în diagonală           | PC 52                 | 2x4 $\phi$ 8          | OB 37          | $\phi$ 3/7,5cm |
| BUX 2U<br>BUX 3U            |  | da                      |                           |                        |                       |                       |                |                |

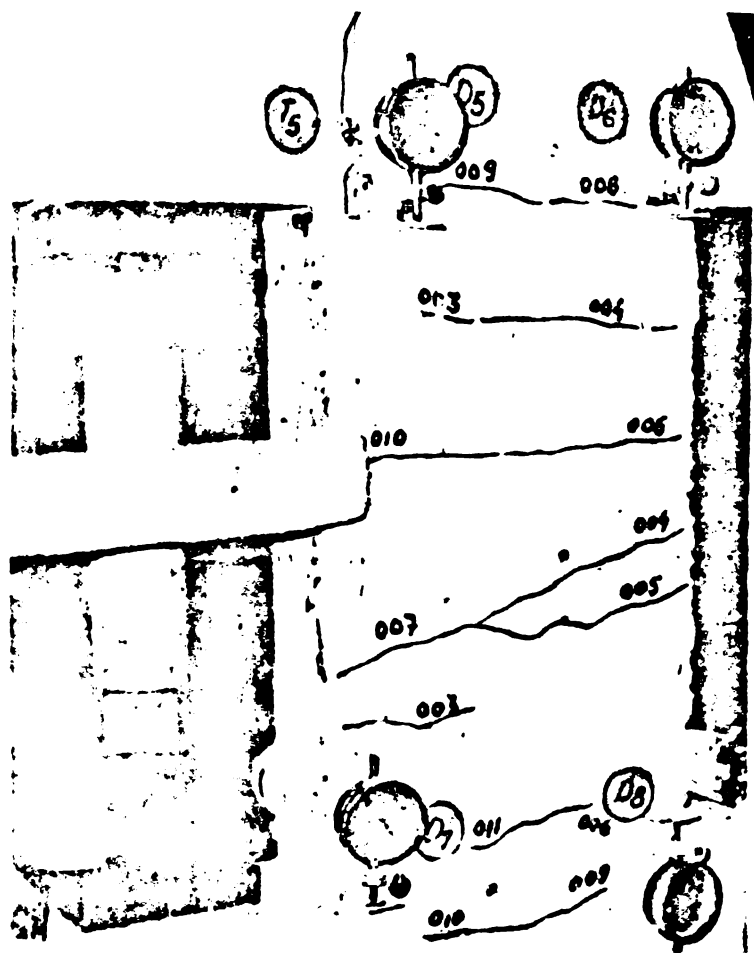


Fig.4.21. Modul de prefisurare a ringurilor de cuplare.

ghiulară, iar la elementele prefisurate numărul și traseul fisurilor este diferit față de realitate.

La elementele prefisurate apariția și deschiderea fisurilor inițiale s-a realizat cu ajutorul unor penduli, așezați paralel cu riglele, care au menținut fisurile inițiale cu deschiderea dorită (fig. 4.21).

Prin prefisurare s-a urmărit ca suma deschiderilor fisurilor să fie constantă pentru toate elementele prefisurate, introducându-se astfel același efect al contracției.

#### 4.5.2. Materiale folosite

Betonul folosit la toate elementele a avut compoziția și caracteristicile din tabelul 4.3.

Tabelul 4.3.

|                       |                        |
|-----------------------|------------------------|
| Ciment PZ 400         | 350 kg/m <sup>3</sup>  |
| Apă                   | 225 kg/m <sup>3</sup>  |
| Nisip 0/3 mm          | 390 kg/m <sup>3</sup>  |
| Granulit 0/7 mm       | 504 kg/m <sup>3</sup>  |
| Granulit 7/16 mm      | 364 kg/m <sup>3</sup>  |
| Raportul A/C          | 0,64                   |
| Grad de compact. Walz | 1,1                    |
| Densitatea            | 1870 kg/m <sup>3</sup> |

4.3.

Paralel cu turnarea elementelor au fost confecționate cuburi de 14,1 x 14,1 x 14,1 cm pentru determinarea rezistenței cubice și prisme de 10 x 10 x 30 cm pentru determinarea modulului de elasticitate și epruvete de 10 x 10 x 55 cm pentru determinarea rezistenței la întindere. Rezultatele încercărilor sînt

date în tabelul 4.4 grupate pe serii de execuție a elementelor.

Tabelul 4.4.

| Element        | Rezistența la compresiune (N/mm <sup>2</sup> ) |                  |         |       | Rezistența la întindere (N/mm <sup>2</sup> ) |       | Modulul de elasticitate (N/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------|--|------------------|---------|-------|--|-------|--|
|                | $\overline{R}_{28}$                            | $\overline{R}_c$ | $R_c^2$ | $R_c$ | $R_t^n$                                      | $R_t$ |  |
|                |  |                  |         |       |  |       |  |
| BUS 1U; BUS2UF | 32,5   | 26,0             | 19,7    | 14,6  | 1,38   | 0,92  | 18500  |
| BUS 2U; BUS2UF | 32,1   | 26,0             | 19,5    | 14,4  | 1,36   | 0,91  | 18100  |
| BUS 3U; BUS3UF | 32,6   | 26,0             | 19,8    | 14,7  | 1,40   | 0,93  | 18500  |
| BUS 4U; BUS4UF | 29,3   | 23,7             | 17,9    | 13,3  | 1,33   | 0,89  | 17900  |
| BUS 5U; BUX1U  | 28,5   | 23,1             | 17,5    | 13,0  | 1,31   | 0,87  | 17500  |
| BUX 1U; BUX1UF | 29,5   | 23,9             | 18,0    | 13,3  | 1,35   | 0,90  | 18000  |
| BUX 2U; BUX 3U | 22,8   | 18,7             | 14,2    | 10,5  | 1,25   | 0,83  | 15600  |

Tabelul 4.5.

| Oțel  | $\phi$ (mm) | $R_{0,2}^n$<br>( $R_{a,c}^n$ )<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $R_r$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------|-------------|--|-------------------------------|-------------------------------|
| PC 52 | 6           | 452  | 393                           | 675                           |
|       | 8           | 390  | 339                           | 544                           |
|       | 10          | 370  | 321                           | 537                           |
| OB 37 | 3           | 261  | 227                           | 375                           |
|       | 6           | 231  | 201                           | 355                           |
|       | 8           | 281  | 244                           | 243                           |

Tipul oțelurilor folosite la elementele experimentale precum și diametrul barelor sînt date în tabelul 4.1.

Valorile caracteristice ale oțelurilor PC 52 și OB 37 folosite, au fost determinate pe minimum 3 epruvete de probă



și sînt date în tabelul 4.5.

#### 4.5.3. Metodologia de încercare

Încercarea elementelor s-a efectuat într-un stand special (fig. A.4.2), acestea fiind așezate cu montanții în poziție orizontală; un montant a fost fixat de stand, iar celuilalt i s-au aplicat alternativ, încărcări orizontale axiale (VEST-EST) cu ajutorul a două prese hidraulice.

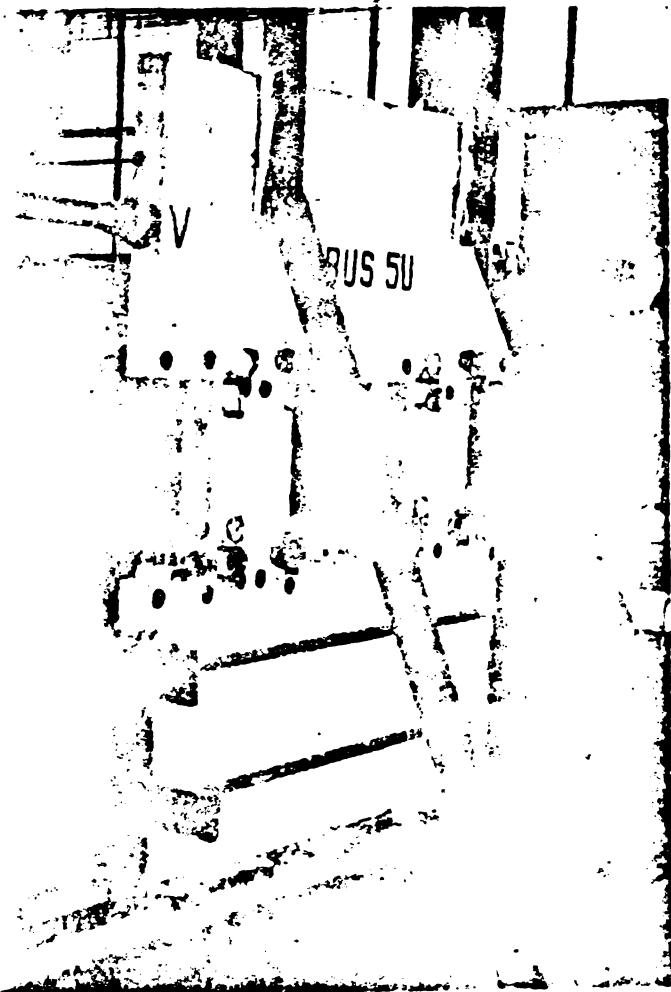


Fig.4.22. Modul de încercare a riglelor de cuplare și dispunerea aparaturii pentru măsurători.

Riglele de cuplare armate convențional (BUS) fisurate sau nu și cele armate după diagonală (BUX) au fost supuse la același tip de încărcări ciclice, alternante, pentru a se putea compara cele două tipuri de elemente privind ductilitatea și capacitatea de rezistență; ciclurile de încărcare și încărcările maxime pe ciclu sînt date în anexa A.4.3.

Odată forța de încărcare aplicată, s-au efectuat măsurători (deplasări și rotiri) cu ajutorul unor microcomparatoare plasate pe fețele laterale ale riglelor (fig.4.22 și anexa A.4.4) și deformații ale armăturilor cu ajutorul timbrei tensometrice.

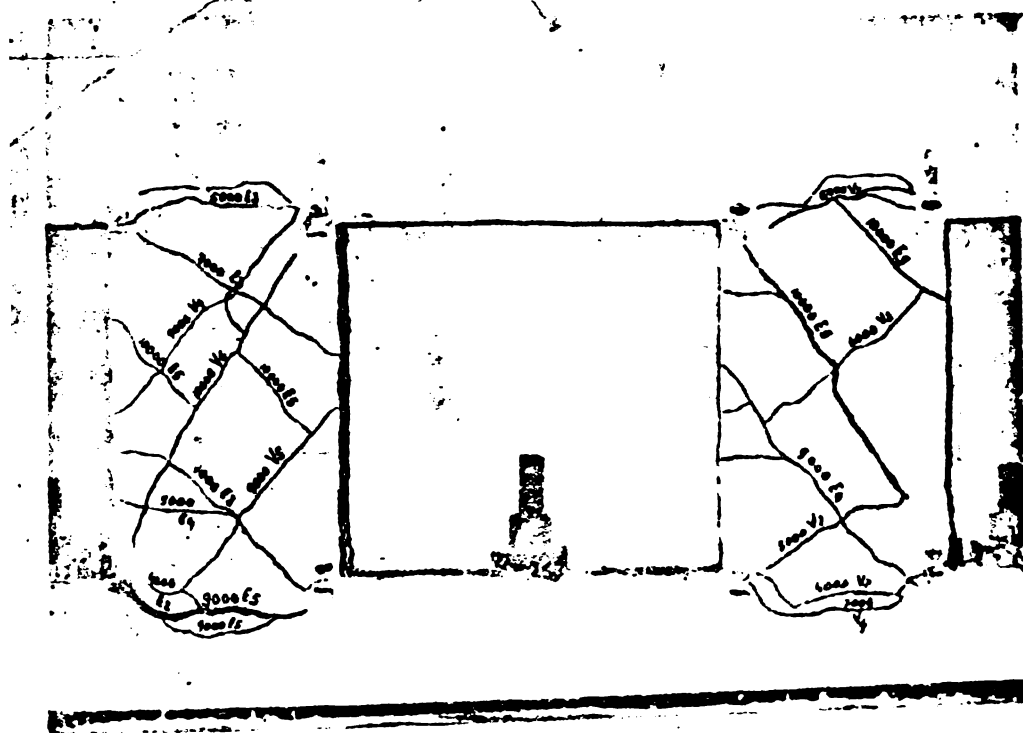
La toate elementele încercate s-a urmărit, cu atenție deosebită, ordinea de apariție a fisurilor, poziția și numărul acestora, lungimea pe care se dezvoltă articulația plastică, precum și modul în care se produce cedarea.

#### 4.5.4. Rezultatele încercărilor

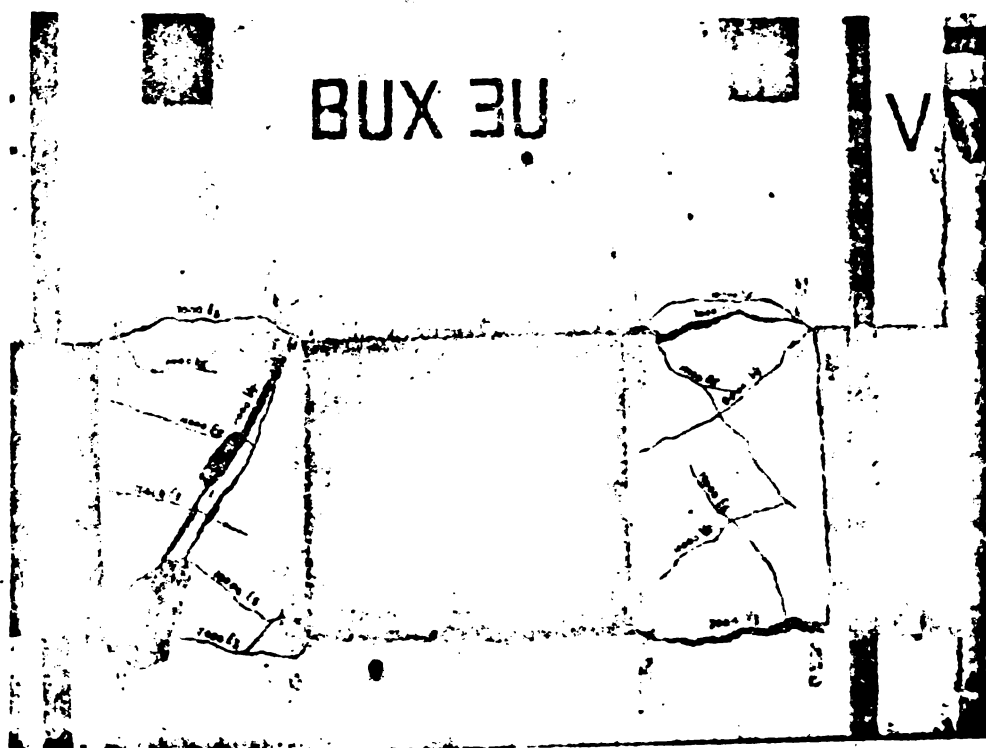
##### 4.5.4.1. Capacitatea portantă

Încercările experimentale au permis observarea modului de cedare a riglelor de cuplare luînd în considerare procentul de armare, sistemul de armare și prezența fisurilor inițiale din contracția imediată.

Din releveul fisurilor prezentat în anexa A.4.5 și A.4.6, se constată că primele fisuri au apărut la încastrarea riglei în mon-



tant concomitent sau ulterior apărând fisuri înclinate în cîmpul riglei. Apariția primelor fisuri depinde puțin de procentul de armare și tipul oțelului și nu depinde de modul de armare. Conform releveului fisurilor lungimea de calcul a riglelor în calculul static este recomandabil să se ia egală cu diagonala riglei ( $l_c = \sqrt{l_0^2 + h_r^2}$ ) și nu  $l_0 + 2d$  cît se consideră în /74/ porțiunea deformabilă.



Cedarea s-a produs prin deschiderea fisurilor de la încastrare și eventual a uneia dintre fisurile înclinate (fig.4.23). Deschiderea fisurii înclinate se datorește faptului că, înainte de cedare, ar-

Fig.4.23. Modul de cedare a riglelor de cuplare.

biturile longitudinale de pe ambele fețe extreme au fost întinse, echilibrarea asigurându-se prin crearea unei diagonale comprimate de beton. Acest lucru susține teza că riglele de cuplare scurte ( $l_0/h_r \leq 1,5$ ) trebuie tratate ca și elemente bidimensionale. O astfel de

tratare a fost abordată teoretic cu ajutorul elementelor finite, folosind programul de calcul SAP IV, la Iași (144) iar pentru riglele din beton ușor la Timișoara /89/, /145/, rezultatele obținute fiind în bună concordanță cu cele experimentale.

Fisura înclinată cu deschidere pronunțată care apare pe una din riglele de cuplare (vezi A.4.5 și A.4.6) nu poate fi considerată ca o cedare reală la tăiere deoarece ea a apărut întotdeauna numai pe rigla opusă punctului de aplicare a forței, la ciclul ultim, după cedarea riglei din imediata vecinătate a punctului de aplicare a forței, datorită schimbării sistemului de încărcare.

Numărul fisurilor înclinate crește cu procentul de armare, prezența fisurilor din contracție împiedecată nu influențează câmpul de fisuri înclinate.

Comparativ cu riglele armate obișnuit, prezența armăturii diagonale micșorează numărul și deschiderea fisurilor înclinate.

Capacitățile portante de calcul și experimentale sînt date în tabelul 4.6 pentru rigle armate obișnuit.

Tabelul 4.6.

| ELEMENT | $Q^{exp}$ (daN) |                  | $Q_{b.v. cu}^{calc}$ (daN) : |                  |                   |                  |                    |                  |
|---------|-----------------|------------------|------------------------------|------------------|-------------------|------------------|--------------------|------------------|
|         | Beton ușor      | Beton obiș. /95/ | $l_0 = 45$ cm                |                  | $l_0 = 54$ cm     |                  | $l_0 = 66$ cm /74/ |                  |
|         |                 |                  | $Q_{b.v.}^{calc}$            | $Q_e/Q_{b.v.}^c$ | $Q_{b.v.}^{calc}$ | $Q_e/Q_{b.v.}^c$ | $Q_{b.v.}^{calc}$  | $Q_e/Q_{b.v.}^c$ |
| BUS 1U  | 5500            | 6100             | 5266                         | 1,04             | 4389              | 1,25             | 3703               | 1,48             |
| BUS 1UF | 5900            | 6000             |                              | 1,12             |                   | 1,34             |                    | 1,59             |
| BUS 2U  | 8500            | 9000             | 8083                         | 1,05             | 6736              | 1,26             | 5683               | 1,49             |
| BUS 2UF | 8500            | 8800             |                              | 1,05             |                   | 1,26             |                    | 1,49             |
| BUS 5U  | 9750            | -                |                              | 1,21             |                   | 1,21             |                    | 1,71             |
| BUS 3U  | 11000           | 11000            | 11979                        | 0,92             | 9982              | 1,10             | 8168               | 1,35             |
| BUS 3UF | 11000           | 10100            |                              | 0,92             |                   | 1,10             |                    | 1,35             |
| BUS 4U  | 6100            | -                | 5824                         | 1,05             | 4853              | 1,26             | 4095               | 1,49             |
| BUS 4UF | 5400            | -                |                              | 0,93             |                   | 1,11             |                    | 1,32             |

Valorile capacității portante pentru riglele armate obișnuit nu fost calculate pentru deschiderea reală a riglei ( $l_0 = l_0 = 45$  cm), pentru o deschidere conform cu /74/ ( $l_0 = l_0 + 2\delta = 66$  cm) și pentru deschiderea transformată pe baza releveului fisurilor ( $l_0 = \sqrt{l_0^2 + h_f^2} = 54$  cm).

Se constată o concordanță foarte bună între valorile experimentale și valorile calculate luînd în considerare deschiderea efectivă

a riglei ( $l_c = l_o = 45 \text{ cm}$ ). Prevederea dată în /74/ și exprimată prin relația (4.1) potrivit căreia pentru calculul armăturii transversale să se folosească o forță tăietoare de calcul obținută din forța reală majorată cu 50% se consideră prea acoperitoare atunci când armătura longitudinală se calculează cu momentul de la marginea montantului, rezultat din calcul.

Prezența fisurilor din contracție nu influențează capacitatea portantă la încărcări alternante nici la elementele din beton ușor nici la cele din beton obișnuit. Acest fapt poate fi explicat prin influența scăzută a fisurilor asupra capacității zonei comprimate de beton precum și prin faptul că rezistența secțiunii este influențată în general de armătură.

Comparativ cu valorile experimentale obținute pe rigle de cuplare din beton obișnuit /92/, /94/, /95/, realizate și încercate în mod identic cu cele din beton ușor, nu se constată - din punct de vedere al capacității portante - diferențe pentru cele două tipuri de betoane (tabelul 4.6).

Capacitatea portantă teoretică și experimentală a riglelor armate după diagonală este dată în tabelul 4.7.

Tabelul 4.7.

| Element | $Q^{exp}$ (daN) |                 | $Q_{b.v}^{calc}$ (daN) |               | $Q_{b.v}^{exp}/Q_{b.v}^{calc}$ |                      |
|---------|-----------------|-----------------|------------------------|---------------|--------------------------------|----------------------|
|         | Beton ușor      | Beton obiș./92/ | după /74/              | Relaț. (4.50) | Fol. rel. după /74/            | folosind rel. (4.50) |
| BUX 1U  | 9100            | 8500            | 7180                   | 7753          | 1,27                           | 1,17                 |
| BUX 1UF | 9000            | 7750            | 7180                   | 7753          | 1,25                           | 1,16                 |
| BUX 2U  | 6500            | -               | 5174                   | 5711          | 1,26                           | 1,14                 |
| BUX 3U  | 6250            | -               | 5174                   | 5711          | 1,21                           | 1,10                 |
| BUX 4U  | 9750            | -               | 7180                   | 7687          | 1,36                           | 1,27                 |

Folosirea metodei de calcul propusă în /74/ face ca raportul  $Q^{exp}/Q^{calc}$  să ia valori cuprinse între 1,21 ... 1,36 lucru explicat prin neglijarea aportului betonului din diagonala comprimată. Pentru un calcul mai exact plecându-se de la fig.4.9.a, se poate calcula :

$$Q_{max} = \phi (2 A_a \sigma_c + h_1 b R_c) \sin \alpha \quad (4.50)$$

unde :  $\phi$  - factor de reducere a capacității portante luând valori cuprinse între 1 și 0,8 /115/;

$$h_1 = \frac{l_o}{4 l_1} (3 h_T - 2 z) - \text{înălțimea medie a diagonalei de beton comprimate (fig.4.9.a);}$$

$l_1$  - lungimea diagonalei de beton (fig.4.9.a).

Valorile obținute cu relația (4.50) sînt mai apropiate de valorile experimentale; raportul  $Q^{exp}/Q^{calc}$  luînd valori 1,1 ... 1,27 (tabelul 4.7).

Comparativ cu riglele armate obișnuit, la aceeași cantitate de armătură capacitatea portantă a riglelor armate după diagonală este mai mare cu maximum 5% iar comparativ cu betonul obișnuit riglele din beton ușor au capacitate portantă mai mare cu 5 ... 15%.

#### 4.5.4.2. Deformația riglelor de cuplare din beton ușor

Analiza diagramelor experimentale  $Q - \Delta$ , prezentate în anexa A.4.7 și fig.4.24 pentru rigle armate obișnuit și în anexa A.4.8 și fig.4.27 pentru rigle armate după diagonală, pune în evidență modul de deformare a elementelor, degradarea rigidității precum și efectul modului de armare și a fisurilor inițiale asupra riglelor de cuplare.

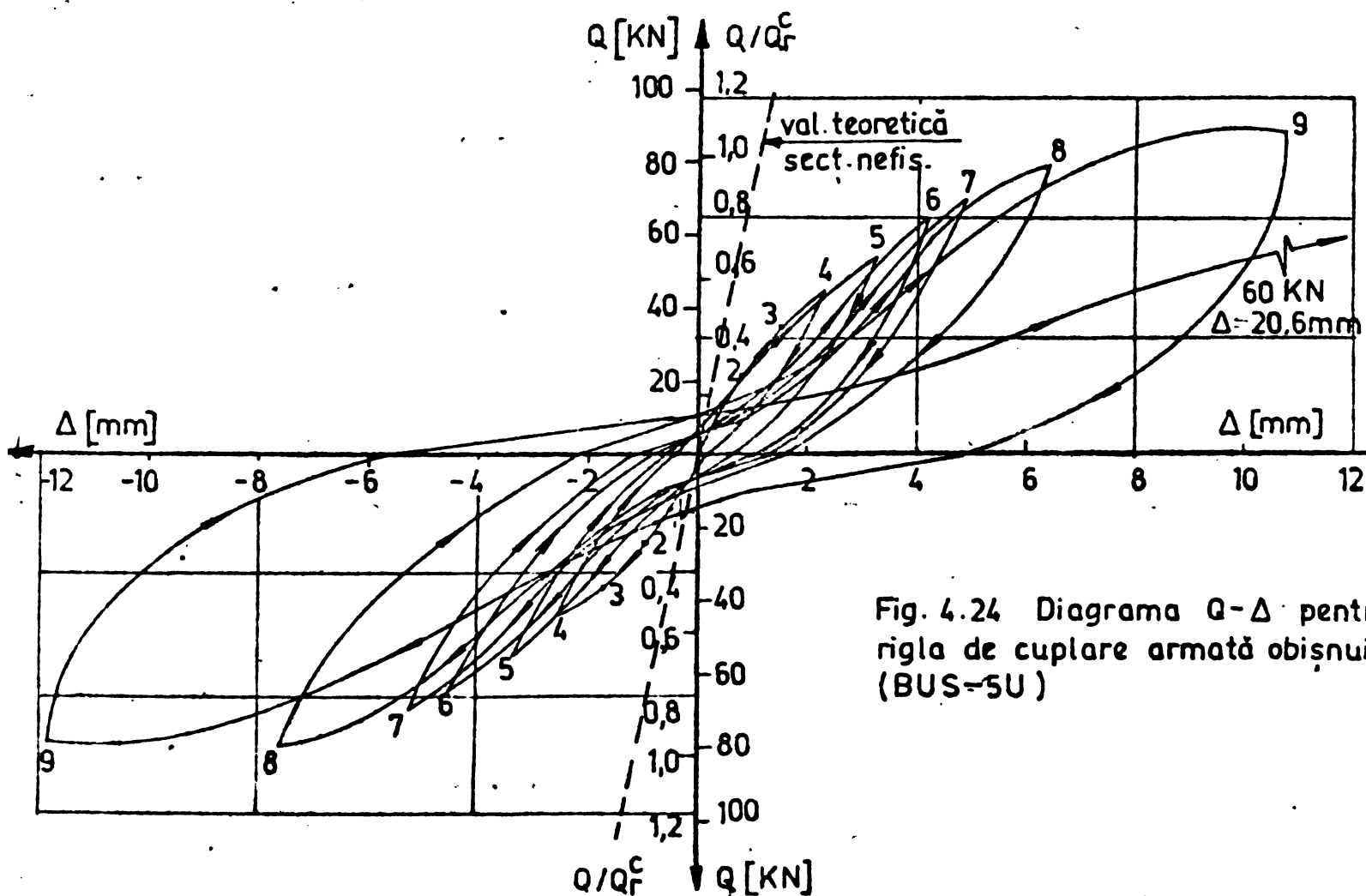


Fig. 4.24 Diagrama  $Q - \Delta$  pentru rigla de cuplare armată obișnuit (BUS-5U)

#### a) Rigle de cuplare armate obișnuit

În fig.4.24 este prezentată diagrama  $Q - \Delta$  caracteristică pentru un element armat obișnuit (BUS 5U). Se constată, din punct de vedere a rigidității, următoarele domenii :

- domeniul de rigiditate scăzută la schimbarea sensului încăr-

cării, domeniu care apare datorită alunecărilor care se produc la interfața fisurilor (vezi explicația la fig.4.16.b);

- domeniu de rigiditate mai mare la încărcări medii datorită închiderii fisurii în zona comprimată (v. fig.4.16.c);

- domeniu de comportare plastică în apropierea ruperii.

Existența domeniului de rigiditate scăzută nu este de dorit la elemente rezistente la acțiunile seismice.

Sinteza diagramelor din anexa A.4.7 privind deformația este reprezentată în fig.4.25.

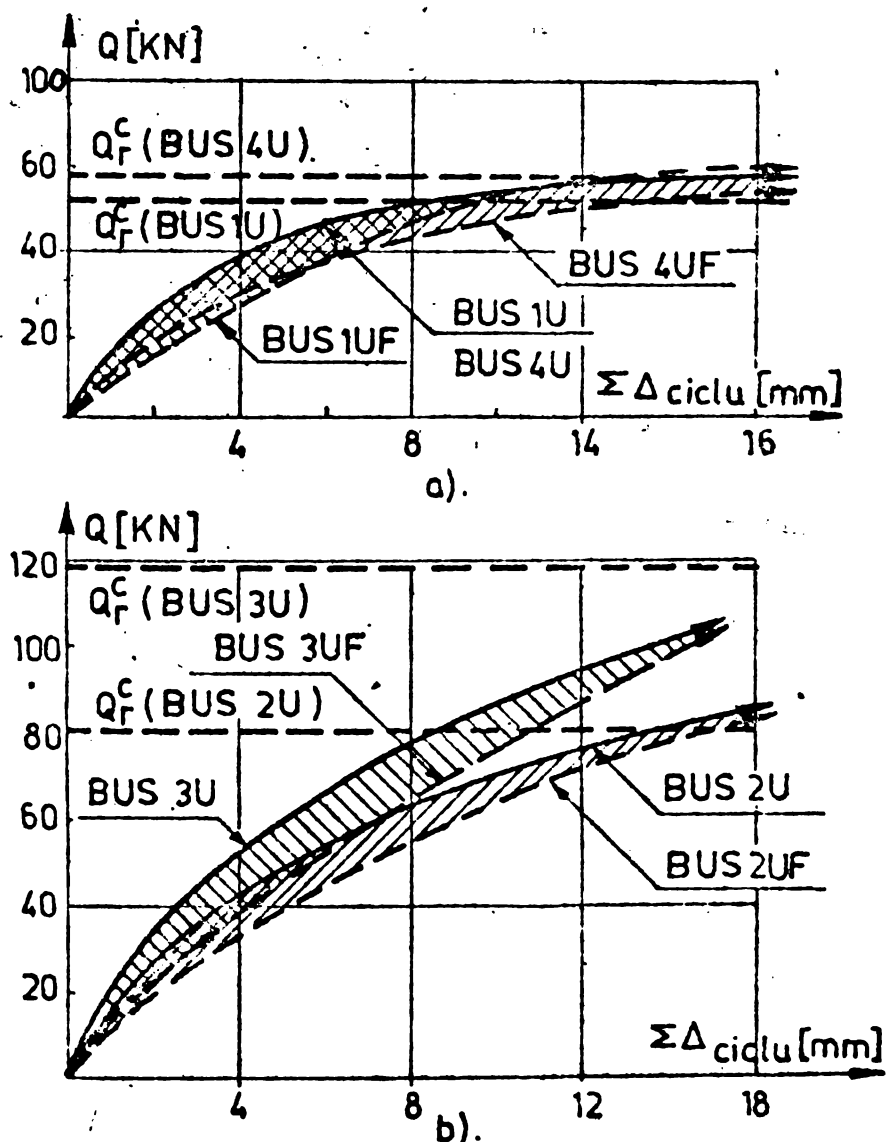


Fig 4 25 Deformațiile riglelor de cuplare armate obișnuit.

Deformația din fig.4.25 reprezintă suma deformațiilor corespunzătoare încărcării maxime a unui ciclu din VEST și deformației la același ciclu la încărcarea maximă din EST. Din figură se poate constata efectul fisurării inițiale asupra deformației riglelor de cuplare; la încărcări reduse riglele cu fisuri inițiale au deformații cu aproximativ 50% mai mari decât riglele fără fisuri.

Compararea rigidității experimentale a riglelor armate obișnuit cu rigiditatea teoretică este dată în fig.4.26.

Plecându-se de la relația (4.9) rigiditatea teoretică de calcul s-a determinat cu expresia :

$$(E_b I)_{ech.} = \frac{Q_{max} l_o^2}{12 \mu_r \theta_c} = \frac{M_{max} l_o}{6 \mu_r \theta_c} \quad (4.51)$$

unde :  $Q_{max}$  - forța tăietoare teoretică capabilă să fie preluată de riglă la curgerea armăturii;

$M_{max}$  - momentul încovoietor la curgerea armăturii;

$\mu_T = 1(1 + 30 I_T/A_{rt} l_0^2)$  - coeficientul care ține cont de efectul forței tăietoare;

$\theta_0$  - rotirea la curgere a riglei determinată cu relația (4.30).

În fig.4.26 rigiditatea echivalentă de calcul este exprimată ca procent din  $E_p I_b$  în stare nefisurată. Limita superioară corespunde ipotezei că barele longitudinale nu se deformează pe lungimea de ancorare în montanți ( $l_a = 0$ ) iar limita superioară corespunde ipotezei că barele se deformează în montanți pe o lungime  $l_a = 0,25 l_0$ .

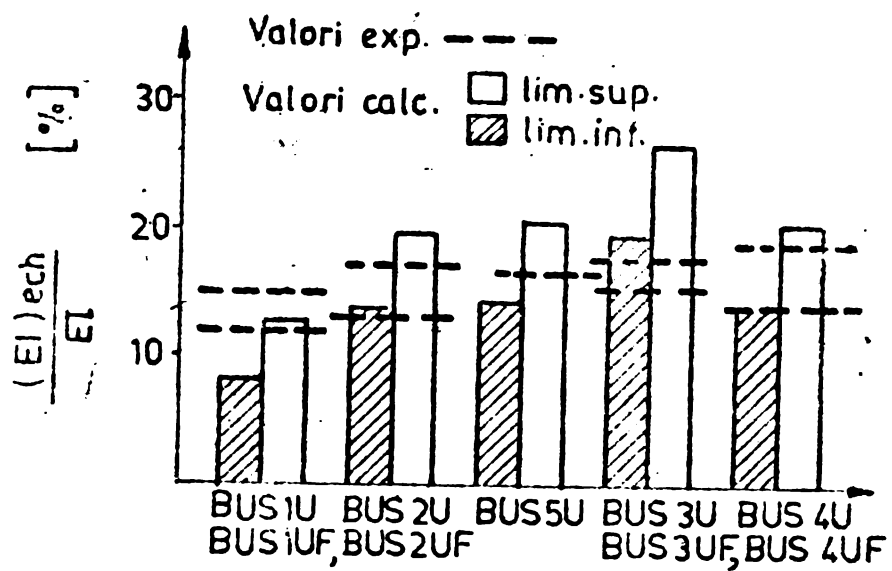


Fig.4.26 Comparatia între rigiditatea calculată și experimentală la rigle de cuplare armate obișnuit

Linile întrerupte din fig.4.25 marchează rigiditatea experimentală; valoarea maximă fiind pentru rigle nefisurate inițial iar valoarea minimă pentru rigle prefisurate.

Se constată o concordanță bună între rezultatele experimentale și valorile calculate astfel încât se poate considera că relația (4.51) poate fi folosită pentru aprecierea practică a rigidității

riglelor de cuplare pentru calculul în domeniul elastic al diafragmelor din beton ușor. Rezultatele sînt în concordanță și cu recomandarea dată în /74/ care prevede, pentru betonul greu, folosirea unui modul de elasticitate redus pînă la 0,15  $E_p$  pentru aprecierea rigidității riglelor de cuplare.

Prezența fisurilor inițiale din contracție duce la reducerea rigidității cu 15 ... 20% așa cum se observă din fig.4.26.

b) Rigle de cuplare armate după diagonală

Diagrama caracteristică Q - Δ pentru o riglă de cuplare armată după diagonală (BUX 4U) este dată în fig.4.27.

Analiza diagramelor din fig.4.27 și anexa A.4.8 arată o comportare apropiată de un element ideal elasto-plastic; domeniul de rigiditate scăzută, observat la riglele armate obișnuit, lipsește datorită aportului armăturilor înclinate la preluarea lunecărilor atunci cînd fisura este deschisă pe toată secțiunea riglei.

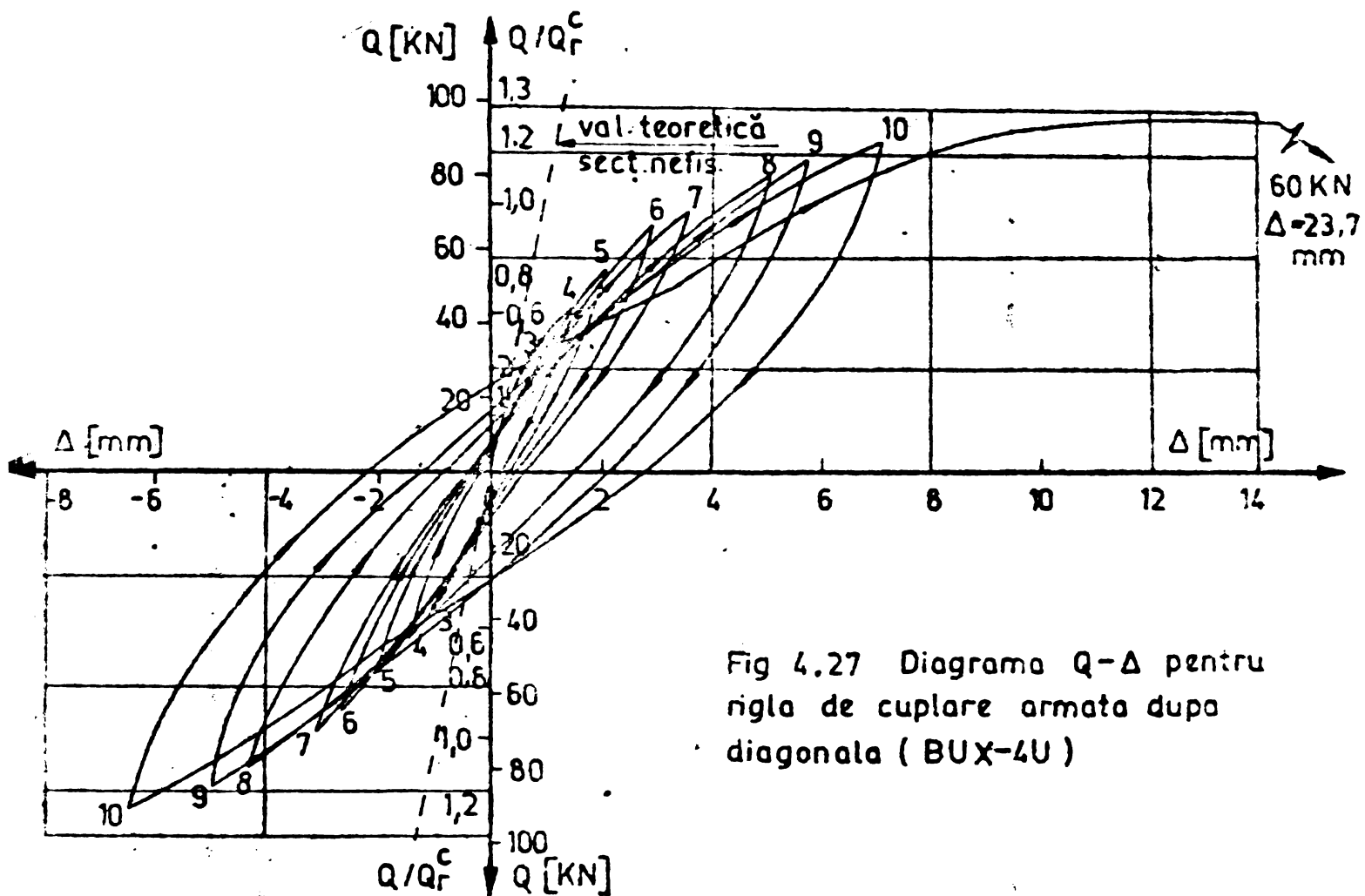


Fig 4.27 Diagrama Q-Δ pentru rigla de cuplare armata după diagonala ( BUX-4U )

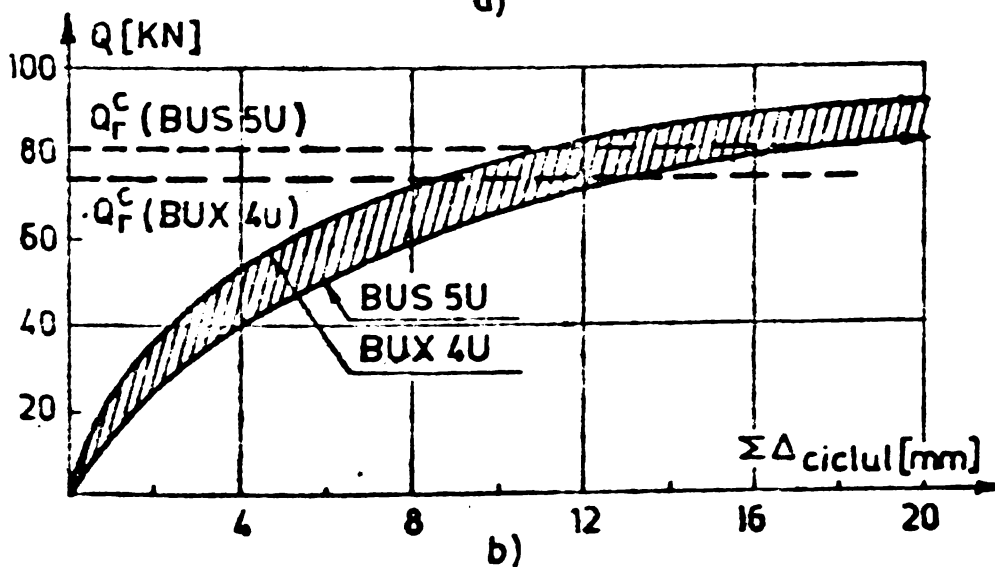
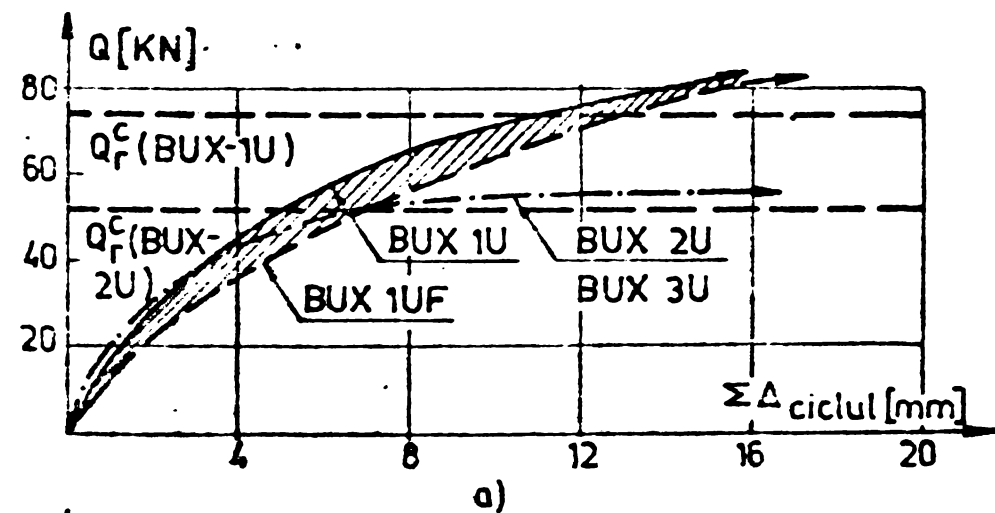


Fig.4.28 Deformațiile riglelor de cuplare armate după diagonală.

Sinteza diagrame-  
lor din anexa A.4.8  
privind deformația  
riglelor de cuplare  
armate după diagona-  
lă este prezentată  
în fig.4.28.

Se constată că  
pentru același ciclu  
de încărcare crește-  
rea deformațiilor și  
scăderea rigidității  
sînt mai reduse la  
riglele armate obiș-  
nuit (fig.4.28.b)  
pentru aceeași încăr-  
care deformația ri-  
glelor armate obiș-  
nuit este mai mare  
cu 5 ... 50%. Fisur-  
area inițială are



efect și asupra deformațiilor riglelor de cuplare armate după diagonală dar efectul este mult mai redus, mai ales la încărcări reduse, față de riglele armate obișnuite.

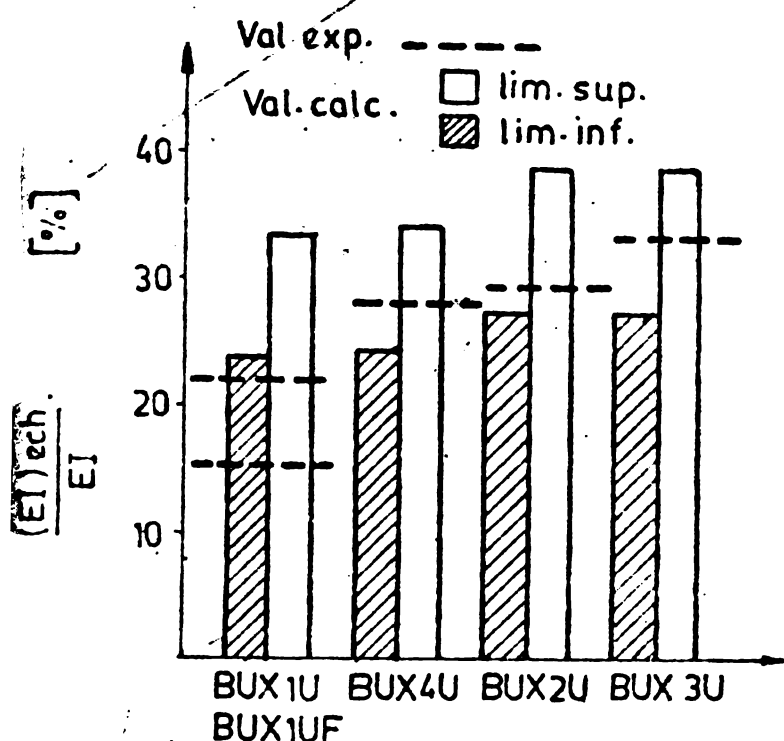
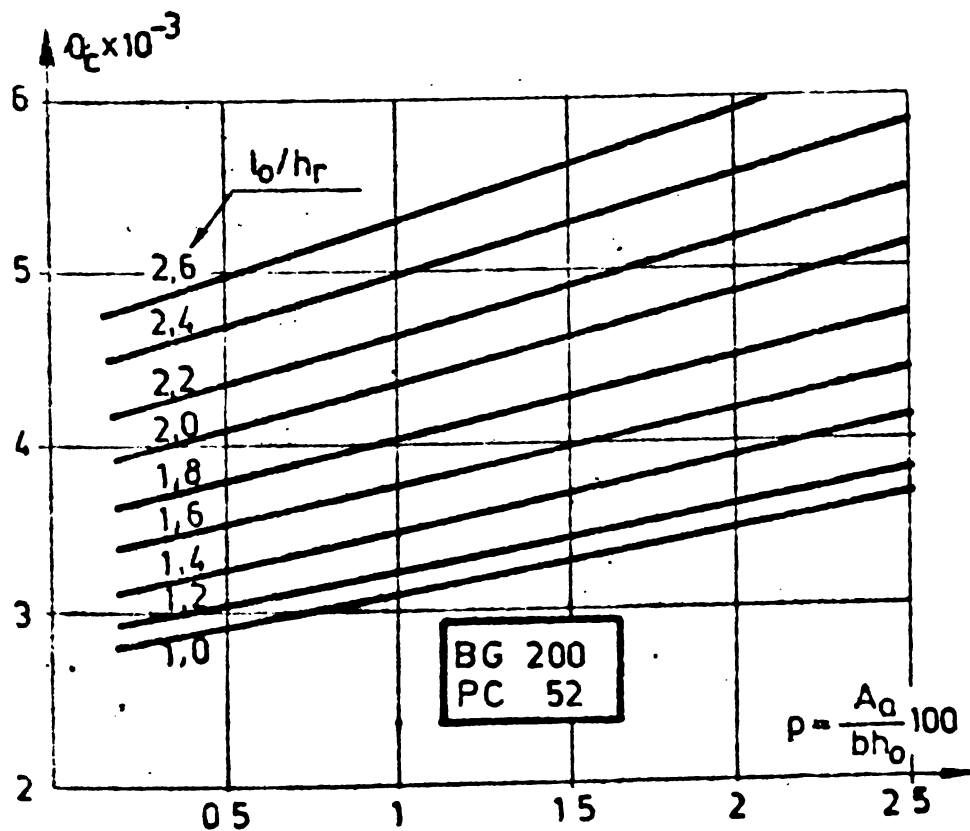


Fig. 4.29 Comparație între rigiditatea calculată și experimentală la rigle de cuplare armate după diagonală.

Compararea rezultatelor teoretice privind rigiditatea în stare fisurată a riglelor armate obișnuite, folosind relația (4.51), cu rezultatele experimentale, este prezentată în fig. 4.29.

Se constată și în acest caz o concordanță bună între rezultatele teoretice și experimentale. Comparativ cu rigiditatea riglelor armate obișnuite (fig. 4.26) riglele armate după diagonală au o rigiditate în stare fisurată mai mare cu 40 ... 60%.

Pentru calculul în domeniul elastic al diafragmelor după /74/ modulul de elasticitate al riglelor de cuplare, armate după diagonală, poate fi considerat  $E_r = 0,25 E_b$  iar când riglele sînt fisurate inițial valoarea se reduce cu 10%. Pentru un calcul exact al reducerii de rigiditate se poate folosi relația (4.51) în care  $Q_{max}$



Pentru un calcul expeditiv în fig.4.30 sînt date valorile pentru  $\theta_0$  funcție de  $p$  și raportul  $l_0/h_p$  pentru BG 200 și PC 52, materialele folosite cel mai des la realizarea diafragmelor.

#### 4.5.4.3. Ductilitate și energie disipată

Pentru a compara ductilitatea riglelor de cuplare armate obișnuit și după diagonală, ductilitatea unei rigle a fost definită prin raportul dintre deplasarea la forța maximă a ciclului de rupere și deplasarea la curgere măsurată la același nivel de încărcare cu deplasarea la ciclul de rupere (v.fig.4.14). Rezultatele obținute pe cale experimentală privind ductilitatea sînt date în tabelul 4.8.

Tabelul 4.8.

| Element | Factor de duct. |                   | Element | Factor de duct. |                   |
|---------|-----------------|-------------------|---------|-----------------|-------------------|
|         | Beton ușor      | Beton obișn. /92/ |         | Beton ușor      | Beton obișn. /92/ |
| BUS 1U  | 4,5             | 3,91              | BUS 4UF | 4,35            | -                 |
| BUS 1UF | 3,67            | 3,03              | BUS 5U  | 3,95            | -                 |
| BUS 2U  | 4,45            | 3,71              | BUX 1U  | 4,58            | 3,56              |
| BUS 2UF | 4,20            | 4,56              | BUX 1UF | 3,49            | 2,76              |
| BUS 3U  | 3,22            | 3,02              | BUX 2U  | 10,80           | -                 |
| BUS 3UF | 3,13            | 2,08              | BUX 3U  | 10,90           | -                 |
| BUS 4U  | 6,12            | -                 | BUX 4U  | 5,01            | -                 |

Pentru comparație în tabel sînt date și rezultatele din /92/ obținute pe rigle de cuplare din beton obișnuit avînd aceleași caracteristici și fiind încercate identic cu riglele din

beton ușor.

Analiza rezultatelor duce la următoarele concluzii :

- riglele de cuplare din beton ușor au caracteristici de ductilitate comparabile cu a riglelor din beton obișnuit; factorul de ductilitate al riglelor din beton ușor este mai mare cu pînă la 25% decît cel al riglelor din beton obișnuit;

- elementele nefisurate au o ductilitate cu 5 ... 40% mai mare decît elementele cu fisuri inițiale indiferent de modul de armare și procentul de armare;

- riglele de cuplare armate după diagonală au ductilitate mai mare decît cele armate obișnuit, observîndu-se de asemenea, proprietăți îmbunătățite de a transfera mai mult timp sarcina la ductilitate mare;

- folosirea oțelului OB la armăturile longitudinale îmbunătățește considerabil ductilitatea riglelor;

- creșterea procentului de armare longitudinal duce la scăderea rigidității dacă cantitatea de armătură transversală nu este suficientă pentru a prelua eventualele lunecări din tăiere.

Compararea factorului de ductilitate obținut experimental cu valorile teoretice calculate conform /74/, /55/, /104/ pentru elemente încovoiate dublu armate arată diferențe mari deoarece nu se ține seama de lunecările ce apar din forță tăietoare care duc la o rupere mai casantă și la o reducere a ductilității secționale.

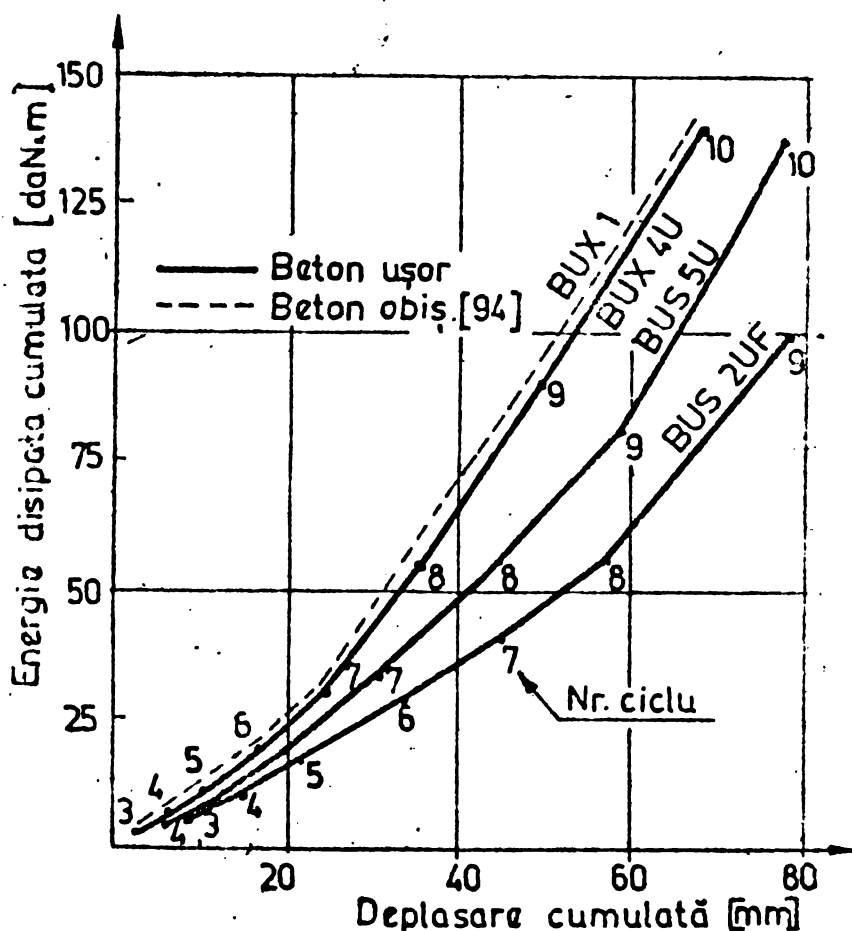


Fig. 4.31 Relația între energia disipată cumulată și deplasarea cumulată.

Energia disipată a fost analizată pe baza ariei cuprinse în curba de histerezis pentru fiecare ciclu, arii date în anexa A.4.9.

Pe baza diagramelor "energie disipată cumulată - deplasare cumulată" de tipul celei prezentate în fig. 4.31, se pot trage următoarele concluzii :

- riglele de cuplare din beton ușor au aceeași capacitate de disipare a energiei cu riglele din beton obișnuit pentru aceeași alcătuire și armare;

- armarea după diagonală față de armarea obișnuită duce la o creștere cu pînă la 35% a energiei disipate pentru aceeași deplasare;

- riglele fără fisuri inițiale disipează cu pînă la 30% mai multă energie decît riglele cu fisuri, la aceeași deplasare.

## 5. CONTRIBUTII LA STUDIUL BETOANELOR USOARE COMPACTE CU

### GRANULIT DE LUGOJ. CONCLUZII SI RECOMANDARI

Extinderea sferei de folosire a betonului ușor compact la structuri de rezistență pentru construcții realizate în județul Timiș a necesitat o cunoaștere aprofundată a caracteristicilor de comportare a acestui material în comparație cu betonul obișnuit precum și în raport cu betoanele similare realizate la noi în țară și în străinătate. În lucrare s-a insistat în deosebi pe caracteristici mai puțin cercetate pînă la ora actuală, spre exemplu contracția betonului, precum și asupra modului de comportare în structuri cu diafragme.

Această cercetare a putut fi realizată ca urmare a unei colaborări între Catedra de Beton armat și Clădiri de la Facultatea de Construcții Timișoara, ICPMC - București, IPROTIM și T.C.M. - Timișoara, ținînd seama și de rezultatele obținute în țară la Cluj-Napoca, Iași și București.

Un reper important al extinderii utilizării acestui material l-a constituit schimbul de experiență "Utilizarea eficientă a granului la realizarea elementelor prefabricate și construcțiilor" organizat la Timișoara în anul 1975 precum și Conferința Națională de Betoane din 1976 organizată la Cluj-Napoca.

Cercetările efectuate în acest domeniu, în laborator sau "in situ", pe baza a 8 contracte de cercetare științifică, au dus la extinderea sferei de folosire a betonului ușor la structuri de rezistență pentru clădiri civile și sociale, reducerea dimensiunilor unor elemente, îmbunătățirea tehnologiilor de execuție, cunoașterea caracteristicilor fizico-mecanice a materialului și fundamentarea instrucțiunilor tehnice pentru prepararea și folosirea betonului cu granuli C.155-75, cunoașterea modului de comportare în diafragme monolite sub acțiuni indirecte sau directe, domeniul cuprins <sup>mai puțin</sup> în literatura de specialitate. Cercetările efectuate și rezultatele bune obținute privind comportarea diaframelor din beton sub efectul deformațiilor împiedecate precum și cele referitoare la comportarea riglelor de cuplare la încărcări alternante au dus la înlăturarea unor rețineri privind extinderea sferei de folosire la astfel de structuri.

### 5.1. Cu privire la extinderea sferei de folosire a betoanelor ușoare compacte în construcții

Cercetările efectuate în țară și pe plan mondial precum și realizările obținute au arătat că betonul ușor compact poate fi folosit practic în toate domeniile construcțiilor, eficiența sa rezultând prin reducerea greutății proprii a construcțiilor, izolare termică bună, comportare bună la acțiuni seismice.

Colaborarea - realizată în județul Timiș - între cercetare - proiectare - execuție, a permis extinderea - în ultimii ani - a sferei de folosire și creșterea cantității de beton folosit la structurile de rezistență ale clădirilor de locuit și social-culturale.

Dintre tipurile de structuri și elemente de construcții realizate în județul Timiș cu beton de granulat de Lugoj, în lucrare se prezintă :

- clădiri de locuit S+P+10E cu structura de rezistență din beton obișnuit și pereți exteriori din panouri mari autoportante din beton ușor BG 150 ;

- clădiri social-culturale și clădiri de locuit S+P+4E având întreaga suprastructură realizată din panouri prefabricate din beton de granulat BG 200 - BG 250 ;

- clădiri de locuit S+P+10E realizate prin glisare având pereții interiori și exteriori monostrat din beton ușor BG 200 ;

- clădiri de locuit S+P+10E cu pereți interiori executați monolit, turnați în cofraje metalice de inventar, din beton BG 200, pereții exteriori și planșeele executate din beton ușor prefabricat;

- clădiri de locuit S+P+10E cu nucleu central și cadre periferice având elementele de planșeu și panourile exterioare din beton ușor ;

- structuri având elemente de planșee prefabricate de mare suprafață (aproximativ  $30 \text{ m}^2$ ) realizate din beton ușor BG 250.

Efectele economice obținute prin utilizarea betonului ușor, la structurile menționate, prezentate în lucrare în fig.1.8, se materializează prin reducerea greutății proprii a elementelor de construcții și a construcției, economii de oțel pentru armare și fontă în instalații, reducerea consumului de combustibil în exploatare, reducerea volumului și costului fundațiilor, etc.

Studiile comparative efectuate la întocmirea proiectelor pentru diferite clădiri de locuit /40/, /2/, /76/ au arătat economii de

combustibil de 0,3 ... 0,5 t.c.c./apartament și an ceea ce determină recuperarea consumului inițial de combustibil, înglobat pentru fabricarea granului, în 4 ... 5 ani rezultând în continuare economii substanțiale de combustibil.

Cercetările experimentale efectuate de autor pe elemente de planșeu tip dală groasă cu deschidere de 5,7 m realizate din beton ușor și folosite la clădiri de locuit au arătat o bună comportare și au permis reducerea grosimii până la 18 cm obținându-se economii substanțiale în comparație cu planșeele chesonate din beton obișnuit.

Densitatea mai redusă a betonului ușor comparativ cu betonul obișnuit a permis realizarea unor elemente prefabricate de planșeu de suprafață mare (aproximativ 30 m<sup>2</sup>) capabile să preia încărcări utile de 450 ... 750 daN/m<sup>2</sup> și cu posibilitatea de a fi montate cu macarale obișnuite; încercarea acestor elemente la scară naturală, în cadrul Catedrei de Beton armat și Clădiri din Timișoara, a arătat o bună comportare din punct de vedere a capacității portante, deformațiilor și fisurării /53/.

Studiile comparative efectuate "in situ" de autor pe clădiri de locuit sau pe diafragme identice din beton ușor și obișnuit, privind contracția împiedecată, fisurarea diafragmelor și comportarea în exploatare a arătat moduri asemănătoare de lucru a celor două tipuri de materiale. Se remarcă, de asemenea, faptul că până la ora actuală nu au fost semnalate fenomene de condens la pereții exteriori executați monostat de 30 cm din beton ușor BG 200 în condițiile de climă din Timișoara.

Încercări efectuate pe modele de elemente spațiale tip ICI - Bragov confecționate din beton ușor, au arătat comportări identice cu elementele din beton obișnuit astfel încât se poate considera că betonul ușor poate fi folosit eficient și la astfel de structuri.

## 5.2. Cu privire la caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor ușoare compacte

Prelucrarea datelor experimentale existente pentru diferite betoane ușoare compacte arată o diversificare mare a precizărilor privind caracteristicile fizico-mecanice, diversificare dată în special de tipul agregatului folosit.

Studiile întreprinse pe betoane ușoare compacte cu granulat de

Lugoj se referă la mărcile BG 150, BG 200, BG 250 și BG 300, mărci folosite curent la structuri de rezistență pentru clădiri civile. Numărul mare de date experimentale, cu privire la diferite caracteristici, culese din încercări de laborator sau de pe șantiere, pe o perioadă de 6 ani, a permis prelucrarea statistică a lor folosindu-se metoda grafică CEB (densitate și rezistență la compresiune pe cuburi) sau cu ajutorul calculatorului electronic folosind programul CORE, / 30/, întocmit în cadrul Catedrei de Beton armat și Clădiri din Timișoara.

Principalele contribuții aduse de autor și concluziile care se desprind din alte încercări experimentale sînt prezentate mai jos.

1.- Betonul ușor se deosebește de betonul obișnuit prin structura sa care se caracterizează prin prezența agregatului cu o rezistență mai redusă decît a matriciei și o deformabilitate mai mare ceea ce schimbă modul de transmitere a eforturilor în structura betonului. Analiza teoretică a stării de eforturi din jurul granulei de agregat, efectuată în lucrare, arată că la betonul ușor compact, la care  $E_{ag}/E_m = 0,5$ , față de betonul obișnuit unde  $E_{ag}/E_m = 2$ , fluxul de forță este absorbit mai mult de matrice; la solicitări de compresiune la partea superioară și sub granulă, pe direcția solicitării, apar eforturi de întindere în planul matriciei perpendicular pe direcția de solicitare, eforturi care grăbesc fisurarea, spre deosebire de betonul obișnuit la care apar eforturi de compresiune (fig.2.3).

Starea de eforturi devine mai defavorabilă cu creșterea diametrului maxim al granulelor de agregat și de aceea se recomandă ca la betoanele ușoare compacte să se folosească agregate cu dimensiunea maximă de 16 mm.

Rezistența betonului ușor poate fi apreciată teoretic funcție de caracteristicile agregatului, matriciei și volumul de agregat; în lucrare sînt prezentate relațiile propuse în acest sens /72/, /100/, /118/, /139/.

2.- Prelucrarea statistică prin metoda grafică CEB a rezultatelor experimentale obținute, pe un număr de peste 75 șarje de beton pentru fiecare marcă, arată că betonul ușor cu granulit de Lugoj are densități de 1750 ... 1900 kg/m<sup>3</sup> funcție de marcă ceea ce reprezintă 70 ... 80% din densitatea betonului obișnuit. Densitățile sînt comparabile cu alte betoane de acest tip produse în țară dar sînt mai mari decît a betoanelor ușoare compacte realizate pe plan mondial (fig.2.5).

Reducerea densității betonului ușor cu 200 ... 300 kg/m<sup>3</sup> se poate face prin îmbunătățirea procesului de fabricație a granulitu-

lui și prin înlocuirea nisipului de balastieră 0 ... 3 mm, folosit la ora actuală, cu nisip de granulat.

3.- Valorile determinate pentru rezistența la compresiune pe cuburi (tabelul 2.2), coeficienții de variație reduși, obținuți de autor prin prelucrarea statistică a aproximativ 100 de șarje de beton pentru fiecare marcă, valorile rezistențelor caracteristice mai mari decât cele admise duc la concluzia că granutul de Lugoj poate fi folosit la obținerea unor mărci de betoane BG 150 ... BG 300 folosind același dozaj de ciment ca și la betonul obișnuit.

Legea de variație a rezistenței la compresiune în timp arată o viteză mai mare de creștere în prima perioadă decât la betonul obișnuit astfel încât la 7 zile se atinge 70 ... 80% din rezistența la 28 zile (fig. 2.4); peste 28 zile creșterile de rezistență sînt de 15 ... 20%.

Rezistența minimă admisă în majoritatea țărilor pentru betoane ușoare compacte de rezistență este  $150 \text{ daN/cm}^2$ .

4.- Prelucrarea statistică, făcută în teză cu ajutorul programului CORE, pe un număr de aproximativ 50 șarje pentru fiecare marcă, a datelor privind rezistența la compresiune pe prisme arată că raportul  $R_{c,pr}/R_{c,cub}$  este mai mare la betonul ușor decât la betonul obișnuit, el luînd valori de 0,875 ... 0,924 (tabelul 2.4).

5.- Rezistența la compresiune pe cilindri a betonului ușor ia valori de 0,8 ... 0,85 din rezistența cubică astfel încît se poate considera că  $R_{c,cil}/R_{c,cub} = 0,83$  ca și la betonul obișnuit [11/.

6.- Asupra rezistenței la întindere a betonului ușor, condițiile de păstrare ale betonului, influențează mai mult decât la betonul obișnuit [10/, [11/, [37/, [110/, [116/, [126/; pentru betoane păstrate în apă și în condiții STAS, evoluția în timp a rezistențelor la întindere precum și raportul lor față de rezistența la compresiune, poate fi considerată ca și la betonul obișnuit.

Intre rezistența la întindere prin despicare, rezistența la întindere prin încovoiere și rezistența la compresiune pe cuburi s-au stabilit în lucrare prin calcul de regresie, următoarele relații :

$$R_{td} = 0,25 R_c^{0,63} \quad (5.1)$$

$$R_{ti} = 1,04 R_c^{0,4} \quad (5.2)$$

Rezistențele  $R_{td}$ ,  $R_{ti}$  și  $R_c$  fiind date în  $\text{N/mm}^2$ .



7.- Plecînd de la relația lui Pauw majoritatea normelor din diferite țări precum și literatura de specialitate indică pentru betonul ușor relații de determinare a modulului de elasticitate funcție de densitate și rezistența la compresiune. Analiza comparativă a rezultatelor experimentale, obținute pe 30 ... 40 șarje de beton ușor pentru fiecare marcă, cu rezultatele obținute cu diferite relații propuse în literatura de specialitate, arată diferențe procentuale mari, excepție făcînd relația dată de SNiP (relația 2.32).

Calculul de regresie efectuat în lucrarea de doctorat a permis stabilirea pentru betonul ușor cu granulit a unei relații, pentru determinarea lui  $E_b$ , de forma :

$$E_b = 6200 + 270 \cdot 10^{-4} \sqrt{\rho_b^3 R_c} \quad (5.3)$$

unde :  $E_b$  și  $R_c$  sînt dați în  $N/mm^2$  iar  $\rho_b$  în  $kg/m^3$ .

Betoanele ușoare cu granulit de Lugoj au  $E_b = (0,6 \dots 0,65)E_b^{ob}$  la aceeași marcă de beton. Modulul de elasticitate la 7 zile este 75% față de cel la 28 zile, iar peste această vîrstă creșterea este maxim 20%.

8.- Modulul de elasticitate la întindere a betonului ușor compact poate fi considerat de același ordin de mărime cu modulul de elasticitate la compresiune /25/, iar modulul deformațiilor totale pentru betonul cu granulit de Lugoj se poate considera 0,85 ... 0,95 din modulul deformațiilor totale ale betonului obișnuit.

9.- Prelucrarea datelor experimentale, efectuată de autor, pe un număr de 30 ... 50 șarje de beton pentru fiecare marcă, a permis obținerea curbelor  $\sigma - \epsilon$  pentru betonul ușor cu granulit (fig.2.11). Se constată că pînă la 50 ... 60% din rezistența la compresiune curba este lineară. Deformațiile ultime la compresiune au valori de 2,4 ... 3,0 ‰ iar coeficienții de plasticitate au valoarea 0,51 la BG 150; 0,43 la BG 200; 0,38 la BG 250 și 0,33 la BG 300.

Deformația limită la întindere critică are valori de 0,16 ... 0,22 ‰ /25/.

10.- Caracteristicile agregatelor ușoare în ceea ce privește deformabilitatea și structura lor determină cîteva particularități ale fenomenului de contracție, influențînd atît asupra valorii finale cît și asupra modulului de desfășurare în timp.

În literatura de specialitate există o diversitate mare de păreri privind valoarea finală a contracției precizîndu-se valori egale sau mai mari cu pînă la 50% față de betoanele obișnuite.

Pentru legea de evoluție în timp, majoritatea cercetărilor nu fac precizări sau adoptă aceeași lege de la betonul obișnuit iar unele cercetări arată o viteză mai mică în prima perioadă.

Cercetările experimentale privind fenomenul de contracție a betoanelor ușoare cu granolit de Lugoj au fost efectuate în Laboratorul de Beton armat și Clădiri din Timișoara pe prisme de diferite dimensiuni, plăci de grosimea diafragmelor și "in situ". Cercetările s-au desfășurat paralel și pe probe de beton obișnuit cu același dozaj de ciment păstrate în aceleași condiții încât s-au putut trage concluzii privind evoluția în timp a fenomenului și valoarea finală la cele două tipuri de betoane.

Pentru încercările efectuate "in situ" a fost conceput și experimentat un dispozitiv mecanic original (fig.2.20) care - înglobat în diafragme - a măsurat contracția pe o perioadă îndelungată putându-se face o comparație între cele două tipuri de betoane precum și asupra modului de comportare a lor la acțiunea variației umidității mediului exterior în perioada de măsurare.

Pe baza încercărilor efectuate pe betoanele cu granolit de Lugoj s-au tras următoarele concluzii :

- betoanele ușoare de rezistență au contracții de aproximativ 0,7 mm/m pe prisme cu secțiune transversală 10 x 10 cm, contracție care la 360 zile este mai mare cu 47% decât cea a betoanelor obișnuite de aceeași marcă și cu același consum de ciment;

- asupra legii finale și a legilor de evoluție în timp a contracțiilor, un rol important îl are mediul precum și raportul dintre aria secțiunii transversale și perimetrul ei;

- folosirea nisipului de balastieră duce la reducerea contracțiilor cu 5 ... 10% ;

- contracțiile betoanelor ușoare sînt mai mici decât a betoanelor obișnuite în prima perioadă (50 ... 90 zile), evoluția în timp fiind exprimată de autor printr-o lege exponențială de formă (fig. 2.23) :

$$\beta(t) = 1 - e^{-\alpha t} \quad (5.4)$$

în care  $\alpha$  este un coeficient funcție de dimensiunile secțiunii transversale a elementului;

- dispozitivul conceput pentru urmărirea "in situ" a deformațiilor de contracție a înregistrat fidel comportarea celor două betoane obținându-se o concordanță foarte bună între diagrama contracții-

ilor și umiditatea mediului exterior înregistrată la stația de meteorologie din Timișoara;

- betonul ușor este mai sensibil la creșterea umidității prezentând deformații de umflare mai mari și este mai puțin sensibil la scăderea umidității;

- măsurătorile efectuate "in situ" nu au dat diferențe sesizabile între cele două tipuri de betoane, acest fenomen fiind probabil influențat de rezistența mai scăzută a betonului obișnuit (tabelul 2.11);

- deformațiile de contracție mai mici în prima perioadă împreună cu rezistențele mai mari și cu deformabilitatea mai mare a betonului ușor au efecte favorabile asupra modului de comportare a diafragmelor la solicitări indirecte (variații de temperatură, contracție).

Pe baza rezultatelor obținute în lucrare se propune o metodă de calcul a deformației de contracție ce se dezvoltă într-un interval de timp  $(t - t_0)$ , asemănătoare cu cea de la betonul obișnuit folosind relația /68/ :

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{co} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (5.5)$$

Deosebirea constă în alegerea pentru funcția dezvoltării în timp a contracției  $\beta_s$  a diagramelor specifice betonului ușor stabilite în lucrare și date în fig.2.23, și a unui coeficient  $\varepsilon_{c1}$ , pentru calculul coeficientului de bază a contracției  $\varepsilon_{co}$ , majorat cu 50% față de cel propus pentru betonul obișnuit (tabelul 2.12).

Valorile obținute prin metoda propusă dau o bună concordanță cu valorile experimentale determinate pe beton ușor cu granolit de Lugoj.

11.- Pentru curgere lentă există o diversitate mare de păreri privind modul de comportare a betonului ușor comparativ cu cel obișnuit, diversitate determinată atât de caracteristicile agregatelor cât și de mărimile care se iau în comparație. Cercetările recente /13/, /103/ susțin că nu există o diferență esențială între efectul agregatelor ușoare sau grele asupra curgerii lente și că o curgere lentă mai mare reflectă doar un modul de elasticitate mai redus al agregatelor ușoare.

Incercările experimentale efectuate de autor pe betoane cu granolit de Lugoj au arătat caracteristici ale curgerii lente între 1 și 1,2 la betoane BG 200 ... BG 300, influența vârstei betonului în

momentul încărcării asupra caracteristicii curgerii lente se resimte esențial pînă la 14 zile.

Pentru calculul caracteristicii curgerii lente a betonului ușor se poate determina din caracteristica betonului obișnuit afectată cu raportul dintre moduli de elasticitate :

$$\varphi^u(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{E_b^u}{E_b^{obiș.}} \quad (5.6)$$

Efectul rezistenței betonului din momentul încărcării se introduce prin afectarea valorii obținute cu un coeficient K dat în fig.2.31.

Mărimea curgerii lente este la betonul cu granolit de Lugoj de același ordin de mărime ca și la betoanele obișnuite cu alte agregate de argilă e pandată (fig.2.25).

În domeniul încărcărilor de exploatare se poate considera, la betonul ușor, o dependență lineară între eforturi și deformații.

Pentru evoluția în timp a curgerii lente a betonului cu granolit se poate adopta aceeași lege ca și la betonul obișnuit (fig.2.30)

12.- Prelucrarea datelor din literatura de specialitate precum și a încercărilor proprii efectuate pe betoane ușoare cu granolit de Lugoj arată că între coeficientul de conductivitate termică și densitatea betonului  $\rho_b$  ( $t/m^3$ ) este o relație de forma :

$$\lambda = 0,25 \rho_b^2 - 0,15 \rho_b + 0,2 \quad (5.7)$$

Pentru fiecare procent de umiditate  $\lambda$  crește cu 2 ... 6% /13/.

### 5.3. Cu privire la comportarea diafragmelor monolite din beton ușor sub efectul deformațiilor împiedecate

La structurile cu diafragme monolite starea de eforturi interioare produsă de deformații împiedecate capătă o importanță mare, în anumite situații, neconsiderarea ei putînd duce la apariția unor fisuri care depășesc limitele admise și care micșorează rezervele de siguranță locale sau generale iar la pereții exteriori se pot provoca deteriorări datorită infiltrațiilor de apă în beton.

Elementele de împiedecare a deformațiilor, din contracția sau variație de temperatură pot fi :

- infrastructura clădirilor (fundații, pereți de subsol);
- planșee prefabricate care se reazemă pe diafragme;
- conlucrarea spațială a diafragmelor între ele și conlucrarea diafragmelor monolite cu diafragme prefabricate;
- execuția diafragmelor în etape succesive cu pauze între ele;
- diafragme care se află într-un climat diferit de restul structurii.

Factorii de care depinde valoarea și direcția eforturilor provocate de împiedecarea deformațiilor sînt :

- tipul elementelor de împiedecare, respectiv poziția lor față de diafragmă;
- gradul de împiedecare reprezentat prin rigiditatea elementelor de reținere;
- parametrii de care depinde valoarea deformațiilor libere datorită variațiilor de temperatură și contracție.

Dintre tehnologiile folosite la execuția diafragmelor cea mai puțin defavorabilă din punct de vederele a împiedecării deformațiilor este utilizarea planșeelor monolite turnate odată cu diafragma, iar cea mai defavorabilă este tehnologia utilizării planșeelor prefabricate și a diafragmelor turnate în cofraje plane de inventar.

Studiile teoretice privind deformațiile împiedecate, prezentate în lucrare după /50/, /57/, /111/, /121/, /145/ precum și studiile experimentale proprii, efectuate pe un număr de peste 50 modele de diafragme din beton ușor sau "in situ" pe diafragme din beton ușor, paralel cu studiile pe beton obișnuit /60/, /65/, /93/, /134/, pun în evidență concluzii privind starea de deformații și procesul de fisurare. Concluziile autorului privind modul de comportare a diafragmelor din beton ușor sînt prezentate în cele ce urmează.

#### a) Concluzii privind starea de deformare

1.- Analiza deformației conturului, efectuată de autor pe un număr de 19 modele avînd contracția împiedecată de fundație, arată că se poate considera o variație exponențială a deformațiilor pe o înălțime egală cu lungimea de contact dintre fundație și diafragmă (asemănător ca și la betonul obișnuit /134/) :

$$\varepsilon_{cy} = \varepsilon_{c,max} (1 - e^{-c \xi}) \quad (5.8)$$

unde :  $\varepsilon_{cy}$  - deformația de nivelul y;  
 $\varepsilon_c$  - coeficient experimental egal cu 8;  
 $\xi = y/L_F$  ;

$\epsilon_{c,max}$  - deformația maximă neîmpiedecată.

Comparînd deformațiile conturului pentru diferite procente de armare orizontale a diafragmelor se constată că pînă la 0,2% (caz curent întîlnit în practică), deformația este mai mică du 25% decît deformația betonului simplu astfel că  $\epsilon_{c,max}$  se poate determina din deformația liberă a betonului simplu redusă cu 25%.

2.- Zona de influență a reținerii deformațiilor de către fundație se extinde pe o înălțime  $y = 0,5 L_r$ , valoare care este în concordanță cu variația eforturilor, la diafragme din beton obișnuit, calculată prin teoria elasticității /57/ și cu metoda elementelor finite /145/.

3.- Armătura necesară pentru preluarea eforturilor din deformații de contracție împiedecată de fundație se dispune (ca și la betonul obișnuit) astfel :

- pe nivelul subsolului și parterului la diafragme cu  $L_r \leq 10$  m;
- pe nivelul subsolului, parterului și etajul I, la diafragme cu lungimea  $10 < L_r \leq 25$  m.

4.- Prezența unui șir vertical de goluri medii în axul de simetrie al diafragmei duce la o creștere a deformațiilor de maximum 25% funcție de procentul de armare al riglelor.

5.- Incercările experimentale efectuate pe un număr de 33 modele de diafragme din beton ușor, cu un nivel, pline sau cu goluri, prezentate în lucrare, arată că planșeele prefabricate, cu contracția parțial sau total consumată, generează o stare de deformare care se extinde - de regulă - pe toată înălțimea nivelelor. În consecință, zona de armare necesară preluării eforturilor din deformații împiedecate de planșee se extinde pe întreaga înălțime a diafragmei.

6.- Deoarece în aproape toate cazurile înălțimea etajului este mai mică decît  $L_r$ , zonele de influență a două planșee consecutive se suprapun, iar atunci cînd  $h_{etaj}/L_r \leq 0,5$  planșeele au rol de generator de eforturi inițiale și totodată de preluare de eforturi prin prezența lor ca elemente de mare rigiditate; în /134/ se arată că între raportul  $h_{etaj}/L_r$  și mărimea deformațiilor la mijlocul distanței dintre planșee există o dependență lineară.

7.- Prezența planșeelor la distanță relativ mică între ele și cu rigiditate mare în planul lor face ca variația procentului de armare orizontal sau modul de așezare a armăturilor prin concentrarea

lor în anumite zone pe înălțimea unui nivel să aibe o influență redusă asupra mărimii deformațiilor.

8.- Variația lățimii golurilor în limitele 0,9 ... 1,2 (cazuri frecvent întâlnite la construcțiile de locuințe) la diafragme cu goluri dispuse în axul de simetrie a lor, nu modifică substanțial mărimea deformațiilor inițiale. Acest lucru rezultă din faptul că la modelele încercate diferența deformațiilor diafragmelor pline și cu goluri a fost de numai 10%.

9.- Executarea diafragmelor cu rosturi de turnare a betonului la fiecare nivel duce la împiedecarea dezvoltării deformațiilor din contracție de ordinul a 20 ... 30% din deformația totală /134/.

b) Concluzii privind starea de fisurare și de limitare a deschiderii fisurilor

Atingerea stării limită de fisurare la elemente de beton ușor armat având deformațiile din contracție sau variații de temperatură împiedecate depinde - ca și la betonul obișnuit - de calitatea betonului, procentul de armare, mărimea deformațiilor libere, gradul de împiedecare a deformațiilor și posibilitatea de adaptare a betonului datorită fenomenului de curgere lentă.

Asimilînd contracția cu o variație de temperatură, în lucrare este prezentat - pe baza studiilor din /50/, /57/ - modul de calcul al variațiilor maxime de temperatură care duc la formarea primei fisuri (relațiile (3.14) și (3.18)) pentru o împiedecare totală, respectiv parțială a deformațiilor. Pentru betoanele ușoare de rezistență studiate în lucrare s-a obținut, în situația în care nu se ia în considerație curgere lentă, o variație medie de temperatură de aproximativ  $16^{\circ}\text{C}$  pentru apariția primei fisuri, spre deosebire de betoanele obișnuite la care această valoare este  $12^{\circ}\text{C}$  /57/.

Calculul eforturilor unitare în armătură în stadiul II, deschiderea și numărul fisurilor precum și procentul minim de armare pentru limitarea deschiderii fisurilor din contracție împiedecată se poate efectua cu relațiile (3.22), (3.24), (3.29), (3.33), ca și pentru elemente liniare, necesitînd însă un consum mai mare de armătură. Pentru elemente din beton ușor cu granulit de Lugoj efortul în prima fisură este dat în fig.3.10, de unde se poate determina și procentul minim de armare pentru a evita curgere oțelului în fisură.

Compararea relației dintre deschiderea fisurilor, procentul de armare și diametrul armăturii pentru o anumită valoare a deformației împiedecate, arată că la betonul ușor este necesară mai puțină armătură pentru a obține aceeași deschidere de fisuri ca și la betonul obișnuit.

Incercările experimentale prezentate în lucrare efectuate "in situ" și pe modele de diafragme au pus în evidență modul de fisurare a diafragmelor atunci când deformațiile sînt împiedecate de planșee și fundații dovedind că această problemă trebuie tratată ca o problemă bidimensională cu luarea în considerare a dublului rol al elementelor de reținere de generatoare de fisuri, pe de o parte, și de elemente care limitează deschiderea fisurilor, pe de altă parte, rezultînd în acest sens concluziile de mai jos.

1.- Dezvoltarea fisurilor generate de deformații împiedecate de fundație, pe înălțimea diafragmelor, respectă regulile impuse de zona de reținere și procentul de armare ( $p$ ); înălțimea fisurilor este mai mică decît la beton obișnuit și nu depășește înălțimea zonei de reținere, fiind dată de relația :

$$h_f = (0,45 - 0,75 \cdot p) L_r \quad (5.9)$$

Relația (5.9) este valabilă pentru  $p \leq 0,5\%$ , valori întîlnite în practică.

2.- Deschiderea fisurilor variază de la zero, pe linia de reținere de la nivelul fundației, la o valoare maximă, după care descrește lent pînă la zero; poziția deschiderii maxime se află la o înălțime egală cu  $(0,05 \dots 0,2) L_r$ ; în majoritatea cazurilor deschiderea fisurilor betonului ușor este mai mică decît la betonul obișnuit.

3.- Prezența planșeelor prefabricate generează apariția fisurilor pe întreaga înălțime a diafragmei paralel cu împiedecarea deschiderii fisurilor în zona lor învecinată; deschiderea maximă a fisurilor se obține la o distanță de planșeu egală cu  $0,15 L_r$  pentru  $p = 0 \dots 0,2\%$  și la  $0,10 L_r$  pentru  $p = 0,2 \dots 0,6\%$  /134/.

4.- Distanța dintre fisuri la diafragme cu planșee prefabricate ia valori de  $(0,4 \dots 1,2) h_{etaj}$  funcție de procentul de armare (tabelul 3.13); la nivelele nearmate distanța dintre fisuri este  $1,1 h_{etaj}$  ea scăzînd la  $0,75 h_{etaj}$  cînd  $p = 0,2\%$ . Rezultatele sînt în concordanță cu observațiile efectuate "in situ" unde s-au observat distanțe între fisuri la nivelele nearmate continuu de aproximativ  $3,25 \text{ m. } (\lambda_r/h_{etaj} = 1,16)$ .



5.- Rolul armăturilor de a mări numărul de fisuri și a micșora distanța și deschiderea lor se manifestă integral la deformații împiedecate de planșee numai în situația în care  $h_{\text{etaj}}/L_r \geq 0,3$  pentru  $p = 0 \dots 0,2\%$  și  $h_{\text{etaj}}/L_r \geq 0,2$  pentru  $p = 0,2 \dots 0,6\%$ .

6.- La diafragmele la care  $h_{\text{etaj}}/L_r > 0,6 \dots 0,75$  fisurile care apar nu se mai dezvoltă pe toată înălțimea nivelului;  $L_r$  reprezintă lungimea diafragmei pline sau a montantului, în cazul diafragmei cu goluri, în contact cu planșeul.

7.- Apariția și dezvoltarea fisurilor din deformația împiedecată de planșee la montanții diafragmelor cu goluri au loc similar ca și la diafragmele pline; variația dimensiunilor golului în limitele uzuale (90 ... 120 cm) precum și a procentului de armare al riglelor de cuplare între 0,8 ... 1,2% nu influențează sensibil deschiderea fisurilor din montanți.

8.- În lucrare s-a stabilit, pe baza rezultatelor experimentale, o relație de calcul pentru deschiderea fisurilor funcție de procentul de armare, raportul  $h_{\text{etaj}}/L_r$  și de diametrul armăturii, astfel :

$$\alpha_f = 0,11(1 + 0,7 \frac{R_t^u}{p}) K_H K_d \quad (5.10)$$

unde :  $K_H$  este coeficientul care ia în considerare raportul  $h_{\text{etaj}}/L_r$  (fig.3.28);

$K_d$  - coeficient care ține cont de influența diametrului armăturii (tabelul 3.17).

9.- Procentul de armare orizontal al diafragmelor are o influență importantă asupra mărimii deschiderii fisurilor, în intervalul  $p = 0 \dots 0,2\%$  (pentru  $p = 0,2\%$  deschiderea fisurilor este mai mică cu 50% decât la diafragme nearmate). În cazul când  $p \geq 0,4\%$  influența armăturii este neglijabilă asupra mărimii deschiderii fisurilor din eforturi provocate de deformații împiedecate.

10.- Pentru evaluarea deschiderii fisurilor funcție de tipul de beton ușor folosit în diafragmă, procentul de armare și diametrul armăturii se pot folosi datele din tabelul 3.18 sau fig.3.31.

11.- Măsurătorile efectuate "in situ" pe diafragme de beton ușor avînd contracția împiedecată de către planșee prefabricate au arătat valori de 0,5 ... 1,5 mm pentru mărimea deschiderii fisurilor la nivelele fără armare continuă și valori  $\leq 0,3$  mm la nivelele cu armare continuă. Comparăția cu mărimea deschiderii fisurilor măsurate, în aceeași perioadă, pe diafragme din beton obișnuit, fisurile dia-

fragmelor din beton ușor au avut deschideri mai mici cu 25 ... 50%.

12.- Incercările experimentale efectuate de autor pe fragmente de diafragmă la scară naturală, avînd lungimea de 6 m și blocate la capăt, armate cu procente de armare 0,2 ... 0,4 %, au arătat că prima fisură apare la betonul obișnuit la 32 ... 40 zile de la turnare iar la betonul ușor la 88 ... 130 zile. Raportul dintre deformația liberă de contracție din momentul fisurării a celor două betoane ia valori de 0,6 ... 0,7 fiind în concordanță cu raportul modulilor de elasticitate a betonului  $E_b^u/E_b^{obis}$ ).

Deși viteza de creștere în timp a deschiderii fisurilor după apariția lor este mai mare la betonul ușor la vîrsta de 600 zile fisurile betonului obișnuit au rămas totuși mai mari cu 5% decît la betonul ușor (tabelul 3.16).

13.- La riglele de cuplare a diafragmelor cu goluri prezența plangeelor prefabricate creează o stare de eforturi inițiale, de întindere excentrică, care provoacă fisuri verticale în cîmp și înclinate la colțurile golului (la încastrarea în montanți).

14.- Dimensiunile variabile ale montanților nu influențează fisurarea riglelor de cuplare, deoarece asupra acestora acționează - preponderent - deformațiile din contracție ale panourilor care delimitează golul, panouri formate prin fisurarea montanților.

15.- Variația procentului de armare a riglelor de cuplare între 0,4% și 1,2% duce la scăderea deschiderii fisurilor cu 100%. Modul de armare obișnuit sau după diagonală nu influențează sensibil asupra numărului și deschiderii fisurilor.

#### 5.4. Cu privire la comportarea riglelor de cuplare din beton ușor

Riglele de cuplare a diafragmelor cu goluri au o importanță deosebită în ansamblul diafragmei, ele fiind principalii disipatori de energie în cazul încărcărilor seismice, iar de rigiditatea lor depinde intensitatea forțelor statice și dinamice ce revin montanților.

Proiectarea riglelor de cuplare trebuie făcută în așa fel încît ele să lucreze ca "baraje disipatoare de energie", iar formarea articulațiilor plastice la capetele lor să precedă formarea articulațiilor plastice la bazele montanților. În acest fel se asigură diafragmei o capacitate mare de disipare a energiei prin deformarea plastică a riglelor de cuplare, limitîndu-se volumul avariilor pro-

duse și se ajunge la reparații mai ușor de realizat.

Diferite lucrări de specialitate, bazate pe studii experimentale efectuate pe rigle de cuplare din beton obișnuit /26/, /92/, /93/, /108/, /115/, /144/ care tratează probleme de ductilitate a riglelor de cuplare, scot în evidență efectul forțelor tăietoare asupra modului de cedare, mai ales a riglelor scurte ( $l_0/l_p \leq 1,5$ ). Precum și posibilitățile de îmbunătățire a comportării prin prevederea unor secțiuni sporite de armătură transversală, limitarea procentului de armare longitudinală sau prin folosirea armării diagonale. Se atrage atenția că la riglele armate obișnuit, atunci când armătura transversală este dimensionată după regulile valabile pentru grinzi lungi, adică cu luarea în considerare a aportului betonului, ruperea se produce de cele mai multe ori casant, printr-o fisură înclinată după diagonala riglei; capacitatea de deformare postelastice se îmbunătățește dacă etrierii sînt dimensionați pentru a prelua în întregime forța tăietoare (fără aportul betonului).

La structurile cu diafragme monolite și planșee prefabricate comportarea riglelor de cuplare este influențată și de fisurile inițiale, care apar datorită fenomenului de contracție împiedecată.

Extinderea sferei de folosire a betonului ușor de rezistență la structuri cu diafragme (în special la structuri cu diafragme turnate monolit și planșee prefabricate) a făcut necesară studiarea comportării riglelor de cuplare din acest material în comparație cu betonul obișnuit, avînd în vedere că în acest domeniu există puține informații în literatura de specialitate.

Studiile întreprinse și prezentate în capitolul 4 din lucrare cuprind probleme teoretice generale existente în literatura de specialitate privind riglele de cuplare cît și încercările experimentale efectuate de autor pe 14 elemente la scara 1:2, fiecare element cuprinzînd două rigle de cuplare scurte ( $l_0/l_p = 1,5$ ) din beton ușor de rezistență. Parametrii luați în considerare la studiile experimentale au fost: modul de armare (obișnuit și după diagonală), prezența fisurilor inițiale din contracție împiedecată, procentele de armare pentru riglele de cuplare armate obișnuit, tipul oțelului folosit.

Pe baza studiilor teoretice și experimentale prezentate în capitolul 4 din lucrare, au rezultat următoarele concluzii mai importante:

1.- Pentru asigurarea ~~riglelor de cuplare~~ la acțiunea forțelor tăietoare a riglelor de cuplare alcătuite obișnuit, armătura transversală se dimensionează pentru a prelua în întregime forța tăietoare

re, fără aportul betonului /74/. În plus în /108/, /115/ se propune limitarea procentului maxim de armare longitudinal (relația 4.3) și în consecință a procentului minim de armare transversal (relația 4.5).

2.- La riglele de cuplare scurte ( $l_0/h_r \leq 1,5$ ) cercetările experimentale /115/, /144/ au arătat că printr-o armare corespunzătoare cu etrieri și bare longitudinale se poate asigura rigla împotriva unei cedări premature la forță tăietoare, dar nu se pot evita întotdeauna scăderile de rigiditate la schimbarea direcției încărcării și deci lunecările locale lângă reazeme; acest fenomen s-a observat și la elementele experimentale din beton ușor (fig.4.24). În aceste condiții devine mai adecvată o armare cu bare după diagonală, armătura lucrând favorabil atât la moment încovoietor cât și la forță tăietoare.

3.- În cazul armării după diagonală a riglelor de cuplare, eforturile mari pot fi preluate de armătură numai dacă aceasta este asigurată împotriva cedării prin flambaj, cu legături transversale. În acest sens, la rigle cu  $b \geq 22$  cm armătura diagonală se realizează din stâlpișori formați din patru bare în fiecare diagonală /74/ sau sub formă de carcasă plană sudată avînd două bare într-o diagonală, cînd  $b < 22$  cm /144/.

4.- Pe baza rezultatelor experimentale obținute se poate considera că verificarea la încovoiere a riglelor de cuplare se poate face în conformitate cu STAS 10107/0-76 ca pentru secțiuni simplu armate (fără a se lua în considerare armătura comprimată), considerîndu-se în calcul deschiderea riglei egală cu lumina ei ( $l_0 = l_0$ ).

5.- Capacitățile portante experimentale, ale riglelor de cuplare, armate după diagonală, sînt mult mai mari decît valorile de calcul care iau în considerare numai aportul armăturilor din cele două diagonale (relația 4.6). Pe baza acestei constatări, în lucrare se propune o relație de calcul care ține cont și de aportul betonului din diagonala comprimată, de forma :

$$Q_{max} = \phi (2 A_{ex} \sigma_0 + h_1 b R_0) \sin \alpha \quad (5.11)$$

unde :  $\phi$  - factor de reducere a capacității portante la forță tăietoare egal cu 1 ... 0,8 /115/ ;

$h_1 = l_0/4 l_1 (3 h_r - 2z)$  - înălțimea medie a secțiunii diagonalei de beton comprimate (fig.4.9.a) ;

$l_1$  - lungimea diagonalei riglei de cuplare ;

$\alpha$  - unghiul de inclinare a armăturilor.

Comparativ cu riglele armate obișnuit, pentru același consum total de oțel, riglele armate după diagonală au o capacitate portantă mai mare cu 5 ... 10 %.

6.- Prezența fisurilor inițiale din contracție împiedecată nu influențează sensibil capacitatea portantă a riglelor de cuplare la nici unul dintre modurile de armare.

7.- Riglele de cuplare din beton ușor au aceeași capacitate portantă ca și riglele de cuplare din beton obișnuit, în cazul unei alcătuirii și a unui mod de solicitare identic (tabelele 4.6 și 4.7).

8.- Analiza modului de fisurare a riglelor de cuplare (figurile A.4.5 și A.4.6) arată că există o asemănare a modului de comportare a acestora cu modul de comportare a unei grinzi cu zăbrele. Plecându-se de la această constatare și de la propunerile din /108/, /115/, în lucrare sînt date relațiile de calcul pentru distorsiunile riglelor de cuplare în cazul unei solicitări și la curgerea armăturii (relațiile (4.16) și (4.30) pentru rigle armate obișnuit și (4.34) și (4.38) pentru rigle armate după diagonală).

Analiza relațiilor menționate a dus la următoarele concluzii :

- la riglele armate obișnuit distorsiunea totală se datorește deformațiilor etrierilor, deformației diagonalelor de beton și deformației armăturii longitudinale pe deschiderea riglei și pe lungimea de armare; la curgere, procentul de armare longitudinal influențează numai asupra distorsiunii produse de deformația etrierilor și a diagonalei de beton;
- la riglele armate după diagonală distorsiunea totală se datorește deformației armăturii din diagonala întinsă, deformația betonului și armăturii din diagonala comprimată precum și de deformația armăturilor pe lungimea de ancorare; așa cum rezultă din relația (4.38) la curgere procentul de armare longitudinal influențează numai asupra distorsiunii produse de deformația diagonalei comprimate;
- comparînd distorsiunile la curgere se constată că la riglele armate obișnuit valorile sînt duble față de cele obținute la rigle armate după diagonală;
- valorile distorsiunilor calculate la curgerea armăturii sînt în concordanță cu valorile determinate experimental de autor pe rigle de cuplare din beton ușor (tabelul 4.1).

9.- Pe baza releveului fisurilor elementelor experimentale se poate considera pentru calculul static al diafragmelor o lungime deformabilă a riglei de cuplare (lungimea de calcul) de  $l_r = \sqrt{l_0^2 + h_r^2}$ ,

pentru cazul riglelor de cuplare scurte ( $l_0/h_r \leq 1,5$ ).

10.- O contribuție importantă a fost adusă în lucrare privind studiul și determinarea rigidității riglelor de cuplare ca urmare a analizei diagramelor  $Q - \Delta$ , obținute experimental. Astfel, s-a constatat că rigiditatea riglelor de cuplare scade datorită degradărilor progresive provocate de încărcările laterale alternante și este influențată de modul de armare (obișnuit sau după diagonală), de prezența fisurilor inițiale și de nivelul de încărcare.

S-a constatat experimental că la riglele armate obișnuit se disting trei domenii de rigiditate (domeniul de rigiditate scăzută la schimbarea sensului încărcării, domeniul de consolidare a rigidității la încărcări medii și domeniul deformațiilor plastice), spre deosebire de riglele armate după diagonală care au o comportare apropiată de un element ideal elasto-plastic lipsind domeniul de rigiditate scăzută.

Analizând curbele histeretice ale elementelor experimentale (anexele A.4.7 și A.4.8) se constată că riglele armate după diagonală au rigiditate mai mare cu 40% ... 60% decât cele armate obișnuit. Prezența fisurilor inițiale datorită contracției împiedecate duce la reducerea rigidității cu 15 ... 20%.

11.- Plecîndu-se de la măsurătorile experimentale privind rotirea, în lucrare se propune o relație pentru determinarea rigidității echivalente, a riglelor de cuplare, ținînd seama de rotirea produsă din moment încovoietor și forță tăietoare, de forma :

$$(E_b I_b)_{ech} = \frac{M l_0}{6 \mu_r \theta} = \frac{Q l_0^2}{12 \mu_r \theta} \quad (5.12)$$

unde :  $\mu_r = 1 / (1 + 30 I_r / A_{rt} l_0^2)$  - coeficient care ține cont de efectul forței tăietoare;

$A_{rt}$  - aria activă a riglei /74/;

$\theta$  - rotirea riglei determinată cu relația (4.16) pentru rigle armate obișnuit și (4.34) pentru rigle armate după diagonală.

Reducerea maximă de rigiditate se obține înlocuind în relația (5.12) momentul încovoietor corespunzător curgerii armăturii și rotirea la curgere  $\theta_c$ , determinată cu relațiile (4.30) și (4.38) pentru rigle armate obișnuit respectiv rigle armate după diagonală. Pentru rigle armate după diagonală rotirea la curgere poate fi deter-

minată și din fig. 4.30 funcție de  $l_0/h_x$  și  $p$ .

12.- Articulația plastică formată la capătul riglelor de cuplare din beton ușor armate obișnuit, se dezvoltă pe o zonă de lungime  $l_p$  care este în concordanță cu valorile calculate cu relația dată în /74/ pentru beton obișnuit.

13.- Analiza factorilor de ductilitate arată că în cazul riglelor de cuplare scurte, unde efectul forțelor tăietoare este mare, ductilitatea dată prin raport de deplasări nu dă - întotdeauna - informații precise privind capacitatea elementului de disipare a energiei. Analiza factorului de ductilitate a curburilor, efectuată pe elemente din beton ușor cu granolit și prezentată în /105/, arată o comportare bună a betonului ușor din punct de vedere a ductilității și deci faptul că poate fi folosit optim în zone seismice.

14.- Analiza rezultatelor experimentale - prezentate în lucrare - privind ductilitatea riglelor de cuplare a scos în evidență următoarele aspecte :

- riglele de cuplare din beton ușor au ductilitate egală sau mai mare cu pînă la 25% decît riglele din beton obișnuit (tabelul 4.8);
- riglele de cuplare armate după diagonală au o ductilitate mai mare decît cele armate obișnuit deci și capacitatea de a suporta mai multe cicluri de încărcare alternantă;
- folosirea oțelului OB la armăturile longitudinale îmbunătățește considerabil ductilitatea riglelor de cuplare.

15.- Energia disipată, obținută pe baza ariilor cuprinse în curbile histeretice pentru ciclurile de încărcare (anexa A.4.9), arată următoarele :

- riglele de cuplare din beton ușor au aceeași capacitate de disipare a energiei ca și riglele din beton obișnuit pentru aceeași alcătuire și armare;
- armarea după diagonală față de armarea obișnuită duce la o creștere cu pînă la 35% a energiei disipate pentru aceeași deplasare;
- riglele de cuplare fără fisuri inițiale disipează cu pînă la 30% mai multă energie decît riglele cu fisuri din tracțiune, la aceeași deplasare.

## B I B L I O G R A F I E

- /1/ Agent, R., Postelnicu, R. - Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, Ed. Tehnică București, 1982.
- /2/ Alexandrescu, E. ș.a. - Betoane ușoare de rezistență - realizări în municipiul Iași, Rev. Materiale de Construcții București, nr.2, 1978.
- /3/ Anastasescu, D., Korek, I., Ionescu, I. - Tehnologia utilizării betonului ușor la realizarea clădirilor înalte, Rev. Materiale de Construcții, nr.1, București, 1975.
- /4/ Anastasescu, D., Korek, I., Ionescu, I., Marinov, R. - Aspecte privind proiectarea și realizarea structurilor P+10E din beton ușor cu granolit, V. /41/, Vol.I.
- /5/ Anastasescu, D. - Unele aspecte ale proiectării structurilor P+4E și P+10E din beton ușor de granolit, V. /41/, Vol.I.
- /6/ Anastasescu, D., Ionescu, I., Korek, I. - Comportarea in situ a clădirilor civile realizate din beton ușor cu granolit, Schimb de experiență "Comportarea in situ a construcțiilor", Râmnicu-Vâlcea, 1978.
- /7/ Arcan, M. - O metodă de calcul a diaframelor de rigidizare cu un șir de goluri, Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr.2, 1962.
- /8/ Association Francaise du Béton, - Bétons de granulats légers artificiels, Cahier de l'A.F.B., no.52, Paris, 1975.
- /9/ Association Francaise du Béton - Granulats légers pour bétons de structure, Fiches d'Information - Catalogue, Cahier de l'A.F.B., no.67, Paris, 1975.
- /10/ Association Francaise du Béton - Recommandations provisoires pour l'utilisation des bétons de granulats légers, Cahier de l'A.F.B., no.72, Paris, 1976.
- /11/ Association Francaise du Béton - Bilan et perspective d'emploi des bétons légers de structure, Cahier de l'A.F.B., no.82, Paris, 1976.
- /12/ Association Francaise du Béton - Granulats légers pour bétons



- de structure, Cahier de l'A.F.B., no.153, Paris, 1980.
- /13/ Avram, C., Făcăoaru, I., Filimon, I., Mîrșu, O., Terteș, I.  
- Rezistențele și deformațiile betonului, Ed. Tehnică,  
București, 1971.
- /14/ Avram, C. - Curs de beton armat, Partea I, Litografia Invă-  
țămîntului, Timișoara, 1957.
- /15/ Avram, C., Mîrșu, O., Bob, C. - Așupra ductilității și ener-  
giei de deformație a elementelor de beton armat în vede-  
rea analizei preliminare a structurilor supuse la seism,  
A III-a Conferință de Betoane, Cluj, 1970.
- /16/ Avram, C., Anastasescú, D., Mîrșu, O., Munteanu, I. - Consi-  
derații asupra diafragmelor - cadre din beton armat, Rev.  
Construcții și Materiale de Construcții, nr.1, București,  
1967.
- /17/ Avram, C., Mîrșu, O., Grîner, I., Mihăescu, A., Frunză, R.,  
Rotaru, Gr., Stoian, V., Tudor, D. - Efectul contracției în-  
pedecate la clădiri etajate cu diafragme din beton ar-  
mat, Conferința a VII-a de Betoane, Vol.I, Iași, 1975.
- /18/ Avram, C., Filimon, I. - Curs de beton armat, Vol.I., Lito-  
grafia I.P. Timișoara, 1977.
- /19/ Avram, C., Deutsch, I., Pop, A., Weisz, B.A. - Proiectarea  
economică a elementelor de construcții din beton armat,  
Ed. Facla, Timișoara, 1979.
- /20/ Avram, C., Bob, C. - Noi tipuri de betoane speciale, Editura  
Tehnică, București, 1980.
- /21/ Avram, C., Filimon, I. - Manual pentru calculul construcți-  
ilor, Vol.II, Editura Tehnică, București, 1980.
- /22/ Beck, H., - Contribution to the analysis of coupled shear  
Walls, Proceedings ACI Journal, Vol. 59, 1962.
- /23/ Berge, O. - Armerade Konstruktioner i Lättballastbetong,  
Institutionen för Konstruktions-teknik Betongbyggnad,  
Göteborg, 1981.
- /24/ Berge, O. - Structures in lightweight aggregate concrete,  
Inst. för Konstruktions-teknik Betongbyggnad, Göteborg, 1977.
- /25/ Beuran, M. - Aderența și fisurarea betonului ușor cu granolit,  
Teză de doctorat, I.P. Cluj, 1974.

- /26/ Binney, I.R. - Diagonally reinforced conpling beams, Christchurch, New Zealand, 1972.
- /27/ Bob, C. - Non destructive Testing of Lightweigt Aggregate Concrete, Rap. no.20, Cement och Betong Institutet, Stocholm, 1973.
- /28/ Bob, C. - Contribuții la studiul articulațiilor plastice în structurile de beton armat formate din elemente liniare, Teză de doctorat, Timișoara, 1969.
- /29/ Bob, C., Veșica, P. - Materiale de Construcții, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1978.
- /30/ Bob, C. - Prelucrarea datelor experimentale, Buletinul Științific al Sesiunii de Comunicări, Vol.I, Baia Mare, 1980.
- /31/ Brakel, I. - Quelques considérations sur l'économie des bétons légers, Annales de l'I.T.B.T.P., Serie Béton, no. 133, 1973.
- /32/ Brînzan, I. - Metode de calcul a diaframelor de beton armat cu un șir de goluri rectangulare, Rev. Construcții și a Materialelelor de Construcții, nr.2, București, 1968.
- /33/ Brînzan, I., Barbaiani, M. - Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme, Ed. Tehnică, București, 1976.
- /34/ Bujevici, G.A. - Legcia betonî na poristix zapolniteliah, Izdatelsta Literaturî po Stroitelstvu, Maskva, 1970.
- /35/ CDCAS - Betoane ușoare (prelucrare după /36/), București, 1973.
- /36/ CEB - Bulletin d'Information, Structures en béton légers, no.85, Paris, 1972.
- /37/ CEB - Bullerin d'Information, Lightweight aggregate concrete, Design and technology, no. 121, Paris, 1977.
- /38/ CEB - Bulletin d'Information, no. 61, Paris, 1967.
- /39/ Cederwall, K. - Rotational capacity in hinges of lightweight concrete structures, Institutionen för Konstruktions- teknik Betongbyggnad, Gäteborg, 1975.
- /40/ Ciulea, C., Roth, I., Cristescu, V., Avram, C., Ciomocoș, T., Moldovan, I., Furduescu, G., Mihăescu, A., Korek, I., Anastasescu, D., Ispas, T., Bob, C., Cernea, I., Marinov, R.,

- /40/ Iohescu, I., Furdui, C. - Realizări în județul Timiș în domeniul clădirilor din beton ușor de rezistență, Revista Materiale de Construcții, nr.2, București, 1978.
- /41/ CNIT - Conferința a VIII-a de Betoane, Betoane speciale și noi tipuri de betoane, Vol. I și III, Cluj-Napoca, 1977.
- /42/ Constantinescu, D., Postelnicu, T. - Rezistența și ductilitatea secțiunilor cu diafragme de beton armat, Revista Construcții, București, nr.1, 1979.
- /43/ Cristescu, V. - Fabricarea granului și folosirea lui în construcții, Ed. Tehnică, București, 1965.
- /44/ Cristescu, V. - Unele aspecte tehnico-economice ale folosirii granului în construcții, Sesiunea I.P.C., 1969.
- /45/ Dabița, E.F. - Aspecte privind ductilitatea și capacitatea de absorbție a energiei de către elementele de beton armat, Revista Construcții și a Materialelor de Construcții nr. 12, București, 1969.
- /46/ Dumitrescu, D. ș.a. - Principii fundamentale privind siguranța și calculul construcțiilor, Raport general, A V-a Conferință de Betoane, Timișoara, 1972.
- /47/ Dumitrescu, D., Postelnicu, T. - Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice, Revista Construcții, nr.1, București, 1979.
- /48/ Dumitrescu, D., Constantinescu, D., Postelnicu, T. - Probleme ale alcătuirii și dimensionării construcțiilor din beton armat în zone seismice, Revista Construcții, nr.8, București, 1979.
- /49/ Dumitrescu, D. - Corelația între structură și corelația betoanelor, v. /71/.
- /50/ Falkner, H. - Zur der Rissbildung durch Eigen - und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 208, Berlin, 1969.
- /51/ Filimon, I., Mihăescu, A., Grüner, I., Bob, C., Furdui, C., Korek, I. - Studiu comparativ asupra contracțiilor betoanelor ușoare cu branulit și ale betoanelor obișnuite, v. /41/.
- /52/ Filimon, I., Mihăescu, A., Grüner, I., Bob, C., Furdui, C., Roșu C-ța. - The measurement in laboratory and in situ of the

- shrinkage of concrete, Colloque International sur les essais in situ des structures en béton, Budapest, 1977.
- /53/ Filimon, I., Mihăescu, A., Deutsch, I., Bob, C., Furdui, C. - Studii și cercetări privind extinderea utilizării betonului ușor cu granolit la construcții civile, Contract I.P.T. nr.109/78, beneficiar T.C.M. Timișoara.
- /54/ Filimon, I., Măhăescu, A., Gruner, I., Bob, C., Furdui, C. - Cercetări privind unele caracteristici fizico-mecanice și comportarea în structuri cu diafragme P+10E ... P+12E a betoanelor ușoare cu granolit de Lugoj, Contract I.P.T. nr.295/75, beneficiar MFMC - ICPMC.
- /55/ Filimon, I., Deutsch, I., Jiva, C., Moț, S., Tudor, A. - Aspecte teoretice și experimentale privind grinzile dublu armate solicitate la încărcări alternante de tip seism, Conferința a XI-a de Betoane, Vol.I, Timișoara, 1982.
- /56/ Filimon, I., Deutsch, I., Irhașiu, A., Izverceașu, M., Jiva, C. - Aspecte ale comportării la încărcări alternante a stîlpilor din beton armat de secțiune dublu-T comprimasi excentric, Rev. Construcții, nr.7, București, 1980.
- /57/ Fierlinger, A. - Considerații cu privire la fisurarea construcțiilor multietajate cu diafragme din beton armat executate cu tehnologii noi, Rev. Construcții și Materialele de Construcții, nr.10-11, București, 1967.
- /58/ Furdui, C., Mihăescu, A. - Comportarea buiandrugilor din beton ușor la încărcări exterioare alternante, Sesiunea Științifică Jubiliară I.P. Iași, 1981.
- /59/ Furdui, C., Gruner, I., Bob, C., Velica, P., Ciuhandru, P. - Noi soluții constructive îmbunătățite la clădiri din panouri mari, Experimentări de laborator, tehnologice și de rezistență pe panouri bistrat, beton ușor de granolit și BCA, Contract I.P.T. nr.10118/1977, beneficiar ICCPDC București.
- /60/ Furdui, C., Mihăescu, A., Gruner, I., Bob, C. - Urmărirea comportării betoanelor ușoare cu granolit în clădiri P+10E, Comportarea in situ a construcțiilor, Călimănești, 1978.
- /61/ Furdui, C., Mihăescu, A., Gruner, I., Bob, C., Ciuhandru, P.

- Panouri mari neportante bistrat din beton ușor de granulit și BCA, Conferința a IX-a de Betoane Gheorghe Gheorghiu-Daj, 1978.

- /62/ Giurgiu, I. - Clădiri cu elemente de rezistență din beton ușor, Lito. I.P. Cluj-Napoca, 1972.
- /63/ Groll, L., Mühlbacher, R. - Considerații privind modulul de elasticitate al betoanelor ușoare cu granulit, v. /41/.
- /64/ Gruner, I., Rotaru, Gr., Frunză, R. - Skrinkage Effect of Structural Concrete Walls in Multi - story Buildings, Lihigh University, Bethlehem, Pennsylvania, 1972.
- /65/ Gruner, I., Mîrșu, O., Mihăescu, A., Rotaru, Gr., Tudor, D., Stoian, V., Buchman, I., Furdui, C. - Efectul contracțiilor asupra structurilor cu diafragme din beton armat, Rev. Construcții, nr.12, București, 1978.
- /66/ Gröll, P. - Über die Zugfestigkeit von Leichtbeton, Beton und Stahlbetonbau, no. 2, 1980.
- /67/ Hangan, S., Crainic, L. - Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor, Editura Academiei R.S.R. București, 1980.
- /68/ I.C.C.P.D.C. - INCERC - Revizuirea prescripției de calcul și alcătuire pentru elementele de construcții din beton armat și beton precomprimat, București, 1979.
- /69/ Ifrim, M. - Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1973.
- /70/ Ilantzis, A., Coquillat, G. - Essais sur poteaux et dalles en béton de granulats légers, A.I.T.B.T.P., Supplément au no. 313, Paris, 1974.
- /71/ INCERC - Studii și Cercetări, nr.5, București, 1972.
- /72/ INCERC - Studii și Cercetări, nr.6, București, 1972.
- /73/ Instrucțiuni tehnice pentru prepararea și folosirea betoanelor de granulit, C.115-75, Buletinul MFM, nr.2, București, 1976.
- /74/ I.C.C.P.D.C. - Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structuri din diafragme de beton, P.85-82, Buletinul Construcțiilor, Vol. 6, București, 1982.

- /75/ Ionescu, I. - Utilizarea betoanelor ușoare în construcții, CDCAS, București, 1969.
- /76/ Ionescu, I., Anastasescu, D., Korek, I. - Realizarea clădirilor de locuit și hoteliere cu prefabricate din beton ușor și beton ușor transportat, Revista Materiale de Construcții, București, nr.3, 1977.
- /77/ Ionescu, I. - Rezultate ale cercetărilor pentru obținerea betoanelor și a elementelor prefabricate din beton cu agregate din argilă expandată, Revista Materiale de Construcții, nr.2, București, 1974.
- /78/ Keintzel, E. - Calculul în domeniul plastic al construcțiilor cu diafragme, Revista Construcții, nr.7, București, 1973.
- /79/ Korek, I. - Fabricarea și caracteristicile granulitului de Lugoj, Referat doctorat, Timișoara, 1978.
- /80/ Lewicki, B. - Betoane ușoare, Ed. Tehnică, București, 1970.
- /81/ Lupan, M. - Progrese și perspective în domeniul betoanelor, Referat sinteză, v. /41/.
- /82/ Lasberg, A. - Structural problems in connection with the reinforcement of light-weight aggregates concrete, Institutionen för Konstruktionsteknik Betongbyggnad, Göteborg, 1973.
- /83/ Mateescu, D., Anastasescu, D., Gâdeanu, L. - Calculul timpanelor rigide cu un șir de goluri, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, nr.2, București, 1962.
- /84/ Măgureanu, C., Popa, P., Terteș, I. - Observații privind deformațiile elasto-plastice ale betoanelor ușoare de rezistență, Sesiunea Științifică de Comunicări, I.P. Cluj-Napoca, 1979.
- /85/ MFMC - CMC, IPROTIM, IPT, TCMT. - Utilizarea eficientă a granulitului la realizarea elementelor prefabricate și a construcțiilor, Schimb de experiență, Timișoara, 1975.
- /86/ Mihail, N. - Tehnologia betoanelor ușoare, Editura Tehnică, București, 1962.
- /87/ Mihăescu, A., Gruner, I., Bob, C., Furdui, C., Roșu, C. - Studiu comparativ pe elemente de laborator și in situ privind

- contractiile betoanelor ușoare cu granuliț de Lugoj,  
v. /85/.
- Mihăescu, A., Bob, C., Furdui, C., Roșu, C. - Calitatea be-  
toanelor ușoare de granuliț turnate prin glisare în dia-  
fragmele blocurilor de locuit P+10 niveluri, Conferința  
a VII-a de Betoane, Vol. II, Iași, 1975.
- Mihăescu, A., Stoian, V., Friedrich, R. - Calculul postelas-  
tic al buiandrugilor de beton armat, Conferința a XI-a  
de Betoane, Vol. 1, Timișoara, 1982.
- Mihăescu, A., Gruner, I., Bob, C., Furdui, C. - Realizarea  
și urmărirea comportării betoanelor în clădiri P+4E și  
P+10E din beton de granuliț, Contract IPT. nr.32/1977,  
beneficiar ICPMC - București.
- Mihăescu, A., Gruner, I., Bob, C., Furdui, C., Roșu, C. -  
Studiul contractiei diafragmelor din beton ușor cu gra-  
nuliț de Lugoj comparativ cu cele din beton obișnuit,  
Contract IPT. nr. 141/1975, beneficiar ICPMC - București.
- Mihăescu, A., Gruner, I., Mîrșu, O., Bob, C., Buchman, I.,  
Furdui, C., Stoian, V., Tudor, D., Ciuhandru, D. - Experimen-  
tări pe fragmente de diafragme pentru studierea comportă-  
rii buiandrugilor prefisurați din contractie împiedecată,  
contract ICCPDC nr. 706/1979.
- Mihăescu, A., Tudor, D., Furdui, C., Ciuhandru, G. - Studiul  
alcătuirii diafragmelor din beton armat sub efectul de-  
formațiilor împiedecate, Conferința a XI-a de Betoane,  
Vol. 1, Timișoara, 1982.
- Mihăescu, A., Buchman, I., Tudor, D., Furdui, C., Ciuhandru, G.  
- Influența contractiei împiedecate asupra buiandrugilor  
scurți ai diafragmelor din beton armat monolit, supuse la  
încărcări orizontale alternante, Conferința a XI-a de Be-  
toane, Vol. 1, Timișoara, 1982.
- Mihăescu, A., Tudor, D., Buchman, I., Furdui, C., Ciuhandru,  
G., Stoian, V. - Unele contribuții privind comportarea dia-  
fragmelor din beton armat monolit, Buletinul Stiințific  
al I.P.T., Tom 26, fasc. 1, Timișoara, 1981.
- Mîrșu, O. - Betoane ușoare simple și armate, Teză de doctorat,  
I.P. Timișoara, 1957.

- /97/ Mîrșu, O., Furdul, C. - Ductilitatea diafragmelor de beton armat de tipul consolelor scurte la acțiunii seismice, Conferința a XI-a de Betoane, Vol. 1, Timișoara, 1982.
- /98/ Mîrșu, O., Vuc, I., - Metode de calcul al diafragmelor la acțiunii seismice, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, nr.6, București, 1963.
- /99/ Mîrșu, O., Friedrich, R. - Construcții din beton armat, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1980.
- 100/ Negoită, A. - Contribuții privind comportarea mecanică a pereților din beton simplu de granolit, Teză de doctorat, Institutul de Construcții București, 1971.
- 101/ Negoită, A., Pop, I., Mihai, I., Dumitraș, M., Strat, I., Negoită, I. - Unele aspecte privind folosirea betonului ușor de rezistență în structuri amplasate în zone seismice, Seminar C.E.E. - ONU, București, 1974.
- /102/ Nieuwenburg, V.D. - Essais sur béton léger à base de granulats d'argile expansée, A.I.T.B.T.P., Supplément au no. 351, Paris, 1977.
- /103/ Neville, A.M. - Proprietățile betonului, Editura Tehnică, București, 1979.
- /104/ Oneț, T. - Contribuții la studiul deformațiilor grinzilor încovoiate din beton ușor armat sub încărcări de scurtă durată, Teză de doctorat, I.P. Cluj-Napoca, 1972.
- /105/ Oneț, T., Viorel, G. - Cercetări privind ductilitatea elementelor încovoiate din beton cu agregate de granolit, Conferința a VIII-a de Betoane, Vol. 1, Cluj-Napoca, 1976.
- /106/ Paulay, T. - The design of reinforced concrete ductile shear walls for earthquake resistance, University of Canterbury Christchurch, New Zealand, 1981.
- /107/ Paulay, T. - Developments in the seismic design of reinforced concrete frames in New Zealand, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 8, no. 2, 1981.
- /108/ Paulay, T. - Coupling beams reinforced concrete shear walls, Journal of the structural division, no.3, 1971.
- /109/ Paulay, T., Santhakumar, A.R. - Ductile Behaviour of Coupled Shear Walls, Journal of the Structural Division, no.1, 1976.



- /110/ Popa, P., Mugureanu, C., Mircea, D., Kulesar, A. - Rezistența la întindere a betonului ușor și factorii care o influențează, v. /41/.
- /111/ Rostásy, F.S., Koch, R., Leonhardt, F. - Zur Mindestbewehrung für Zwang von Aussenwänden aus Stahlleichtbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 267, Berlin, 1976.
- /112/ Rissauw, F.C. - Essais et mesures sur béton légers à base d'argile utilisés en Belgique, Université de Gand, Laboratoire Magnel de Béton Armé, 1967.
- /113/ Rüsç, H. - Kritische Sichtung des Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriecher und Schwinden des Betons auf Verhalten der Tragwerke, Beton und Stahlbetonbau, no. 3, 4, 6, 1973.
- /114/ Sandi, H. - Studiu experimental asupra deformării dinamice a clădirilor înalte, Studii și Cercetări INCERC, nr.2, 1967.
- /115/ Santhakumar, A.R. - Ductility of compled shear walls, Department of Civil Engineering University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1974.
- /116/ Shart, A., Kiniburgh, W. - Lightweight Concrete, London - New York, 1962.
- /117/ Shart, A. - Lightweight Aggregate Concrete, London, Concrete, iuly - aug. - sept., 1974.
- /118/ Skarendahl, A. - Lättballast och lättballast betong, Cement och Betong Institut, Stockholm, 1973.
- /119/ STAS 7343-78 - Agregate minerale ușoare - Granulit, București, 1978.
- /120/ STAS 3622-79 - Betoane de ciment - Clasificare, București, 1979.
- /121/ Schissl, P. - Simulation de la largeur des fissures au cos de la charge indirecte, Betonwerk - Festigteile Technik, no. 6, 1976.
- /122/ Tertea, I. - Contribuții la studiul rigidității de durată a elementelor încovoiate din beton armat, Teză de doctorat, I.P. Timișoara, 1961.

- /123/ Terteza, I., Mîrşu, O. - Observații asupra deformațiilor de durată ale betoanelor cu agregate poroase, *Lucrări Stiințifice, I.P. Cluj, 1959.*
- /124/ Terteza, I., Oneț, I., Beuran, M., Toma, M., Popa, P., Voina, E., Meseșan, C. - Considerații privind caracteristicile fizico-mecanice și de deformație ale betonului ușor compact de granolit, *A V-a Conferință de Betoane, Vol. IV, Timișoara, 1972.*
- /125/ Terteza, I., Popa, P., Meseșan, C. - Observații privind contractia și curgerea lentă a betonului ușor de granolit, v. /71/.
- /126/ Terteza, I., Beuran, M. - Influența agregatelor poroase asupra curgerii lente și a contractiei betoanelor ușoare, *Buletin Stiințific al I.P. Cluj, nr. 13, 1970.*
- /127/ Terteza, I., Măgureanu, C. - Noi date privind curgerea lentă a betonului ușor de granolit, *Sesiune Stiințifică I.P. Cluj-Napoca, 1978.*
- /128/ Terteza, I., Oneț, T., Beuran, M., Păcurar, V. - Proiectarea betonului armat, *Edifura Didactică și Pedagogică, București, 1975.*
- /129/ Terteza, I., Toma, M. - Betoane cu agregate ușoare, *Referat de Sinteză, v. /41/.*
- /130/ Toma, M., Popa, P., Mircea, D. - Cercetări privind cercetarea betonului cu agregate ușoare în domeniul elastic și postelastice ce au stat la baza revizuirii STAS 10107/0, *Revista Construcției, nr. 2, 1982.*
- /131/ Toma, M. - Elemente din beton ușor parțial precomprimat. Verificarea stărilor limită de rupere și fisurare, *Teză de doctorat, I.P. Cluj-Napoca, 1975.*
- /132/ Toma, M. - Noi aplicații eficiente ale betonului ușor la realizarea structurilor clădirilor civile și industriale, *Sesiunea Stiințifică I.P. Cluj-Napoca, 1978.*
- /133/ Toma, M. - Considerațiuni privind curba completă efort - deformație la betoanele cu agregate ușoare, *Sesiunea Stiințifică, I.P. Iași, 1981.*

- /134/ Tudor, D. - Contribuții la studiul comportării structurilor cu diafragme de beton armat sub efectul deformațiilor împiedecate, Teză de doctorat, I.P. Timișoara, 1981.
- /135/ Voinea, N. - Contribuții la studiul deformațiilor elastice - viscos - plastice la cimentari și betoane, Teză de doctorat, I.P. București, 1964.
- /136/ Virannaud, L. - Propriétés rhéologique et mécaniques, Cahiers de l'A.F.B., no. 324, Paris, 1974.
- /137/ Wahib, Z. - Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor cu diafragme din beton armat, Teză de doctorat, I.P. Timișoara, 1978.
- /138/ Wahdon, E.H. - Zur Übertragung bruchmechanischer Erkenntnisse auf Beton, Technischen Hochschule, Aachen, 1974.
- /139/ Wesche, K., Weher, I.W. - Rezistența mecanică și comportarea la deformare a betonului ușor de construcție, Rev. Materiale de Construcții, nr.1, București, 1974.
- /140/ Weligher, H., Karl, S. - Reinforced lightweight concrete, Manufactures, properties and design, Bauverlag, Weisbaden, Berlin, 1972.
- /141/ Walther, R. - Le calcul de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé au eu béton précontraint, Bulletin d'Information CEB, no.42, Paris, 1964.
- /142/ Petru, V. - Calculul structurilor de beton armat în domeniul plastic, Editura Tehnică, București, 1972.
- /143/ x x x - Economics of lightweight concrete floor slabs, Concrete, no.2, 1974.
- /144/ Mihalache, A. - Contribuții privind calculul elasto-plastic la încărcări seismice a structurilor în diafragme, Teză de doctorat, I.P. Iași, 1982.
- /145/ Stoian, A.V. - Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor înalte cu diafragme de beton armat, Teză de doctorat, I.P. Timișoara, 1983.
- /146/ I.C.C.P.D.C. - Analiza influenței diversilor parametri în comportarea diaframelor de beton armat, în vederea îmbunătățirii prescripțiilor de calcul, alcătuire și execuție a acestora, Contract nr.355/1981, București, 1982.

# C U P R I N S

=====

Pag.

## CAPITOLUL 1

|   |    |
|---|----|
| Introducere . . . . .   | 1  |
| 1.1. Clasificarea betoanelor ușoare . . . . .   | 1  |
| 1.2. Folosirea betonului ușor compact la structuri de rezistență pentru clădiri . . . . .       | 3  |
| 1.2.1. Realizări pe plan mondial . . . . .  | 3  |
| 1.2.2. Folosirea betonului ușor de rezistență la noi în țară . . . . .                          | 5  |
| 1.3. Eficiența economică, avantajele și dezavantajele betoanelor ușoare de rezistență . . . . . | 10 |
| 1.4. Subiectul tezei de doctorat . . . . .  | 15 |

## CAPITOLUL 2. CARACTERISTICILE FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI DE

|  |    |
|--|----|
| <u>REZISTENTA CU GRANULIT</u> . . . . .  | 18 |
| 2.1. Corelația structură - proprietăți mecanice și de deformare ale betonului ușor . . . . .                               | 18 |
| 2.1.1. Structura betoanelor ușoare cu granolit și modul. cum influențează ea asupra stării de eforturi din beton . . . . . | 18 |
| 2.1.2. Calculul eforturilor în jurul granulelor de agregat   | 19 |
| 2.1.3. Modalități de apreciere a rezistenței betonului ușor . . . . .  | 23 |
| 2.2. Densitatea aparentă . . . . .   | 25 |
| 2.3. Caracteristici de rezistență . . . . .  | 26 |
| 2.3.1. Rezistența la compresiune . . . . .   | 26 |
| 2.3.2. Rezistența la întindere . . . . .   | 29 |
| 2.4. Caracteristici de deformare . . . . .   | 33 |
| 2.4.1. Moduli deformațiilor longitudinale . . . . .  | 33 |
| 2.4.1.1. Modulul de elasticitate . . . . .   | 33 |
| 2.4.1.2. Modulul deformațiilor totale . . . . .  | 37 |
| 2.4.2. Coeficientul de deformare transversală . . . . .  | 38 |
| 2.4.3. Deformațiile elasto-plastice (curba $\sigma - \epsilon$ ) . . . . .   | 38 |
| 2.4.4. Contractia betonului ușor . . . . .   | 40 |
| 2.4.4.1. Contractia liberă a betoanelor simple compacte cu agregate din granolit de Lugoj. -                               | 42 |

|  |    |
|--|----|
| 2.4.4.2. Măsurarea contracției "in situ" . . . . .                     | 46 |
| 2.4.4.3. Calculul deformațiilor de contracție . . . . .                | 50 |
| 2.4.5. Curgerea lentă . . . . .  | 53 |
| 2.4.5.1. Curgerea lentă a betoanelor cu granulat<br>de Lugoj . . . . . | 54 |
| 2.4.5.2. Calculul deformațiilor de curgere lentă . . . . .             | 57 |
| 2.5, Proprietăți termo-tehnice . . . . .                               | 59 |

### CAPITOLUL 3. COMPORTAREA DIAFRAGMELOR MONOLITE DIN BETON

#### USOR DE GRANULIT SUB EFECTUL DEFORMATIILOR

##### IMPIEDECATE

|   |    |
|---|----|
| 3.1. Cauzele împiedecării deformațiilor . . . . .   | 61 |
| 3.2. Eforturi unitare proprii și impuse datorită deformațiilor<br>din variații de temperatură și din contracție . . . . .   | 64 |
| 3.3. Influența curgerii lente asupra eforturilor interioare . . . . .   | 67 |
| 3.4. Considerații teoretice privind fisurarea și limitarea<br>deschiderii fisurilor din deformații împiedecate . . . . .  | 69 |
| 3.4.1. Procesul de fisurare a diafragmelor sub efectul<br>împiedecării deformațiilor . . . . .  | 69 |
| 3.4.2. Starea limită de apariție a fisurilor . . . . .  | 73 |
| 3.4.3. Calculul eforturilor în armătură în stadiul II . . . . .   | 77 |
| 3.4.4. Calculul distanței dintre fisuri și mărimea des-<br>chiderii fisurilor . . . . .   | 79 |
| 3.4.5. Modificarea rigidității datorită formării fisuri-<br>lor și scăderea forței de fisurare . . . . .  | 82 |
| 3.4.6. Limitarea deschiderii fisurilor din deformații de<br>contracție și variații de temperatură la diafragme . . . . .  | 84 |
| 3.5. Contribuții experimentale la studiul privind comportarea<br>structurilor cu diafragme monolite din beton ușor de gra-<br>nulat sub efectul deformațiilor de contracție împiedecată . . . . . | 88 |
| 3.5.1. Scopul programului experimental . . . . .  | 88 |
| 3.5.2. Alcătuirea și execuția elementelor experimentale . . . . .   | 89 |
| 3.5.2.1. Reținere de tip fundație . . . . .   | 89 |
| 3.5.2.2. Reținere de tip planșee prefabricate . . . . .   | 90 |
| 3.5.2.3. Reținere de tip fundație și planșee pre-<br>fabricate . . . . .  | 92 |
| 3.5.2.4. Fragmente lineare de diafragmă cu blocare<br>la capete . . . . .   | 93 |
| 3.5.3. Caracteristicile materialelor utilizate . . . . .  | 94 |

|  |   |            |
|--|---|------------|
| 3.5.4.   | Prezentarea datelor experimentale . . . . .   | 95         |
| 3.5.4.1.   | Studiul deformațiilor . . . . .   | 95         |
| 3.5.4.2.   | Studiul fisurării diafragmelor . . . . .  | 100        |
| 3.5.4.3.   | Comportarea riglelor de cuplare la de-<br>formații împiedecate . . . . .  | 108        |
| 3.5.4.4.   | Fisurarea fragmentelor lineare la dia-<br>fragma cu blocare la capete . . . . .                                       | 109        |
| 3.5.5.   | Limitarea deschiderii fisurilor, generate de de-<br>formații împiedecate, la diafragme din beton<br>ușor . . . . .    | 110        |
| <b><u>CAPITOLUL 4. STUDIUL COMPORTĂRII RIGLELOR DE CUPLARE A</u></b> |   |            |
|  | <b><u>DIAFRAGMELOR DIN BETON UȘOR</u></b> . . . . .   | <b>114</b> |
| 4.1.   | Efectul cuplării asupra sensibilității răspunsului<br>structurii la încărcări orizontale . . . . .                    | 115        |
| 4.2.   | Capacitatea portantă a riglelor de cuplare . . . . .  | 116        |
| 4.3.   | Rigiditatea riglelor de cuplare . . . . .   | 119        |
| 4.3.1.   | Efectul încovoierii și tăierii asupra rigidității   | 119        |
| 4.3.2.   | Efectul fisurării . . . . .   | 120        |
| 4.3.3.   | Stabilirea analitică a rotirilor riglelor de<br>cuplare . . . . .   | 122        |
| 4.3.3.1.   | Rigle de cuplare armate obișnuit . . . . .  | 122        |
| 4.3.3.2.   | Rigle de cuplare armate după diagonală  | 127        |
| 4.4.   | Analiza teoretică a comportării postelastice a riglelor<br>de cuplare . . . . .                                       | 131        |
| 4.4.1.   | Caracteristici de deformare plastică ( $\theta_p, l_p$ ) . . . . .  | 131        |
| 4.4.2.   | Ductilitatea riglelor de cuplare . . . . .  | 135        |
| 4.5.   | Contribuții experimentale privind comportarea riglelor<br>de cuplare din beton ușor la încărcări alternante . . . . . | 140        |
| 4.5.1.   | Privire generală asupra încercărilor experimen-<br>tale . . . . .   | 140        |
| 4.5.2.   | Materiale folosite . . . . .  | 143        |
| 4.5.3.   | Metodologia de încercare . . . . .  | 144        |
| 4.5.4.   | Rezultatele încercărilor . . . . .  | 144        |
| 4.5.4.1.   | Capacitatea portantă . . . . .  | 144        |
| 4.5.4.2.   | Deformația riglelor de cuplare din<br>beton ușor . . . . .  | 148        |
| 4.5.4.3.   | Ductilitatea și energia disipată . . . . .  | 153        |

CAPITOLUL 5. CONTRIBUTII LA STUDIUL BETOANELOR UȘOARE

COMPACTE CU GRANULIT DE LUGOJ. CONCLUZII

|   |     |
|---|-----|
| <u>SI RECOMANDARI</u> . . . . .   | 155 |
| 5.1. Cu privire la extinderea sferei de folosire a betoanelor ușoare compacte în construcții . . . . .              | 156 |
| 5.2. Cu privire la caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor ușoare compacte . . . . .                        | 157 |
| 5.3. Cu privire la comportarea diafragmelor monolite din beton ușor sub efectul deformațiilor împiedecate . . . . . | 163 |
| 5.4. Cu privire la comportarea riglelor de cuplare din beton ușor . . . . .   | 169 |
| <u>B I B L I O G R A F I E</u> . . . . .  | 175 |

INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VULIA" TIMIȘOARA

FACULTATEA DE CONSTRUCȚII

CATEDRA DE BETON ARMAT ȘI CLĂDIRI

Ing. FURDUI CORNEL

CONTRIBUȚII PRIVIND STUDIUL BETOANELOR UȘOARE  
DE REZISTENȚĂ ȘI A COMPORTĂRII LOR ÎN STRUCTURI  
CU DIAFRAGME MONOLITE

ANEXA

IA

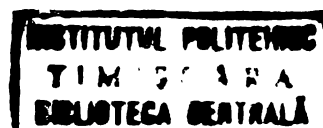
TEZA DE DOCTORAT

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC

Prof.em.ing. CONSTANTIN AVRAM

M.c. al Academiei R.S.R.

- 1 9 3 3 -





Anexa reprezintă parte integrantă din lucrarea de doctorat, datele prezentate fiind grupate pe capitolele din lucrare.

Referitor la capitolul 2 anexa prezintă datele folosite de autor pentru diferite caracteristici ale betonului ușor, modul de prelucrare a datelor și rezultatul măsurărilor efectuate "in situ" privind contracția.

Pentru capitolul 3 anexa conține modul de alcătuire a elementelor experimentale, modul de dispunere a aparaturii de măsurare, diagramele de deformații, diagrame de variație a deschiderii fisurilor pentru fiecare element experimental. Modul de fisurare a elementelor este prezentat sub forma unor relevee - fotografii, pe baza cărora s-au prelucrat datele experimentale. Sînt prezentate, de asemenea, deformațiile libere ale betoanelor folosite în faza experimentală și observații efectuate "in situ" privind fisurarea diafragmelor.

Anexele corespunzătoare capitolului 4 din lucrare, prezintă modul de alcătuire a elementelor experimentale, standul pentru încercare, dispunerea aparaturii de măsurare și ciclurile de încărcare. Se prezintă, de asemenea, releveele - fotografii ale elementelor după rupere, diagramele  $Q - \Delta$  pentru fiecare element precum și suprafața cuprinsă în ciclograme pe cicluri.

## CUPRINS ANEXA

### CAPITOLUL 2

- Fig. A.2.1. - Variația eforturilor în jurul granulei de agregat funcție de raportul  $E_a/E_m$ .
- A.2.2. - Date privind rezistența cubică, rezistența prismatică, densitatea și deformația limită la compresiune a betonului cu granulit de Lugoj.
- A.2.3. - Date privind rezistența la întindere din încovoiere, rezistența la întindere prin despicare, modulul de elasticitate și deformația de contracție la 360 zile a betonului ușor cu granulit de Lugoj.
- Fig. A.2.4.a,b,c,d. - Interpretarea statistică a datelor experimentale privind densitatea betonului ușor.
- Fig. A.2.5.a,b,c,d. - Interpretarea statistică a datelor experimentale privind rezistența la compresiune.
- Fig. A.2.6. - Schema logică a programului CORE și semnificația valorilor /30/.
- Fig. A.2.7. - Curbele efort - deformație pentru betonul cu granuli
- Fig. A.2.8.a,b,c. - Contractia diafragmelor blocului T22, măsurată la parter, etajul II și etajul V.

### CAPITOLUL 3

- Fig. A.3.1. - Plan armare pereți cu fundații.
- Fig. A.3.2. - Plan armare fundație prefabricată.
- Fig. A.3.3. - Turnarea elementelor experimentale în camera de climatizare.
- Fig. A.3.4. - Plan de montare a comparatoarelor la modelele de diafragme.
- Fig. A.3.5. - Plan armare buiandrugi pentru modelele de diafragme.
- Fig. A.3.6. - Fragmente lineare de diafragmă IU (scara 1:1).
- Fig. A.3.7. - Fragmente lineare cu blocare la capete (scara 1:15).
- A.3.8. - Caracteristicile betonului folosit la execuția modelelor.
- A.3.9. - Caracteristicile betoanelor folosite la fragmente de diafragmă.
- Fig. A.3.10; A.3.11; A.3.12. - Deformațiile din contracție la elementele pline cu fundație.
- Fig. A.3.13. - Contractia betoanelor folosite pentru modelele de diafragmă plină cu fundație prefabricată.

- Fig. A.3.14.a. - Deformațiile din contracție împiedecată de planșee la elemente cu un nivel fără goluri.
- Fig. A.3.14.b. - Contracția liberă a betoanelor ușoare folosite pentru elemente cu un nivel fără goluri.
- Fig. A.3.15.a. - Deformațiile din contracție împiedecată de planșee la elemente cu un singur nivel cu goluri.
- Fig. A.3.15.b. - Contracția liberă a betoanelor ușoare folosite pentru elemente cu un nivel cu goluri.
- Fig. A.3.15.c. - Deformațiile din contracție la elemente cu un nivel cu gol având buiandrugul armat cu armătură longitudinală în diagonală.
- Fig. A.3.15.d. - Deformațiile din contracție la elemente cu lățime de 75 cm și 50 cm având un nivel cu gol.
- Fig. A.3.16. - Clădire de locuit S+P+10E la care s-a urmărit "in situ" procesul de fisurare a diafragmelor.
- Fig. A.3.17. - Variația deschiderii medii a fisurilor la elemente de fundație.
- Fig. A.3.18. - Relevée - fotografii ale fisurilor elementelor experimentale având contracția împiedecată de fundație.
- Fig. A.3.19. - Relevée - fotografii ale fisurilor la elemente cu un singur nivel fără goluri.
- Fig. A.3.20. - Relevée - fotografii ale fisurilor la elemente cu un singur nivel cu goluri.
- Fig. A.3.21. - Deschiderea medie a fisurilor la elemente cu un nivel, pline, având contracția împiedecată de planșee.
- Fig. A.3.22. - Deschiderea medie a fisurilor la elemente cu un nivel, cu gol, având contracția împiedecată de planșee.
- Fig. A.3.23. - Relevée - fotografii ale fisurilor la modele de diafragmă cu 6 niveluri.
- Fig. A.3.24. - Deformațiile din contracție și deschiderea fisurilor la elemente cu fundație și planșee prefabricate.

#### CAPITOLUL 4

- Fig. A.4.1.a. - Modul de armare a elementelor cu armătură longitudinală obișnuită.
- Fig. A.4.1.b. - Modul de armare a elementelor cu armătură după diagonală.
- Fig. A.4.2. - Stand pentru încercarea riglelor de cuplare.
- A.4.3. - Ciclurile de încărcare a riglelor.
- Fig. A.4.4. - Poziția aparatului folosit pentru măsurători pe riglele de cuplare.

- Fig. A.4.5. - Relevee - fotografii la rupere ale riglelor armate obișnuit.
- Fig. A.4.6. - Relevee - fotografii la rupere ale riglelor armate în diagonală.
- Fig. A.4.7. - Diagrama  $Q - \Delta$  pentru rigle de cuplare armate obișnui
- Fig. A.4.8. - Diagrama  $Q - \Delta$  pentru rigle de cuplare armate după diagonală.
- A.4.9. - Suprafața cuprinsă în ciclograme pe cicluri și elemente experimentale.

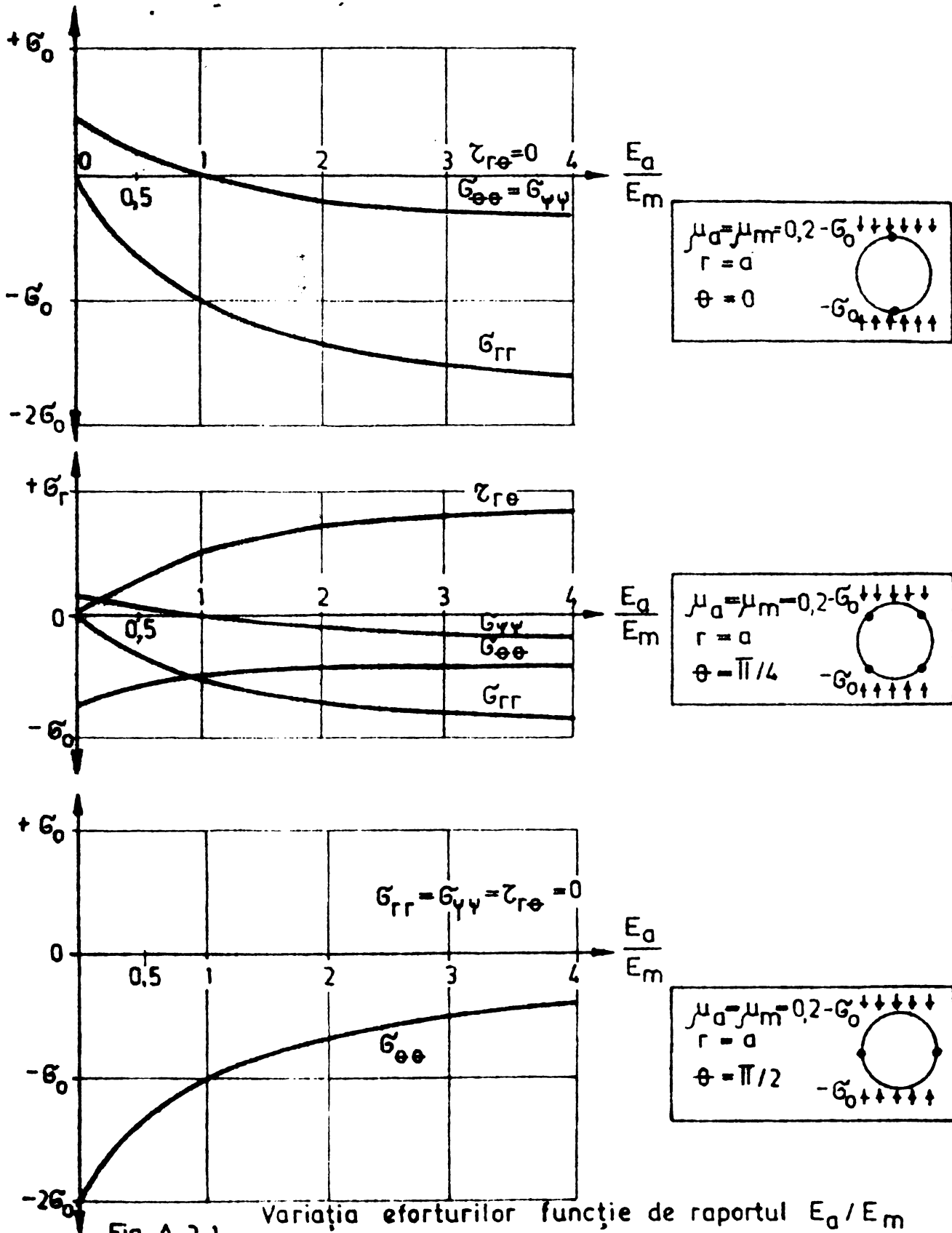


Fig. A.2.1

Variația eforturilor funcție de raportul  $E_a/E_m$  pentru  $\theta = 0$ ;  $\theta = \pi/4$ ; și  $\theta = \pi/2$

A.2.2. Date privind rezistența cubică, rezistența prismatică, densitatea și deformația limită la compresiune a betonului cu granolit de Lugoj.

BG 150

| Nr. sarja | R <sub>c</sub> cub [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>c</sub> pr. [N/mm <sup>2</sup> ] | S <sub>b</sub> [Kg/m <sup>3</sup> ] | ε <sub>bu</sub> [%] | Nr. sarja | R <sub>c</sub> cub [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>c</sub> pr. [N/mm <sup>2</sup> ] | S <sub>b</sub> [Kg/m <sup>3</sup> ] | ε <sub>bu</sub> [%] | Nr. sarja | R <sub>c</sub> cub [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>c</sub> pr. [N/mm <sup>2</sup> ] | S <sub>b</sub> [Kg/m <sup>3</sup> ] | ε <sub>bu</sub> [%] |
|-----------|---|---|-------------------------------------|---------------------|-----------|---|---|-------------------------------------|---------------------|-----------|---|---|-------------------------------------|---------------------|
| 0         | 1                                       | 2                                       | 3                                   | 4                   | 0         | 1                                       | 2                                       | 3                                   | 4                   | 0         | 1                                       | 2                                       | 3                                   | 4                   |
| 1         | 18,2                                    | 16,5                                    | 1790                                | 2,85                | 35        | 17,7                                    | 16,5                                    | -                                   | -                   | 69        | 19,0                                    | 17,5                                    | 1777                                | 3,0                 |
| 2         | 13,6                                    | -                                       | 1690                                | 1,5                 | 36        | 19,3                                    | 17,5                                    | 1810                                | -                   | 70        | 18,1                                    | 16,3                                    | 1760                                | 2,8                 |
| 3         | 19,2                                    | -                                       | 1795                                | -                   | 37        | 10,6                                    | 10,1                                    | 1685                                | 1,35                | 71        | 17,7                                    | -                                       | -                                   | 2,6                 |
| 4         | 13,8                                    | 12,3                                    | 1705                                | 1,6                 | 38        | 16,3                                    | 15,1                                    | 1715                                | 1,85                | 72        | 18,2                                    | 17,3                                    | -                                   | 2,2                 |
| 5         | 13,5                                    | -                                       | 1730                                | 1,5                 | 39        | 9,8                                     | -                                       | 1661                                | -                   | 73        | 19,8                                    | -                                       | 1818                                | -                   |
| 6         | 14,0                                    | 13,0                                    | -                                   | -                   | 40        | 16,7                                    | -                                       | -                                   | 2,0                 | 74        | 19,2                                    | -                                       | 1815                                | 2,7                 |
| 7         | 14,7                                    | -                                       | 1740                                | 1,65                | 41        | 17,8                                    | 16,0                                    | 1755                                | -                   | 75        | 19,3                                    | -                                       | 1805                                | -                   |
| 8         | 12,8                                    | 12,0                                    | -                                   | -                   | 42        | 15,8                                    | 14,8                                    | -                                   | 1,95                | 76        | 16,2                                    | 15,1                                    | 1750                                | 2,1                 |
| 9         | 12,5                                    | 11,6                                    | -                                   | -                   | 43        | 14,4                                    | 13,5                                    | 1735                                | 2,05                | 77        | 16,7                                    | -                                       | 1755                                | -                   |
| 10        | 17,6                                    | 16,2                                    | 1762                                | 2,2                 | 44        | 15,5                                    | -                                       | -                                   | 2,15                | 78        | 21,3                                    | 19,8                                    | 1847                                | 3,5                 |
| 11        | 14,2                                    | 13,8                                    | 1720                                | 1,65                | 45        | 17,0                                    | 16,0                                    | 1741                                | -                   | 79        | 17,8                                    | 16,5                                    | 1735                                | -                   |
| 12        | 18,1                                    | -                                       | 1740                                | -                   | 46        | 14,2                                    | 12,5                                    | 1725                                | 1,95                | 80        | 17,3                                    | 16,1                                    | -                                   | 2,3                 |
| 13        | 18,2                                    | -                                       | 1785                                | 2,8                 | 47        | 15,7                                    | -                                       | -                                   | -                   | 81        | 23,2                                    | -                                       | 1860                                | -                   |
| 14        | 20,5                                    | 19,0                                    | 1825                                | -                   | 48        | 13,8                                    | 13,0                                    | 1732                                | 1,60                | 82        | 18,1                                    | -                                       | 1740                                | -                   |
| 15        | 18,5                                    | 17,0                                    | 1790                                | 2,75                | 49        | 13,3                                    | 11,5                                    | -                                   | -                   | 83        | 17,0                                    | -                                       | -                                   | 2,2                 |
| 16        | 20,7                                    | -                                       | 1820                                | -                   | 50        | 12,3                                    | -                                       | 1695                                | -                   | 84        | 18,0                                    | 17,0                                    | 1765                                | 2,6                 |
| 17        | 22,5                                    | 20,0                                    | 1858                                | -                   | 51        | 17,5                                    | -                                       | 1755                                | 2,4                 | 85        | 17,1                                    | -                                       | -                                   | -                   |
| 18        | 20,5                                    | 19,3                                    | 1835                                | 3,3                 | 52        | 15,3                                    | 15,0                                    | 1710                                | 1,6                 | 86        | 19,2                                    | 17,7                                    | 1780                                | 2,7                 |
| 19        | 14,9                                    | 13,8                                    | -                                   | -                   | 53        | 15,7                                    | 14,0                                    | -                                   | -                   | 87        | 17,2                                    | -                                       | 1760                                | -                   |
| 20        | 14,8                                    | 13,5                                    | -                                   | 2,1                 | 54        | 16,0                                    | -                                       | 1730                                | -                   | 88        | 18,4                                    | -                                       | 1770                                | 2,5                 |
| 21        | 14,7                                    | -                                       | 1690                                | 2,2                 | 55        | 15,1                                    | 13,6                                    | -                                   | -                   | 89        | 18,1                                    | -                                       | 1775                                | -                   |
| 22        | 17,3                                    | 15,4                                    | 1775                                | -                   | 56        | 15,4                                    | 13,5                                    | 1695                                | 2,00                | 90        | 21,2                                    | 19,7                                    | 1808                                | 3,4                 |
| 23        | 21,3                                    | 19,5                                    | 1838                                | 3,2                 | 57        | 17,5                                    | -                                       | 1735                                | 2,25                | 91        | 18,9                                    | -                                       | -                                   | -                   |
| 24        | 16,8                                    | -                                       | 1735                                | -                   | 58        | 17,8                                    | -                                       | 1758                                | 2,3                 | 92        | 21,0                                    | -                                       | 1750                                | -                   |
| 25        | 16,7                                    | 14,8                                    | 1745                                | 2,3                 | 59        | 17,9                                    | -                                       | 1745                                | -                   | 93        | 14,0                                    | -                                       | 1705                                | -                   |
| 26        | 19,3                                    | 17,0                                    | 1780                                | -                   | 60        | 17,4                                    | 15,7                                    | -                                   | -                   | 94        | 19,4                                    | 17,7                                    | 1760                                | 2,8                 |
| 27        | 19,7                                    | -                                       | 1795                                | 3,05                | 61        | 20,5                                    | -                                       | 1795                                | -                   | 95        | 11,5                                    | -                                       | 1670                                | -                   |
| 28        | 19,8                                    | 18,7                                    | 1799                                | 3,2                 | 62        | 18,5                                    | 18,1                                    | 1780                                | 3,0                 | 96        | 19,2                                    | 18,0                                    | 1770                                | -                   |
| 29        | 15,5                                    | 14,0                                    | -                                   | -                   | 63        | 20,3                                    | -                                       | 1790                                | 2,65                | 97        | 11,8                                    | 11,0                                    | 1675                                | -                   |
| 30        | 17,0                                    | 16,0                                    | 1760                                | 2,65                | 64        | 18,8                                    | 17,0                                    | 1775                                | 2,5                 | 98        | 22,0                                    | -                                       | 1840                                | -                   |
| 31        | 18,3                                    | -                                       | -                                   | -                   | 65        | 20,2                                    | 18,0                                    | 1780                                | -                   | 99        | 22,4                                    | -                                       | 1875                                | -                   |
| 32        | 18,5                                    | 17,5                                    | 1775                                | -                   | 66        | 19,8                                    | 17,9                                    | 1770                                | 2,4                 | 100       | 22,5                                    | 20,5                                    | 1900                                | -                   |
| 33        | 20,3                                    | 19,6                                    | 1820                                | 3,3                 | 67        | 16,2                                    | 15,0                                    | 1720                                | 2,05                |           |   |   |                                     |                     |
| 34        | 17,8                                    | -                                       | 1745                                | -                   | 68        | 16,8                                    | 15,5                                    | -                                   | -                   |           |   |   |                                     |                     |

BG 200

| o  | 1    | 2    | 3    | 4    | o  | 1    | 2    | 3    | 4    | o   | 1    | 2    | 3    | 4    |
|----|------|------|------|------|----|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|
| 1  | 21,9 | 19,8 | 1780 | -    | 37 | 17,7 |      | 1730 | -    | 73  | 23,2 | -    | 1778 | -    |
| 2  | 21,6 | -    | 1785 | -    | 38 | 18,0 | 17,6 | 1805 | 1,9  | 74  | 23,4 | -    | 1833 | -    |
| 3  | 21,6 | 19,7 | 1830 | -    | 39 | 15,1 | 14,0 | 1710 | -    | 75  | 22,5 | 20,5 | 1800 | 2,95 |
| 4  | 21,3 | -    | 1805 | 2,5  | 40 | 21,0 | -    | 1810 | -    | 76  | 23,8 | -    | 1820 | -    |
| 5  | 20,0 | 18,8 | 1780 | -    | 41 | 22,0 | 17,0 | 1830 | -    | 77  | 22,1 | 20,0 | 1789 | 2,0  |
| 6  | 20,4 | -    | 1825 | -    | 42 | 20,8 | 18,6 | 1735 | -    | 78  | 25,5 | 23,3 | 1900 | 3,5  |
| 7  | 17,5 | -    | 1720 | -    | 43 | 24,3 | 21,5 | 1855 | 3,0  | 79  | 22,3 | -    | 1807 | -    |
| 8  | 19,5 | 17,6 | 1755 | 1,8  | 44 | 26,2 | -    | 1918 | -    | 80  | 22,2 | -    | 1780 | -    |
| 9  | 16,1 | 14,6 | 1715 | 1,5  | 45 | 18,9 | 17,2 | 1760 | -    | 81  | 25,7 | -    | 1895 | -    |
| 10 | 18,9 | 17,5 | 1730 | -    | 46 | 20,1 | 19,0 | 1791 | 2,3  | 82  | 17,2 | 16,3 | 1775 | -    |
| 11 | 19,9 | 18,8 | 1745 | 1,7  | 47 | 19,1 | 17,0 | 1758 | -    | 83  | 19,5 | 18,0 | 1760 | -    |
| 12 | 18,5 | -    | 1725 | -    | 48 | 23,2 | -    | 1820 | -    | 84  | 20,2 | -    | 1770 | -    |
| 13 | 25,1 | 22,2 | 1910 | -    | 49 | 23,8 | 22,0 | 1835 | -    | 85  | 20,4 | 18,1 | 1765 | 2,05 |
| 14 | 19,2 | 17,5 | 1750 | -    | 50 | 25,2 | -    | 1890 | -    | 86  | 21,3 | 20,7 | 1795 | 2,5  |
| 15 | 24,3 | 21,5 | 1860 | 3,3  | 51 | 22,5 | 19,2 | 1817 | -    | 87  | 20,6 | -    | 1820 | -    |
| 16 | 26,2 | -    | 1880 | -    | 52 | 22,8 | 20,0 | 1838 | 2,45 | 88  | 21,0 | -    | 1775 | -    |
| 17 | 24,8 | 23,6 | 1875 | 3,75 | 53 | 22,9 | -    | 1820 | -    | 89  | 20,4 | 18,0 | 1760 | 2,0  |
| 18 | 23,7 | -    | 1820 | -    | 54 | 21,4 | 18,5 | 1792 | 1,9  | 90  | 21,0 | -    | 1812 | -    |
| 19 | 21,3 | 18,5 | 1815 | 3,0  | 55 | 22,0 | -    | 1807 | -    | 91  | 22,7 | -    | 1800 | -    |
| 20 | 21,4 | 19,7 | 1781 | -    | 56 | 27,5 | -    | 1880 | -    | 92  | 25,3 | 23,5 | 1920 | -    |
| 21 | 18,5 | -    | 1737 | -    | 57 | 23,0 | 20,7 | 1840 | 3,2  | 93  | 23,7 | -    | 1815 | -    |
| 22 | 26,2 | -    | 1878 | -    | 58 | 28,1 | 20,8 | 1879 | 4,0  | 94  | 22,6 | 19,8 | 1865 | 2,80 |
| 23 | 27,0 | 25,5 | 1857 | 3,4  | 59 | 22,8 | 18,8 | 1797 | 2,8  | 95  | 25,3 | 23,0 | 1850 | 2,95 |
| 24 | 23,6 | 22,1 | 1835 | 2,6  | 60 | 22,4 | -    | 1815 | -    | 96  | 23,3 | -    | 1837 | -    |
| 25 | 21,8 | -    | 1780 | -    | 61 | 23,8 | -    | 1800 | -    | 97  | 23,0 | 21,0 | 1820 | 3,1  |
| 26 | 21,4 | -    | 1795 | -    | 62 | 22,1 | 19,1 | 1815 | -    | 98  | 15,7 | 14,5 | 1722 | -    |
| 27 | 20,7 | 19,0 | 1775 | -    | 63 | 22,2 | 19,8 | 1798 | -    | 99  | 22,8 | 18,5 | 1812 | -    |
| 28 | 19,5 | -    | 1755 | 1,6  | 64 | 23,9 | 23,0 | 1798 | 2,2  | 100 | 23,5 | 23,0 | 1840 | 3,15 |
| 29 | 26,3 | 23,0 | 1860 | -    | 65 | 23,2 | -    | 1818 | -    | 101 | 24,1 | -    | 1875 | -    |
| 30 | 27,1 | -    | 1858 | -    | 66 | 23,4 | 20,5 | 1845 | 2,75 | 102 | 24,8 | -    | 1850 | -    |
| 31 | 24,1 | 21,5 | 1848 | -    | 67 | 22,7 | 20,1 | 1796 | 2,40 | 103 | 25,0 | 22,0 | 1855 | 3,85 |
| 32 | 19,2 | 18,0 | 1750 | -    | 68 | 22,2 | -    | 1810 | -    | 104 | 25,5 | -    | 1940 | -    |
| 33 | 24,3 | 22,0 | 1825 | 3,5  | 69 | 22,8 | -    | 1785 | -    | 105 | 24,3 | 21,5 | 1840 | 3,2  |
| 34 | 18,9 | 18,0 | 1770 | 1,8  | 70 | 23,5 | 22,0 | 1840 | -    | 106 | 24,5 | 22,8 | 1900 | 3,1  |
| 35 | 19,7 | 18,4 | 1760 | 2,2  | 71 | 22,7 | 19,2 | 1795 | -    |     |      |      |      |      |
| 36 | 16,9 | 15,0 | 1730 | 1,7  | 72 | 22,0 | 20,1 | 1780 | -    |     |      |      |      |      |

BG 250

| e  | 1    | 2    | 3    | 4    | o  | 1    | 2    | 3    | 4    | o   | 1    | 2    | 3    | 4    |
|----|------|------|------|------|----|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|
| 1  | 28,7 | 26,2 | 1895 | -    | 36 | 26,2 | -    | 1885 | -    | 71  | 29,4 | -    | 1905 | -    |
| 2  | 26,3 | -    | 1868 | -    | 37 | 28,4 | 24,8 | 1889 | -    | 72  | 27,5 | -    | 1848 | -    |
| 3  | 27,6 | 25,0 | 1874 | -    | 38 | 25,4 | -    | 1843 | -    | 73  | 20,7 | -    | 1780 | -    |
| 4  | 28,1 | 25,2 | 1884 | -    | 39 | 30,6 | 26,2 | 1925 | -    | 74  | 27,7 | 24,6 | 1859 | 2,5  |
| 5  | 24,3 | -    | 1820 | -    | 40 | 25,6 | -    | 1865 | 3,0  | 75  | 25,9 | -    | 1848 | -    |
| 6  | 25,0 | -    | 1842 | -    | 41 | 25,4 | -    | 1846 | -    | 76  | 25,9 | -    | 1840 | -    |
| 7  | 23,3 | 21,0 | 1790 | 1,8  | 42 | 29,8 | 20,8 | 1908 | 3,2  | 77  | 23,0 | 20,6 | 1827 | 2,0  |
| 8  | 28,0 | 24,8 | 1880 | 3,1  | 43 | 28,0 | -    | 1880 | -    | 78  | 29,4 | 27,0 | 1900 | -    |
| 9  | 27,0 | 23,9 | 1860 | 2,0  | 44 | 27,8 | 25,2 | 1860 | 2,5  | 79  | 23,3 | 21,1 | 1810 | 2,4  |
| 10 | 29,0 | -    | 1890 | -    | 45 | 28,6 | -    | 1900 | -    | 80  | 24,5 | -    | 1839 | -    |
| 11 | 27,3 | 25,3 | 1878 | 3,05 | 46 | 25,2 | -    | 1865 | -    | 81  | 24,2 | -    | 1800 | -    |
| 12 | 26,6 | -    | 1870 | -    | 47 | 27,8 | 25,5 | 1860 | 2,9  | 82  | 25,5 | -    | 1838 | -    |
| 13 | 24,2 | -    | 1830 | -    | 48 | 26,2 | 23,8 | 1868 | -    | 83  | 25,1 | 21,6 | 1834 | 2,75 |
| 14 | 29,9 | -    | 1880 | -    | 49 | 24,9 | 21,4 | 1841 | 2,3  | 84  | 25,2 | -    | 1815 | -    |
| 15 | 30,0 | 25,8 | 1925 | 3,1  | 50 | 22,1 | -    | 1805 | -    | 85  | 26,0 | 22,6 | 1850 | -    |
| 16 | 30,4 | 26,4 | 1940 | 3,4  | 51 | 21,1 | -    | 1795 | -    | 86  | 26,5 | -    | 1845 | -    |
| 17 | 32,5 | -    | 1915 | -    | 52 | 33,5 | 28,1 | 1940 | -    | 87  | 27,0 | 24,3 | 1870 | 3,05 |
| 18 | 29,2 | 26,3 | 1880 | -    | 53 | 27,4 | 24,2 | 1840 | 3,05 | 88  | 26,2 | -    | 1828 | -    |
| 19 | 31,5 | 26,8 | 1920 | 3,6  | 54 | 27,7 | 25,2 | 1845 | 2,90 | 89  | 27,7 | 25,5 | 1875 | 2,7  |
| 20 | 25,0 | 22,5 | 1870 | -    | 55 | 25,4 | -    | 1840 | -    | 90  | 22,5 | -    | 1808 | -    |
| 21 | 21,7 | 19,3 | 1806 | -    | 56 | 29,0 | 25,8 | 1900 | -    | 91  | 23,5 | -    | 1825 | -    |
| 22 | 28,5 | -    | 1885 | -    | 57 | 26,1 | -    | 1835 | 2,8  | 92  | 29,3 | 23,6 | 1905 | -    |
| 23 | 26,1 | 23,8 | 1856 | 2,6  | 58 | 31,3 | -    | 1915 | -    | 93  | 27,0 | -    | 1872 | -    |
| 24 | 28,7 | -    | 1881 | -    | 59 | 29,8 | 27,7 | 1890 | 3,5  | 94  | 27,3 | 26,5 | 1817 | 2,3  |
| 25 | 28,6 | -    | 1900 | -    | 60 | 30,4 | 24,3 | 1978 | 3,2  | 95  | 27,7 | 24,1 | 1850 | 2,85 |
| 26 | 23,3 | -    | 1800 | -    | 61 | 29,5 | 25,1 | 1895 | -    | 96  | 28,0 | -    | 1890 | -    |
| 27 | 24,4 | 21,2 | 1832 | 2,5  | 62 | 27,3 | 25,1 | 1815 | 2,75 | 97  | 26,7 | 23,6 | 1860 | 2,55 |
| 28 | 31,5 | -    | 1960 | -    | 63 | 31,3 | 28,7 | 1958 | -    | 98  | 19,5 | 17,6 | 1765 | -    |
| 29 | 31,6 | -    | 1940 | -    | 64 | 28,1 | 26,1 | 1820 | -    | 99  | 23,0 | -    | 1800 | -    |
| 30 | 25,1 | 22,7 | 1855 | 2,6  | 65 | 29,5 | -    | 1915 | -    | 100 | 23,5 | -    | 1805 | -    |
| 31 | 24,2 | 19,4 | 1825 | -    | 66 | 26,7 | 21,4 | 1857 | 3,0  | 101 | 24,0 | 21,4 | 1830 | 2,2  |
| 32 | 33,0 | -    | 1930 | -    | 67 | 20,7 | -    | 1735 | -    | 102 | 28,0 | 22,6 | 1878 | -    |
| 33 | 28,4 | -    | 1830 | -    | 68 | 23,5 | -    | 1816 | -    | 103 | 30,2 | 28,3 | 1980 | 3,35 |
| 34 | 31,0 | 29,4 | 1920 | 3,6  | 69 | 23,5 | 20,7 | 1820 | -    | 104 | 31,0 | 24,8 | 1960 | -    |
| 35 | 23,0 | 22,0 | 1835 | 2,2  | 70 | 27,0 | 22,4 | 1855 | 2,55 |     |      |      |      |      |



BG 300

| o  | 1    | 2    | 3    | 4    | o  | 1    | 2    | 3    | 4    | o  | 1    | 2    | 3    | 4    |
|----|------|------|------|------|----|------|------|------|------|----|------|------|------|------|
| 1  | 32,0 |      | 1900 | -    | 34 | 32,5 |      | 1900 | -    | 67 | 30,9 | 25,8 | 1875 | -    |
| 2  | 30,0 | 27,2 | 1885 | -    | 35 | 36,9 | 31,4 | 1935 | 2,95 | 68 | 33,8 | 29,0 | 1895 | -    |
| 3  | 32,0 | 27,8 | 1907 | -    | 36 | 37,3 | 31,8 | 1995 | 3,0  | 69 | 31,5 | -    | 1900 | -    |
| 4  | 34,2 | -    | 1898 | -    | 37 | 39,7 | 35,2 | 2015 | 3,35 | 70 | 32,8 | 29,0 | 1919 | 2,65 |
| 5  | 37,0 | -    | 1980 | -    | 38 | 37,0 | 32,1 | 1980 | 3,1  | 71 | 32,1 | -    | 1891 | -    |
| 6  | 34,0 | 30,6 | 1920 | 2,85 | 39 | 35,0 | -    | 1958 | -    | 72 | 33,6 | -    | 1878 | -    |
| 7  | 33,4 | 30,3 | 1925 | -    | 40 | 37,1 | 34,2 | 1960 | -    | 73 | 36,3 | -    | 1947 | -    |
| 8  | 35,0 | -    | 1952 | -    | 41 | 36,0 | -    | 1955 | -    | 74 | 34,2 | 30,6 | 1920 | -    |
| 9  | 35,4 | 21,8 | 1920 | 2,8  | 42 | 37,4 | 33,3 | 1978 | 3,45 | 75 | 31,3 | -    | 1885 | -    |
| 10 | 29,3 | -    | 1840 | -    | 43 | 33,5 | -    | 1895 | -    | 76 | 30,6 | -    | 1863 | -    |
| 11 | 31,4 | 28,7 | 1890 | 2,6  | 44 | 35,0 | -    | 1915 | -    | 77 | 35,6 | 31,0 | 1950 | 3,35 |
| 12 | 34,2 | -    | 1932 | -    | 45 | 37,9 | 33,6 | 1984 | 2,85 | 78 | 35,7 | -    | 1880 | -    |
| 13 | 32,2 | -    | 1898 | -    | 46 | 35,6 | -    | 1940 | 2,75 | 79 | 37,7 | 33,4 | 1920 | 3,1  |
| 14 | 35,0 | 32,2 | 1960 | 3,25 | 47 | 33,7 | 30,8 | 1900 | 2,65 | 80 | 31,6 | -    | 1880 | -    |
| 15 | 34,8 | 31,0 | 1940 | -    | 48 | 34,7 | 31,0 | 1900 | -    | 81 | 32,5 | -    | 1898 | -    |
| 16 | 36,6 | 32,1 | 1960 | 2,9  | 49 | 35,4 | 32,7 | 1970 | 3,0  | 82 | 32,3 | 27,8 | 1903 | 2,3  |
| 17 | 28,5 | -    | 1835 | -    | 50 | 35,2 | -    | 1897 | -    | 83 | 31,6 | -    | 1875 | -    |
| 18 | 35,2 | 28,4 | 1937 | 3,5  | 51 | 35,9 | 29,6 | 1880 | 2,1  | 84 | 32,5 | -    | 1880 | -    |
| 19 | 34,0 | -    | 1928 | -    | 52 | 36,7 | -    | 1945 | -    | 85 | 27,4 | 24,7 | 1840 | -    |
| 20 | 35,0 | -    | 1940 | -    | 53 | 33,3 | -    | 1895 | -    | 86 | 35,3 | 32,6 | 1920 | 3,1  |
| 21 | 34,5 | -    | 1930 | -    | 54 | 28,1 | -    | 1855 | -    | 87 | 25,7 | -    | 1820 | -    |
| 22 | 40,8 | 32,7 | 2030 | 3,6  | 55 | 27,5 | -    | 1845 | -    | 88 | 33,0 | -    | 1918 | -    |
| 23 | 37,9 | 30,8 | 1980 | 3,15 | 56 | 31,0 | 27,7 | 1875 | 2,25 | 89 | 29,7 | 26,3 | 1860 | -    |
| 24 | 36,0 | -    | 1958 | -    | 57 | 32,2 | -    | 1900 | -    | 90 | 26,5 | -    | 1815 | -    |
| 25 | 37,0 | -    | 1978 | -    | 58 | 33,7 | -    | 1915 | -    | 91 | 34,0 | -    | 1920 | -    |
| 26 | 39,7 | 33,8 | 2005 | 3,8  | 59 | 33,5 | -    | 1890 | -    | 92 | 26,7 | -    | 1825 | -    |
| 27 | 37,9 | 34,1 | 1985 | 3,2  | 60 | 34,4 | 31,1 | 1920 | 3,7  | 93 | 29,7 | 26,7 | 1860 | -    |
| 28 | 29,7 | 25,4 | 1848 | -    | 61 | 33,5 | -    | 1880 | -    | 94 | 33,5 | -    | 1905 | -    |
| 29 | 35,0 | -    | 1910 | -    | 62 | 33,9 | 29,2 | 1887 | -    | 95 | 29,8 | 27,5 | 1860 | -    |
| 30 | 38,7 | 33,8 | 1990 | 3,5  | 63 | 38,2 | -    | 1880 | -    | 96 | 30,9 | 28,4 | 1865 | 2,4  |
| 31 | 38,5 | -    | 2000 | -    | 64 | 39,0 | -    | 2010 | -    | 97 | 33,5 | -    | 1910 | -    |
| 32 | 33,0 | -    | 1890 | -    | 65 | 28,1 | -    | 1857 | -    | 98 | 28,0 | 24,4 | 1842 | 3,0  |
| 33 | 36,7 | -    | 1950 | -    | 66 | 30,1 | 27,8 | 1865 | 2,5  | 99 | 32,5 | -    | 1920 | -    |

A.2.3. Date privind rezistența la întindere prin încovoiere, rezistența la întindere prin despicare, modulul de elasticitate și deformația de contracție la 360 zile pentru betonul ușor cu granulit de Lugaș.

BG 150

| Nr. sorja | 1                                    |                                      |                                     |                       | Nr. sorja | 2                                    |                                      |                                     |                       | Nr. sorja | 3                                    |                                      |                                     |                       |
|-----------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|
|           | R <sub>ti</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>td</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | E <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | ε <sub>c360</sub> [‰] |           | R <sub>ti</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>td</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | E <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | ε <sub>c360</sub> [‰] |           | R <sub>ti</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>td</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | E <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | ε <sub>c360</sub> [‰] |
| 1         | 2,96                                 | -                                    | 15500                               | 0,69                  | 25        | 3,14                                 | 1,51                                 | 14000                               | 0,67                  | 56        | 3,08                                 | -                                    | 13500                               | 0,72                  |
| 2         | 2,46                                 | -                                    | -                                   | 0,72                  | 26        | 3,61                                 | 1,91                                 | 15100                               | 0,66                  | 62        | 3,48                                 | 2,12                                 | 15300                               | 0,67                  |
| 4         | 3,38                                 | -                                    | 13800                               | 0,74                  | 28        | 3,05                                 | -                                    | 16300                               | 0,68                  | 67        | 4,26                                 | 1,56                                 | 13700                               | 0,68                  |
| 7         | 3,17                                 | -                                    | 13300                               | 0,70                  | 30        | -                                    | -                                    | 14900                               | -                     | 69        | 3,59                                 | 1,82                                 | 15500                               | -                     |
| 9         | 2,74                                 | 1,1                                  | -                                   | 0,73                  | 33        | 4,59                                 | 2,15                                 | 15500                               | 0,66                  | 70        | -                                    | -                                    | 15849                               | -                     |
| 11        | 3,49                                 | 1,27                                 | 13000                               | 0,68                  | 37        | 2,36                                 | 0,96                                 | 11700                               | 0,75                  | 72        | 2,98                                 | -                                    | -                                   | 0,67                  |
| 13        | 3,03                                 | 2,0                                  | 14700                               | 0,67                  | 38        | 3,1                                  | 1,64                                 | 12500                               | 0,67                  | 74        | 3,24                                 | -                                    | 14800                               | -                     |
| 15        | 3,49                                 | 1,72                                 | 15100                               | 0,66                  | 40        | 2,91                                 | -                                    | -                                   | 0,69                  | 76        | 3,26                                 | -                                    | 13623                               | 0,69                  |
| 18        | 4,32                                 | 2,26                                 | 15600                               | 0,67                  | 42        | 2,51                                 | -                                    | 13158                               | 0,72                  | 79        | 3,25                                 | 1,74                                 | 14665                               | 0,67                  |
| 19        | 2,75                                 | 1,97                                 | -                                   | -                     | 43        | 3,11                                 | -                                    | -                                   | 0,74                  | 86        | 3,22                                 | 1,74                                 | 14800                               | 0,66                  |
| 20        | 2,63                                 | -                                    | -                                   | -                     | 46        | 2,01                                 | -                                    | 12600                               | 0,74                  | 90        | 3,66                                 | 1,43                                 | 15700                               | -                     |
| 21        | 2,65                                 | 1,43                                 | 14100                               | 0,74                  | 48        | 2,78                                 | -                                    | 12406                               | 0,71                  | 94        | 3,24                                 | 2,0                                  | 16762                               | 0,67                  |
| 23        | 3,76                                 | 2,22                                 | 15800                               | -                     | 52        | 3,25                                 | -                                    | 12300                               | 0,72                  |           |                                      |                                      |                                     |                       |

BG 200

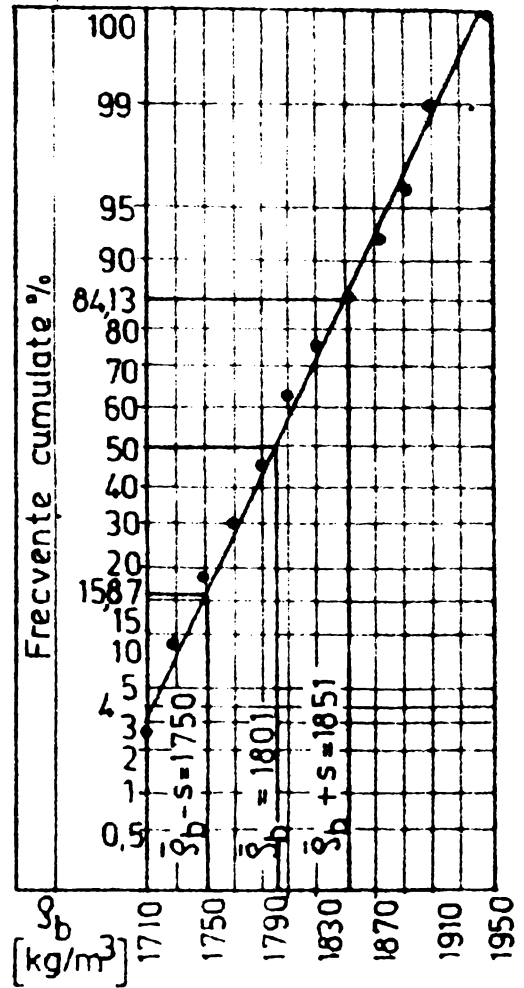
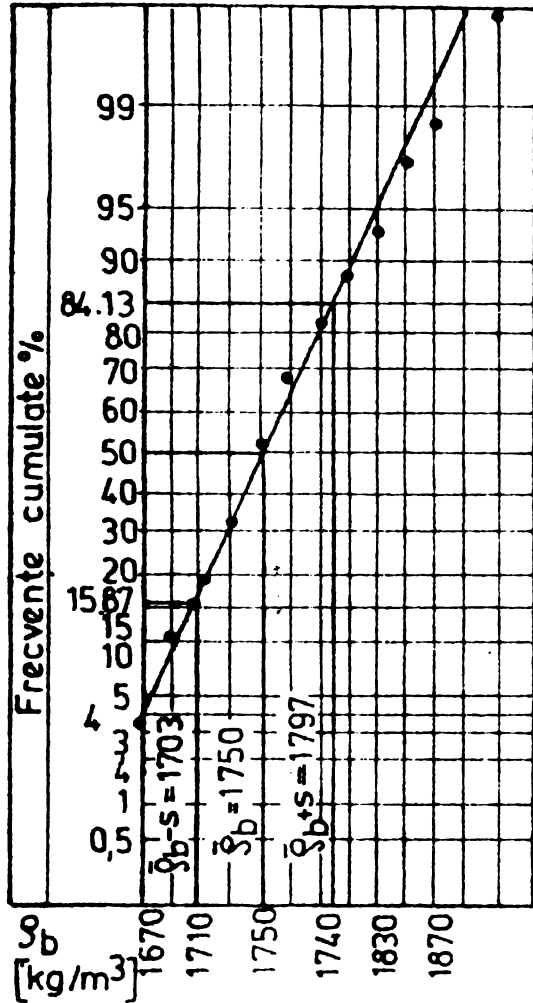
| o  | 1                                    |                                      |                                     |                       | o  | 2                                    |                                      |                                     |                       | o   | 3                                    |                                      |                                     |                       |
|----|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|----|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|
|    | R <sub>ti</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>td</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | E <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | ε <sub>c360</sub> [‰] |    | R <sub>ti</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>td</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | E <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | ε <sub>c360</sub> [‰] |     | R <sub>ti</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | R <sub>td</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | E <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | ε <sub>c360</sub> [‰] |
| 4  | 3,25                                 | -                                    | 16000                               | 0,70                  | 38 | 2,57                                 | -                                    | 14713                               | 0,75                  | 71  | 3,96                                 | -                                    | 15200                               | 0,65                  |
| 6  | 3,7                                  | -                                    | 15700                               | 0,68                  | 43 | 4,21                                 | 2,14                                 | 16400                               | -                     | 75  | 4,66                                 | 2,13                                 | 16100                               | 0,64                  |
| 8  | 3,25                                 | -                                    | 15000                               | 0,71                  | 46 | 2,88                                 | 2,02                                 | 15200                               | -                     | 77  | 3,78                                 | -                                    | 15200                               | -                     |
| 9  | 2,66                                 | -                                    | 13867                               | 0,68                  | 47 | 3,82                                 | 2,33                                 | 15800                               | 0,68                  | 78  | 2,91                                 | 2,03                                 | 17143                               | -                     |
| 11 | 3,28                                 | 2,05                                 | 15000                               | 0,65                  | 51 | 4,83                                 | -                                    | 17160                               | 0,64                  | 85  | 3,23                                 | 2,31                                 | 15000                               | 0,72                  |
| 15 | 4,2                                  | -                                    | 16800                               | -                     | 52 | 3,64                                 | -                                    | 16000                               | -                     | 86  | 3,64                                 | -                                    | 15700                               | 0,67                  |
| 17 | 3,4                                  | 2,52                                 | 17000                               | 0,63                  | 54 | 3,64                                 | 2,27                                 | 15100                               | 0,67                  | 89  | 3,7                                  | -                                    | 15000                               | -                     |
| 19 | 3,15                                 | -                                    | 16000                               | 0,66                  | 57 | 4,79                                 | 2,02                                 | 16500                               | 0,65                  | 94  | 3,57                                 | -                                    | 16000                               | -                     |
| 23 | 3,2                                  | -                                    | 17655                               | -                     | 58 | -                                    | -                                    | 18800                               | 0,63                  | 95  | 3,26                                 | -                                    | 16200                               | -                     |
| 24 | 4,07                                 | 2,17                                 | 15800                               | -                     | 59 | 3,64                                 | -                                    | 16000                               | -                     | 97  | 3,61                                 | -                                    | 16812                               | -                     |
| 28 | -                                    | -                                    | 14500                               | 0,71                  | 62 | 3,78                                 | 1,78                                 | 15223                               | 0,67                  | 100 | 4,12                                 | 2,24                                 | 16500                               | 0,67                  |
| 33 | 4,89                                 | 2,61                                 | 16500                               | -                     | 63 | 3,16                                 | -                                    | 15727                               | 0,64                  | 103 | 3,23                                 | -                                    | 17000                               | -                     |
| 34 | 2,36                                 | -                                    | 14800                               | 0,71                  | 64 | 3,72                                 | 1,84                                 | 17000                               | -                     | 105 | -                                    | -                                    | 16900                               | -                     |
| 35 | 3,63                                 | -                                    | 16777                               | 0,68                  | 66 | 3,72                                 | 1,69                                 | 16666                               | -                     | 106 | -                                    | -                                    | 17200                               | -                     |
| 36 | 3,39                                 | 2,01                                 | 14700                               | 0,75                  | 67 | 3,98                                 | 2,21                                 | 16000                               |                       |     |                                      |                                      |                                     |                       |

BG 250

| o  | 1    | 2    | 3     | 4    | o  | 1    | 2    | 3     | 4    | o   | 1    | 2    | 3     | 4    |
|----|------|------|-------|------|----|------|------|-------|------|-----|------|------|-------|------|
| 3  | 4,44 | 2,63 | 17300 | 0,67 | 40 | -    | -    | 17000 | 0,68 | 74  | 4,27 | -    | 17200 | 0,67 |
| 7  | 2,01 | -    | 16300 | 0,72 | 42 | 3,44 | -    | 18200 | 0,65 | 77  | 2,81 | -    | 16700 | 0,67 |
| 8  | 4,12 | -    | 17200 | -    | 44 | 4,36 | -    | 16800 | 0,65 | 79  | 3,32 | 2,32 | 17244 | 0,67 |
| 9  | 4,9  | -    | 16800 | 0,67 | 47 | 4,21 | 2,52 | 18000 | -    | 83  | -    | -    | 17000 | 0,67 |
| 11 | 3,26 | -    | 17420 | 0,65 | 49 | 3,78 | -    | 16500 | 0,68 | 87  | -    | -    | 17800 | 0,64 |
| 15 | 4,78 | 2,82 | 18200 | -    | 53 | 3,75 | -    | 17700 | 0,66 | 89  | 4,17 | -    | 18000 | -    |
| 16 | 4,55 | -    | 18800 | -    | 54 | 4,2  | -    | 17000 | 0,65 | 92  | 5,06 | 2,22 | 18100 | -    |
| 19 | -    | -    | 19000 | -    | 57 | -    | -    | 16800 | 0,67 | 94  | 4,66 | 1,97 | 16244 | 0,64 |
| 23 | 4,96 | 2,43 | 17000 | 0,70 | 59 | 4,01 | 2,51 | 18980 | -    | 95  | 4,13 | -    | 17339 | -    |
| 27 | 4,03 | -    | 17000 | 0,70 | 60 | -    | -    | 18800 | -    | 97  | 3,93 | -    | 17200 | 0,66 |
| 30 | 2,43 | -    | 16800 | 0,71 | 62 | 4,64 | -    | 17800 | 0,66 | 101 | -    | -    | 16800 | 0,67 |
| 34 | -    | -    | 19100 | -    | 66 | 3,93 | -    | 17500 | 0,67 | 103 | 4,36 | 2,75 | 18400 | -    |
| 35 | -    | -    | 16700 | 0,70 | 70 | -    | -    | 18000 | 0,66 |     |      |      |       |      |

BG 300

| o  | 1    | 2    | 3     | 4    | o  | 1    | 2    | 3     | 4    | o  | 1    | 2    | 3     | 4    |
|----|------|------|-------|------|----|------|------|-------|------|----|------|------|-------|------|
| 2  | -    | -    | 18100 | 0,76 | 35 | 4,5  | -    | 19800 | 0,68 | 67 | 4,58 | 2,3  | 19100 | 0,70 |
| 6  | 3,17 | -    | 19065 | 0,68 | 36 | 5,14 | -    | 21000 | -    | 68 | 4,18 | -    | -     | 0,70 |
| 7  | 4,62 | 2,4  | 18800 | 0,70 | 37 | 4,92 | -    | 21200 | -    | 70 | 5,57 | 2,83 | 19700 | 0,70 |
| 9  | 3,62 | -    | 19600 | 0,67 | 38 | -    | -    | 20800 | 0,68 | 77 | 4,46 | 2,53 | 21000 | 0,69 |
| 11 | 5,83 | 2,68 | 17200 | 0,71 | 40 | 4,49 | 3,13 | 19400 | -    | 79 | 4,2  | -    | 20000 | -    |
| 14 | -    | -    | 19800 | 0,67 | 42 | 4,66 | 3,02 | 20500 | -    | 82 | 4,34 | 2,61 | 19600 | 0,69 |
| 15 | 4,74 | -    | 19500 | 0,68 | 45 | 3,23 | -    | 20776 | -    | 85 | 3,75 | -    | 18100 | 0,75 |
| 16 | -    | -    | 20700 | 0,68 | 46 | 4,46 | -    | 19800 | 0,70 | 86 | 4,01 | -    | 20800 | 0,68 |
| 18 | 3,42 | 2,73 | 20800 | 0,68 | 47 | 3,49 | -    | 18620 | 0,72 | 89 | 3,51 | -    | 19200 | 0,69 |
| 22 | 5,6  | -    | 21800 | -    | 49 | 3,61 | -    | 19520 | 0,70 | 93 | 3,52 | -    | 18400 | 0,69 |
| 23 | 4,39 | 2,95 | 21200 | -    | 51 | 4,96 | -    | 19100 | 0,68 | 95 | 3,7  | -    | 18380 | 0,75 |
| 26 | 3,87 | -    | 22000 | -    | 56 | -    | -    | 18122 | 0,72 | 96 | 4,18 | -    | 18500 | 0,70 |
| 27 | 5,41 | -    | 21000 | -    | 60 | 3,25 | -    | 20000 | 0,69 | 98 | -    | -    | 19200 | 0,69 |
| 28 | 4,22 | -    | 18800 | 0,72 | 62 | 5,24 | -    | 18100 | 0,73 |    |      |      |       |      |
| 30 | 4,01 | -    | 20800 | -    | 66 | 3,47 | 2,47 | 17700 | 0,71 |    |      |      |       |      |



| clase de dens. kg/m³ | Distributia efectivelor | f  | Mf | Mf % |
|----------------------|-------------------------|----|----|------|
| 1660-1680            | x x x                   | 3  | 3  | 3,8  |
| 1681-1700            | x x x x x               | 5  | 8  | 10,4 |
| 1701-1720            | x x x x x x             | 7  | 15 | 19,5 |
| 1721-1740            | x x x x x x x           | 10 | 25 | 32,5 |
| 1741-1760            | x x x x x x x x         | 15 | 40 | 51,9 |
| 1761-1780            | x x x x x x x x x       | 13 | 53 | 68,8 |
| 1781-1800            | x x x x x x x x         | 9  | 62 | 80,5 |
| 1801-1820            | x x x x x x x           | 6  | 68 | 88,3 |
| 1821-1840            | x x x x x               | 4  | 72 | 93,5 |
| 1841-1860            | x x x                   | 3  | 75 | 97,4 |
| 1861-1880            | x                       | 1  | 76 | 98,7 |
| 1881-1900            |                         | 1  | 77 | 100  |

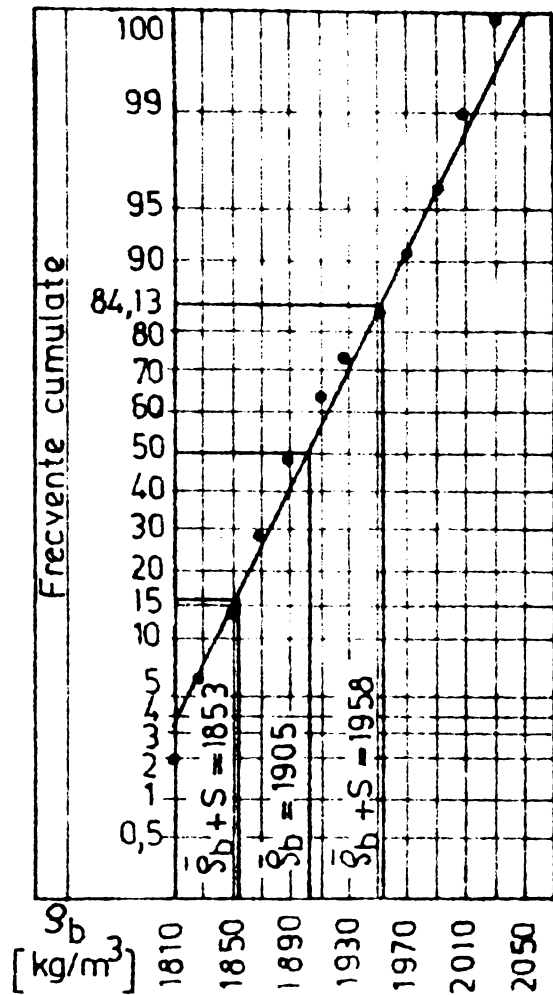
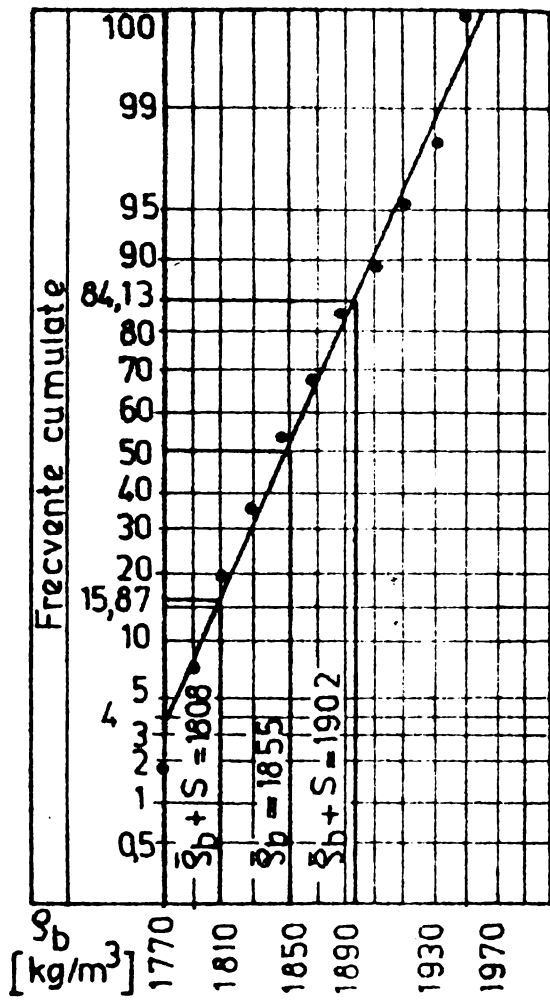
$\rho_b = 1750 \text{ kg/m}^3$   
 $S = 47 \text{ kg/m}^3$   $c_v = 2,7\%$

| clase de dens. kg/m³ | Distributia efectivelor | f  | Mf  | Mf % |
|----------------------|-------------------------|----|-----|------|
| 1700-1720            | x x x                   | 3  | 3   | 2,8  |
| 1721-1740            | x x x x x               | 7  | 10  | 9,4  |
| 1741-1760            | x x x x x x             | 10 | 20  | 18,9 |
| 1761-1780            | x x x x x x x           | 12 | 32  | 30,2 |
| 1781-1800            | x x x x x x x x         | 16 | 48  | 45,3 |
| 1801-1820            | x x x x x x x x x       | 19 | 67  | 63,2 |
| 1821-1840            | x x x x x x x x x       | 13 | 80  | 75,5 |
| 1841-1860            | x x x x x x x x         | 10 | 90  | 84,9 |
| 1861-1880            | x x x x x               | 8  | 98  | 92,4 |
| 1881-1900            | x x x                   | 4  | 102 | 96,2 |
| 1901-1920            | x x                     | 3  | 105 | 99,0 |
| 1921-1940            | x                       | 1  | 106 | 100  |

$\rho_b = 1801 \text{ kg/m}^3$   
 $S = 51 \text{ kg/m}^3$   $c_v = 2,8\%$

Fig. A.2.4.a Interpretarea statică a datelor experimentale privind densitatea betonului BG150, la 28 zile.

Fig. A.2.4.b Interpretarea statică a datelor experimentale privind densitatea betonului BG.200 la 28 zile



| Mf%  | Mf  | f  | Distributia efectivelor |  |  |  | clase de densit. |
|------|-----|----|-------------------------|--|--|--|------------------|
| 1.9  | 2   | 2  |                         |  |  |  | 1761-1780        |
| 7.7  | 8   | 6  |                         |  |  |  | 1781-1800        |
| 19.2 | 20  | 12 |                         |  |  |  | 1801-1820        |
| 34.6 | 36  | 16 |                         |  |  |  | 1821-1840        |
| 52.9 | 55  | 19 |                         |  |  |  | 1841-1860        |
| 68.3 | 71  | 16 |                         |  |  |  | 1861-1880        |
| 81.7 | 85  | 14 |                         |  |  |  | 1881-1900        |
| 89.4 | 93  | 8  |                         |  |  |  | 1901-1920        |
| 95.2 | 99  | 6  |                         |  |  |  | 1921-1940        |
| 98.0 | 102 | 3  |                         |  |  |  | 1941-1960        |
| 100  | 104 | 2  |                         |  |  |  | 1961-1980        |

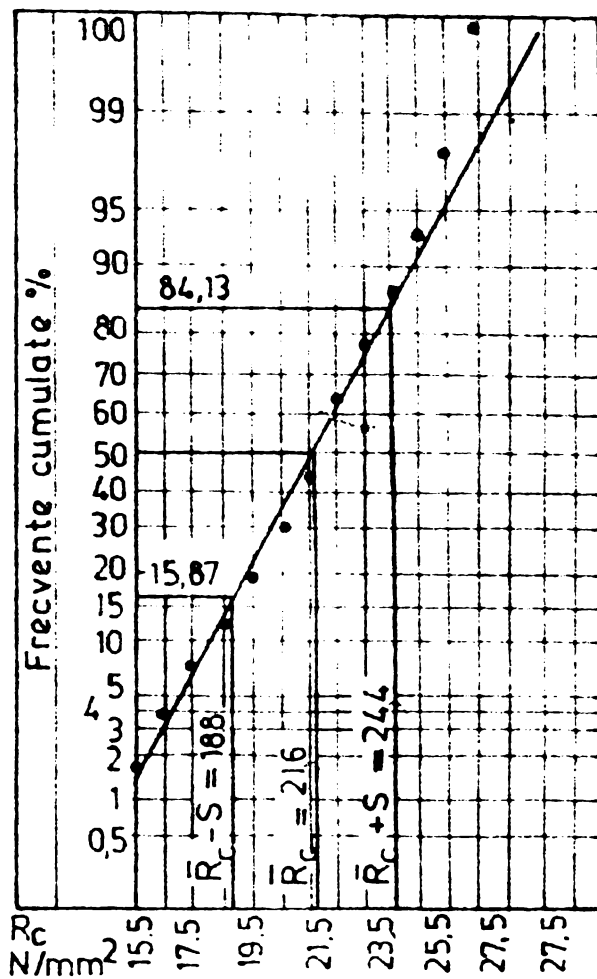
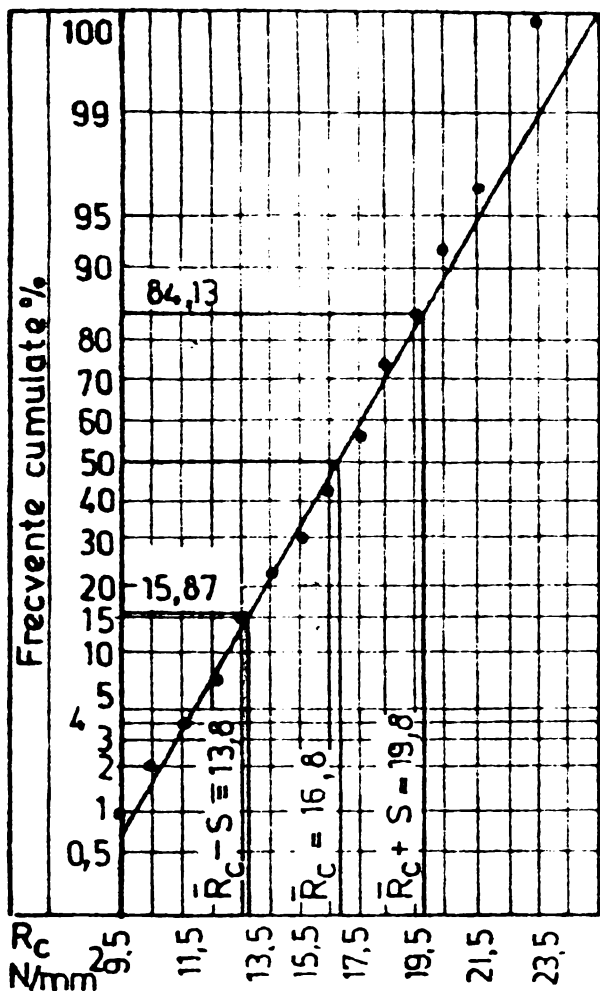
$\bar{S}_b = 1855 \text{ kg/m}^3$   
 $S = 47 \text{ kg/m}^3$   $c_v = 2,5\%$

| Mf%  | Mf | f  | Distributia efectivelor |  |  |  | clase de densit. |
|------|----|----|-------------------------|--|--|--|------------------|
| 2.0  | 2  | 2  |                         |  |  |  | 1801-1820        |
| 6.1  | 5  | 4  |                         |  |  |  | 1821-1840        |
| 14.1 | 14 | 8  |                         |  |  |  | 1841-1860        |
| 22.0 | 27 | 13 |                         |  |  |  | 1861-1880        |
| 47.5 | 47 | 20 |                         |  |  |  | 1881-1900        |
| 53.6 | 63 | 16 |                         |  |  |  | 1901-1920        |
| 72.7 | 72 | 9  |                         |  |  |  | 1921-1940        |
| 83.8 | 83 | 11 |                         |  |  |  | 1941-1960        |
| 90.9 | 90 | 7  |                         |  |  |  | 1961-1980        |
| 95.9 | 95 | 5  |                         |  |  |  | 1981-2000        |
| 99.0 | 98 | 3  |                         |  |  |  | 2001-2020        |
| 100  | 99 | 1  |                         |  |  |  | 2021-2040        |

$\bar{S}_b = 1905 \text{ kg/m}^3$   
 $S = 52 \text{ kg/m}^3$   $c_v = 2,7\%$

Fig. A.2.4.c Interpretarea statică a datelor experimentale privind densitatea betonului B 250 la 28 zile

Fig A.2.4d Interpretarea statică a datelor experimentale privind densitatea betonului BG 300 la 28 zile



| $\Sigma\%$ | $\Sigma f$ | f  |
|------------|------------|----|
| 1          | 1          | 1  |
| 2          | 2          | 1  |
| 4          | 4          | 2  |
| 7          | 7          | 3  |
| 15         | 15         | 8  |
| 21         | 21         | 6  |
| 30         | 30         | 9  |
| 41         | 41         | 11 |
| 52         | 52         | 16 |
| 72         | 72         | 15 |
| 84         | 84         | 12 |
| 92         | 92         | 8  |
| 96         | 96         | 4  |
| 99         | 99         | 3  |
| 100        | 100        | 1  |

| clase de rezist. N/mm² | 20 | 15 | 10 | 5 |
|------------------------|----|----|----|---|
| 9.1-10                 | x  |    |    |   |
| 10.1-11                | x  |    |    |   |
| 11.1-12                | x  |    |    |   |
| 12.1-13                | x  |    |    |   |
| 13.1-14                | x  | x  |    |   |
| 14.1-15                | x  | x  | x  |   |
| 15.1-16                | x  | x  | x  | x |
| 16.1-17                | x  | x  | x  | x |
| 17.1-18                | x  | x  | x  | x |
| 18.1-19                | x  | x  | x  | x |
| 19.1-20                | x  | x  | x  | x |
| 20.1-21                | x  | x  | x  | x |
| 21.1-22                | x  | x  | x  | x |
| 22.1-23                | x  | x  | x  | x |
| 23.1-24                | x  |    |    |   |

$R_c = 16,8 \text{ N/mm}^2$        $C_v = 17,8\%$   
 $S = 3 \text{ N/mm}^2$

| M %  | Mf  | f  |
|------|-----|----|
| 1.9  | 2   | 2  |
| 3.6  | 4   | 2  |
| 7.5  | 8   | 4  |
| 12.3 | 13  | 5  |
| 19.8 | 21  | 8  |
| 30.2 | 32  | 11 |
| 43.4 | 46  | 14 |
| 52.3 | 66  | 20 |
| 76.2 | 87  | 15 |
| 85.8 | 91  | 10 |
| 92.4 | 98  | 7  |
| 97.2 | 103 | 5  |
| 99.0 | 105 | 2  |
| 100  | 106 | 1  |

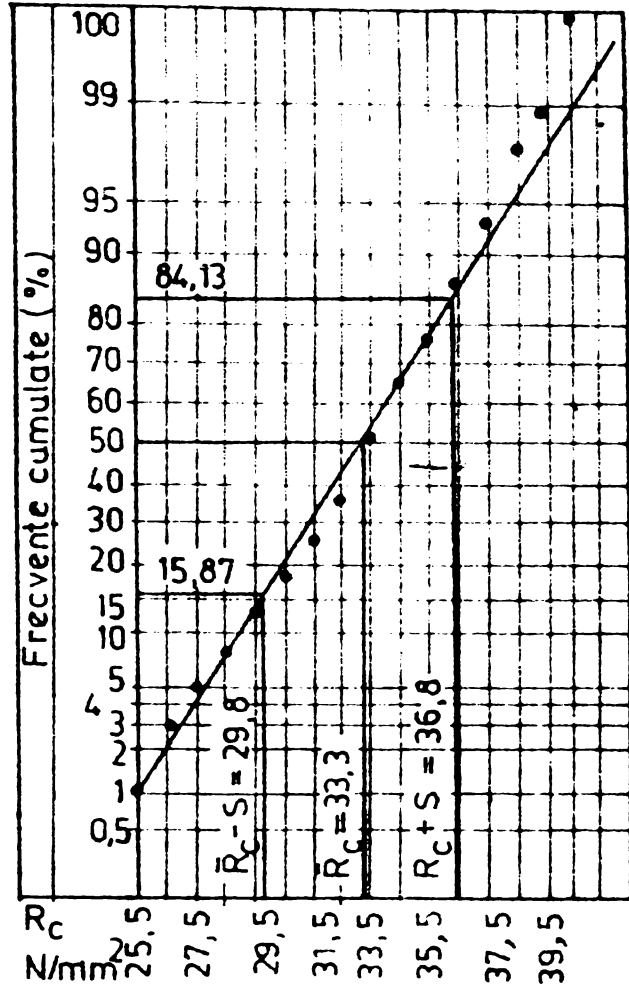
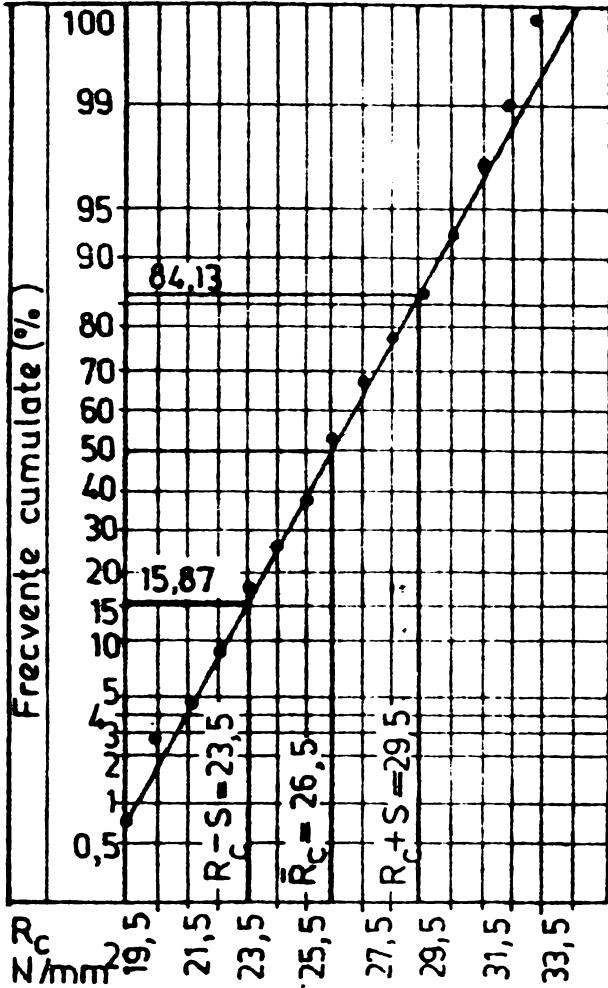
  

| clase de rezist. N/mm² | 20 | 25 | 10 | 5 |
|------------------------|----|----|----|---|
| 15.1-16                | x  |    |    |   |
| 16.1-17                | x  |    |    |   |
| 17.1-18                | x  |    |    |   |
| 18.1-19                | x  |    |    |   |
| 19.1-20                | x  |    |    |   |
| 20.1-21                | x  |    |    |   |
| 21.1-22                | x  | x  |    |   |
| 22.1-23                | x  | x  | x  |   |
| 23.1-24                | x  | x  | x  | x |
| 24.1-25                | x  | x  | x  | x |
| 25.1-26                | x  | x  | x  | x |
| 26.1-27                | x  | x  | x  | x |
| 27.1-28                | x  |    |    |   |
| 28.1-29                | x  |    |    |   |

$R_c = 21,6 \text{ N/mm}^2$        $C_v = 13,0\%$   
 $S = 2,8 \text{ N/mm}^2$

Fig A.2.5a Interpretarea statistică a datelor experimentale privind rezistența la compresiune a betonului BG 150, la 28 zile.

Fig A2.5b Interpretarea statistică a datelor experimentale privind rezistența la compresiune a betonului BG 200, la 28 zile.



| Clase de rezist. N/mm <sup>2</sup> | Distribuția efectivelor | f  | Mf  | M%   |
|------------------------------------|-------------------------|----|-----|------|
| 19.1-20.0                          | X                       | 1  | 1   | 0.9  |
| 20.1-21.0                          | X X                     | 2  | 3   | 2.9  |
| 21.1-22.0                          | X X X                   | 2  | 5   | 4.8  |
| 22.1-23.0                          | X X X X                 | 5  | 10  | 9.6  |
| 23.1-24.0                          | X X X X X               | 8  | 18  | 17.3 |
| 24.1-25.0                          | X X X X X X             | 9  | 27  | 26   |
| 25.1-26.0                          | X X X X X X X           | 12 | 39  | 37.5 |
| 26.1-27.0                          | X X X X X X X X         | 14 | 53  | 51   |
| 27.1-28.0                          | X X X X X X X X X       | 16 | 69  | 66.3 |
| 28.1-29.0                          | X X X X X X X X X X     | 11 | 80  | 76.9 |
| 29.1-30.0                          | X X X X X X X X X X     | 9  | 89  | 85.5 |
| 30.1-31.0                          | X X X X X X X X X X     | 7  | 96  | 94.3 |
| 31.1-32.0                          | X X X X X X X X X X     | 5  | 101 | 97.1 |
| 32.1-33.0                          | X X X X X X X X X X     | 2  | 103 | 99   |
| 33.1-34.0                          | X X X X X X X X X X     | 1  | 104 | 100  |
| 34.1-35.0                          |                         |    |     |      |

$R_c = 26,5 \text{ N/mm}^2$   
 $S = 3,0 \text{ N/mm}^2$      $c_v = 11,3\%$

| Clase de rezist. N/mm <sup>2</sup> | Distribuția efectivelor | f  | Mf | M%   |
|------------------------------------|-------------------------|----|----|------|
| 25.1-26.0                          | X                       | 1  | 1  | 1.0  |
| 26.1-27.0                          | X X                     | 2  | 3  | 3.0  |
| 27.1-28.0                          | X X X                   | 2  | 5  | 5.1  |
| 28.1-29.0                          | X X X X                 | 3  | 8  | 8.1  |
| 29.1-30.0                          | X X X X X               | 5  | 13 | 13.1 |
| 30.1-31.0                          | X X X X X X             | 6  | 19 | 19.2 |
| 31.1-32.0                          | X X X X X X X           | 7  | 26 | 26.3 |
| 32.1-33.0                          | X X X X X X X X         | 11 | 37 | 37.4 |
| 33.1-34.0                          | X X X X X X X X X       | 15 | 52 | 52.5 |
| 34.1-35.0                          | X X X X X X X X X X     | 13 | 65 | 65.6 |
| 35.1-36.0                          | X X X X X X X X X X     | 11 | 76 | 76.7 |
| 36.1-37.0                          | X X X X X X X X X X     | 9  | 85 | 85.8 |
| 37.1-38.0                          | X X X X X X X X X X     | 1  | 92 | 92.9 |
| 38.1-39.0                          | X X X X X X X X X X     | 4  | 96 | 94.7 |
| 39.1-40.0                          | X X X X X X X X X X     | 2  | 98 | 98.9 |
| 40.1-41.0                          | X X X X X X X X X X     | 1  | 99 | 100  |

$R_c = 33,3 \text{ N/mm}^2$   
 $S = 3,5 \text{ N/mm}^2$      $c_v = 10,5\%$

Fig. A.2.5c Interpretarea statică a datelor experimentale privind rezistența la compresiune a betonului BG 250 la 28 zile

Fig. A.2.5 d Interpretarea statică a datelor experimentale privind rezistența la compresiune a betonului BG 300 la 28 zile

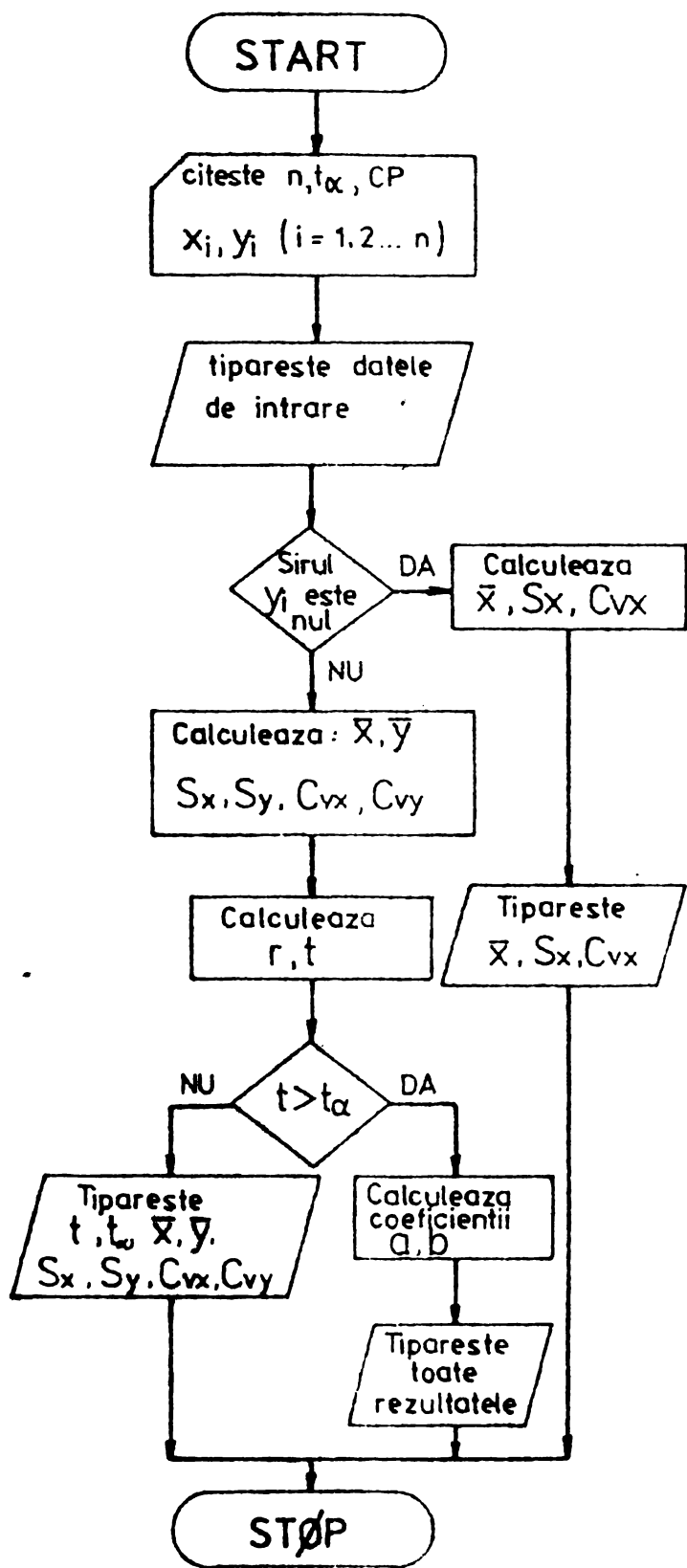


Fig.A2.6. Schema logica a programului CØRE si semnificatia valorilor.

- mediile aritmetice

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i; \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$$

- abaterile medii patratice

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$$S_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}$$

- coeficientii de variatie

$$C_{vx} = \frac{S_x}{\bar{x}} \cdot 100; C_{vy} = \frac{S_y}{\bar{y}} \cdot 100$$

- coeficientii de regresie

$$R_x = r \frac{S_y}{S_x}; R_y = r \frac{S_x}{S_y}$$

- coeficientul de corelatie

$$r = \frac{p}{S_x S_y}$$

- covarianta

$$p = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})$$

- coeficientul t pentru testul de semnificatie pentru corelatie.

$$t = \frac{|r|}{\sqrt{1-r^2}} \sqrt{n-2}$$

- corelatia lineara

$$y = a + bx = \bar{y} - R_x \bar{x} + R_x x$$

- CP - coeficientul de probabilitate pentru determinarea valorilor extreme (CP=1,64 coresp prob de 5%)

- t\_alpha valoarea critica pentru un nivel de semnificatie.



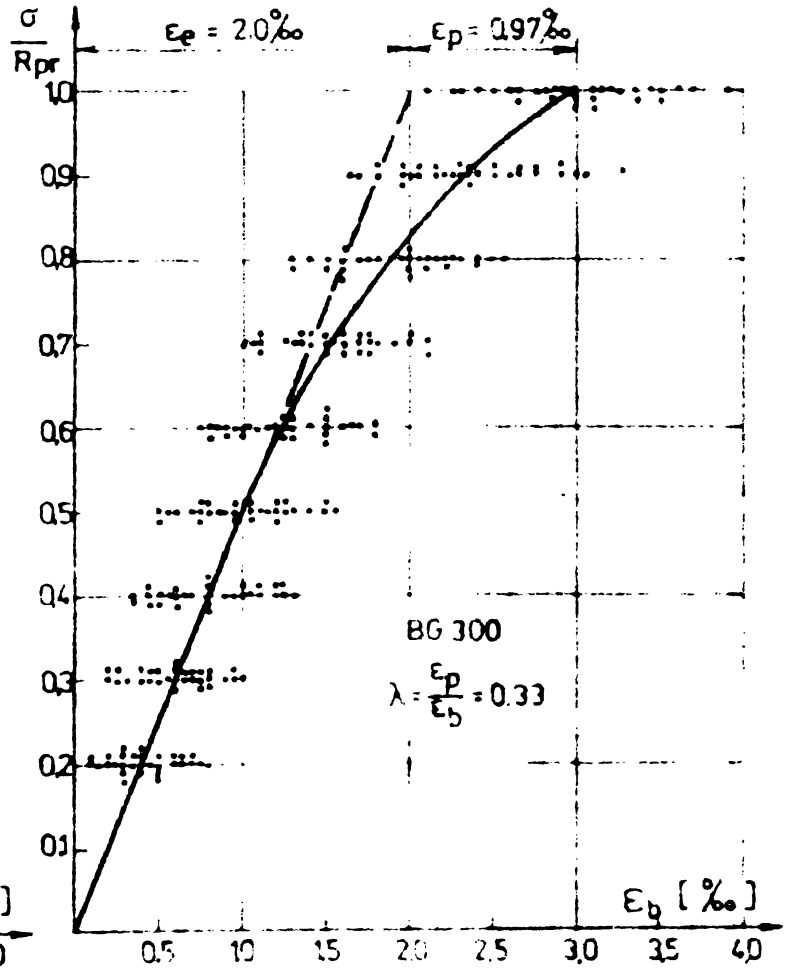
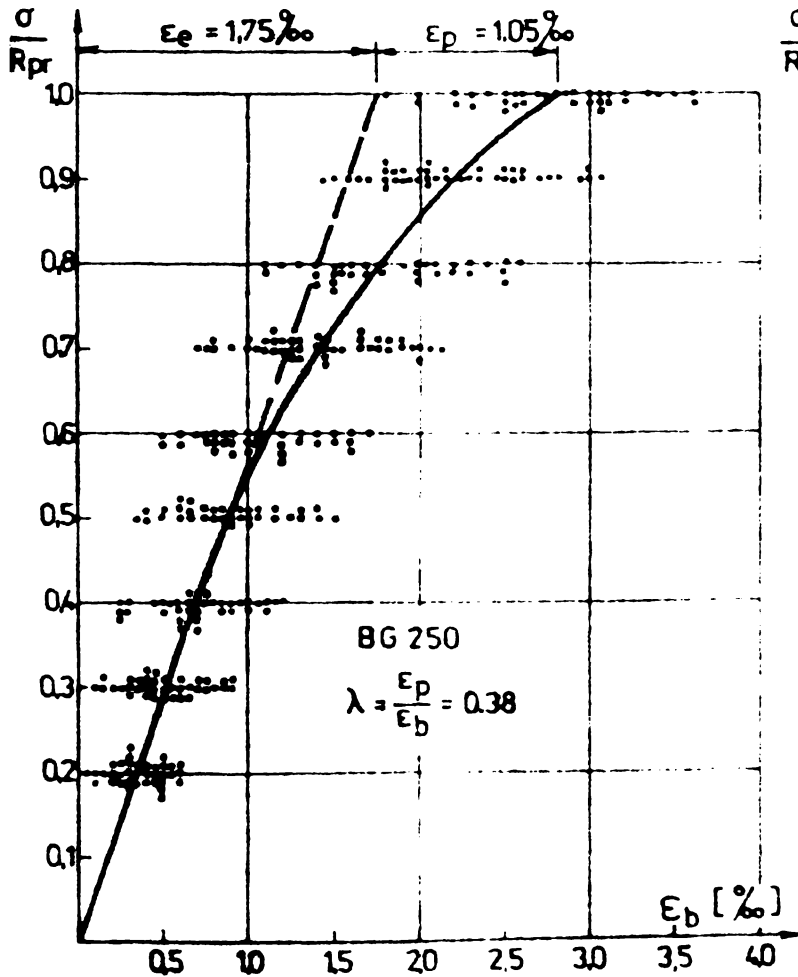
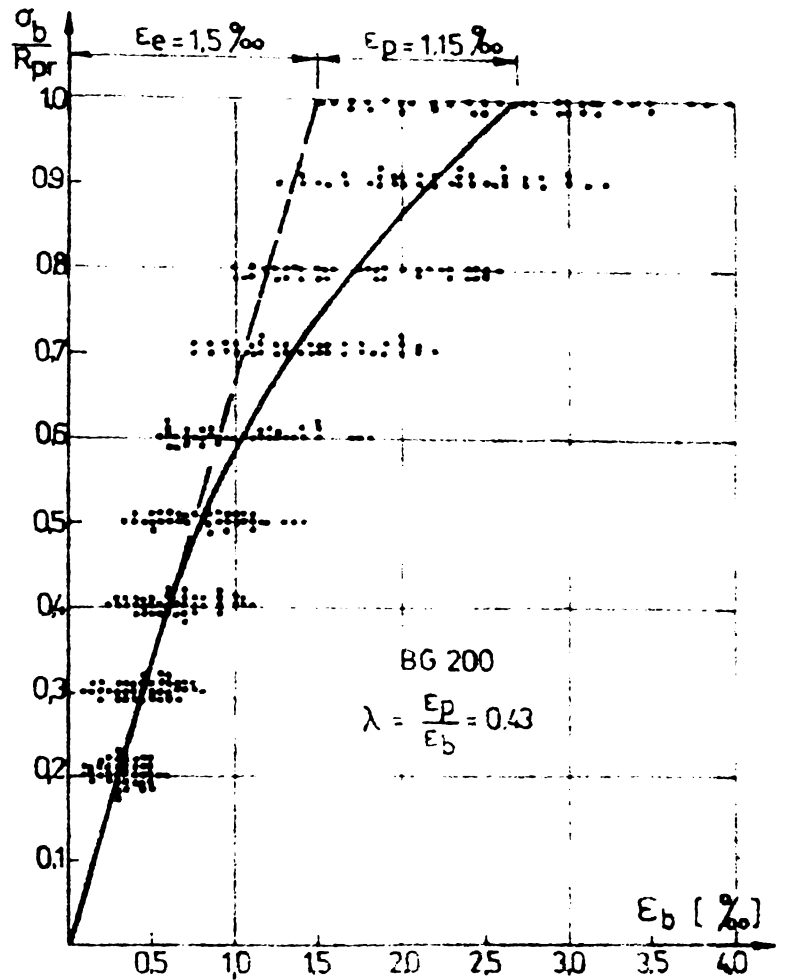
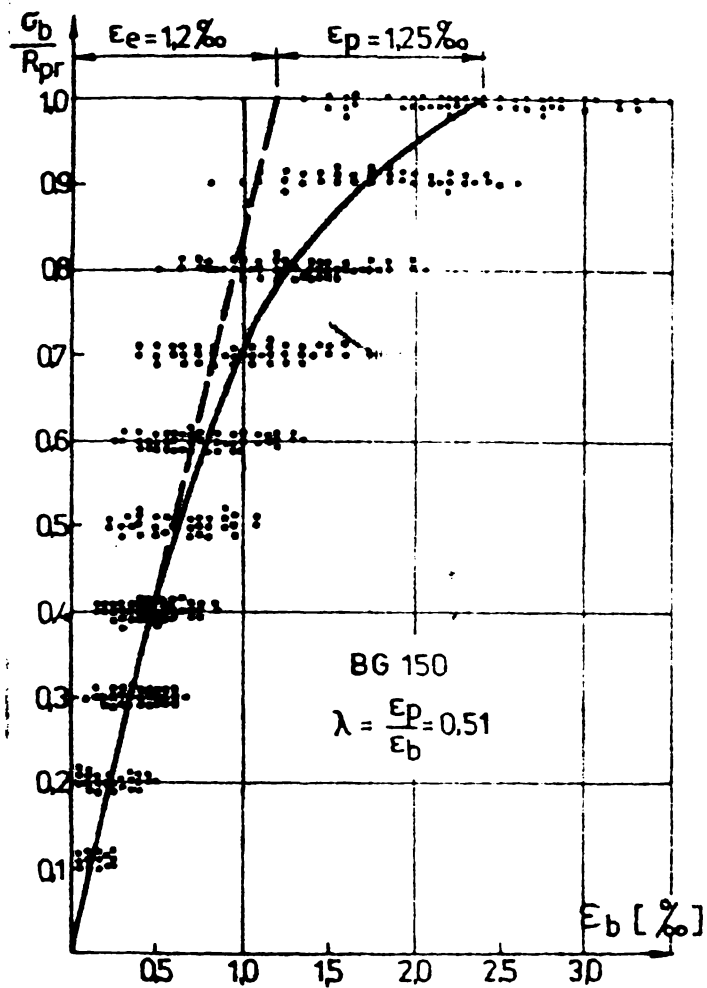


Fig. A.2.7. Curbele efort deformatie pentru betonul cu granulit

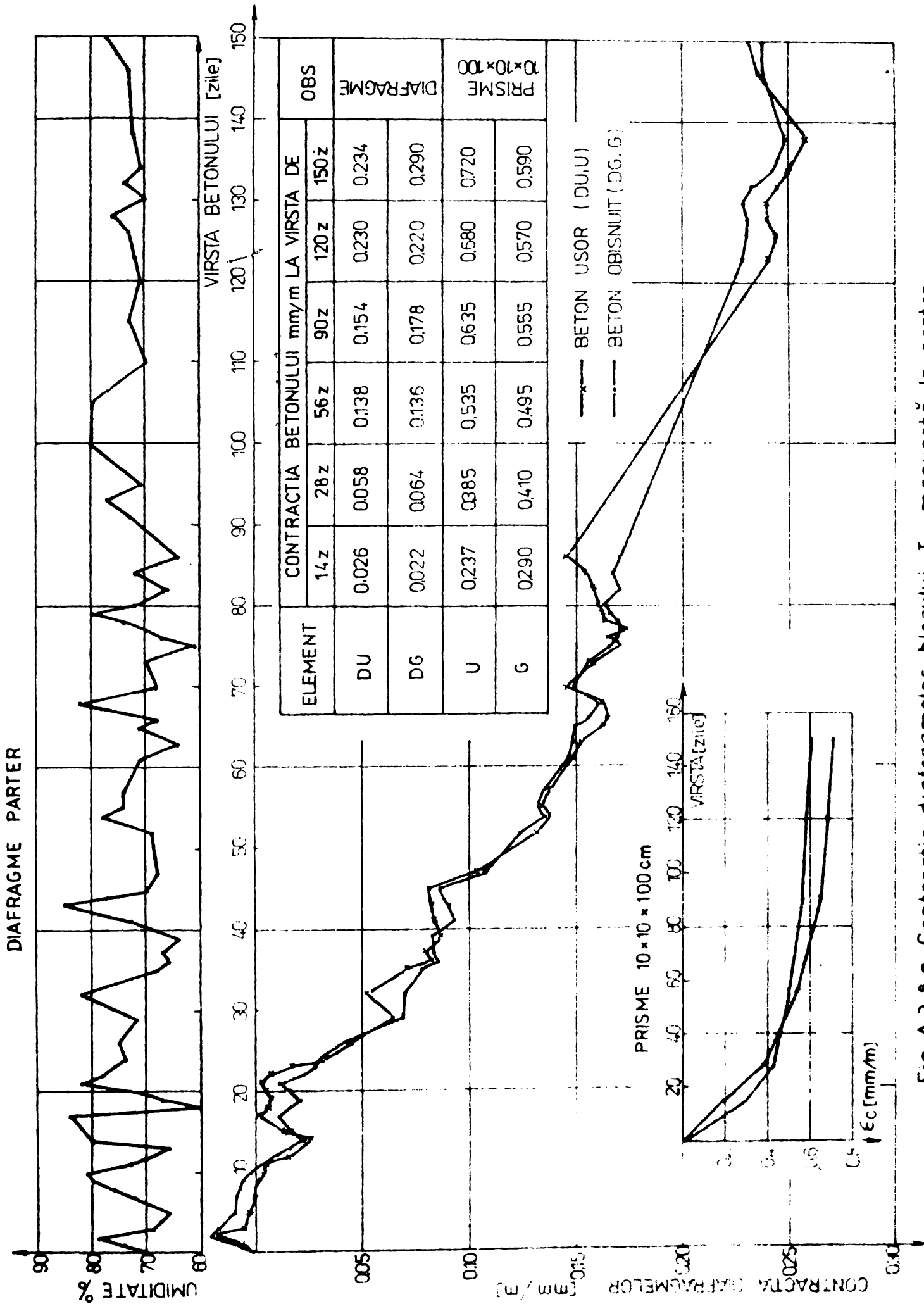
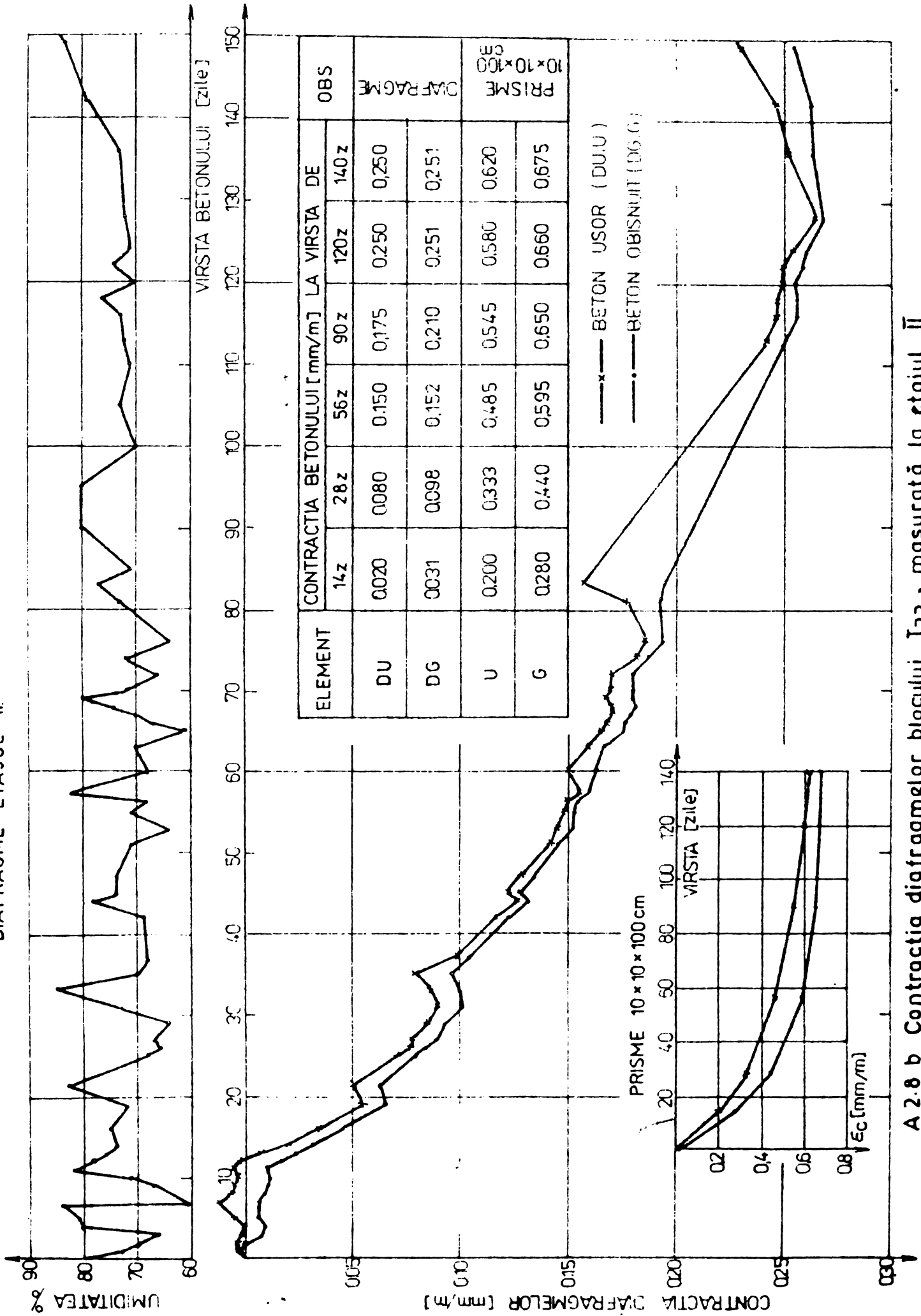


Fig. A 2.8 a Contractia diafragmelor blocului 122-masurată la parter

DIAFRAGME ETAJUL II



A 2.8 b Contractia diafragmelor blocului T22, masurată la etajul II

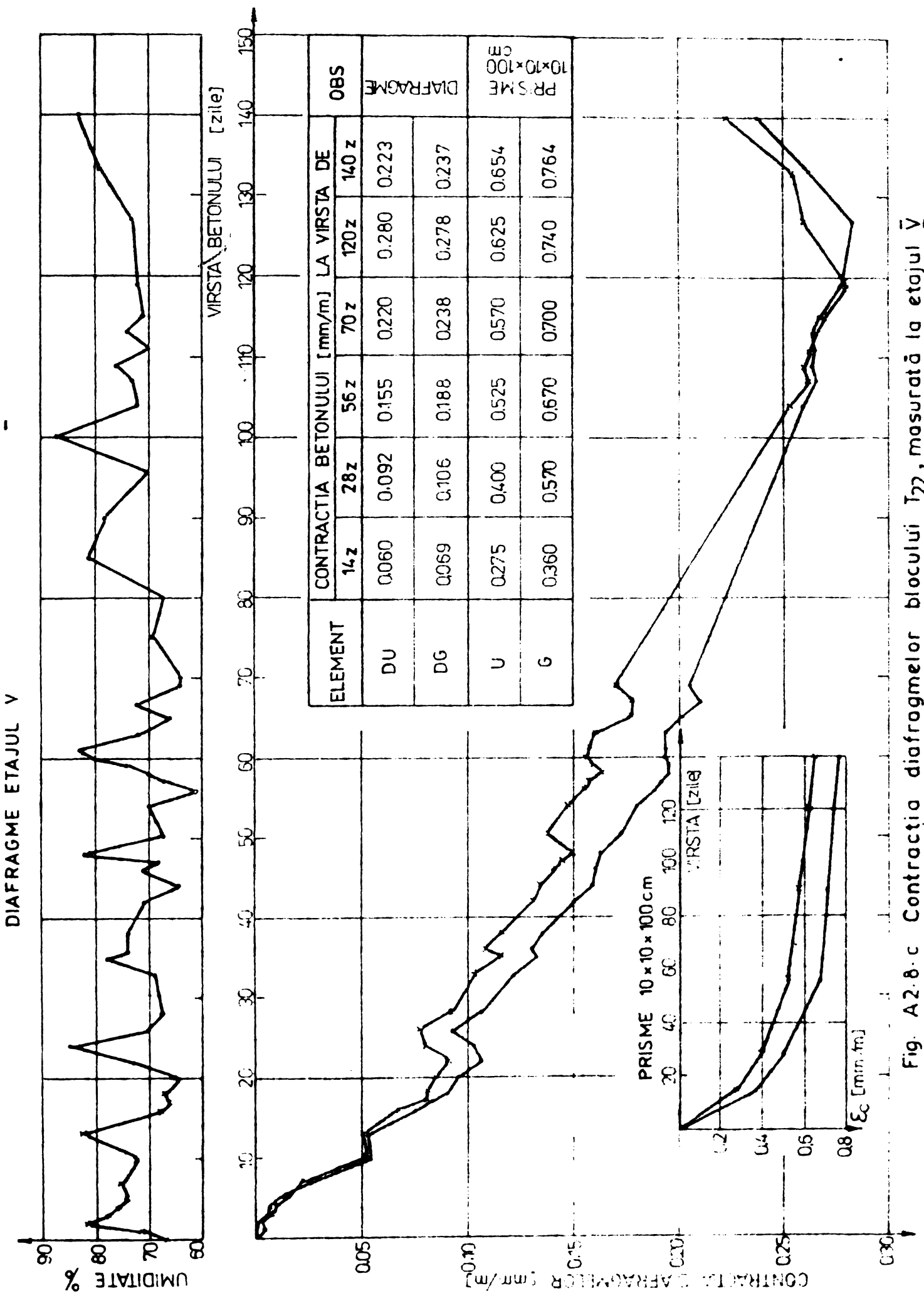
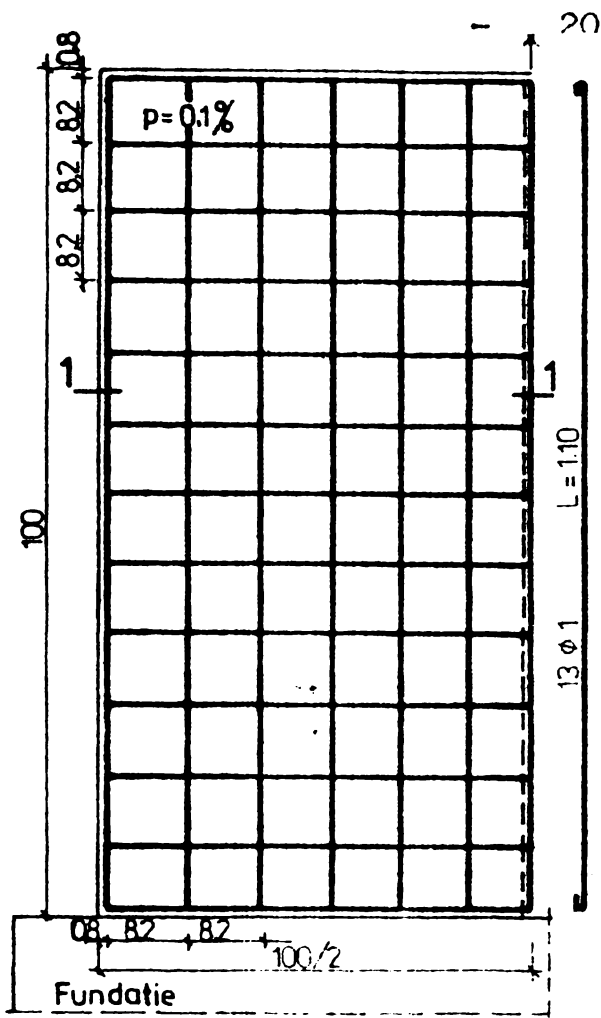
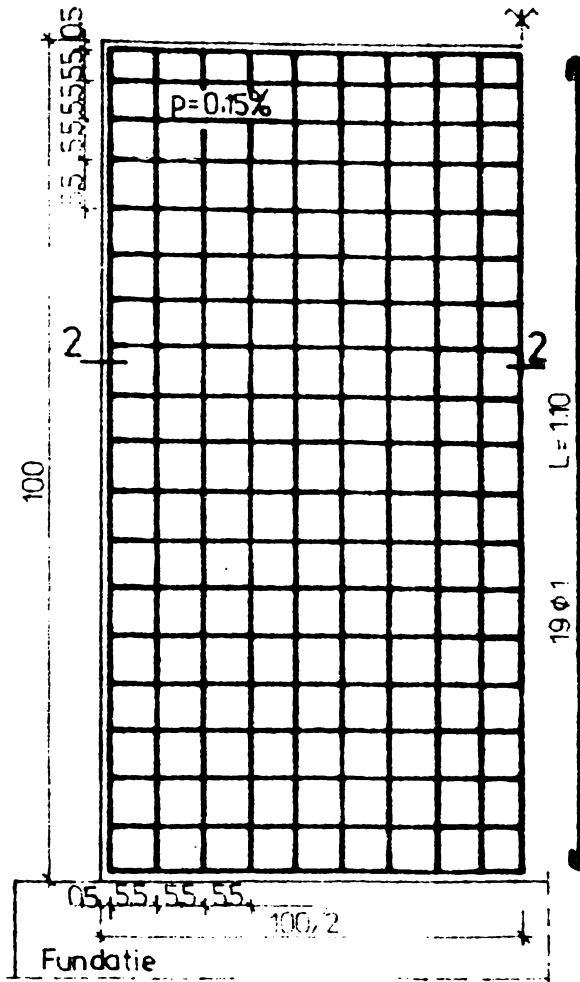
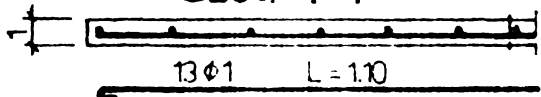


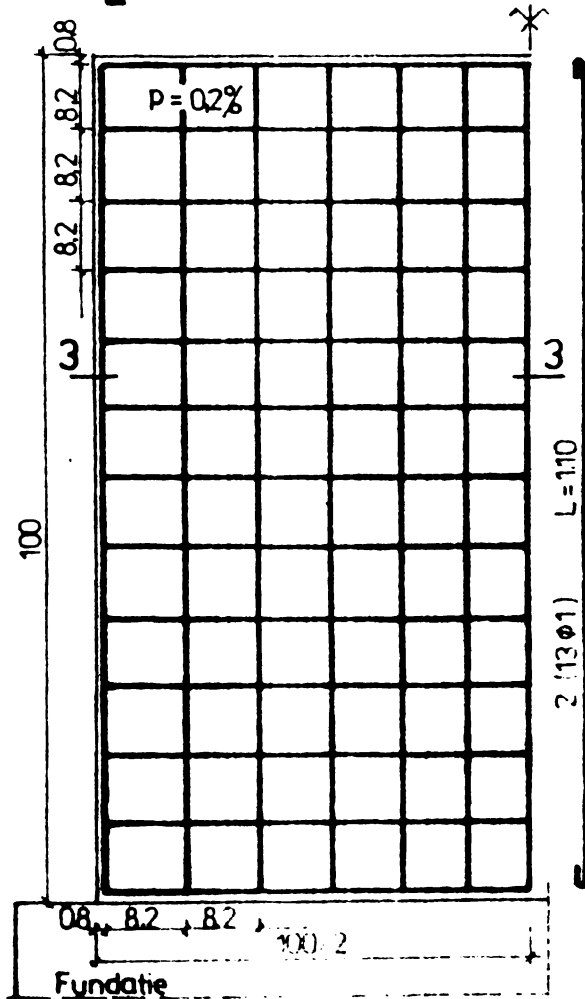
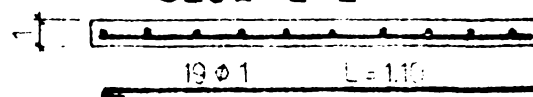
Fig. A2.8-c Contractia diafragmelor blocului T22, masurată la etajul V



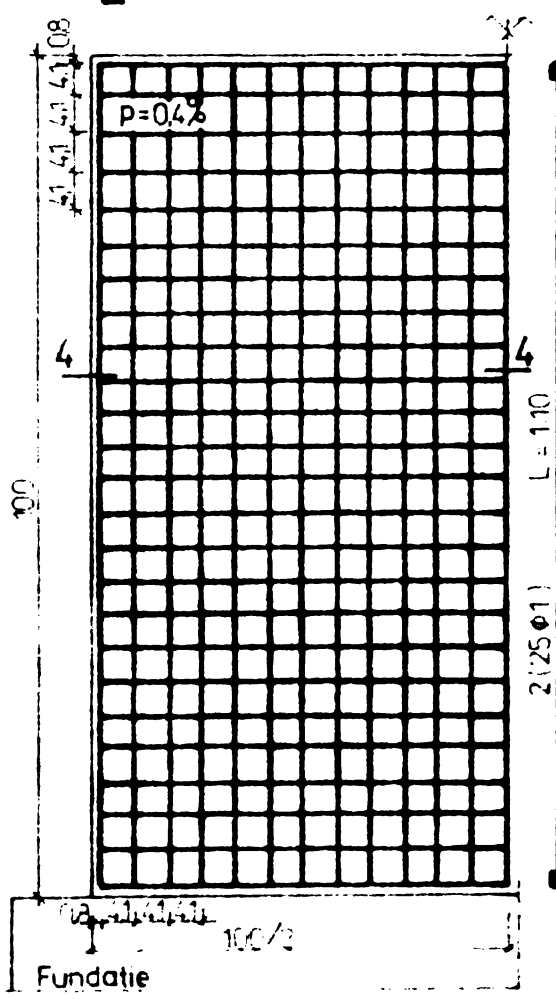
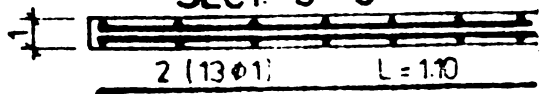
SECT. 1-1



SECT. 2-2



SECT. 3-3



SECT. 4-4

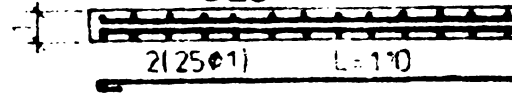


Fig. A.3.1 Plan armare pereti cu fundatii

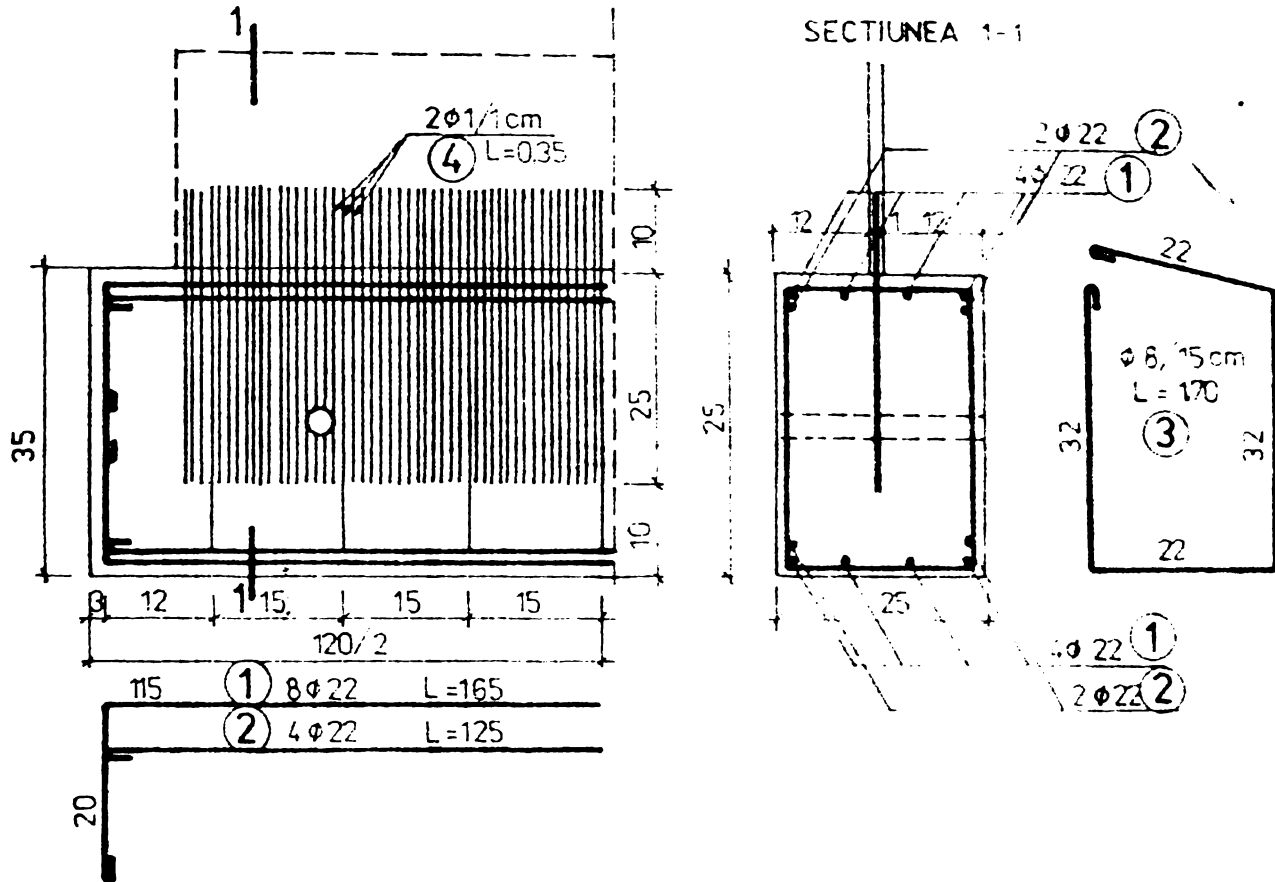


Fig. A.3.2 Plan armare fundatie prefabricata.

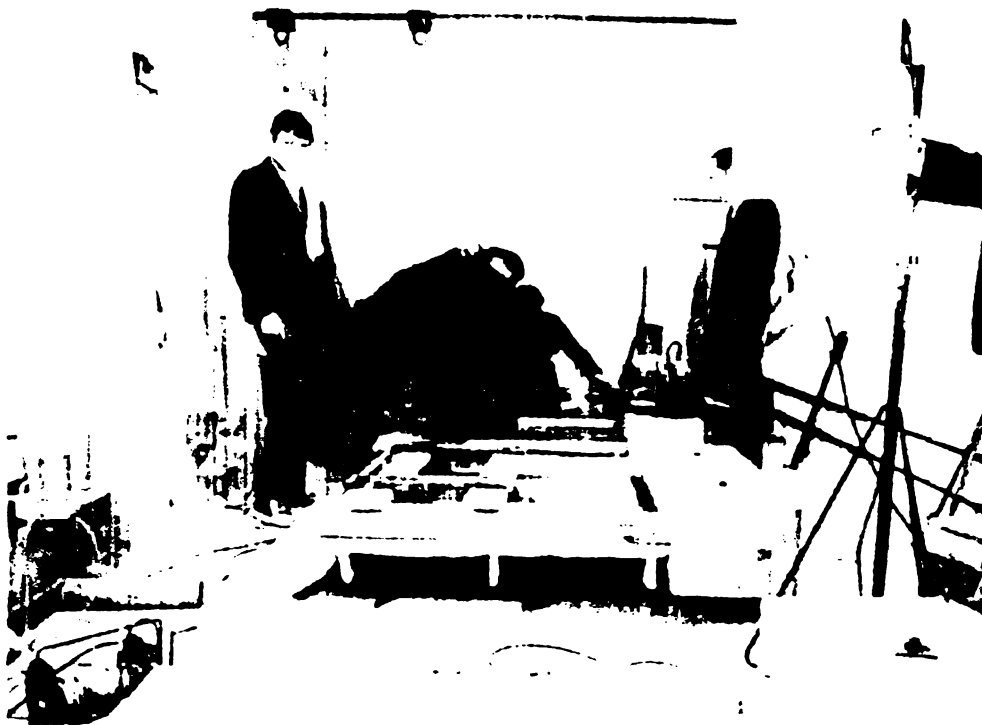


Fig. A.3.3. Turnarea elementelor experimentale in camera de climatizare.

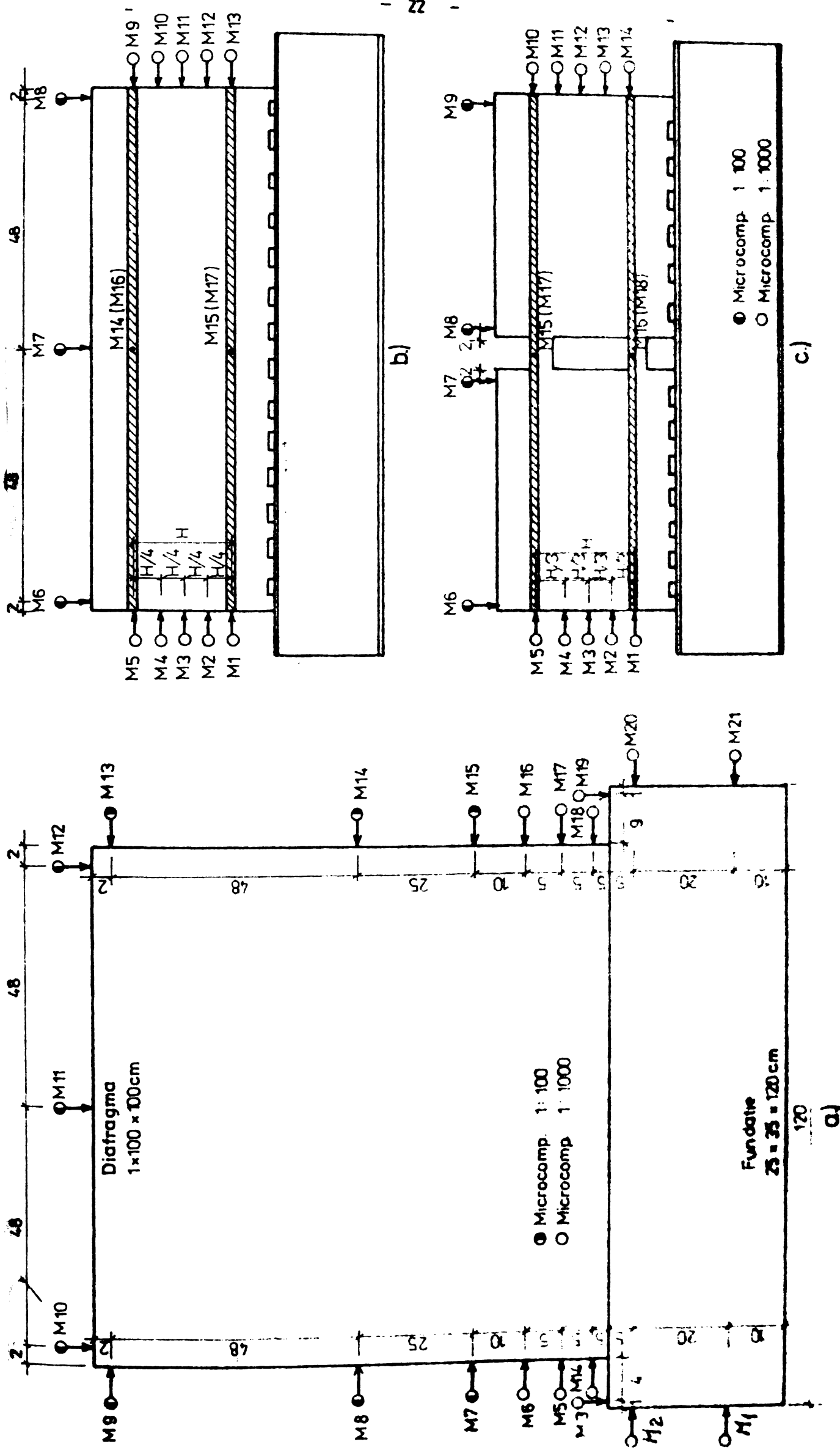


Fig. A.3.4. Plan de montare a comparatoarelor la modele de diafragme





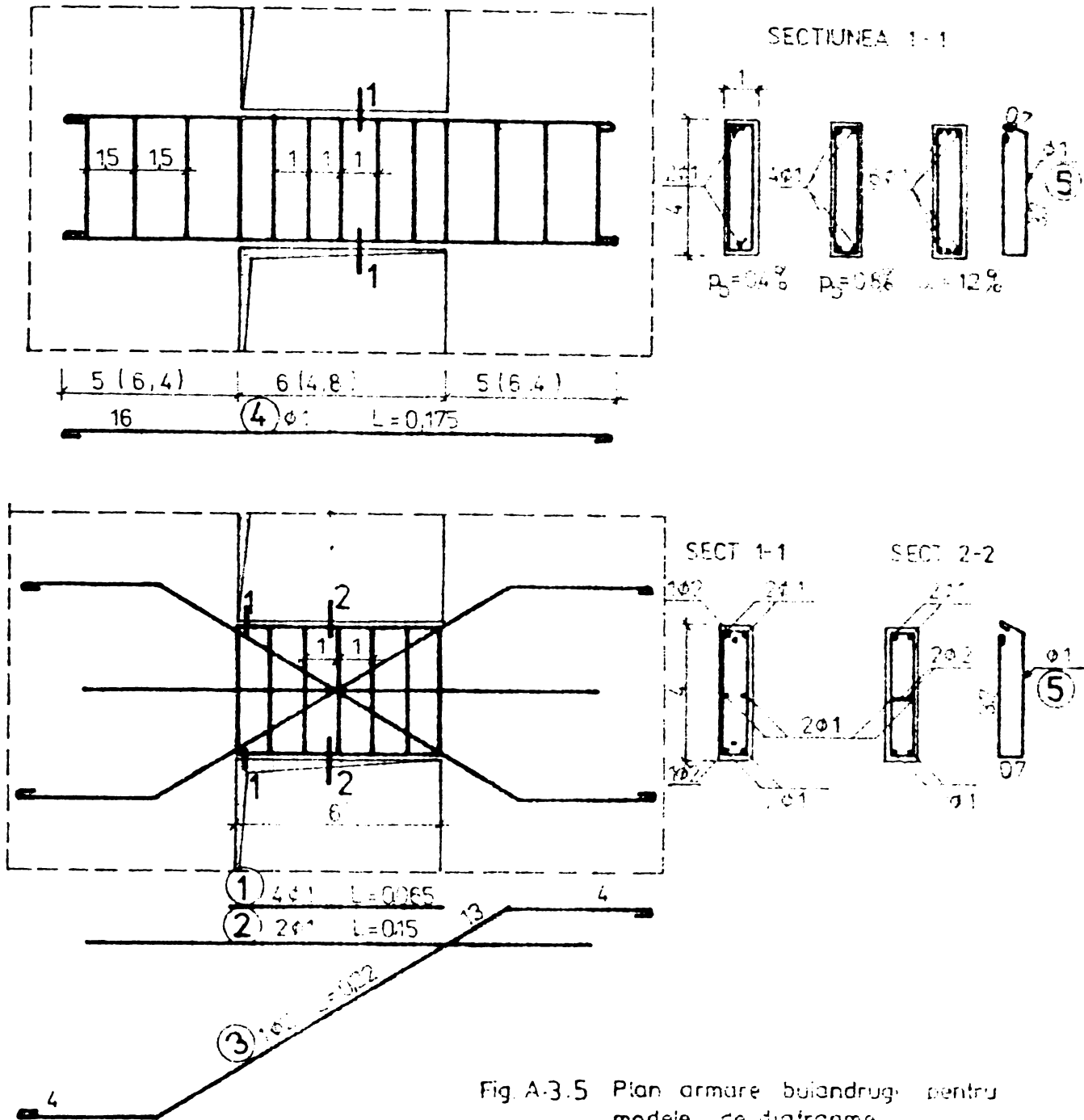


Fig A-3.5 Plan armare bulandrug pentru modele de diafragme

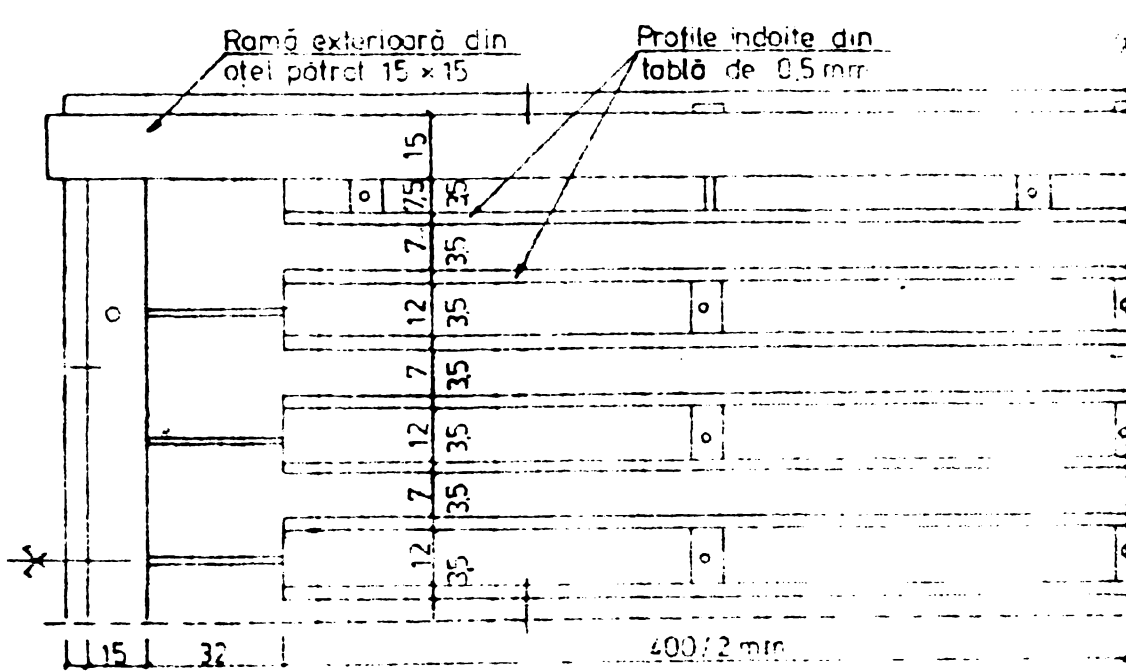


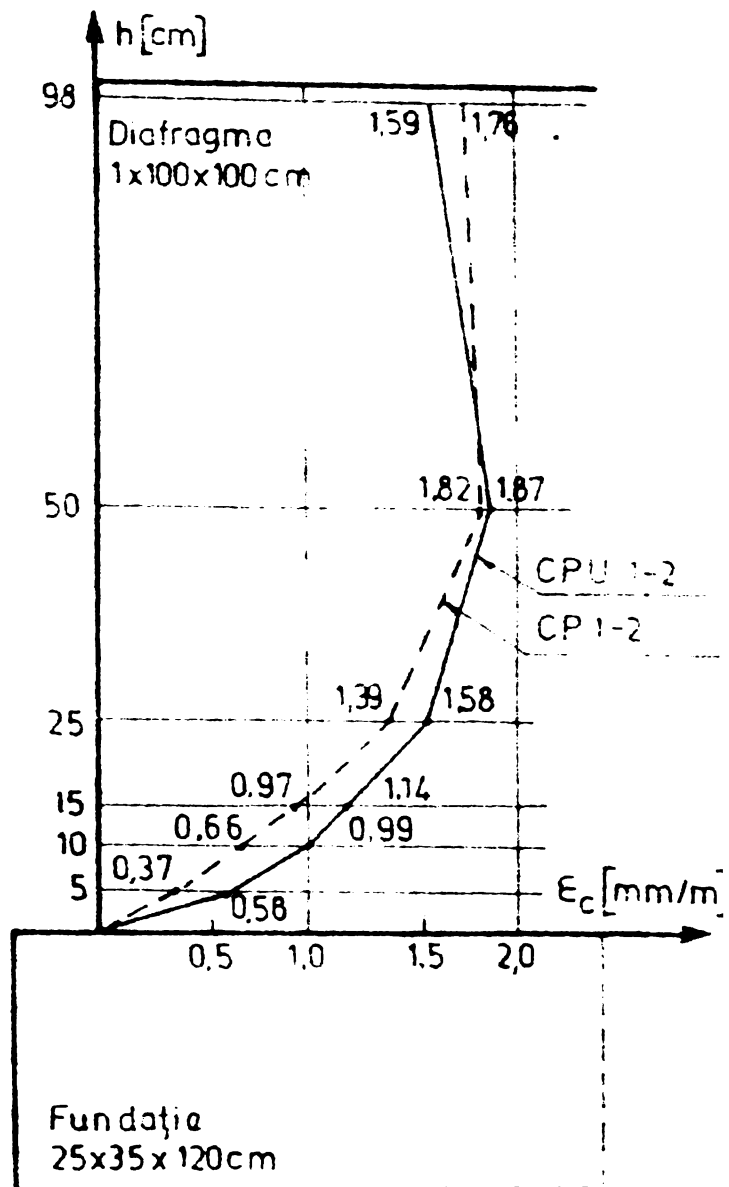
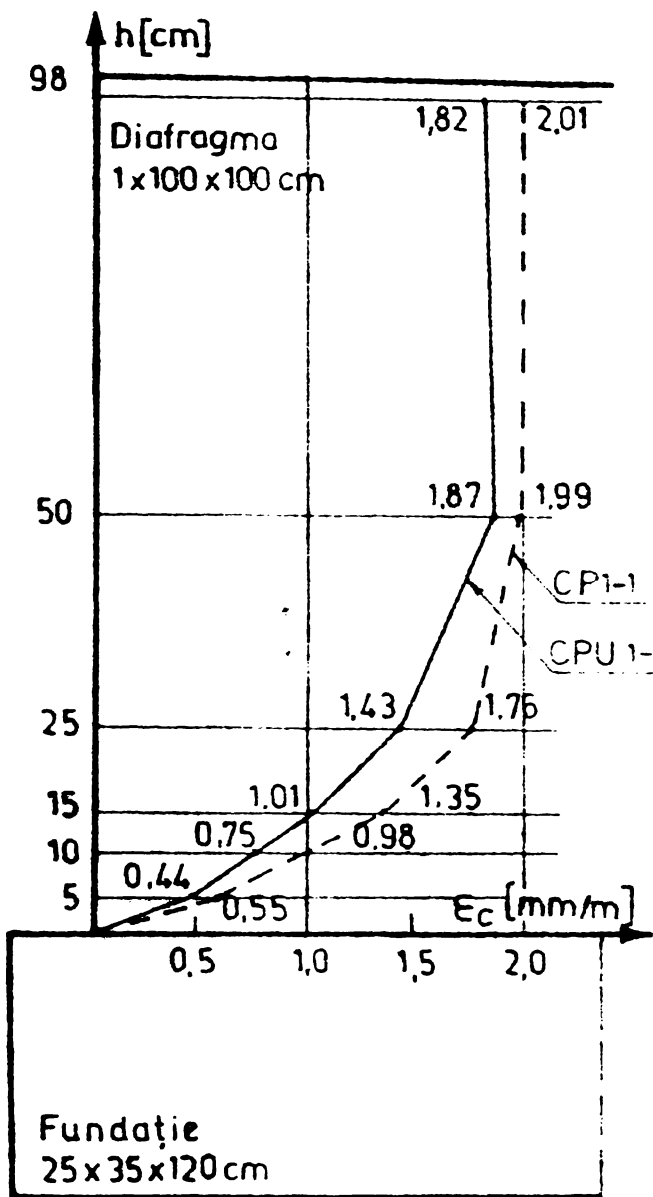
Fig A3.7 Fragmente linare cu blocare la repetență 1:15

A.3.8. Caracteristicile betonului folosit în execuția modelelor.

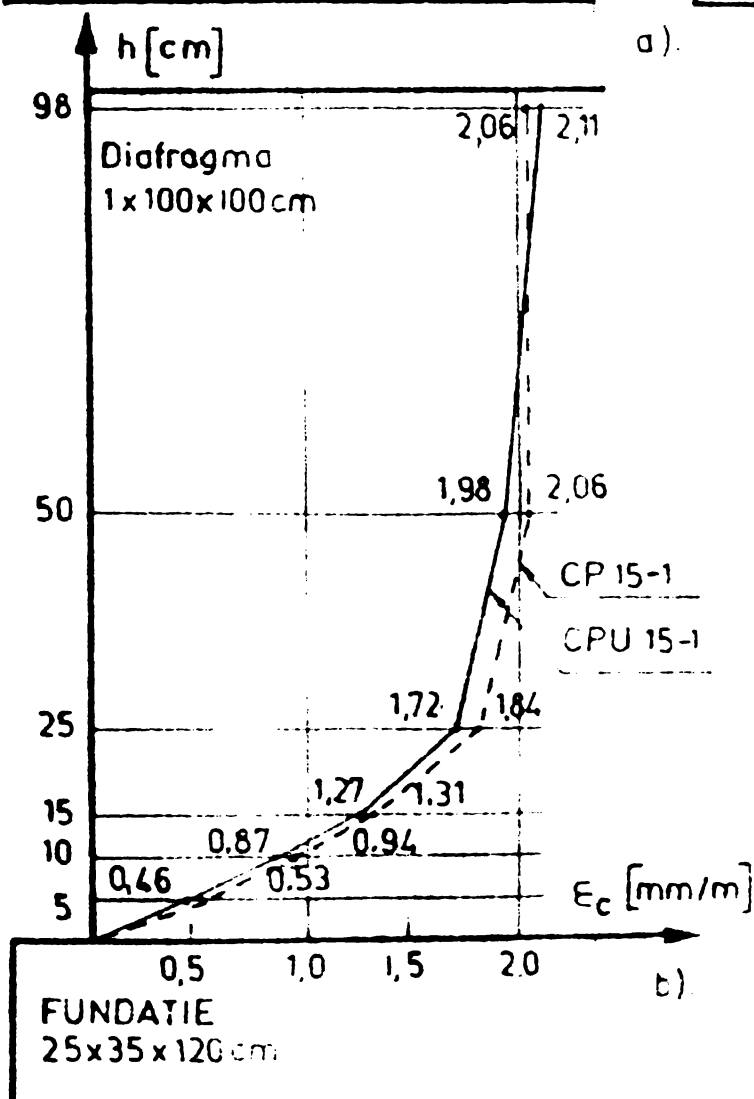
| ELEMENT  | $\rho_b$<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | $R_c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\epsilon_c$<br>(mm/m) | ELEMENT       | $\rho_b$<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | $R_c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\epsilon_c$<br>(mm/m) |
|----------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------|---------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------|
| CPU 1-1  | 1762                             | 269                           | 2,12                   | CPU 16        | 1708                             | 209                           | 2,52                   |
| CP 1-1   | 2116                             | 252                           | 2,52                   | CPU 27        | 1800                             | 259                           | 2,80                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 28        |                                  |                               |                        |
|          |                                  |                               |                        | CPU 29        |                                  |                               |                        |
| CPU 1-2  | 1666                             | 200                           | 1,86                   | CPU 30        | 1840                             | 267                           | 2,72                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 31        |                                  |                               |                        |
|          |                                  |                               |                        | CPU 32        |                                  |                               |                        |
| CPU 1-2  | 1981                             | 195                           | 1,88                   | CPU 33        | 1841                             | 278                           | 2,76                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 34        |                                  |                               |                        |
|          |                                  |                               |                        | CPU 35        |                                  |                               |                        |
| CPU 15-1 | 1693                             | 226                           | 2,51                   | CPU 36        | 1810                             | 264                           | 2,35                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 37        |                                  |                               |                        |
|          |                                  |                               |                        | CPU 38        |                                  |                               |                        |
| CP 15-1  | 2143                             | 280                           | 2,63                   | CPU 39        | 1870                             | 245                           | 2,54                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 40        |                                  |                               |                        |
|          |                                  |                               |                        | CPU 41        |                                  |                               |                        |
| CPU 2-1  | 1816                             | 321                           | 2,6                    | CPU 42        | 1805                             | 235                           | 3,55                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 43        |                                  |                               |                        |
|          |                                  |                               |                        | CPU 44        |                                  |                               |                        |
| CPU 2-2  | 1741                             | 250                           | 2,65                   | CPU 45        | 1866                             | 323                           | 2,65                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 46        |                                  |                               |                        |
|          |                                  |                               |                        | CPU 47        |                                  |                               |                        |
| CPU 2-3  | 1720                             | 223                           | 2,75                   | CPU 49        | 1915                             | 272                           | 3,41                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 50        |                                  |                               |                        |
| CPU 2-4  | 1770                             | 245                           | 1,96                   | CPU 51 CPU 52 | 1850                             | 241                           | 3,17                   |
| CPU 2-5  | 1692                             | 221                           | 2,27                   | CPU 56 CPU 57 | 1900                             | 191                           | 2,45                   |
|          |                                  |                               |                        | CPU 58        |                                  |                               |                        |
| CP 2-5   | 2008                             | 227                           | 2,29                   | CPU 59 CPU 60 | 1865                             | 217                           | 2,7                    |
| CPU 4-1  | 1790                             | 269                           | 2,63                   | CPU 61        |                                  |                               |                        |
| CP 4-1   | 2098                             | 212                           | 3,01                   |               |                                  |                               |                        |
| CPU 4-2  | 1797                             | 217                           | 2,67                   |               |                                  |                               |                        |
| CP 4-2   | 2111                             | 242                           | 3,15                   |               |                                  |                               |                        |
| CPU 4-3  | 1763                             | 214                           | 2,40                   |               |                                  |                               |                        |
| CP 4-3   | 2099                             | 241                           | 2,88                   |               |                                  |                               |                        |
| CPU 13   | 1777                             | 268                           | 1,8                    |               |                                  |                               |                        |
| CPU 14   | 1738                             | 250                           | 2,2                    |               |                                  |                               |                        |
| CPU 15   | 1685                             | 215                           | 2,62                   |               |                                  |                               |                        |

A.3.9. Caracteristicile betonului folosit la elemente de diafragme.

| Tipul de beton | Element | b<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | R <sub>c</sub><br>(N/mm <sup>2</sup> ) | E <sub>t</sub><br>(N/mm <sup>2</sup> ) | c<br>(mm/m) |
|----------------|---------|---------------------------|--|--|-------------|
| USOR           | IU 2-1  | 1840                      | 270                                    | 17200                                  | 0,70        |
|                | IU 2-2  | 1850                      | 275                                    | 17200                                  | 0,68        |
|                | IU 2-3  | 1900                      | 260                                    | 17200                                  | 0,65        |
|                | IU 3    | 1910                      | 271                                    | 17200                                  | 0,64        |
|                | IU 4    | 1885                      | 265                                    | 16200                                  | 0,66        |
| OBISNUIT       | IG 2-1  | 2380                      | 255                                    | 27000                                  | 0,50        |
|                | IG 2-2  | 2375                      | 252                                    | 26200                                  | 0,47        |
|                | IG 3    | 2400                      | 245                                    | 27000                                  | 0,52        |



a).



b).

Fig.A.3.10 Deformațiile din contracție la elementele pline cu fundație ( $t=7$ zile)

- a)  $p = 0.1\%$
- b)  $p = 0.15\%$

— elemente din beton ușor  
 --- elemente din beton obișnuit

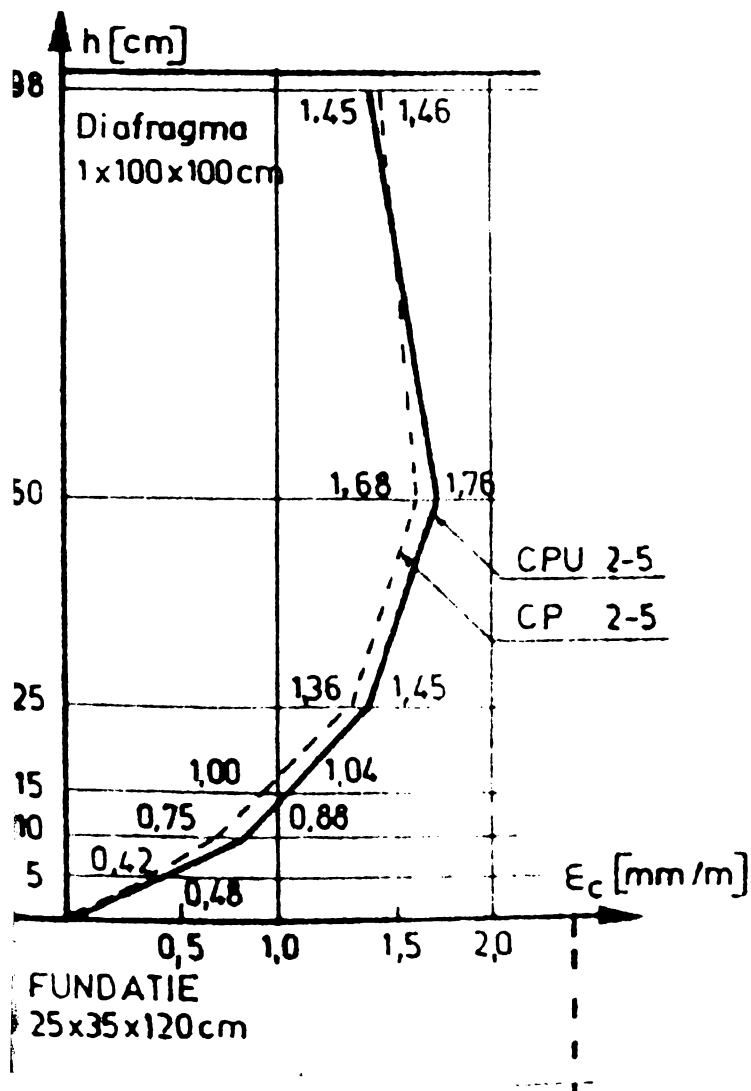
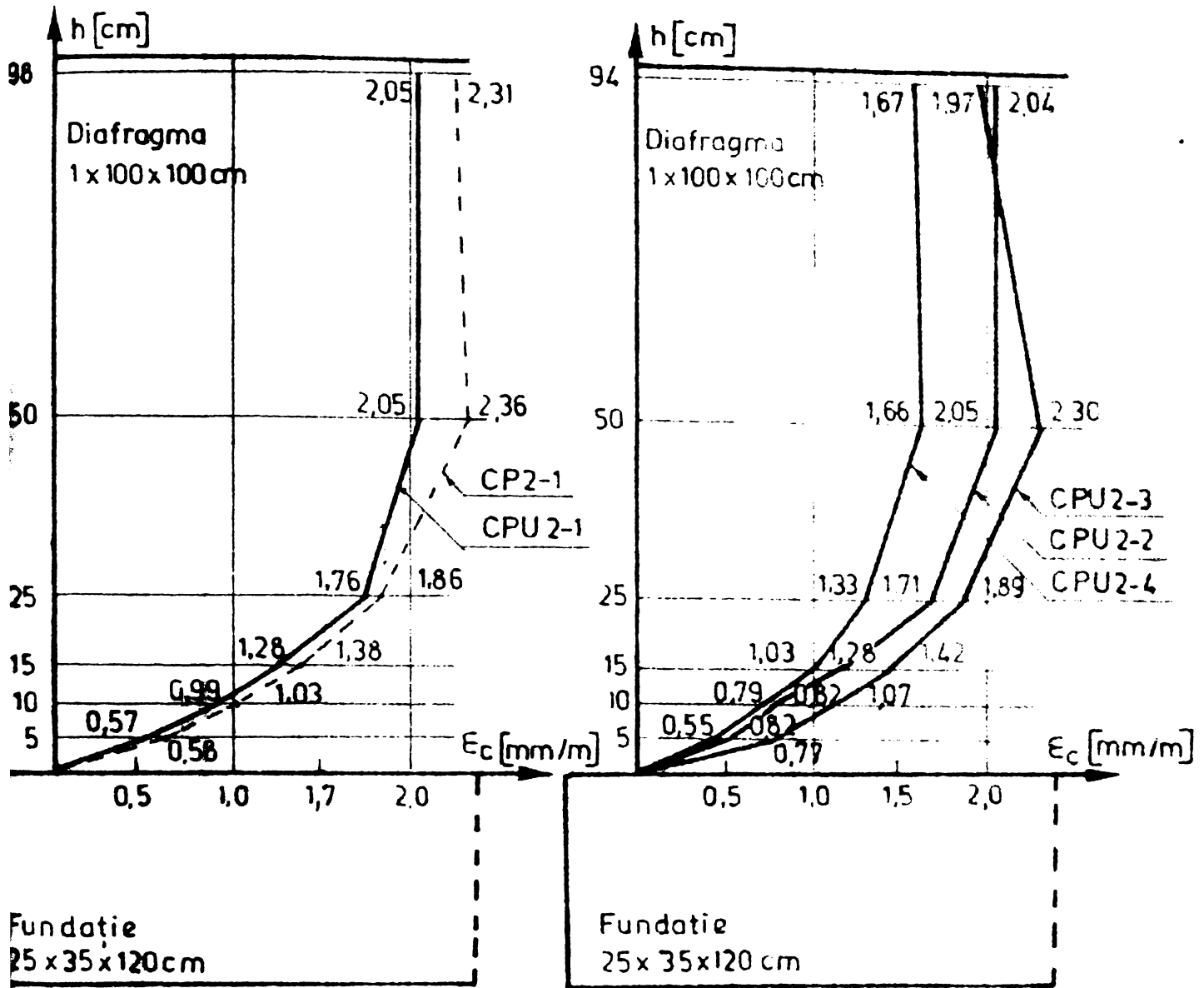


Fig.A 3.11 Deformațiile din contracție la elementele pline cu fundație ( $t = 7$  zile),  $p = 0,2\%$ .

- elemente din beton ușor
- - - elemente din beton obișnuit

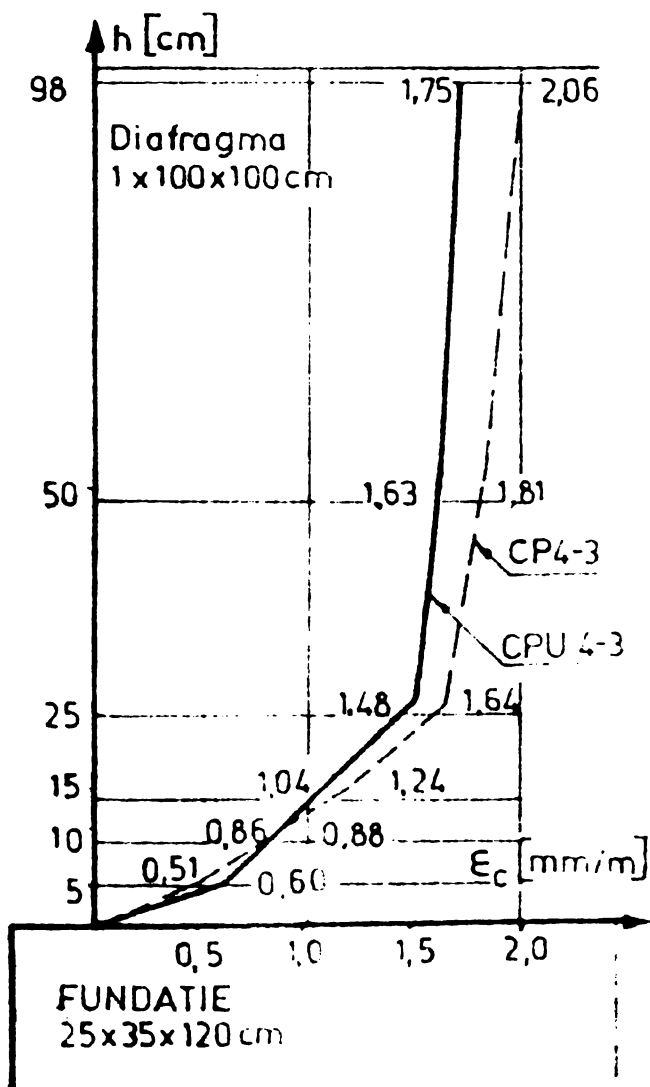
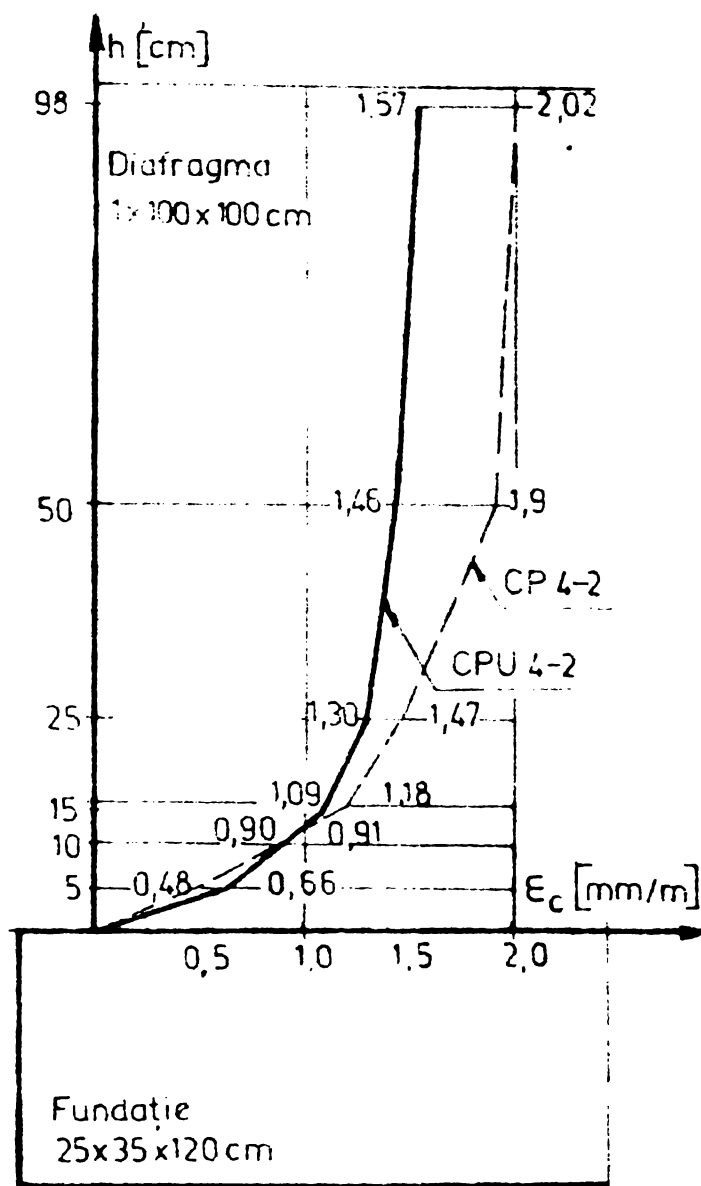
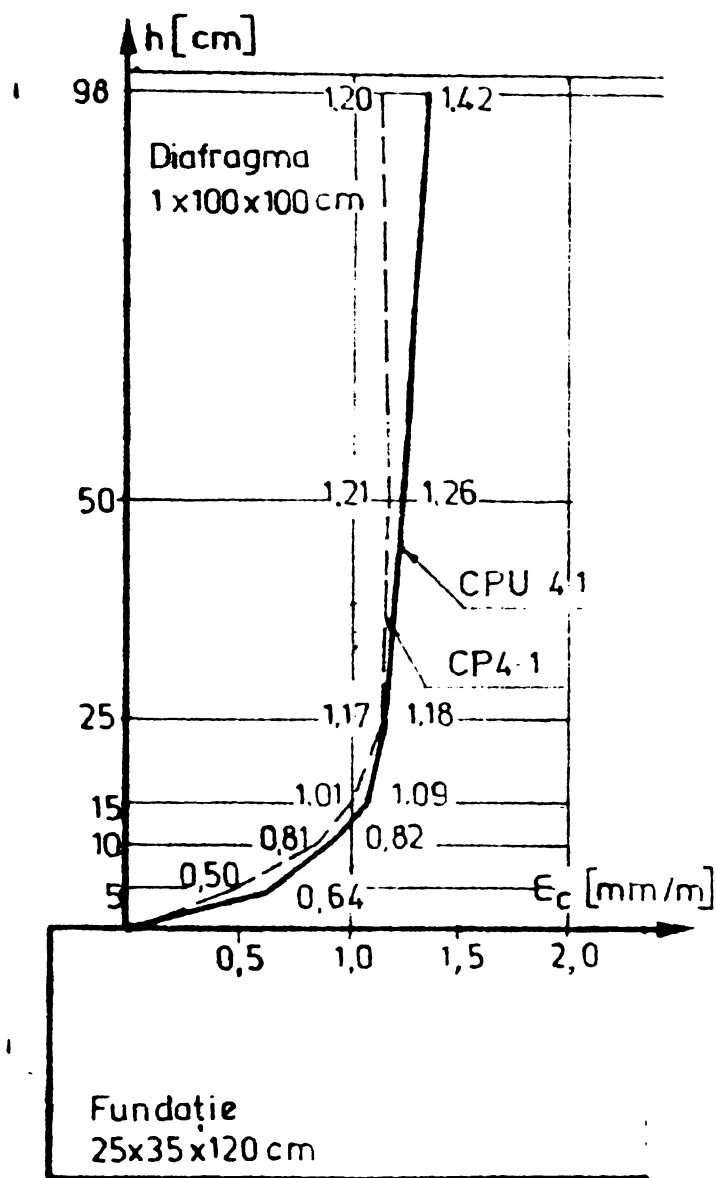


Fig A.3.12 Deformațiile din contracție la elementele pline cu fundație ( $t = 7$  zile),  $\rho = 0,4\%$ .

— elemente din beton ușor  
- - - elemente din beton obișnuit

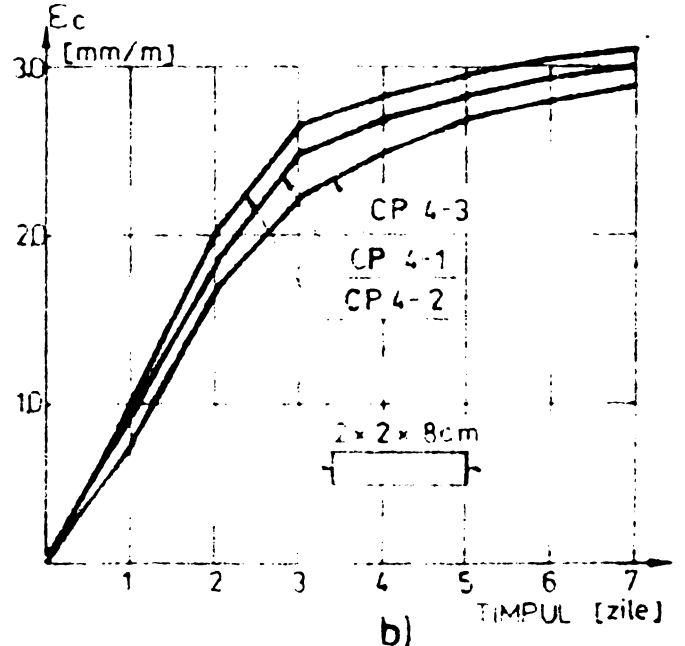
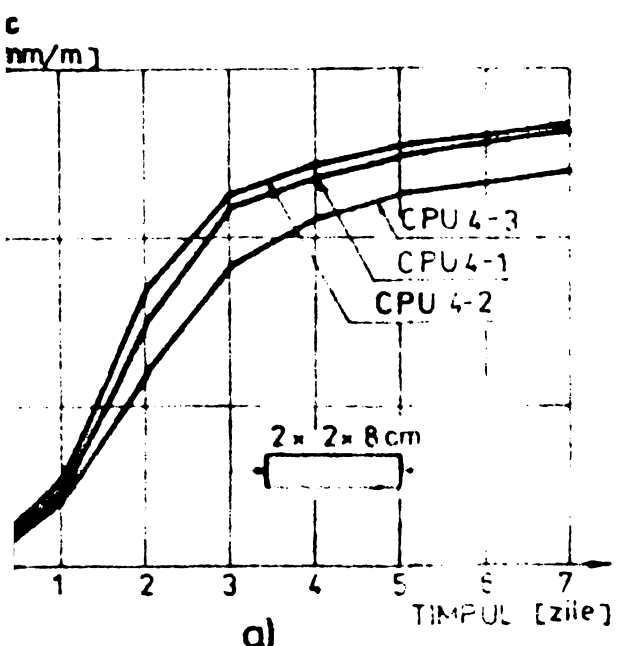
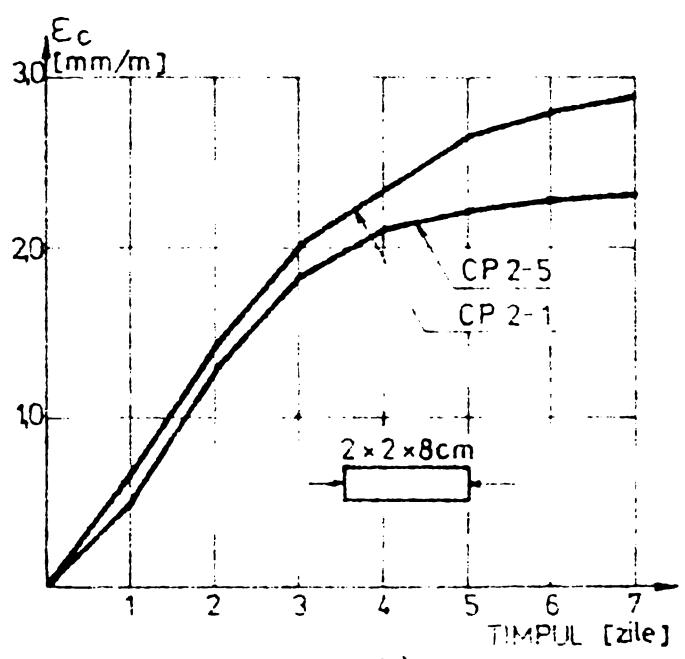
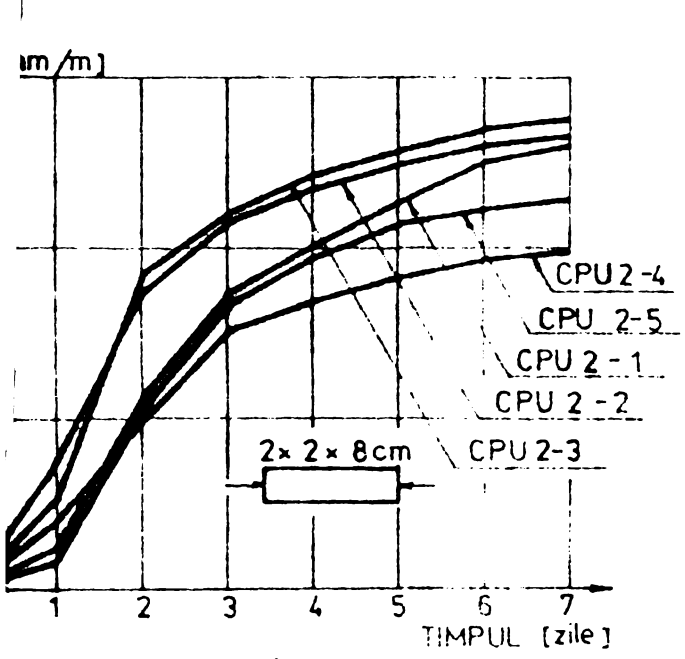
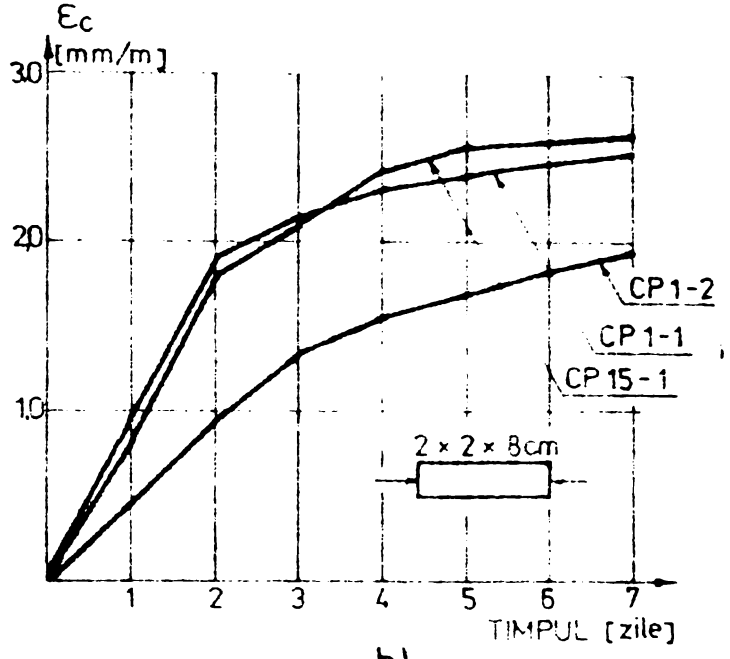
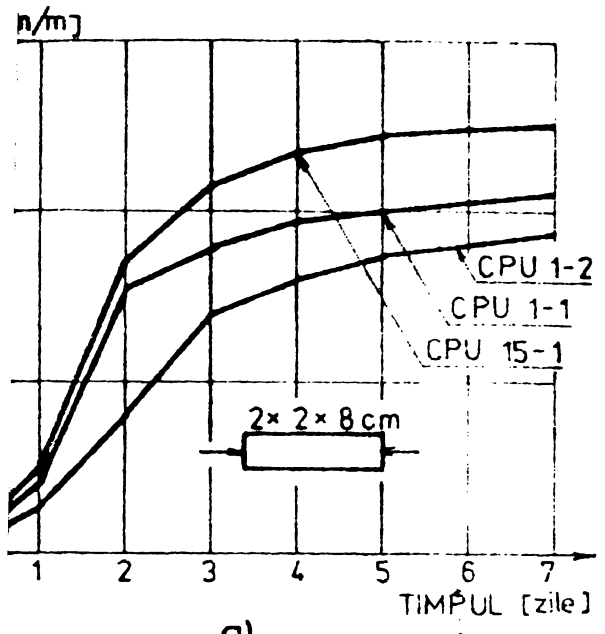


Fig. A-3-13 Contractia betoanelor folosite pentru modele de diafragma plina cu fundatie prefabricata.  
a) beton usor , b) beton obisnuit

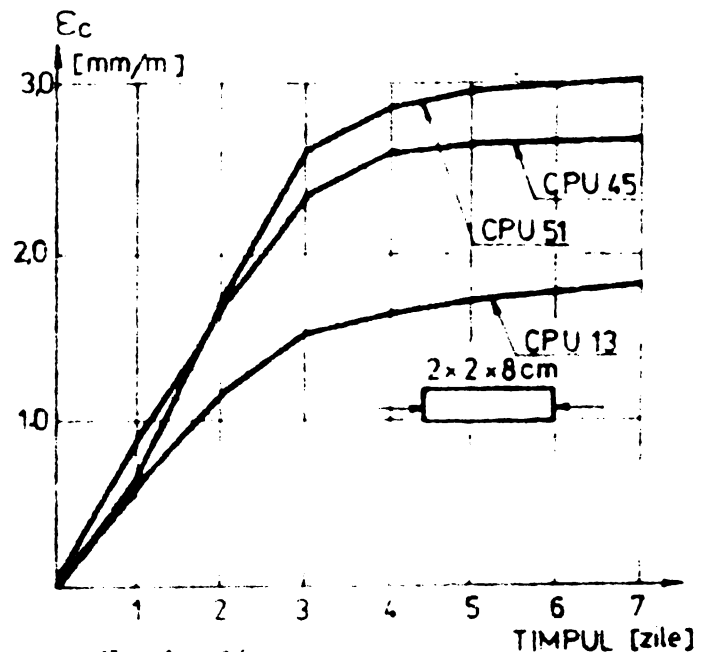
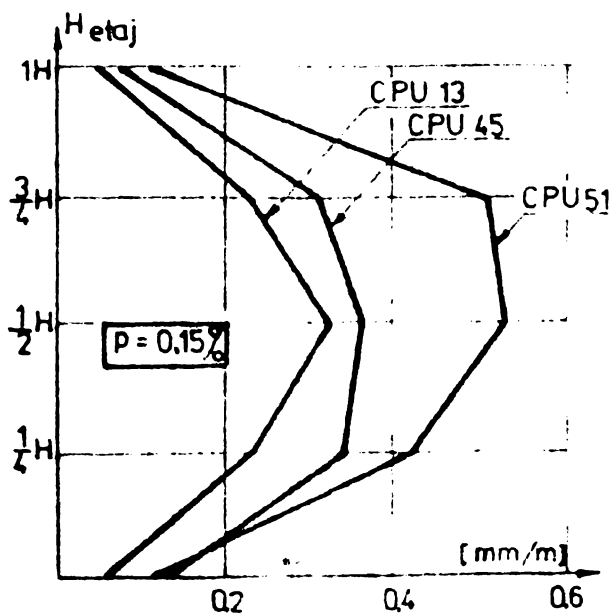
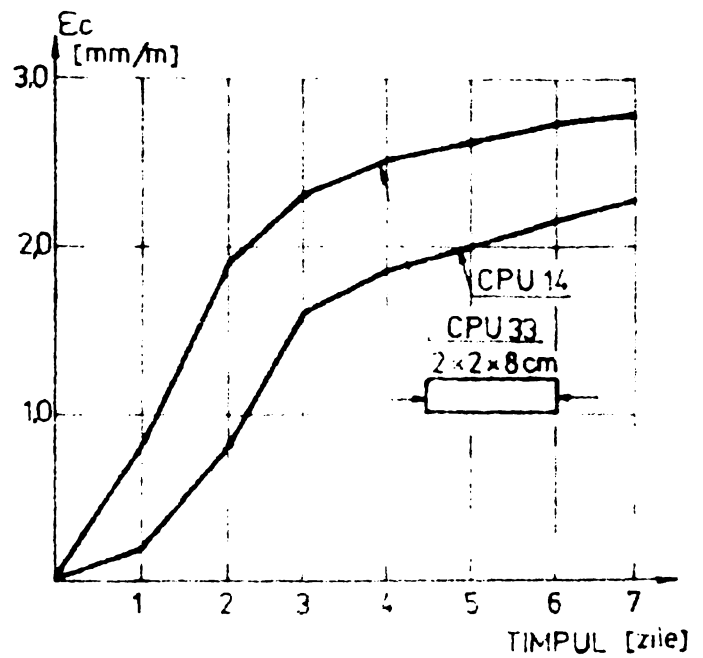
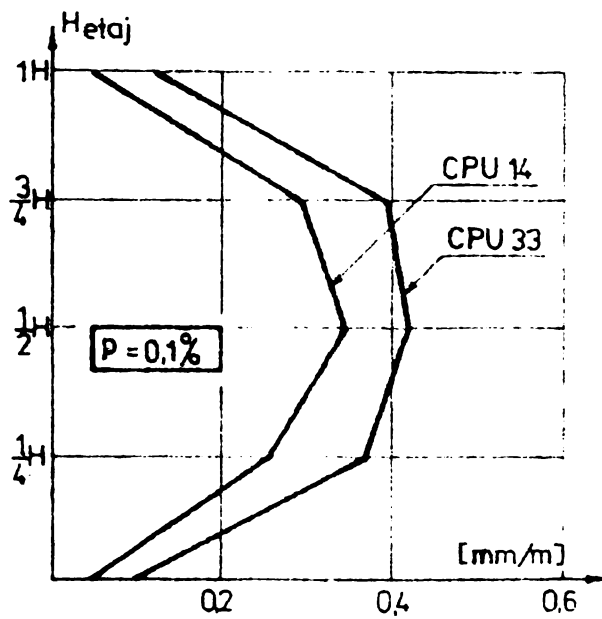
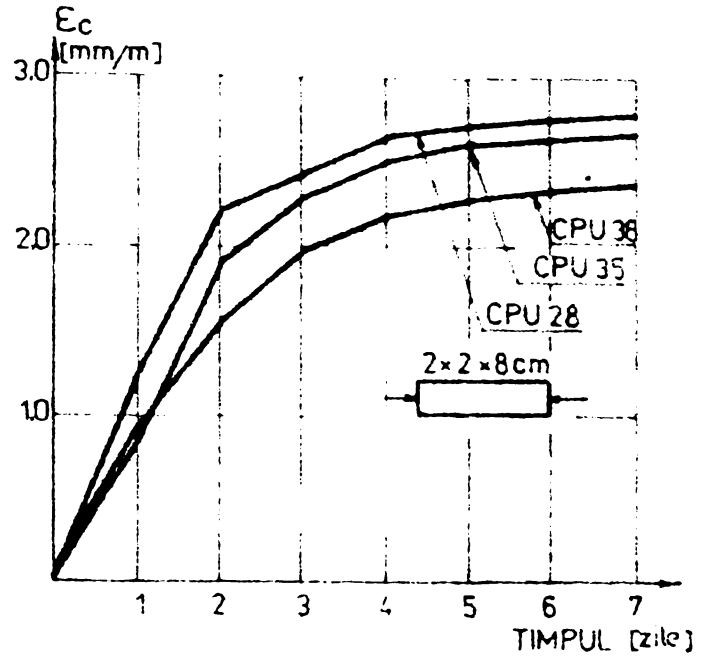
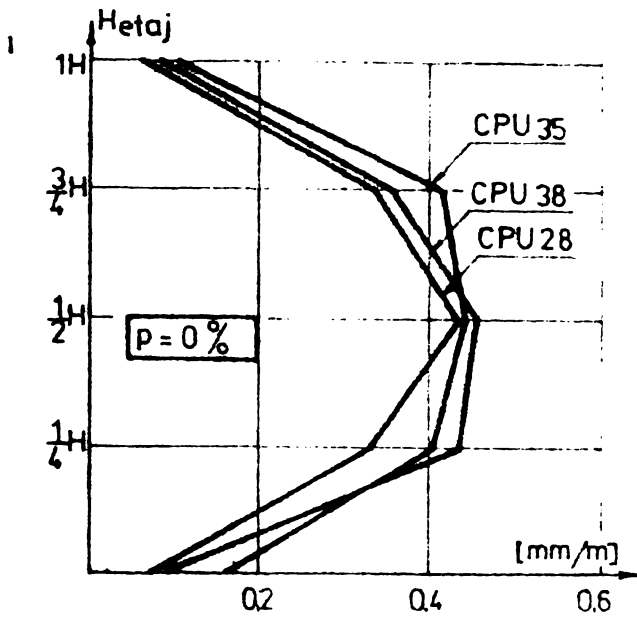


Fig. A.3.14 Deformatiile din contractie impiedecata de plansee la elemente cu un nivel fără goluri.

Fig. A.3.14 Contractia libera a betoanelor la uscare folosite pentru elemente cu un nivel fără goluri.



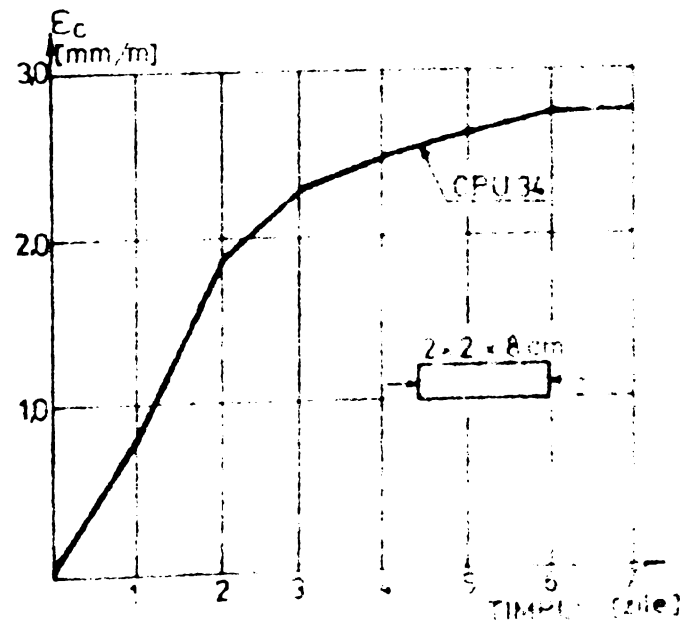
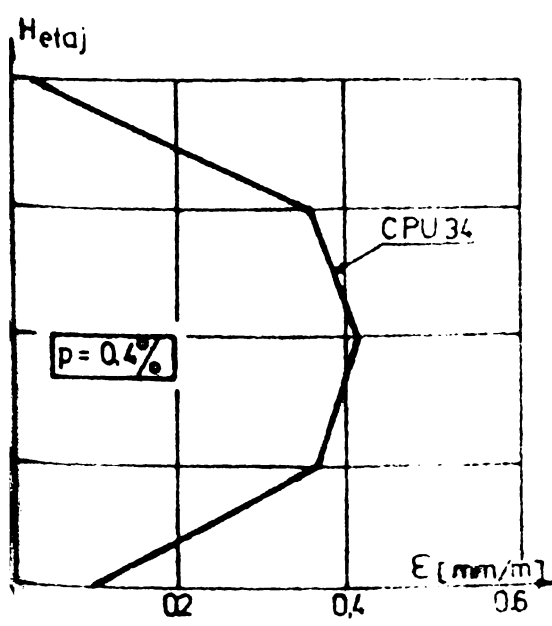
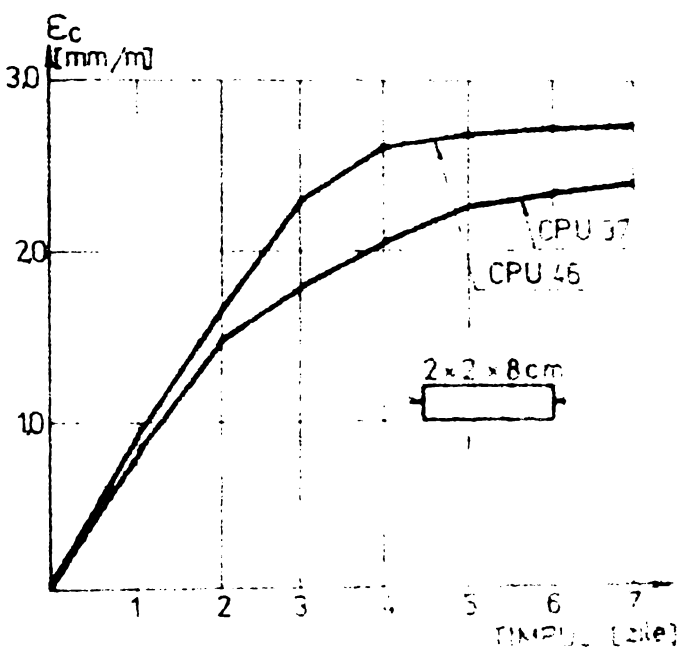
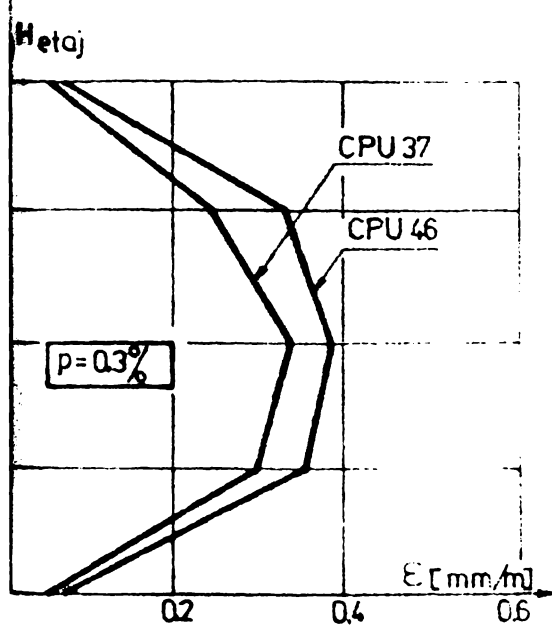
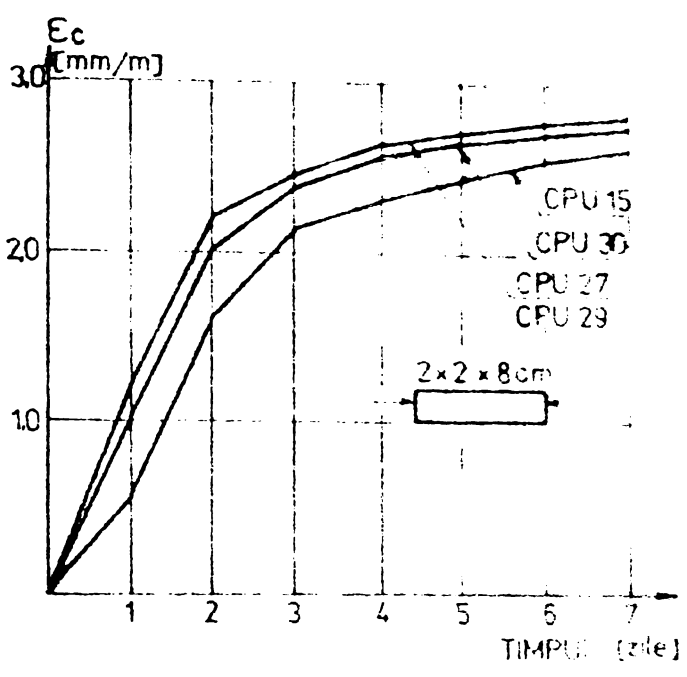
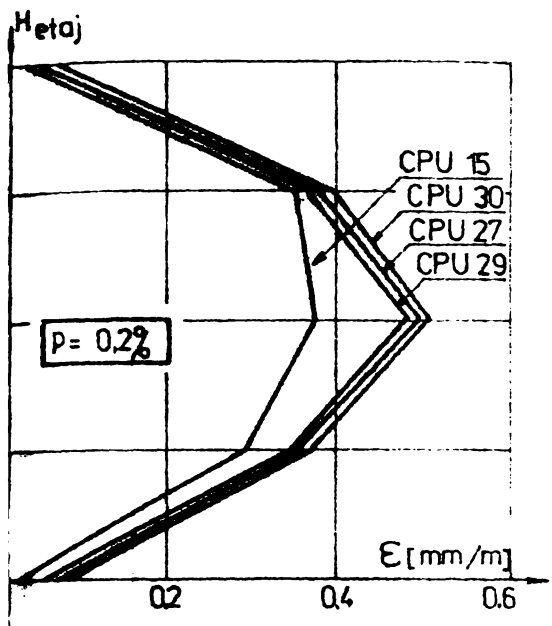


Fig. 3.14 (Continuare) a)

Fig. 3.14 (Continuare) b)

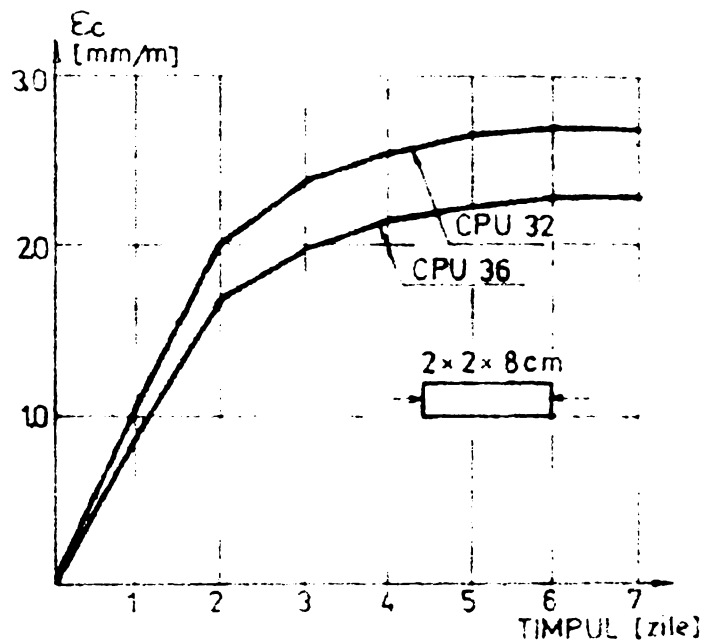
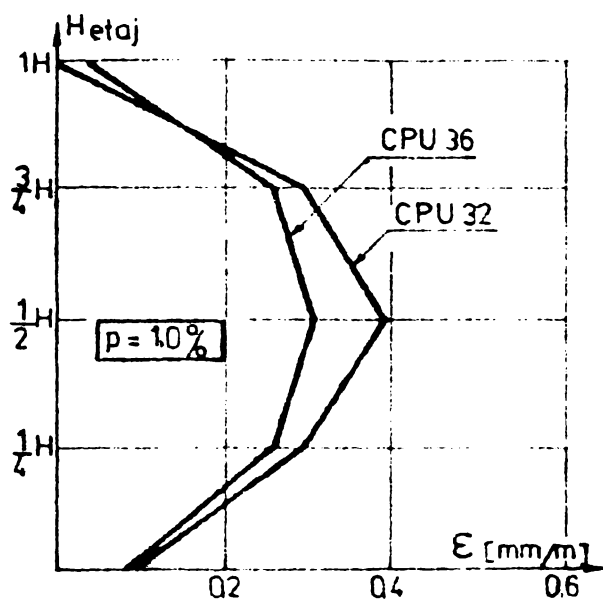
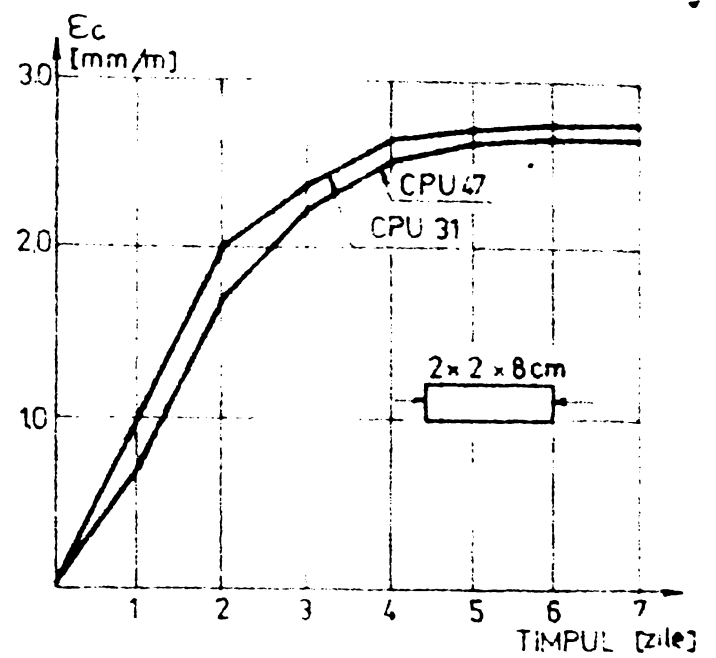
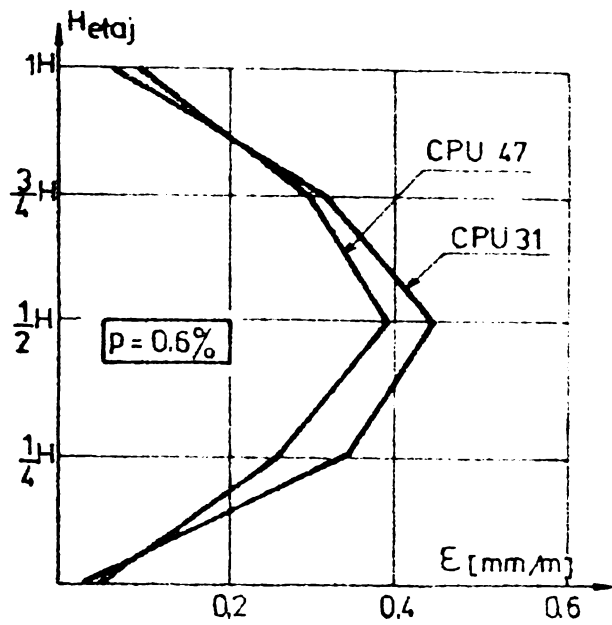


Fig A.3.14 (Continuare)  
a)

Fig A.3.14 (Continuare)  
b)

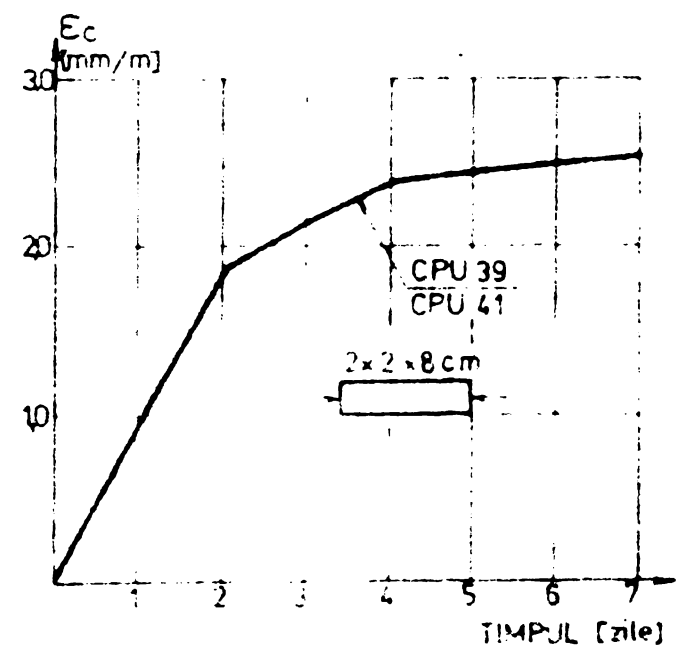
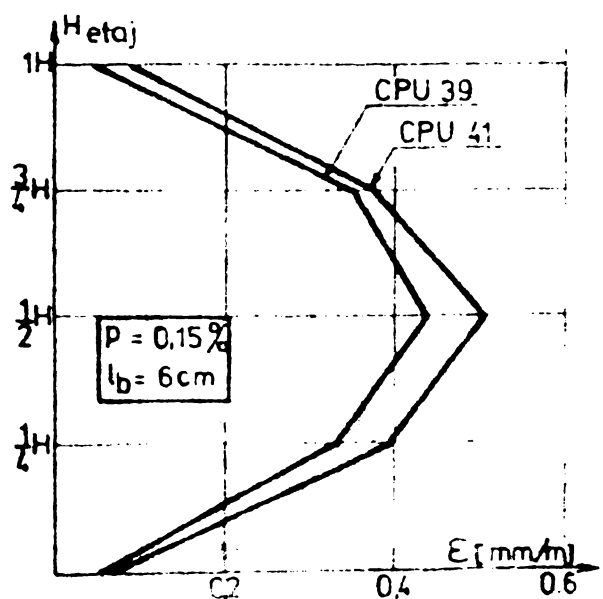


Fig-A 3.15 Deformatiile din contractie impiedecata de plansee la elemente cu un singur nivel, cu goluri.

Fig. A 3.15 contractia libera a betoanelor usoare folosite pentru elementele cu un nivel, cu goluri.

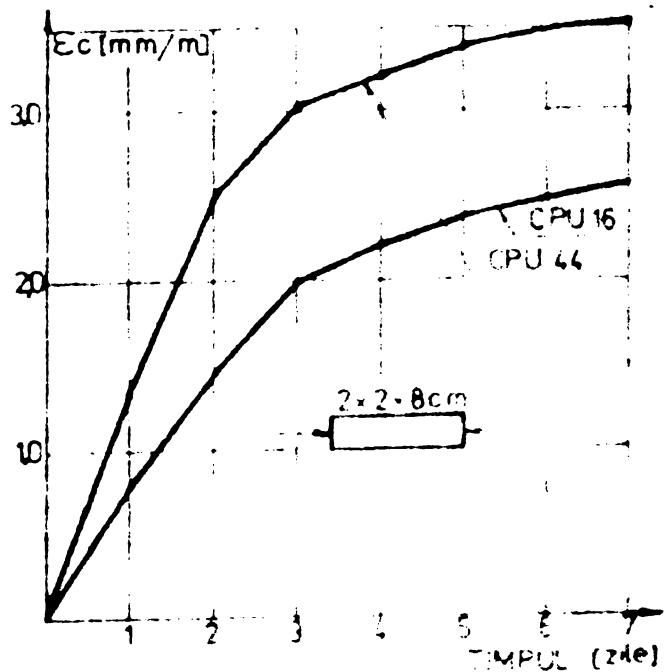
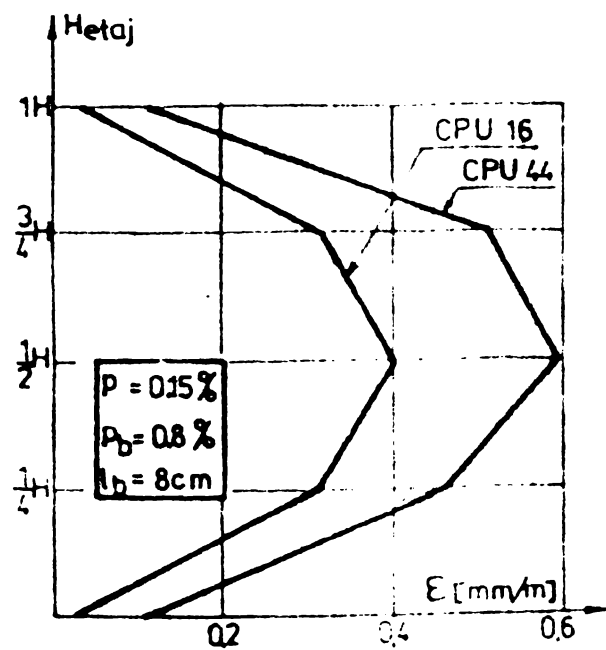
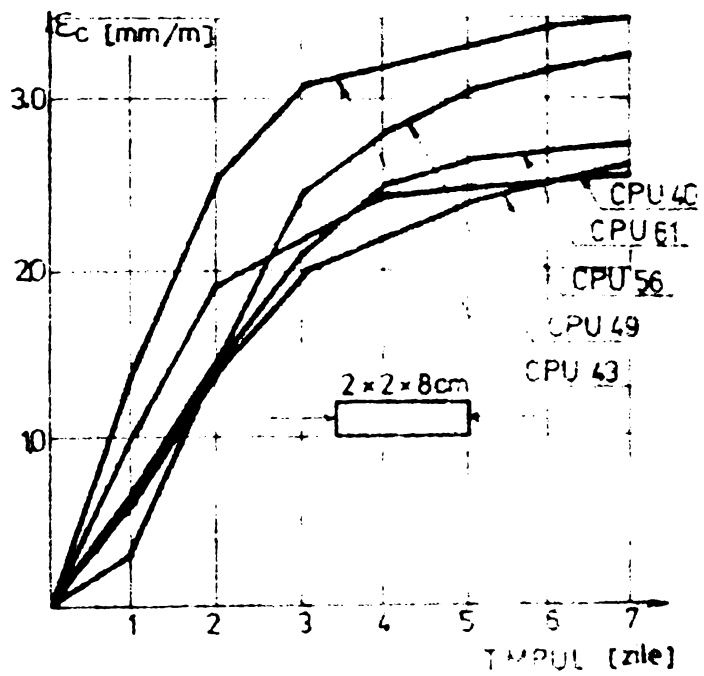
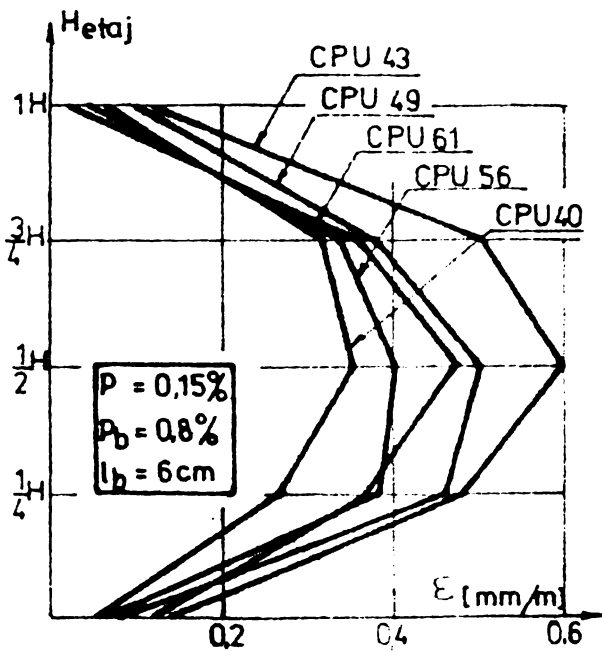
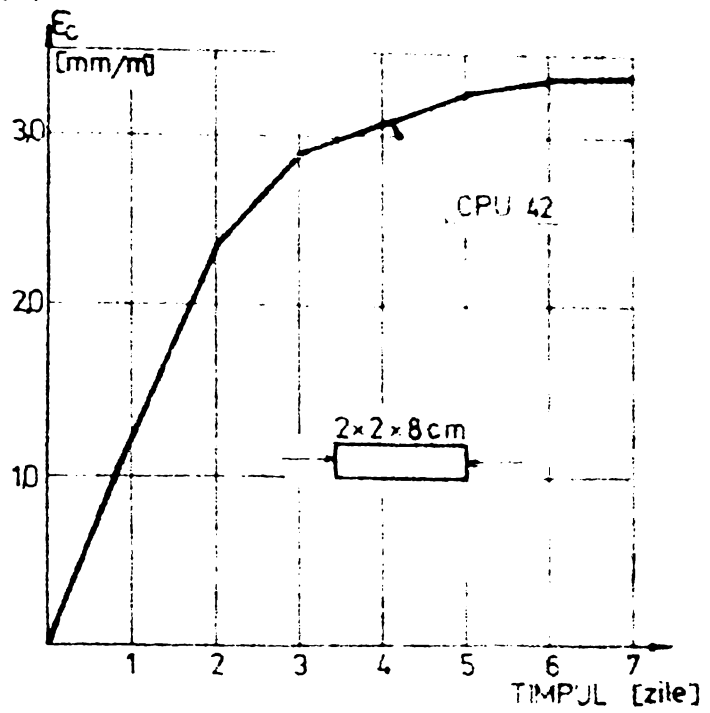
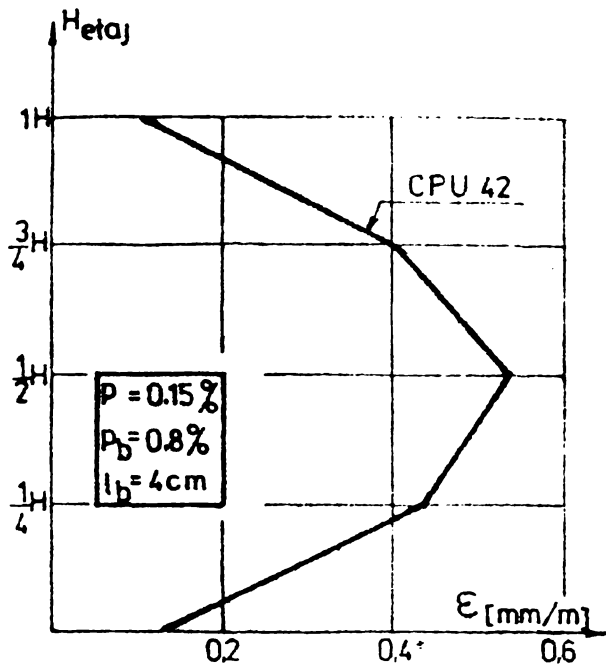


Fig. A3-15. Continuare)  
a)

Fig. A3-15 Continuare

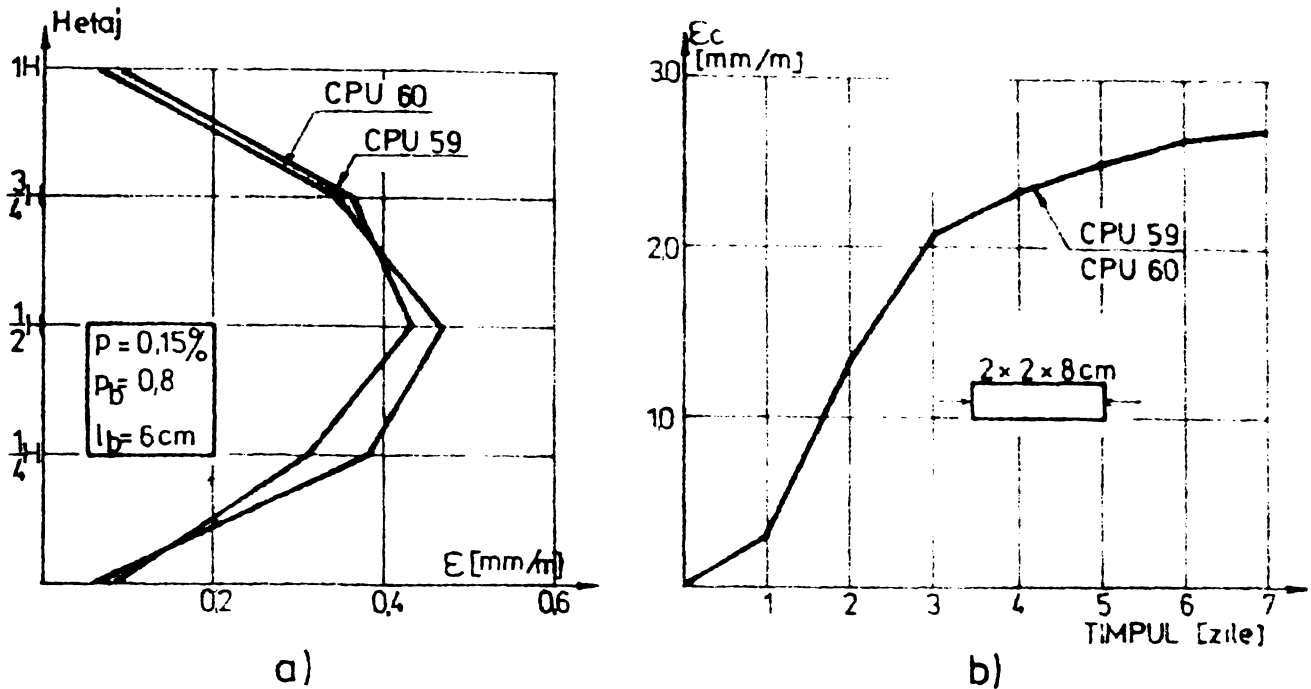


Fig A.3.15 Deformatiile din contractie la elementele cu un nivel cu gol avind buiandrugul armat cu armatura longitudinala.  
 a) Deformatii impiedecate de plansee;  
 b) Deformatii libere ale betoanelor folosite.

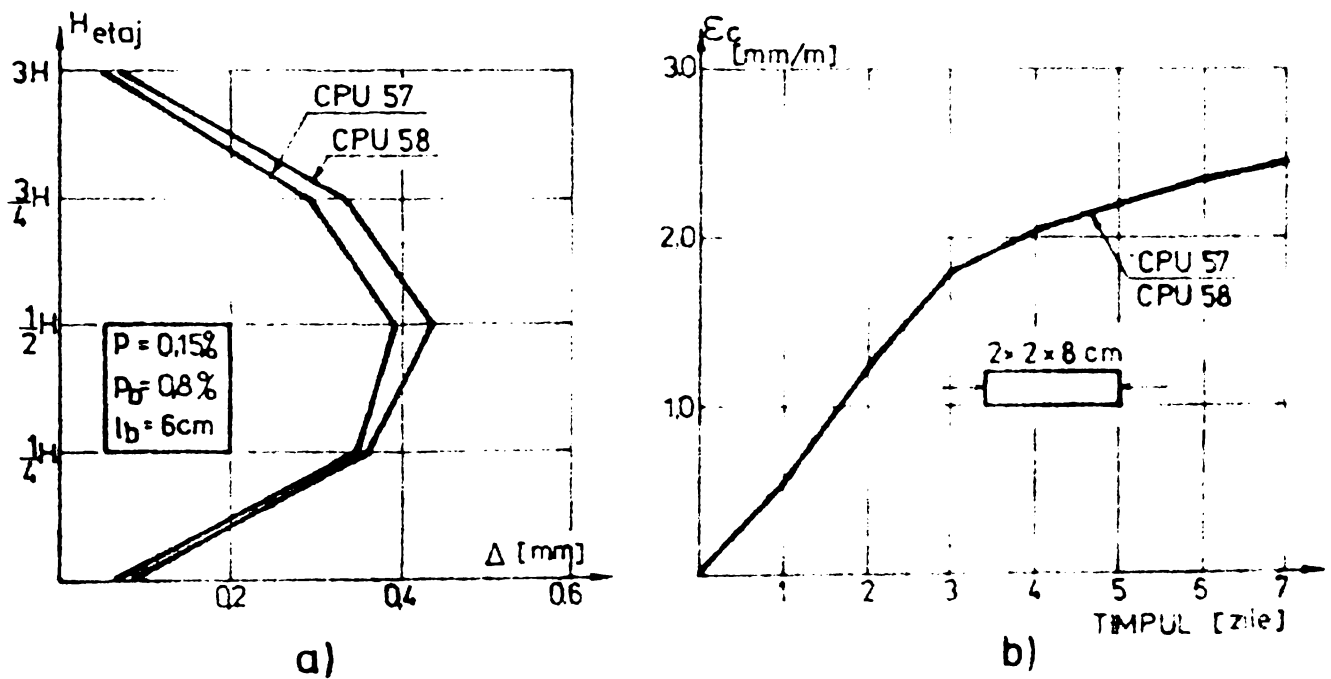


Fig A.3.15 Deformatiile din contractie la elementele cu latime de 75 cm  
 d) (CPU 57) si 50 cm (CPU 58) avind un nivel cu gol.  
 a) Deformatii impiedecate de plansee  
 b) Deformatii libere ale betoanelor

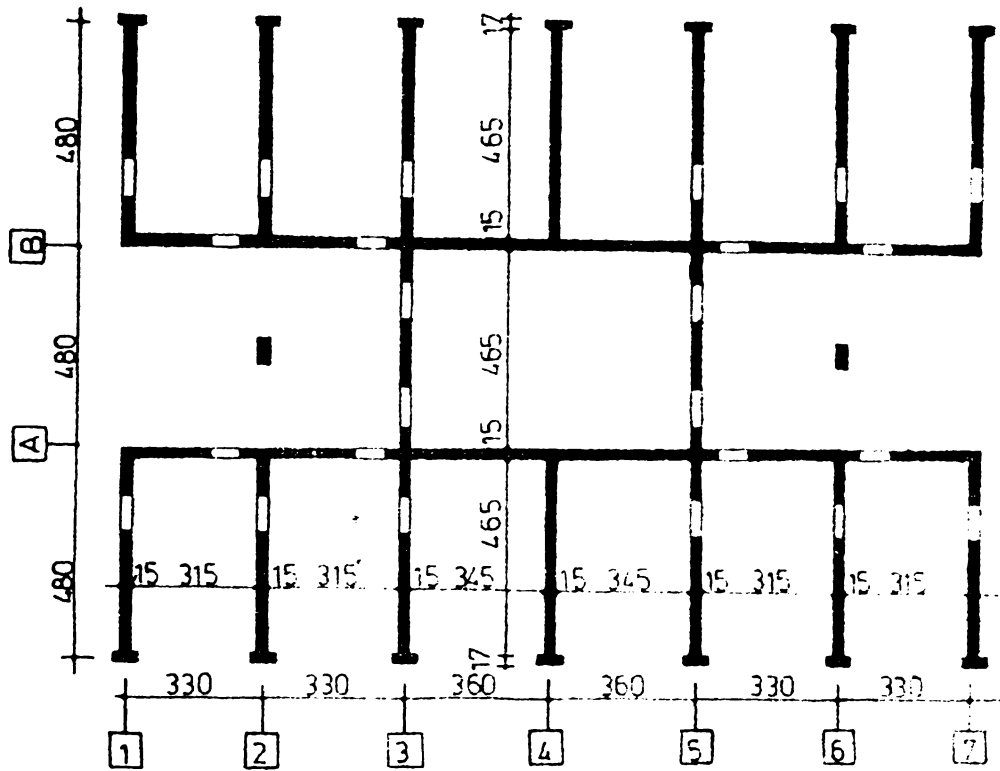


Fig. A.3.16 Clădire de locuit S+P+10E la care s-a urmărit „in situ” procesul de fisurare a diafragmelor

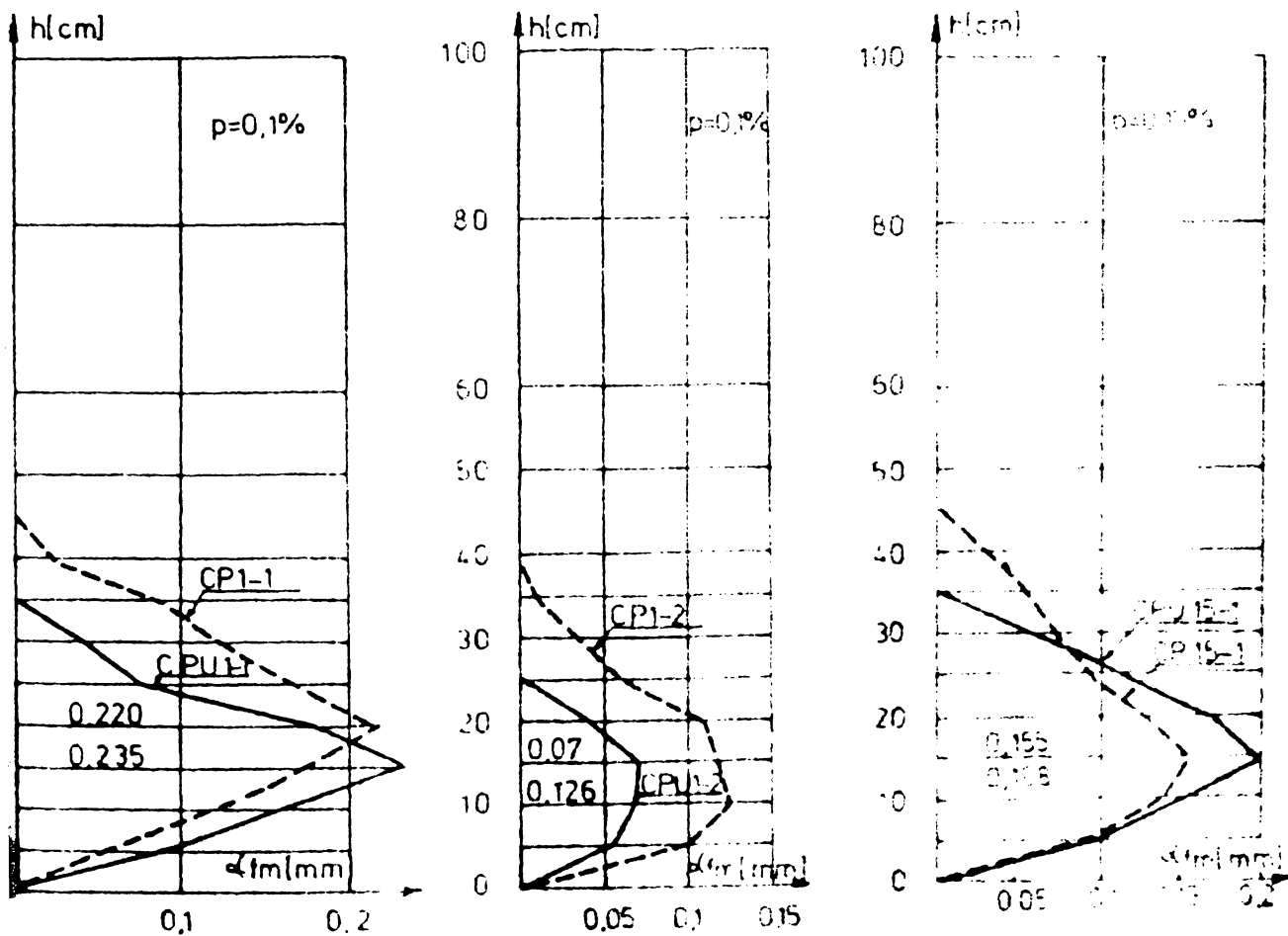


Fig. A.3.17 variația deschiderii medii a fisurilor la elemente cu fundație

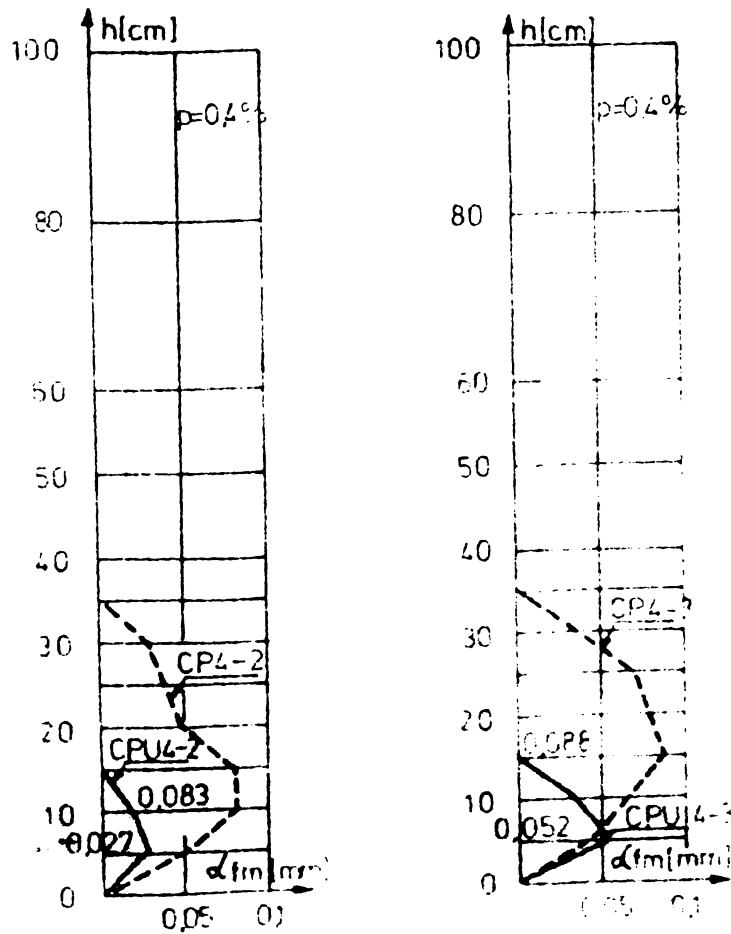
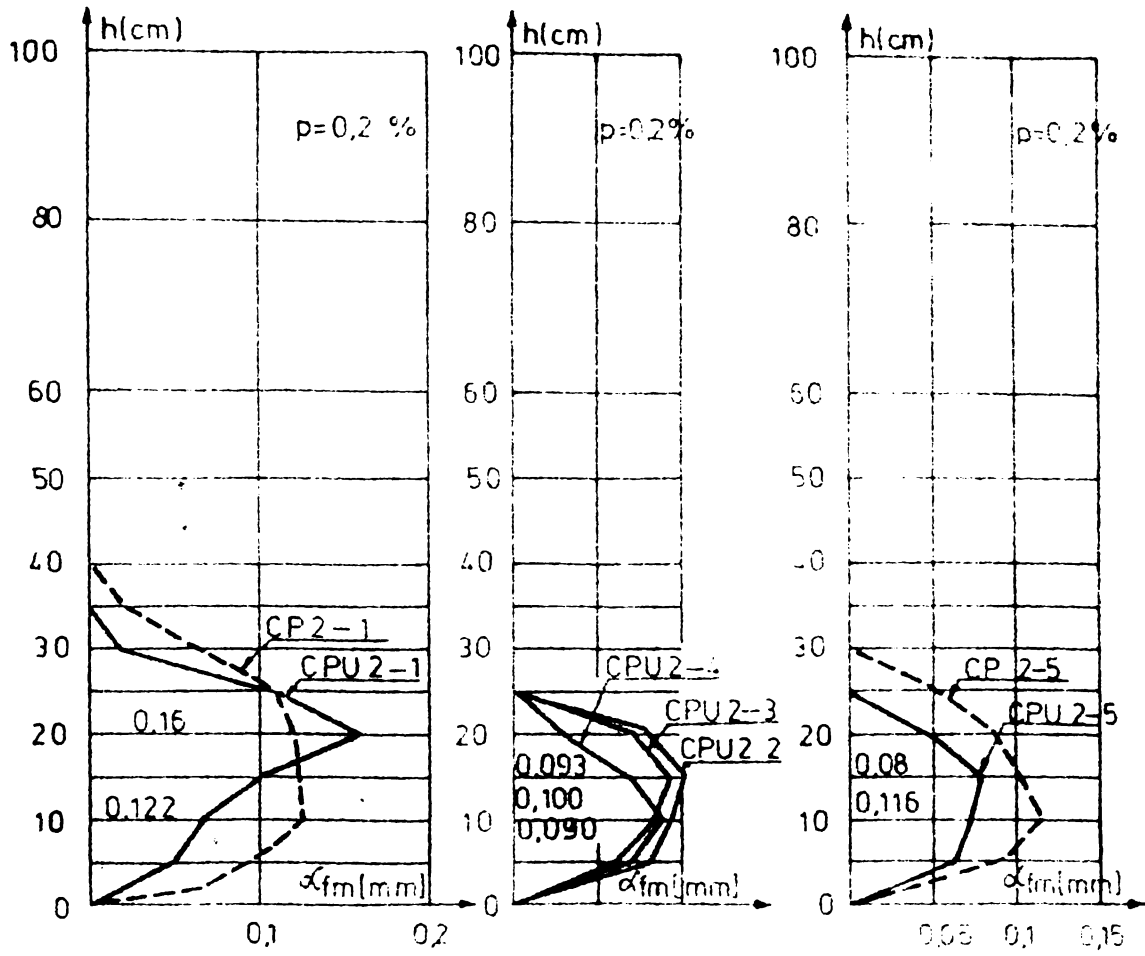
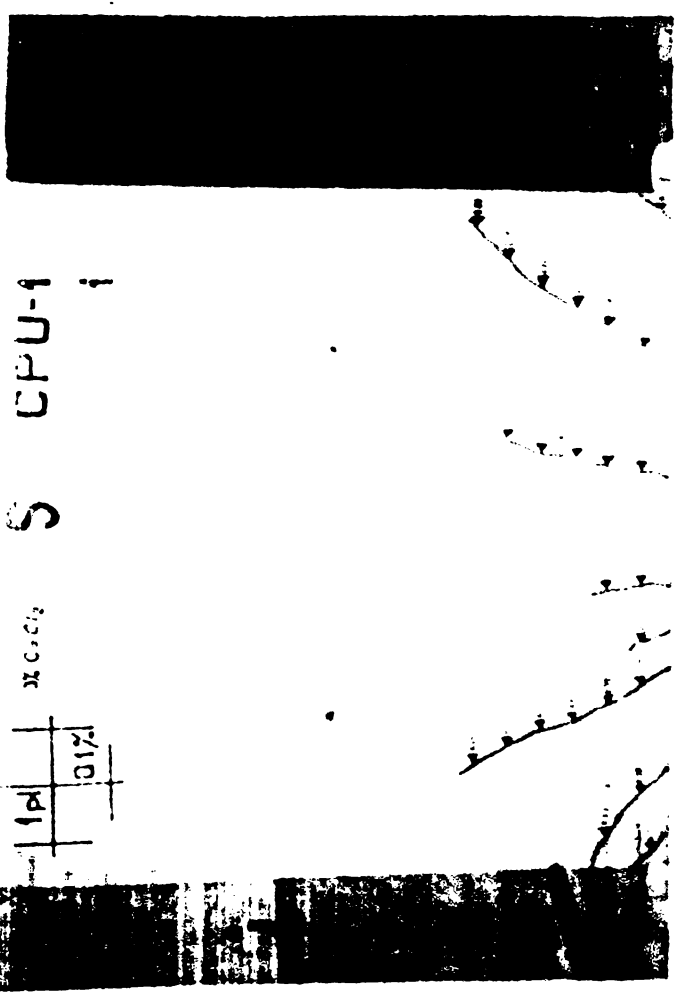
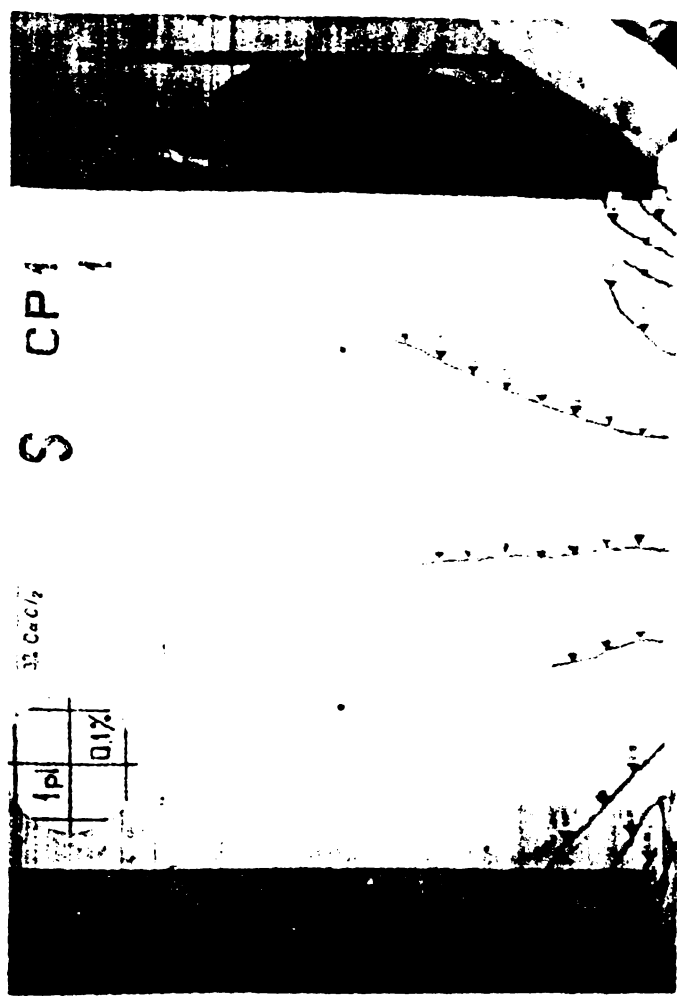
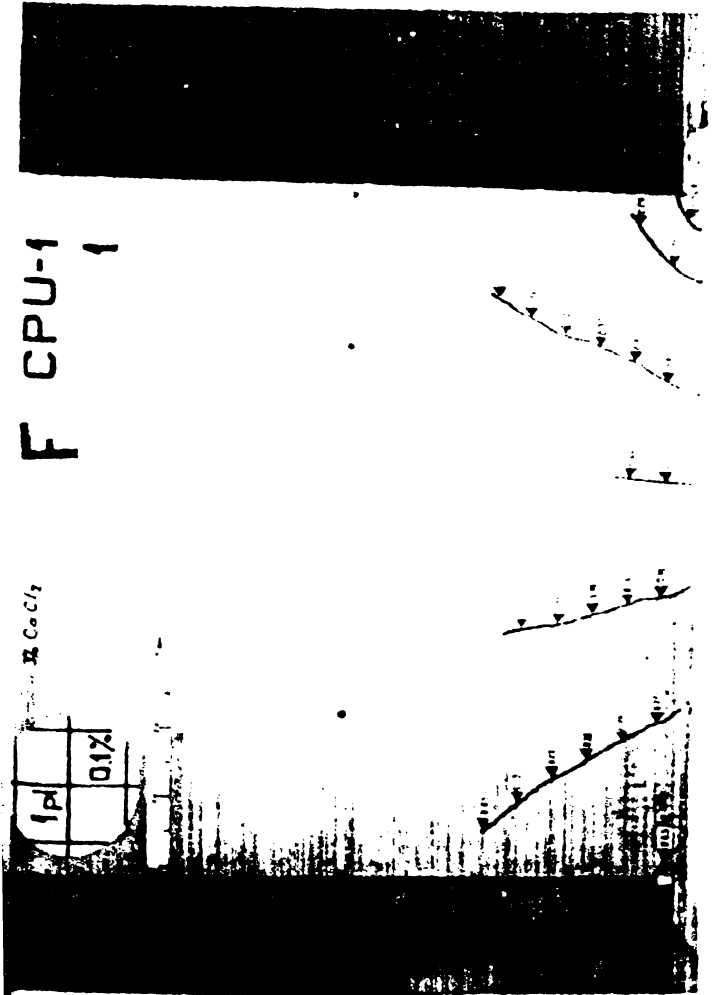
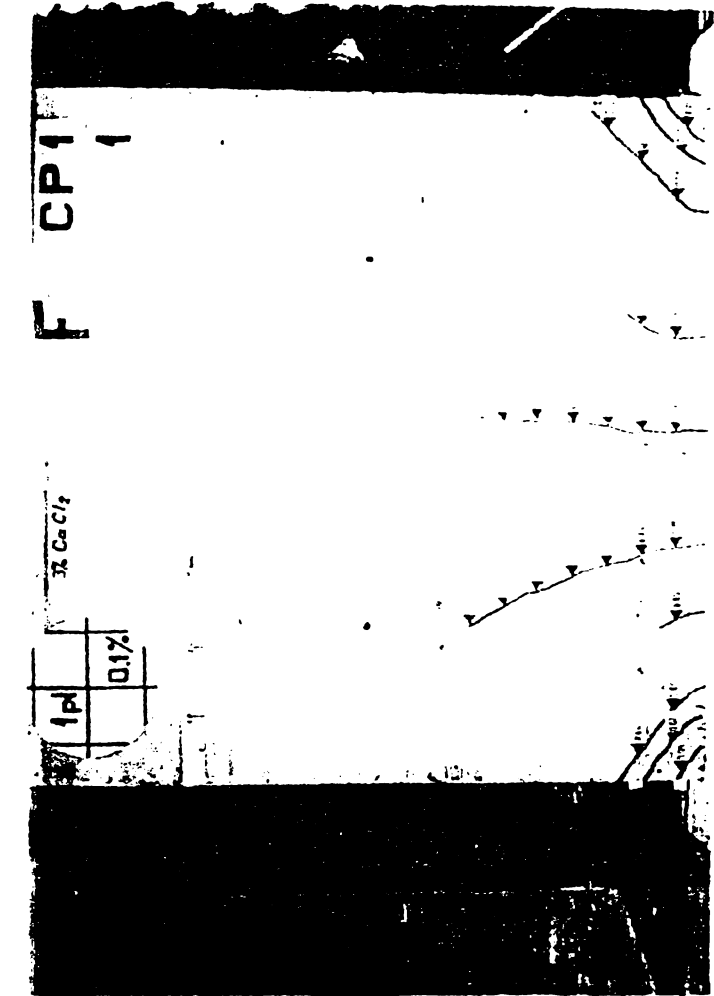


Fig. A.3.17 (Continued)



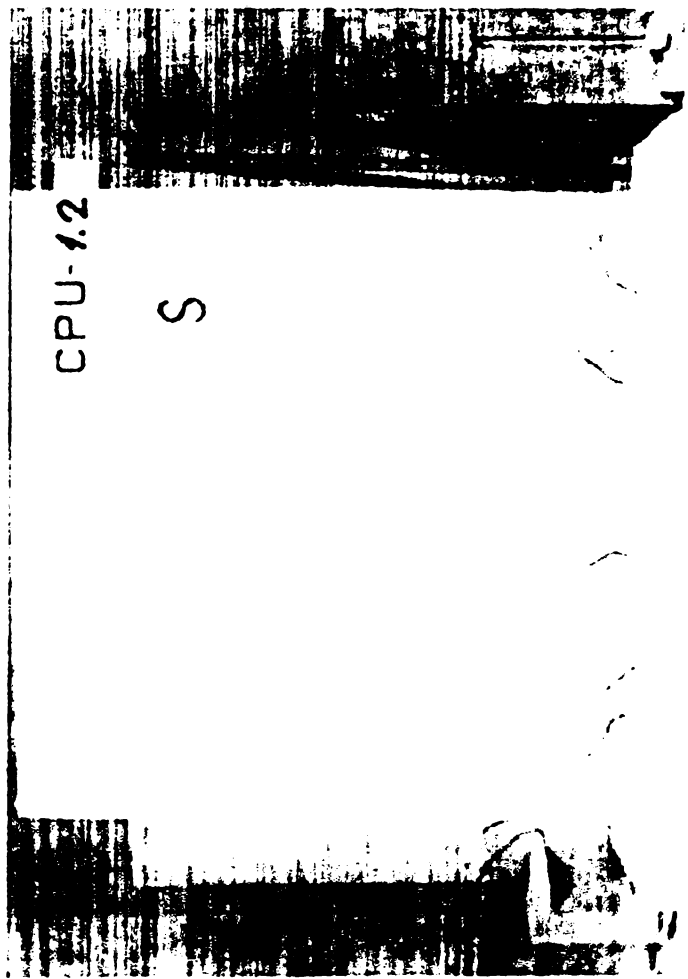
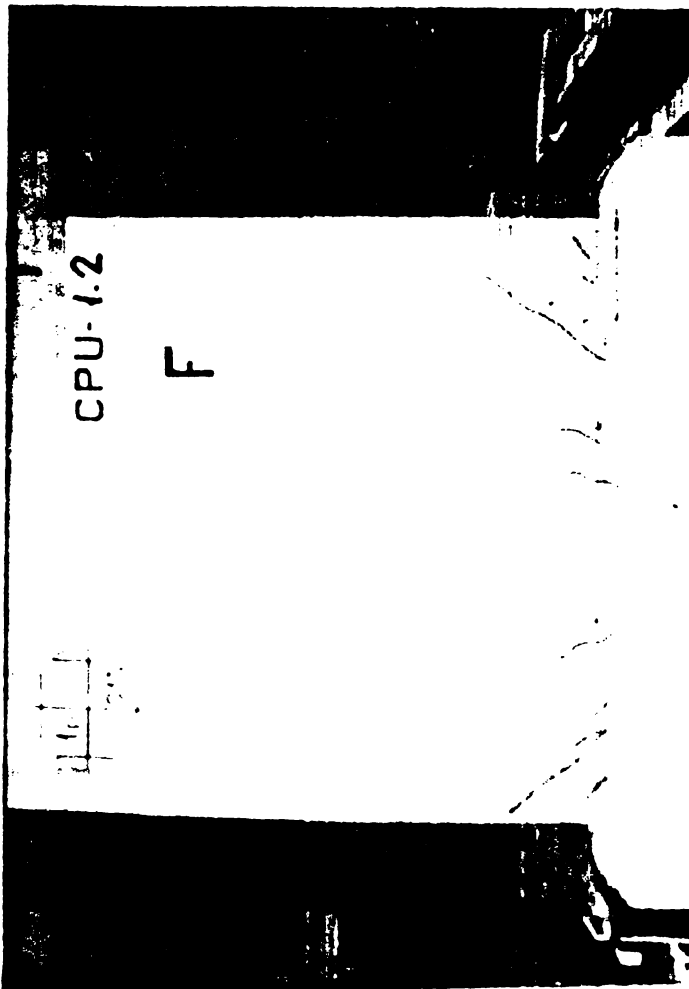
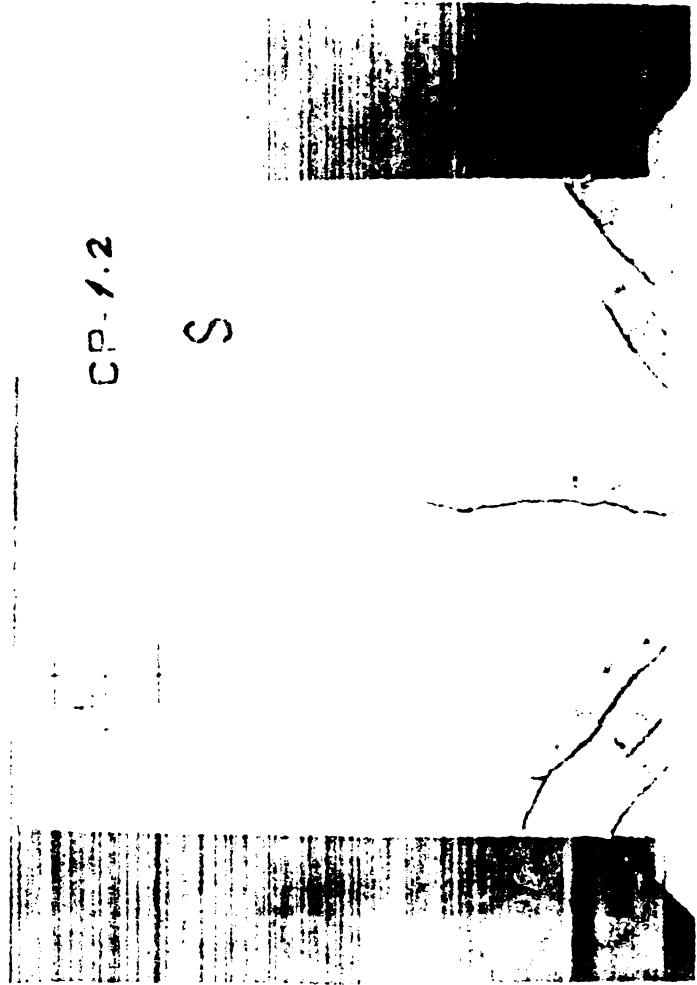
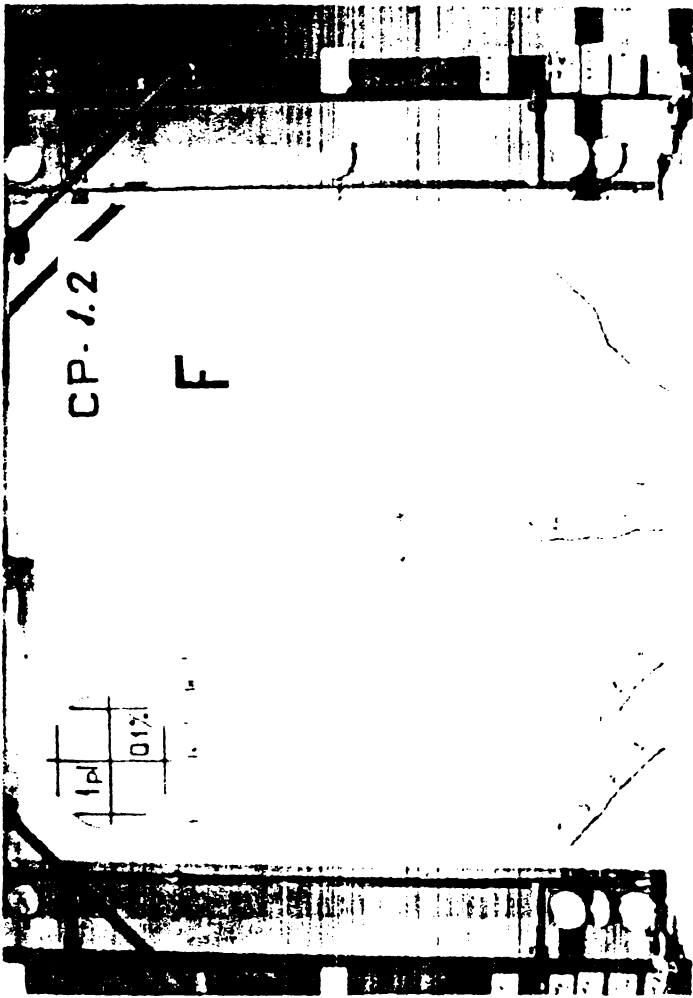
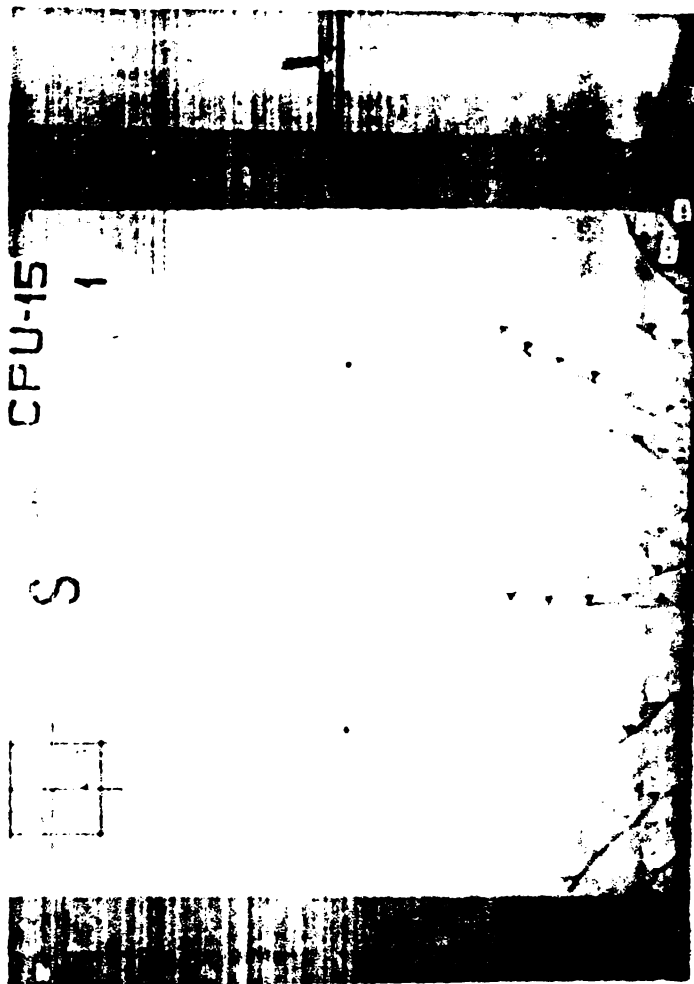
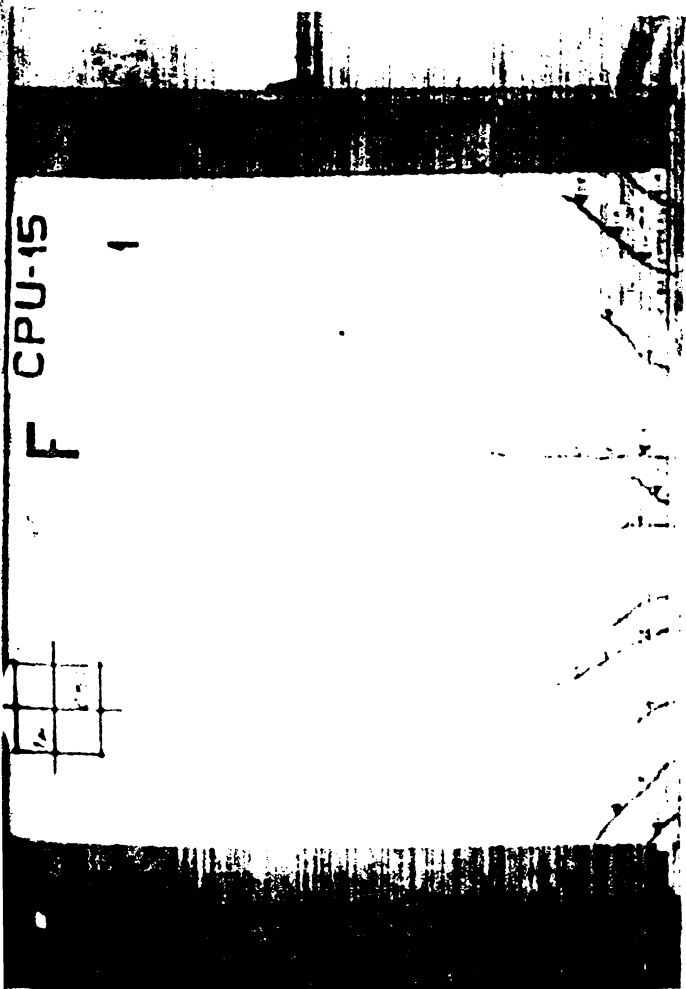
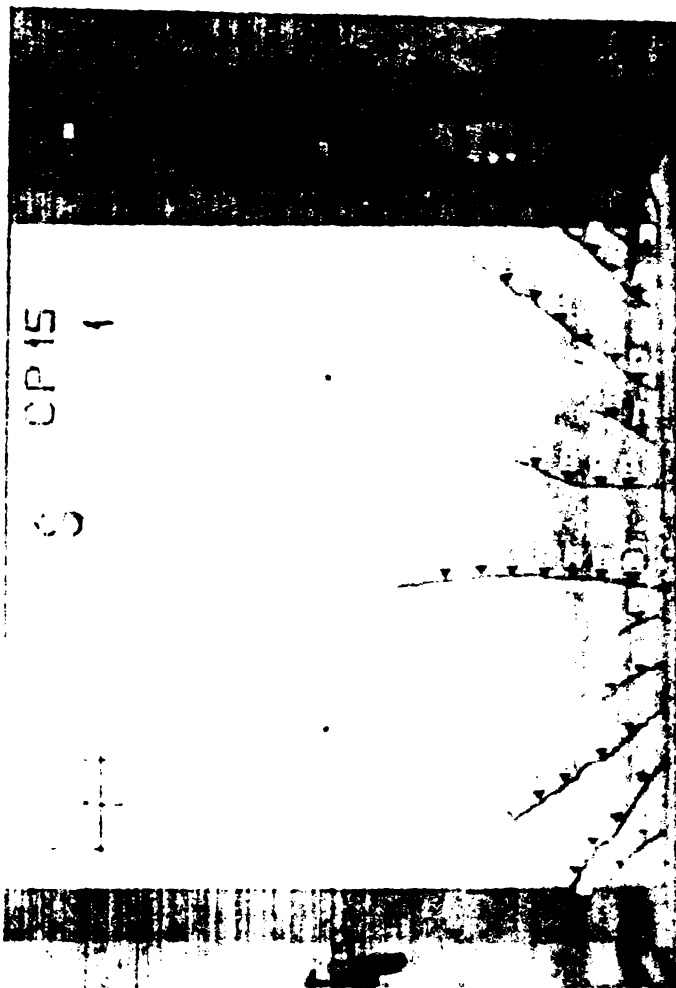
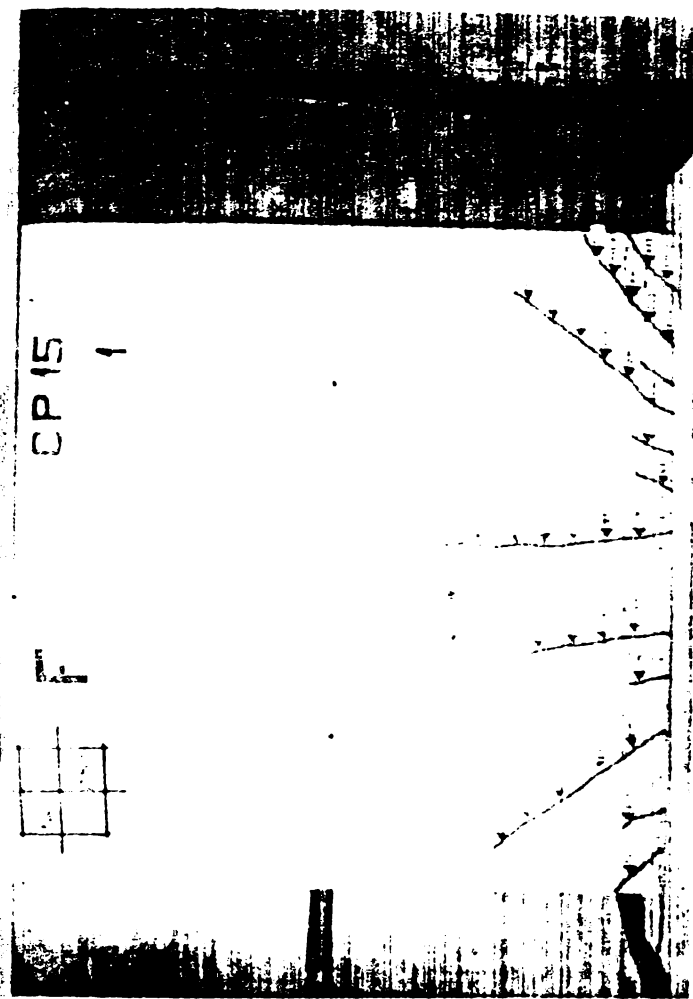


Fig. 3.14. (continuare).





(continued)

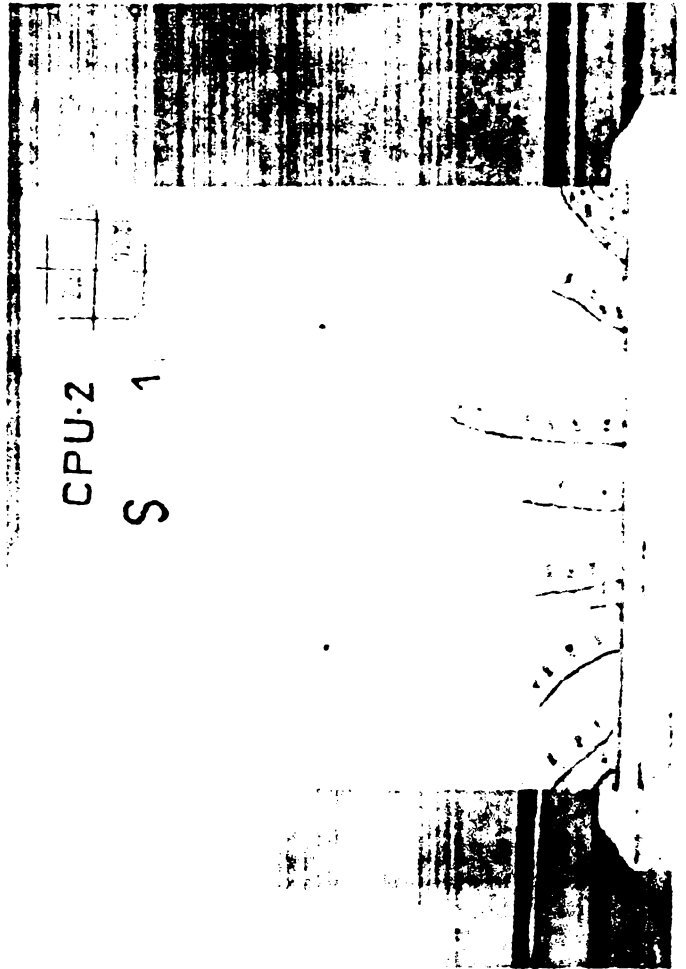
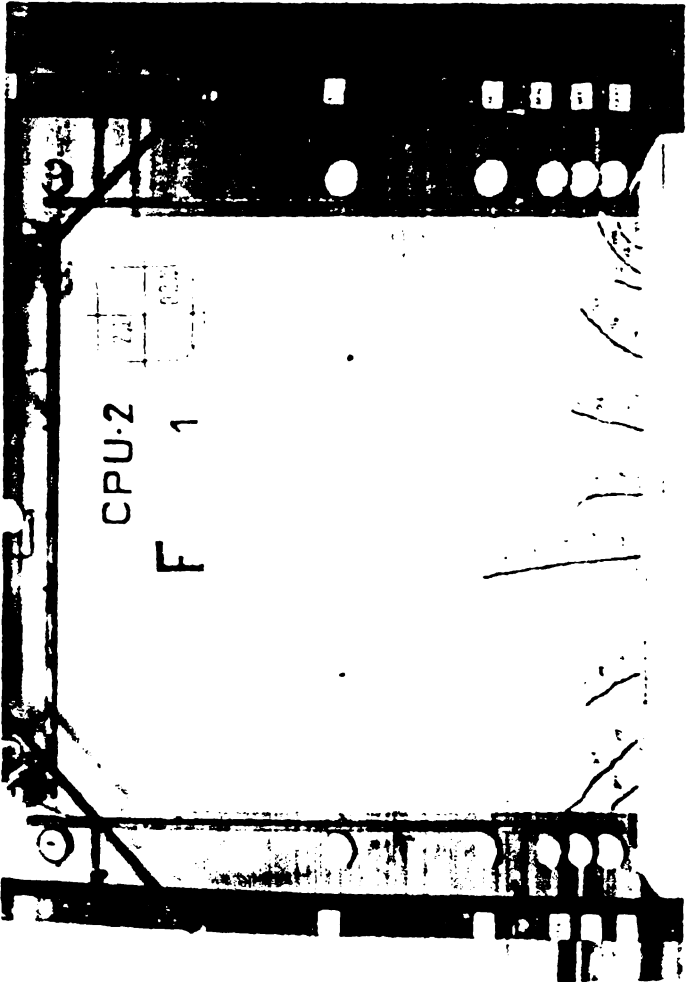
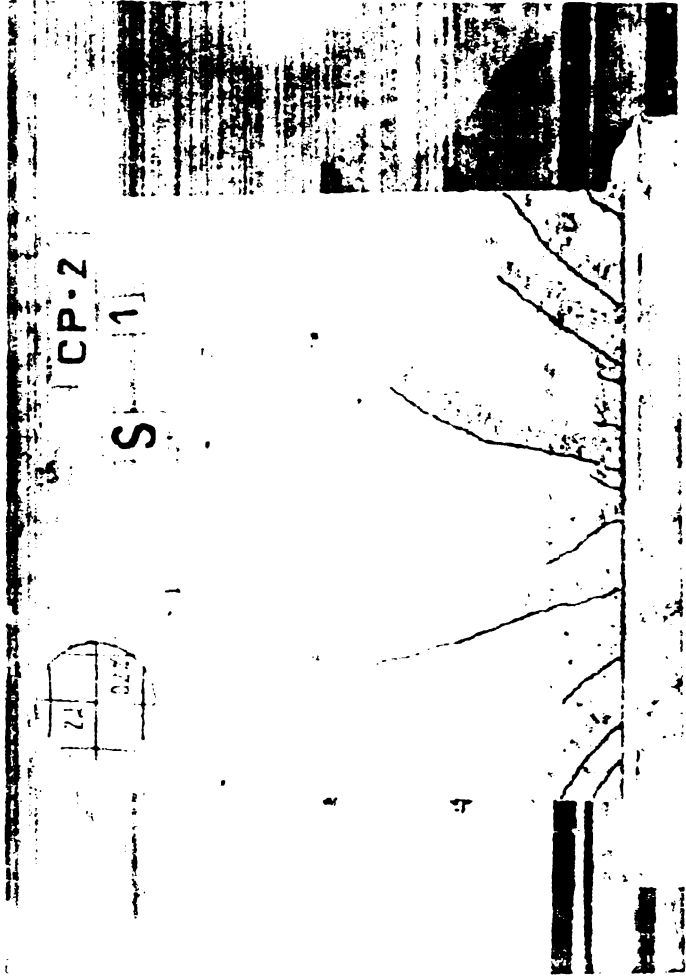
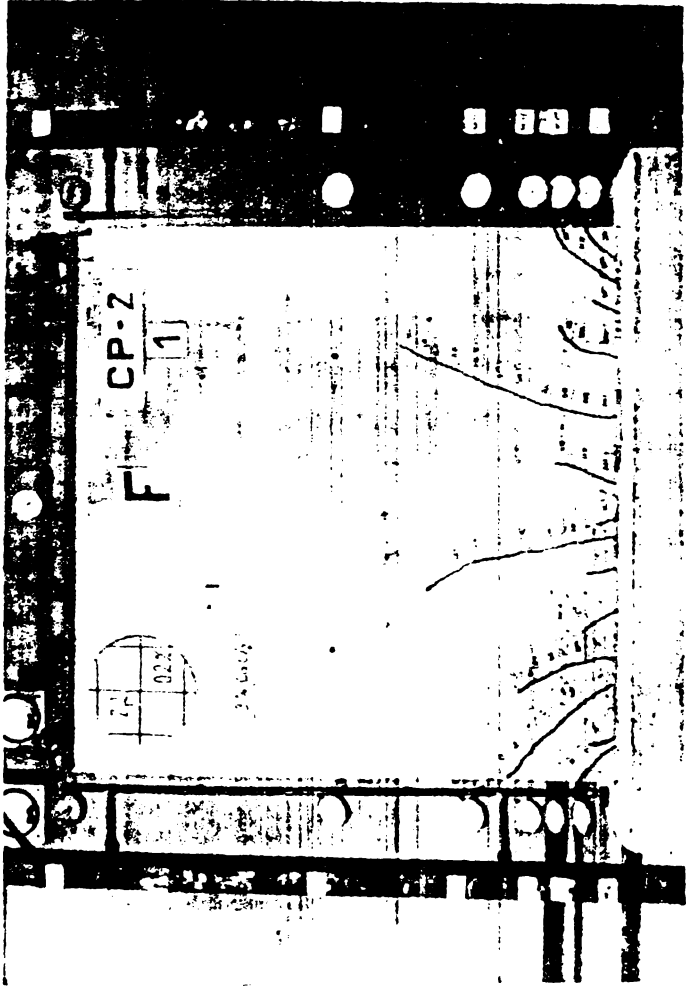
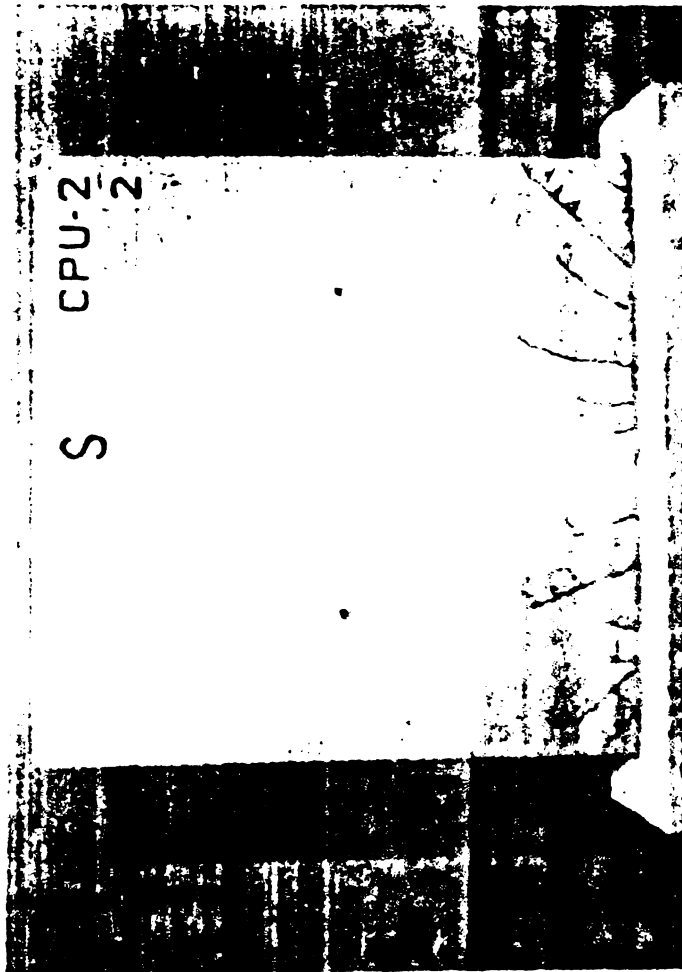
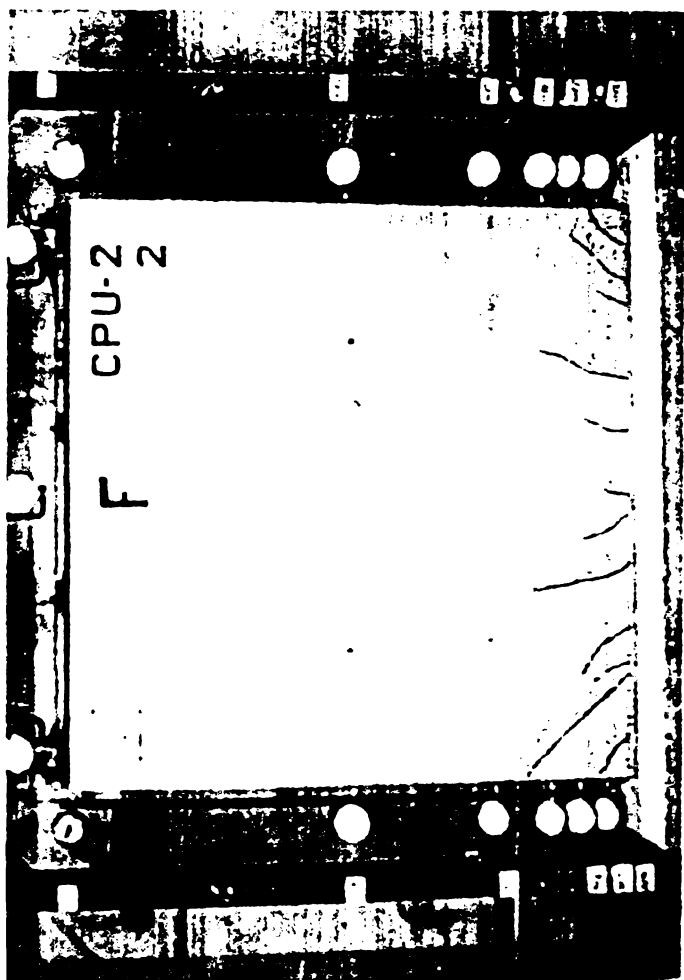
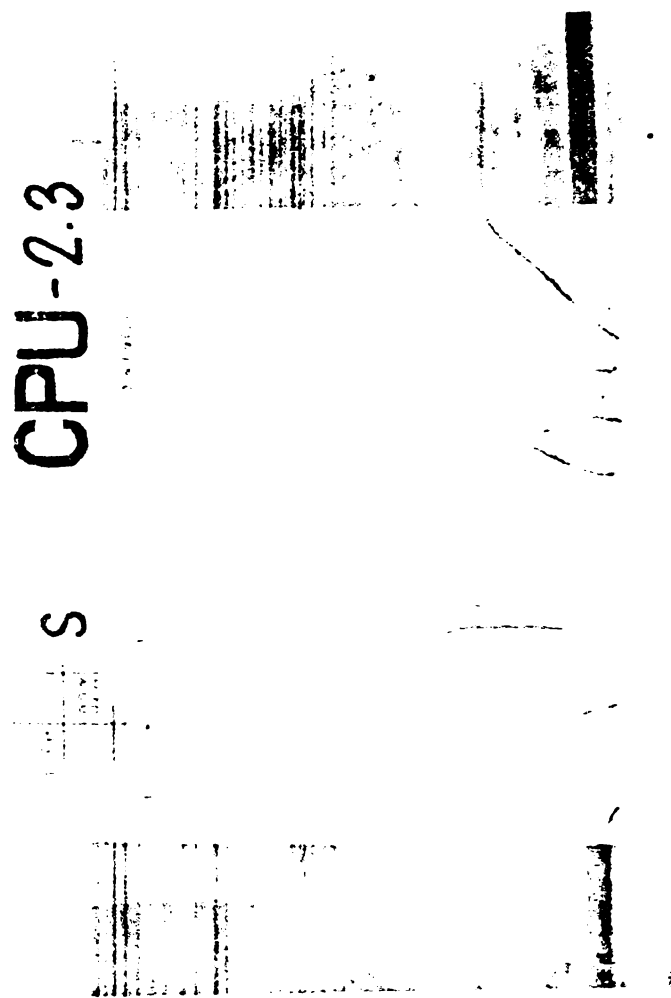
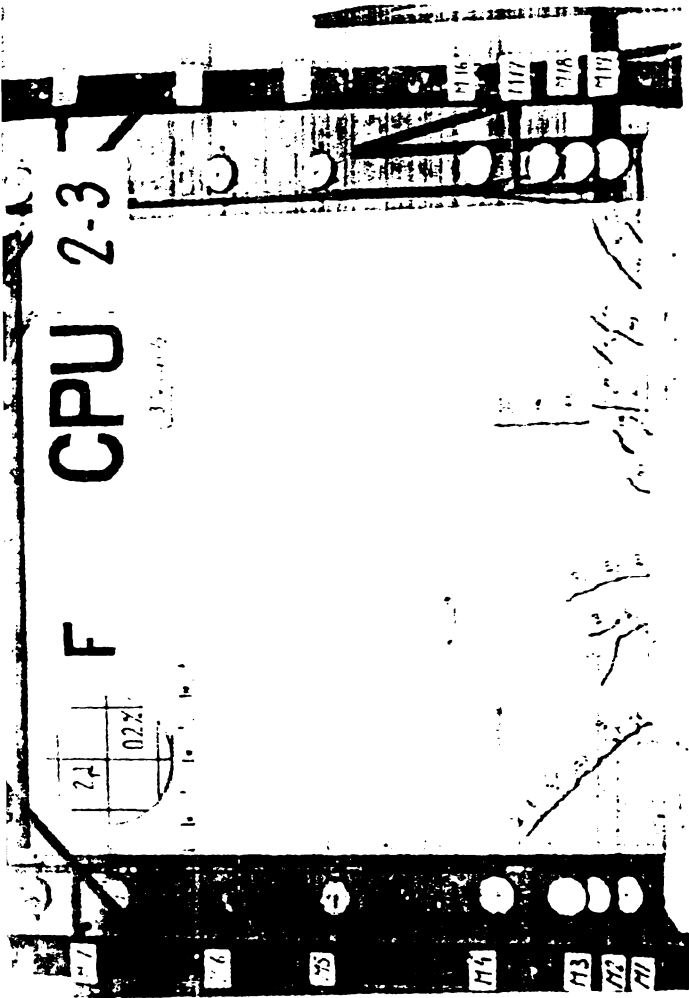


Fig. 1. 14. (contimure).



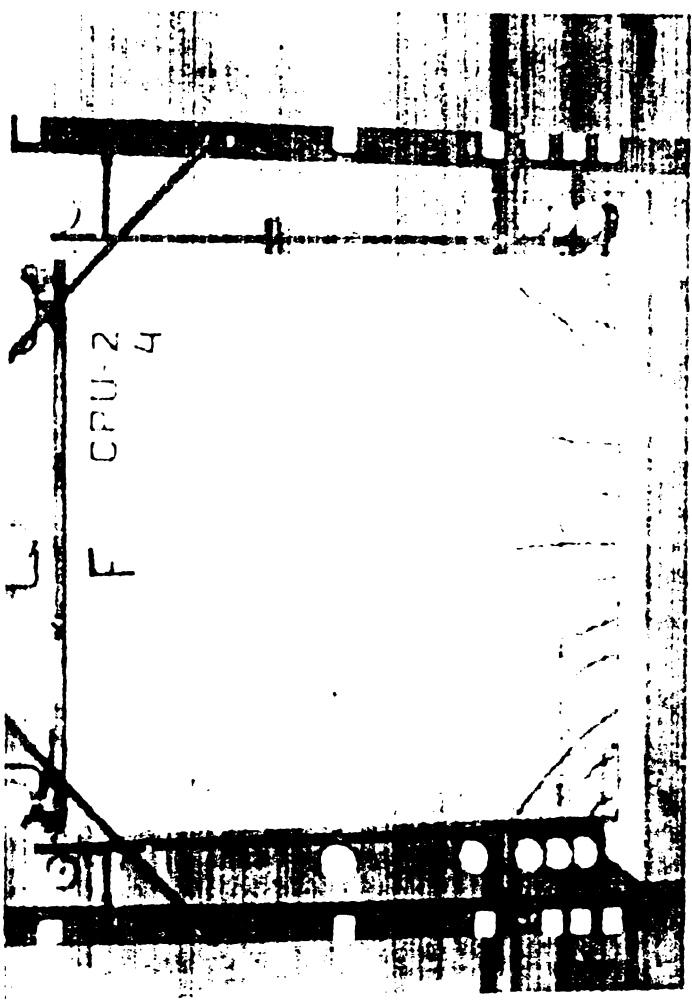
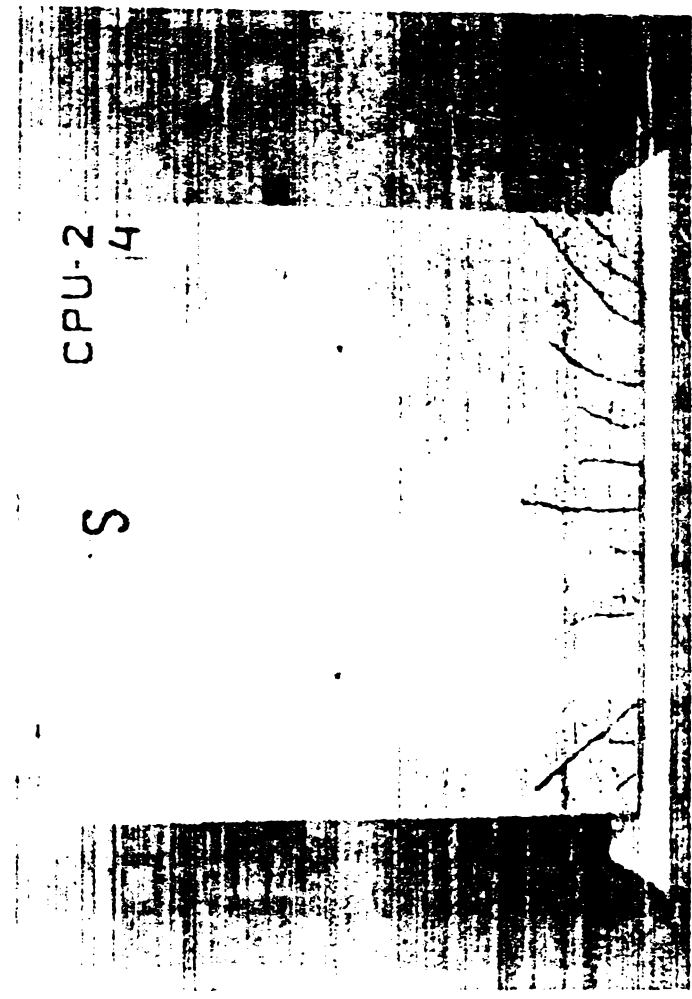


Fig. 13. (continued).

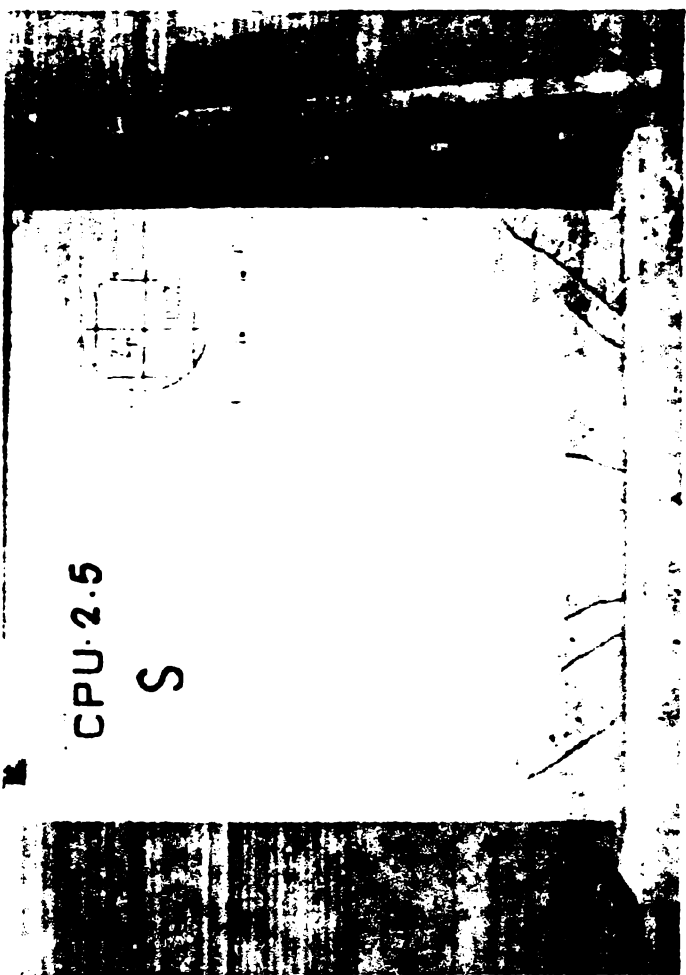
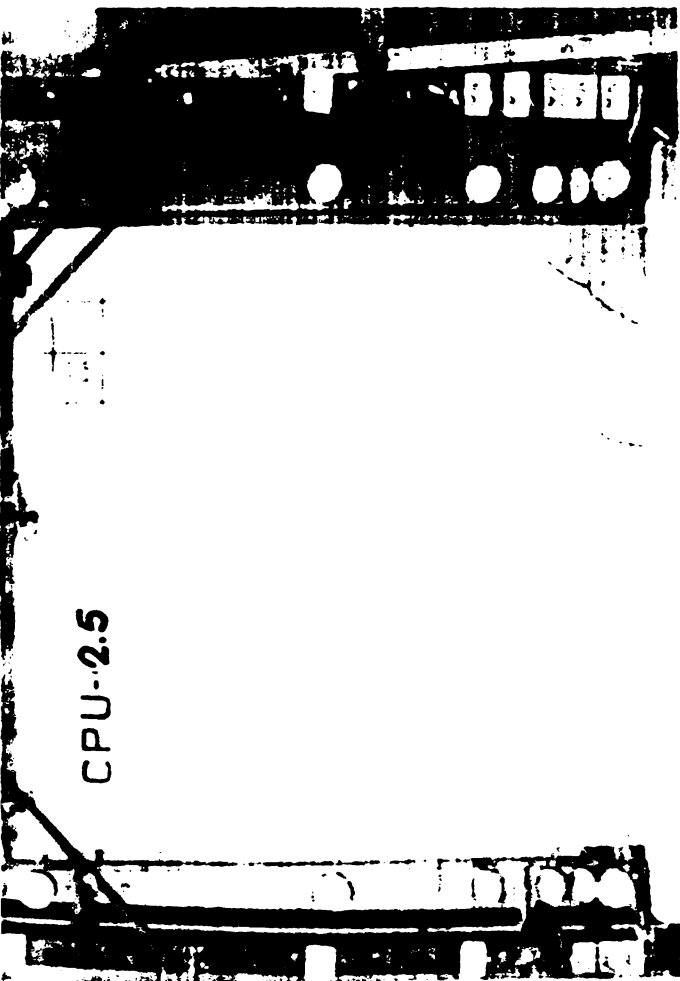
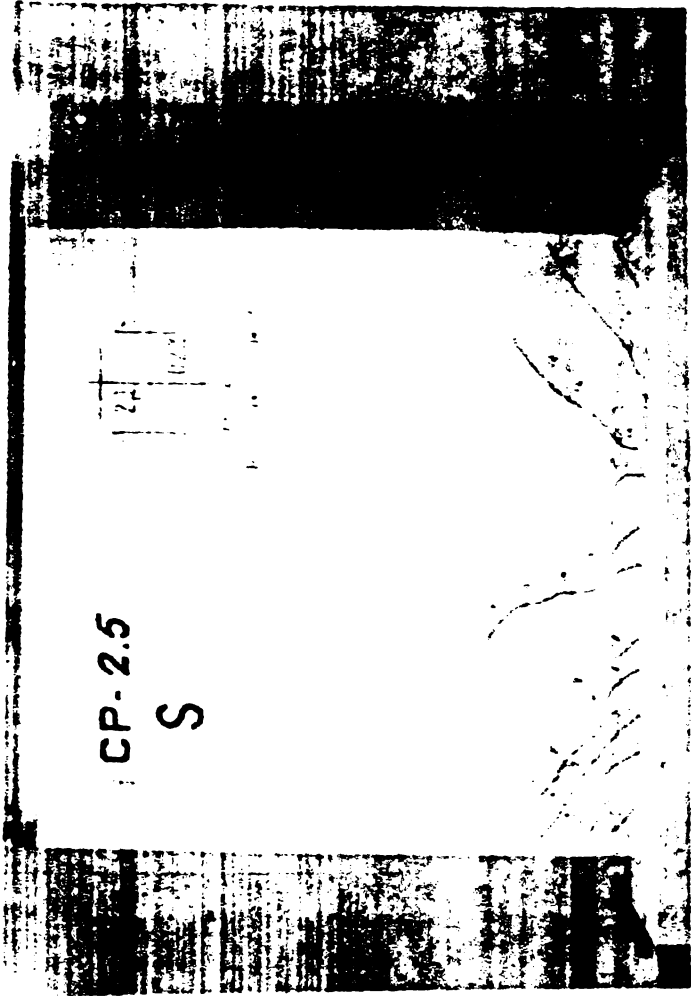
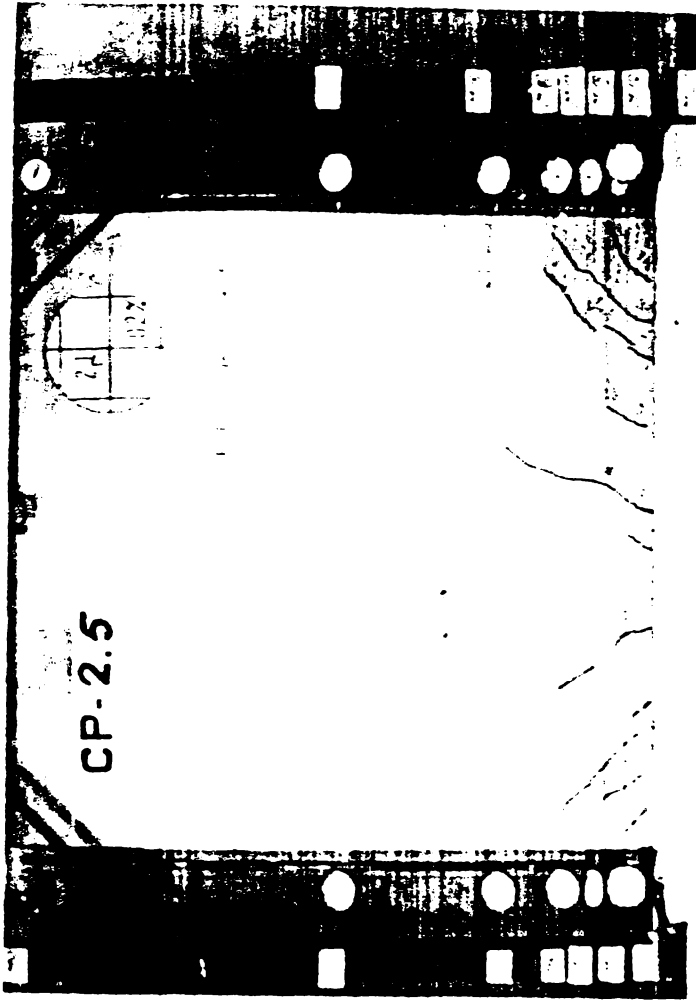


Figure 1.3. (continued)

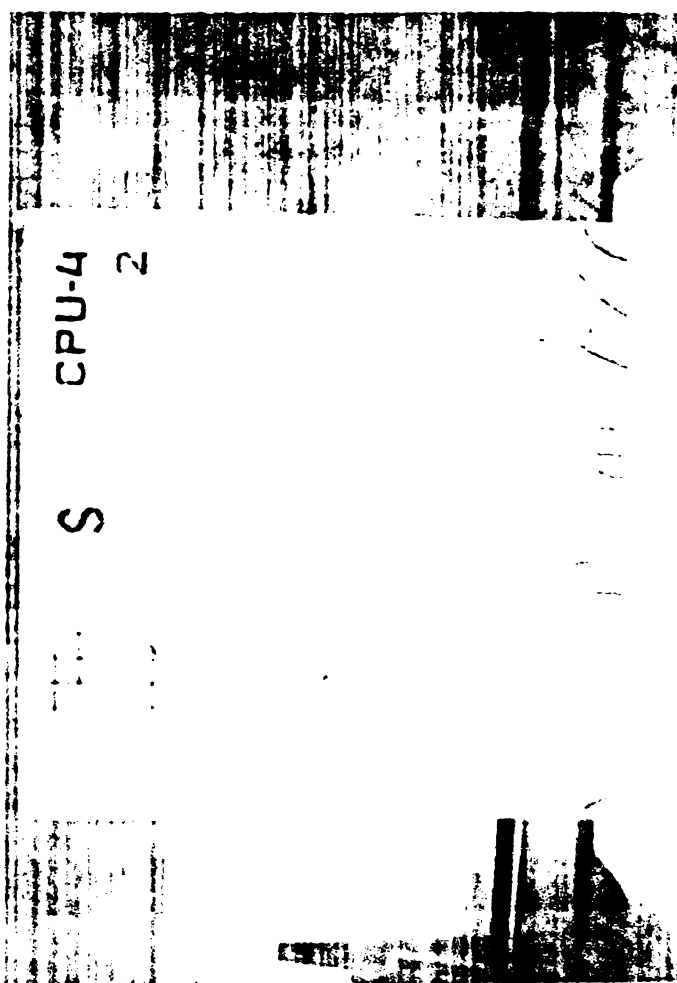
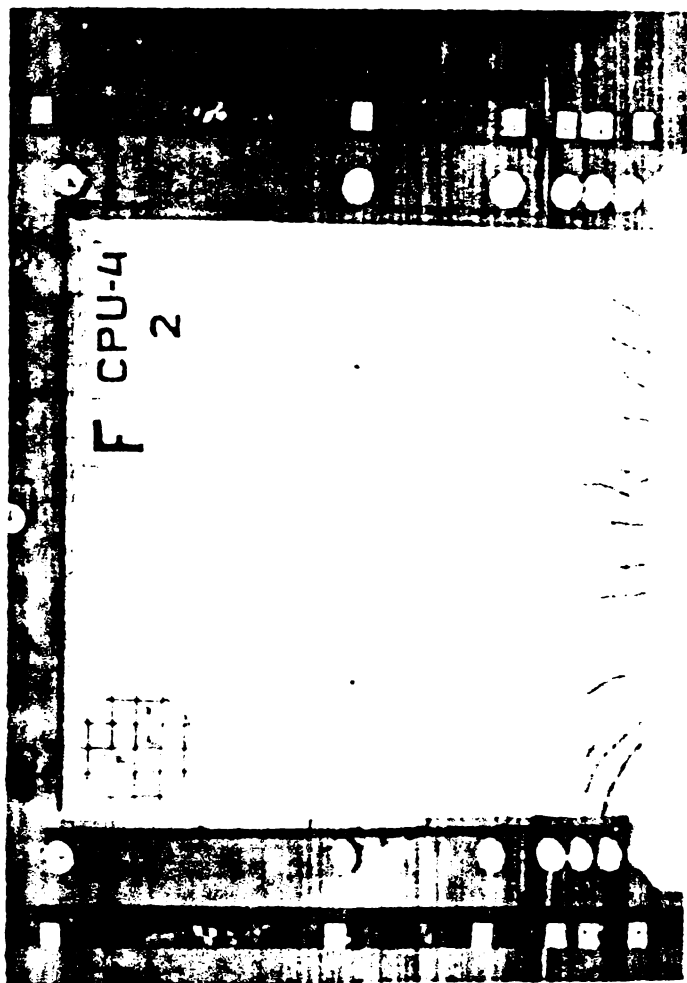
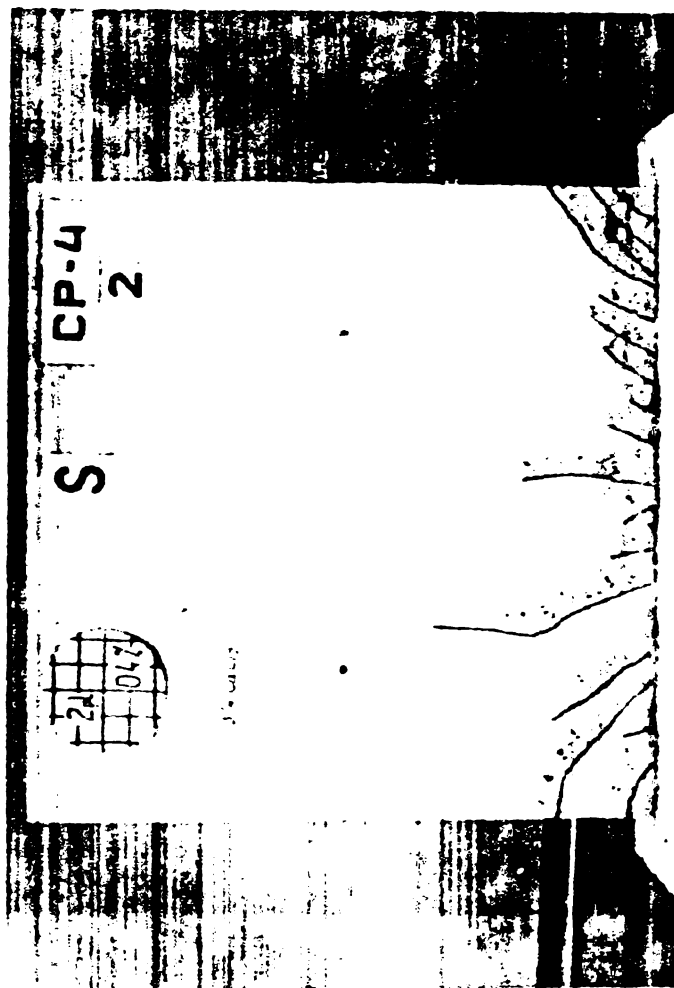
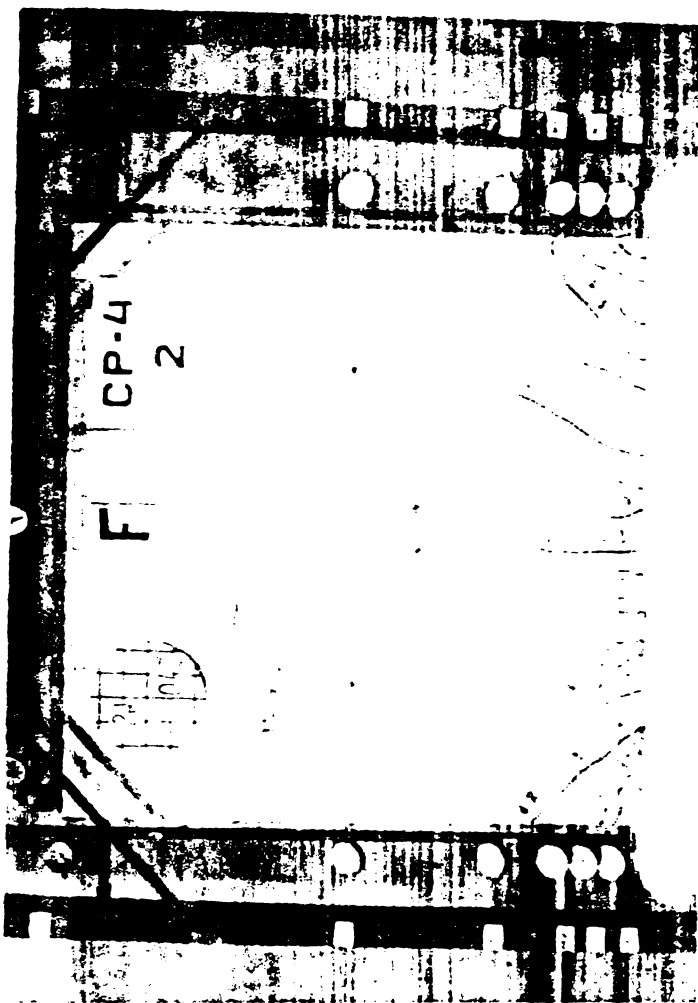


Fig. 2.10. (continued).

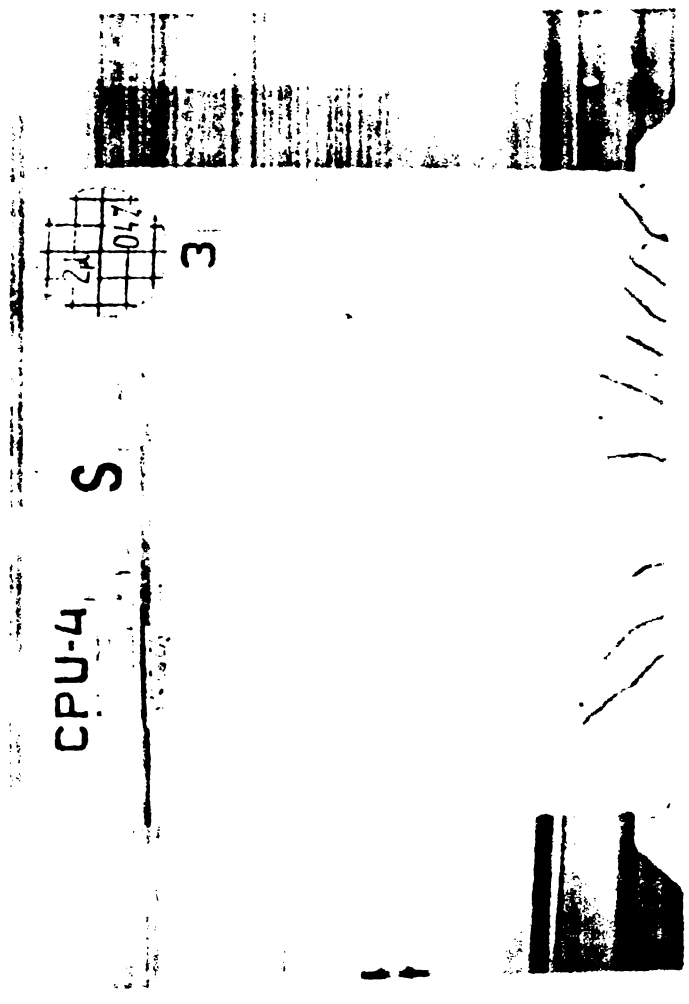
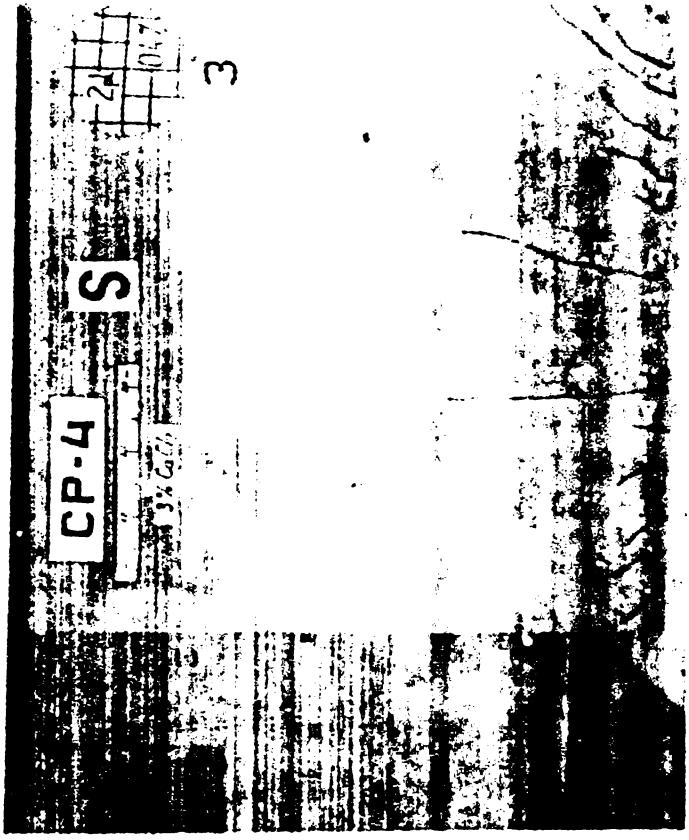
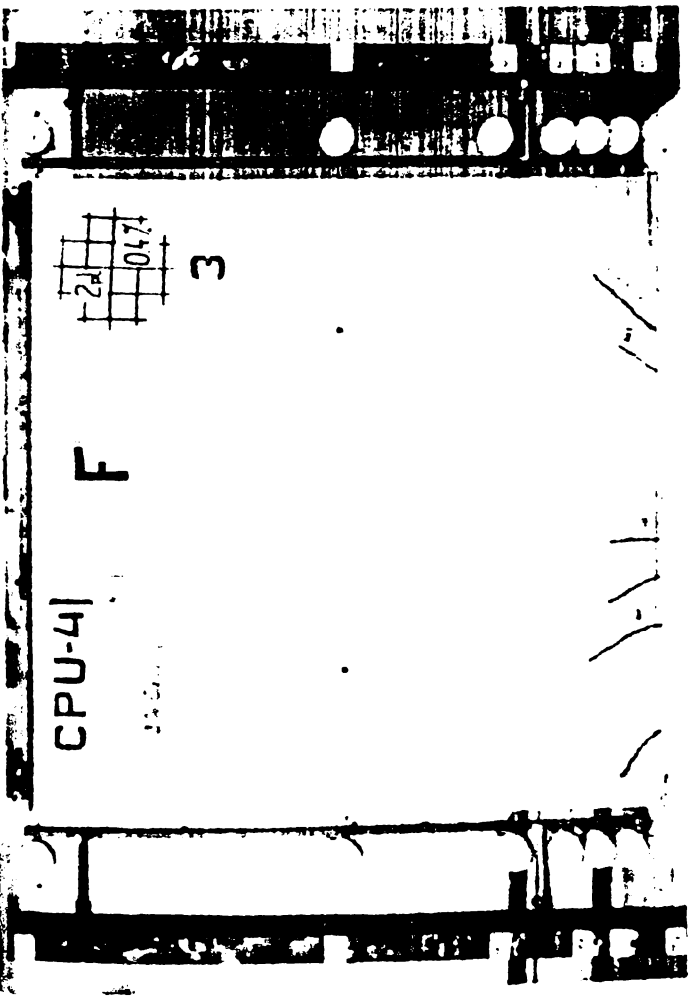
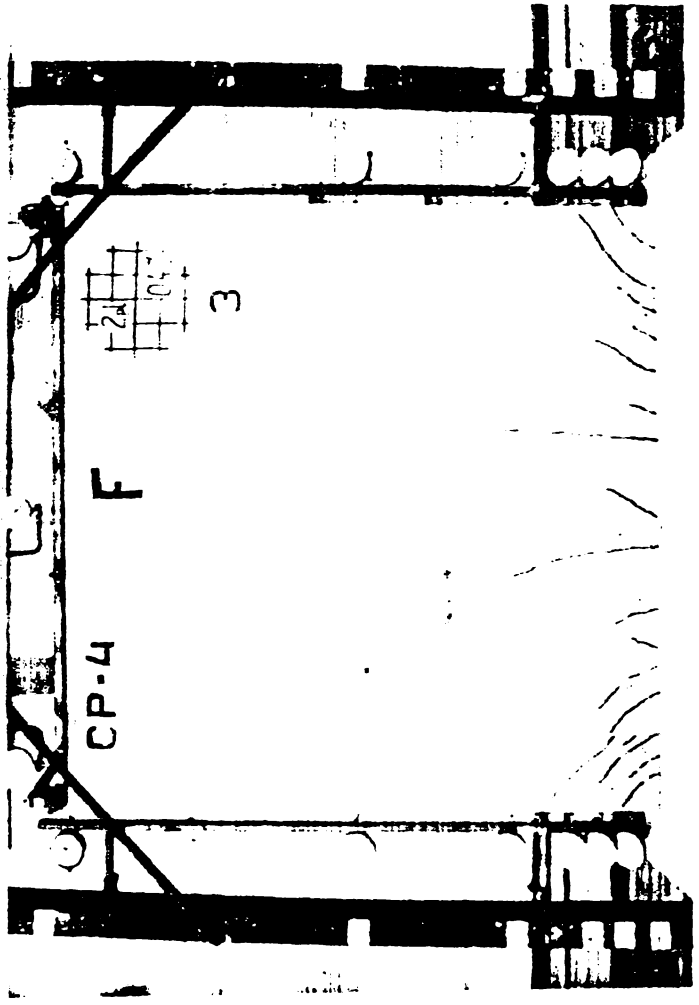
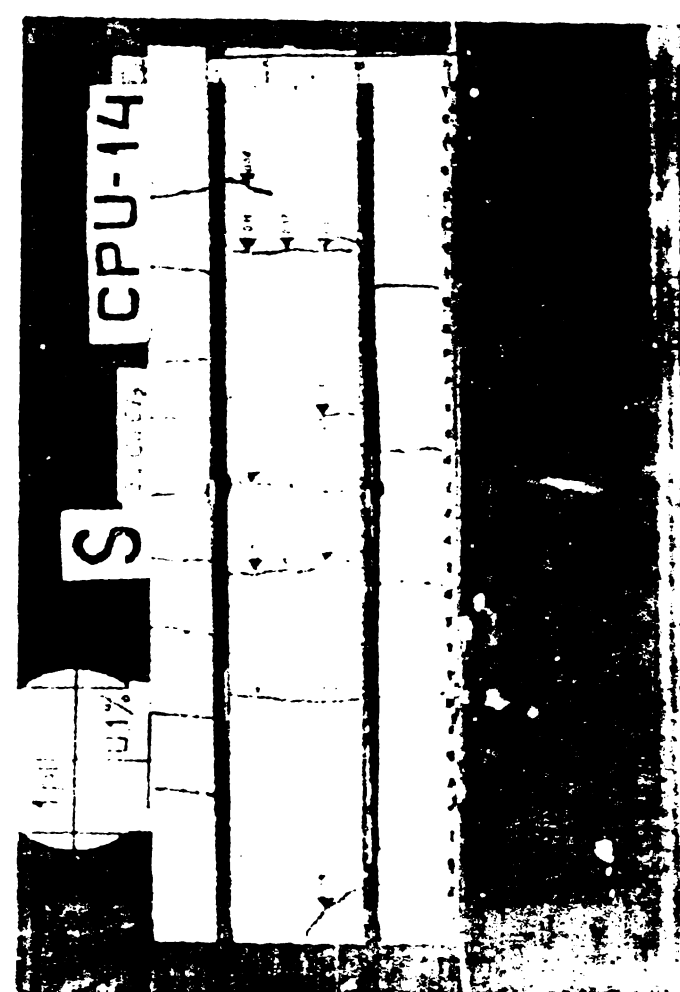
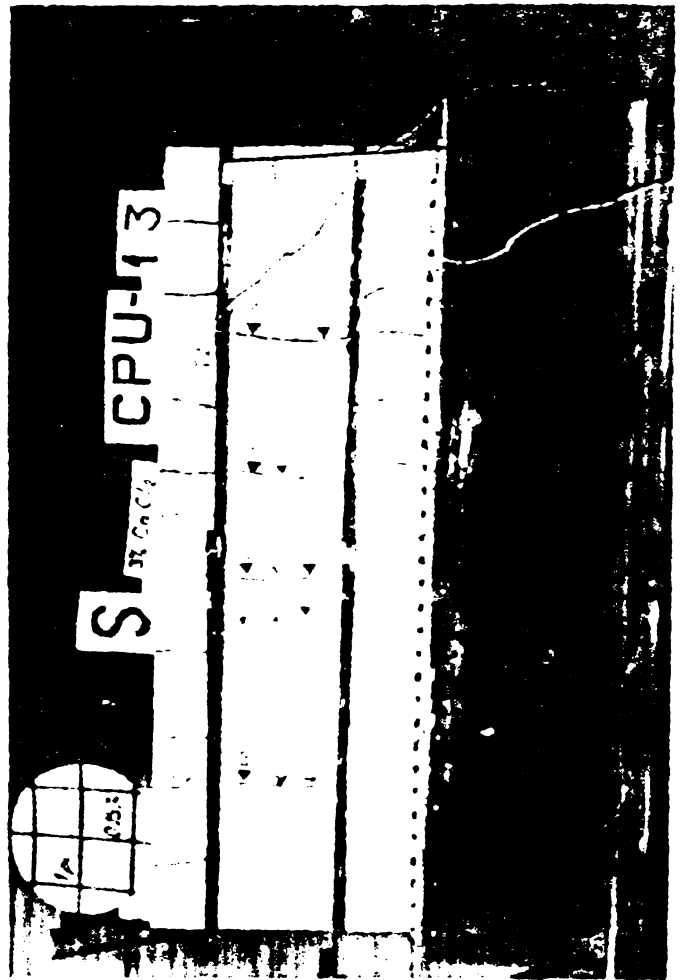
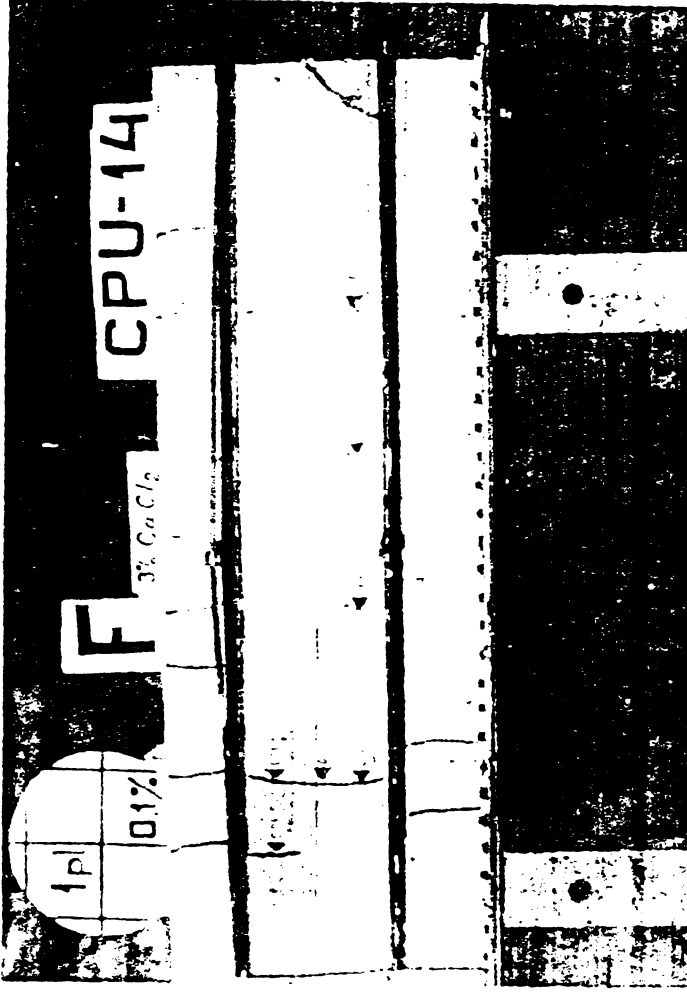
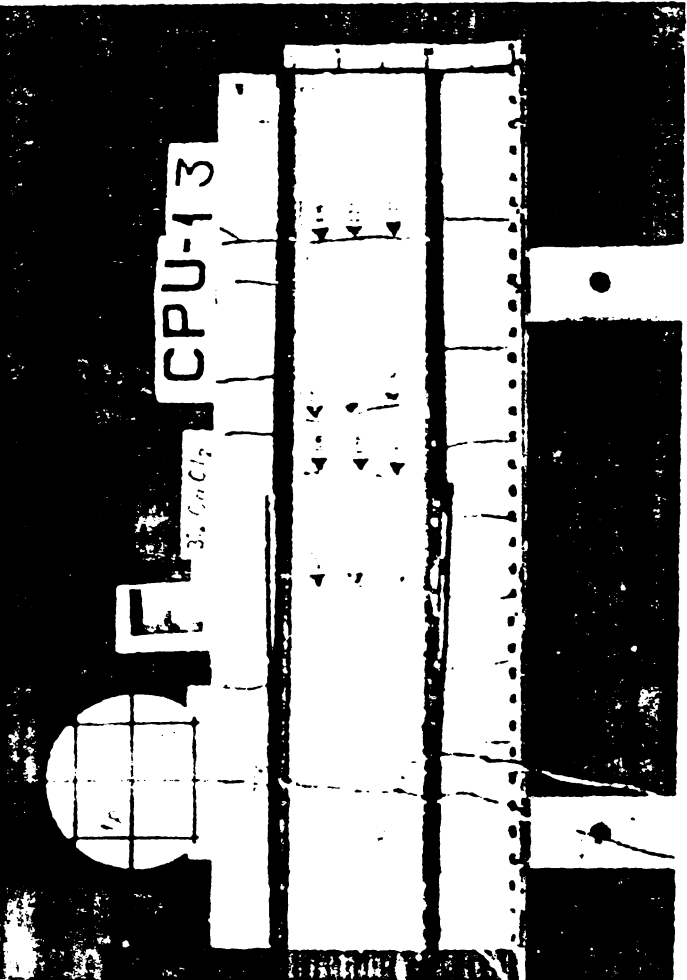
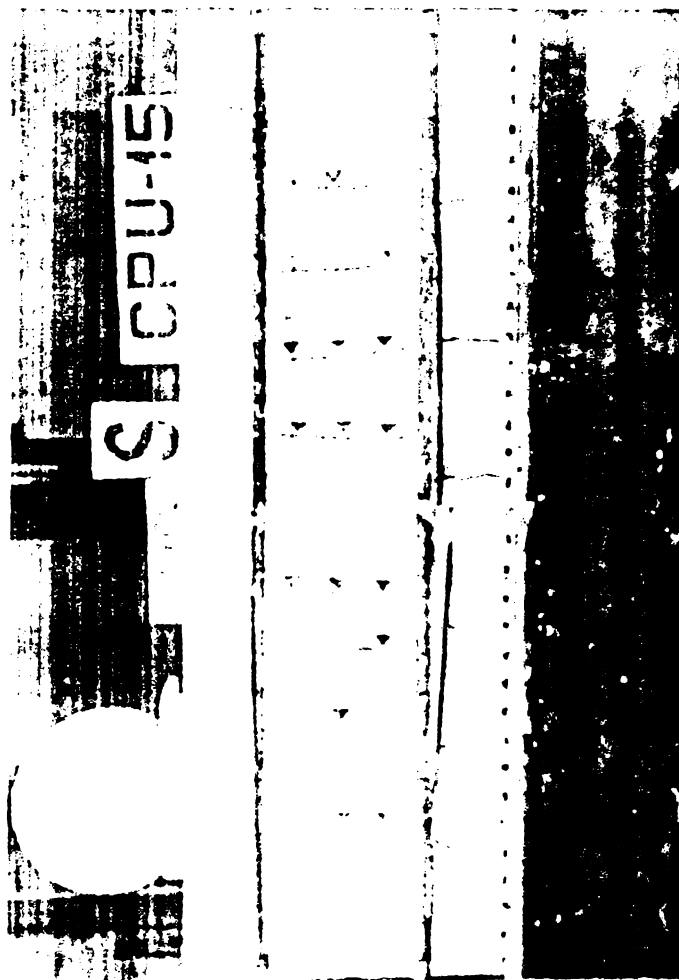
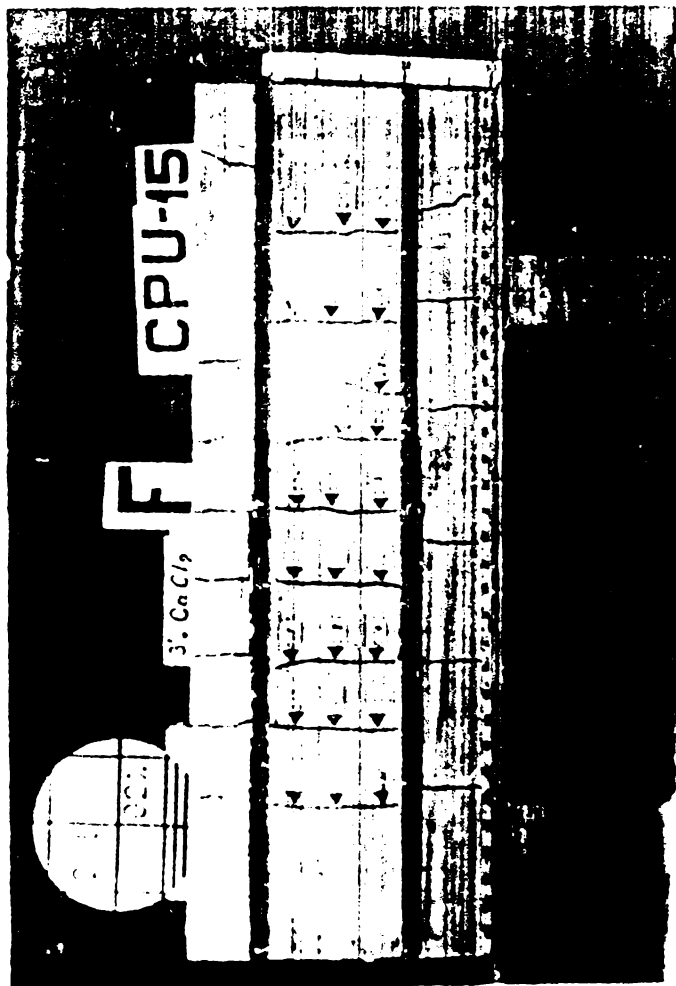
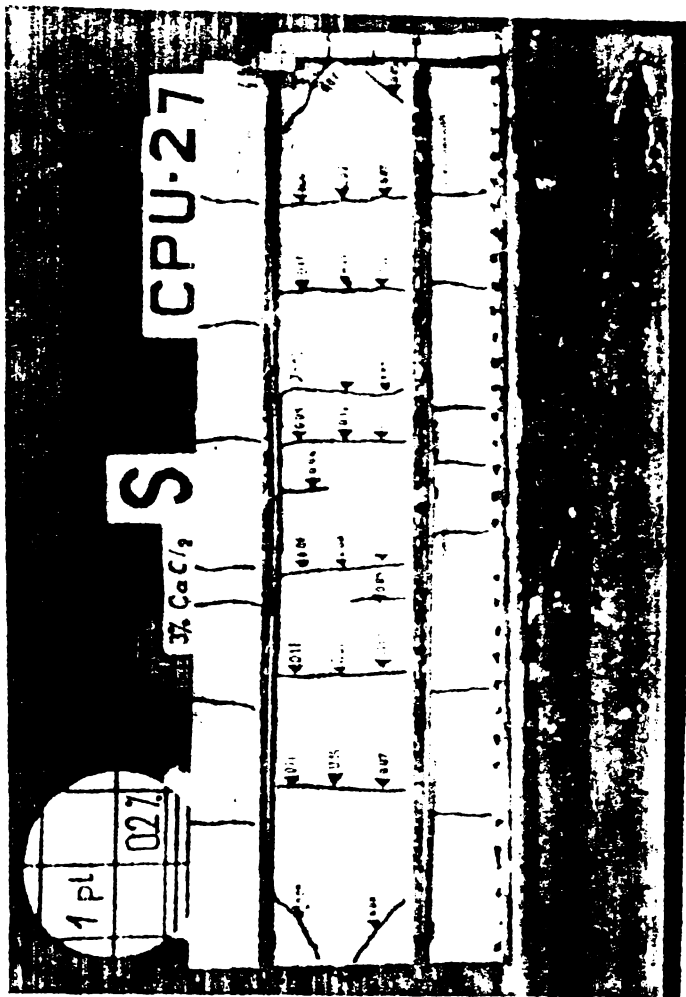
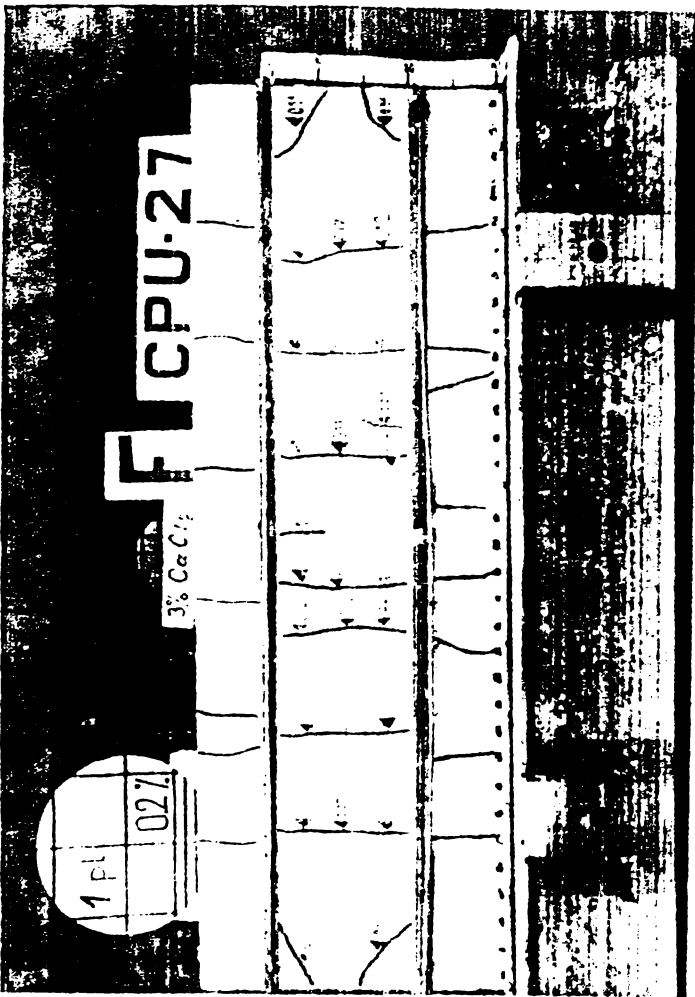


Fig. . . . . (continued).



... ..





... 10. (continue).

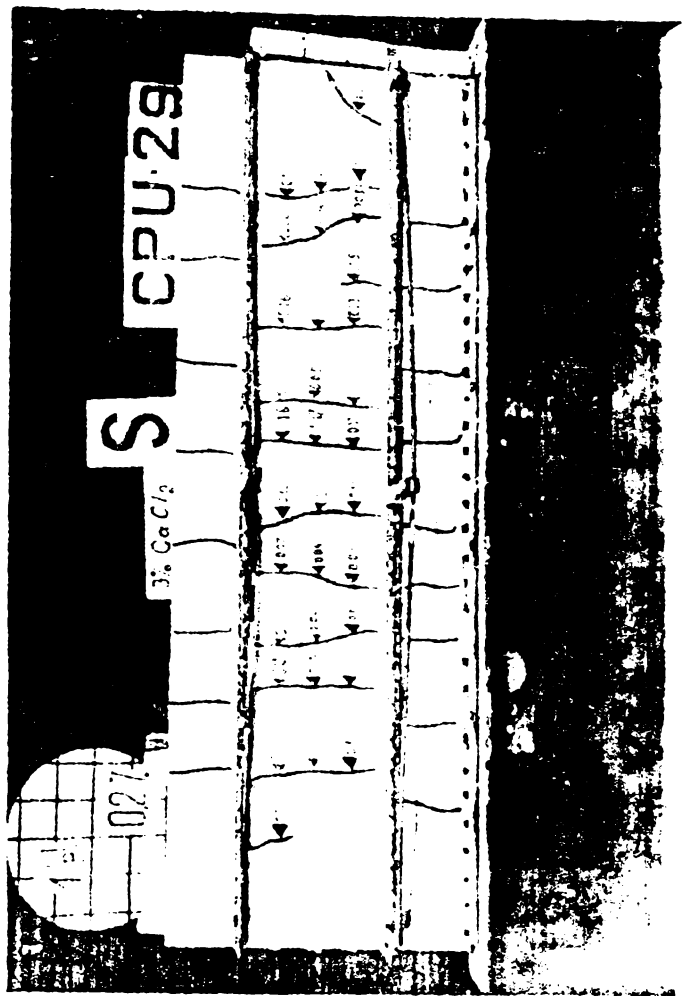
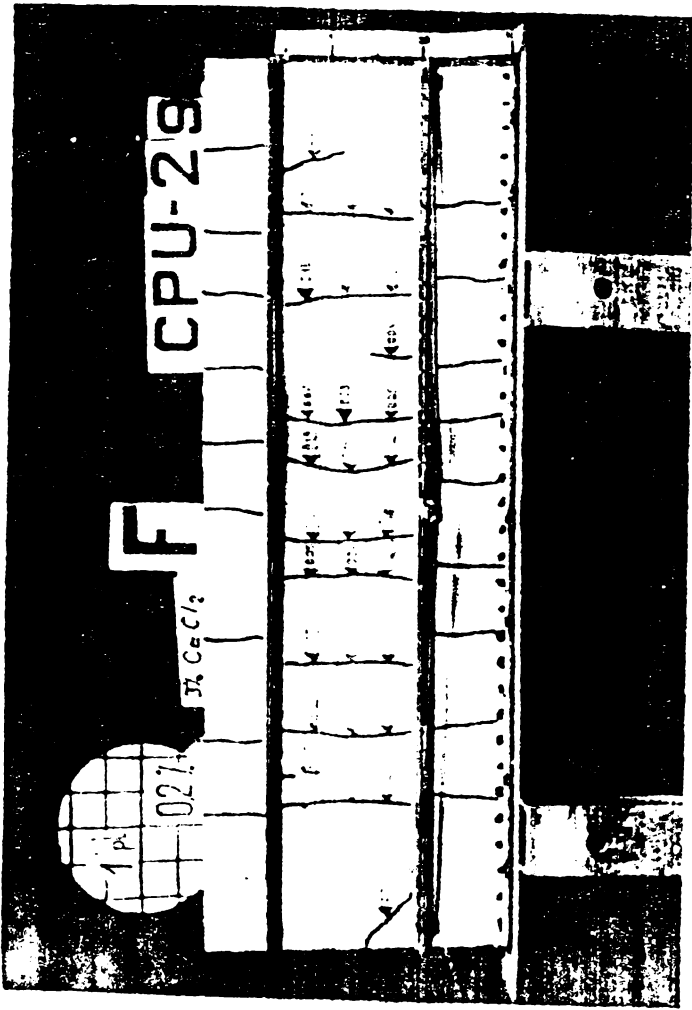
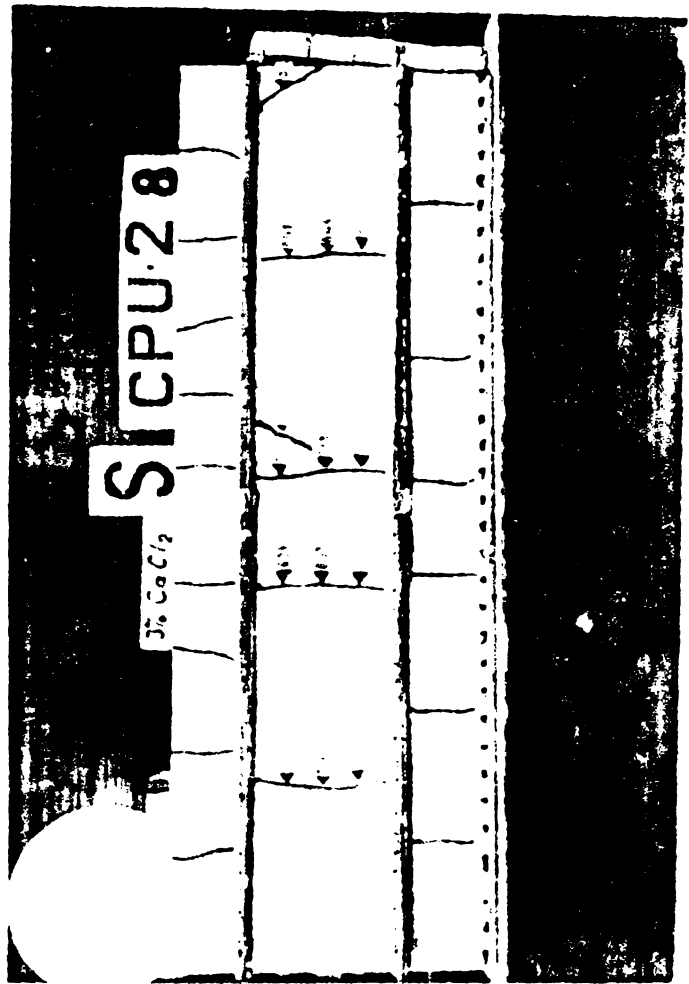
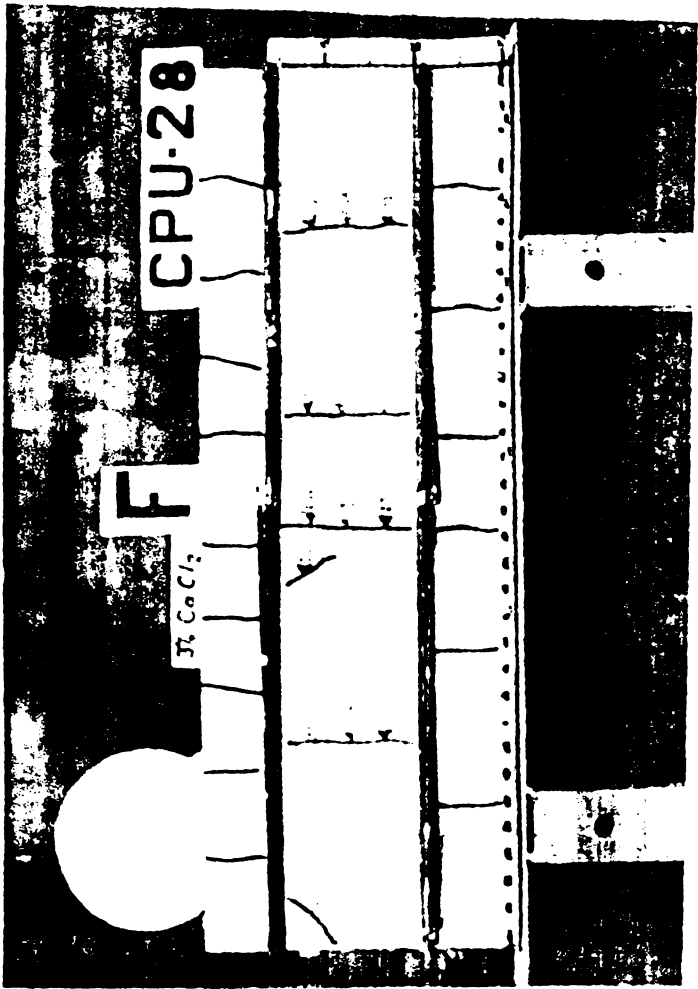
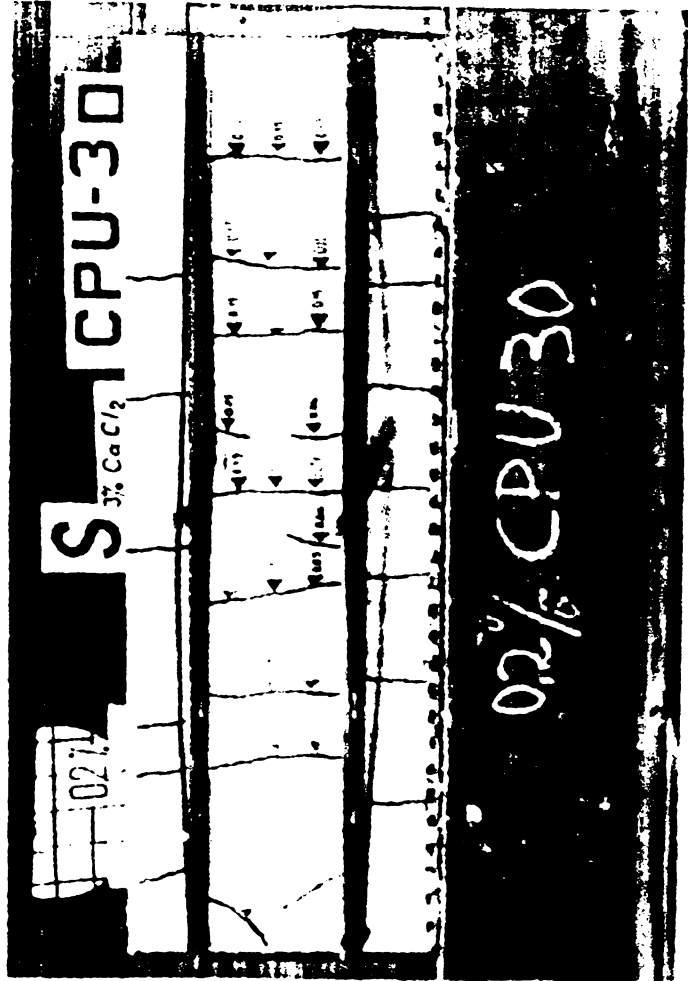
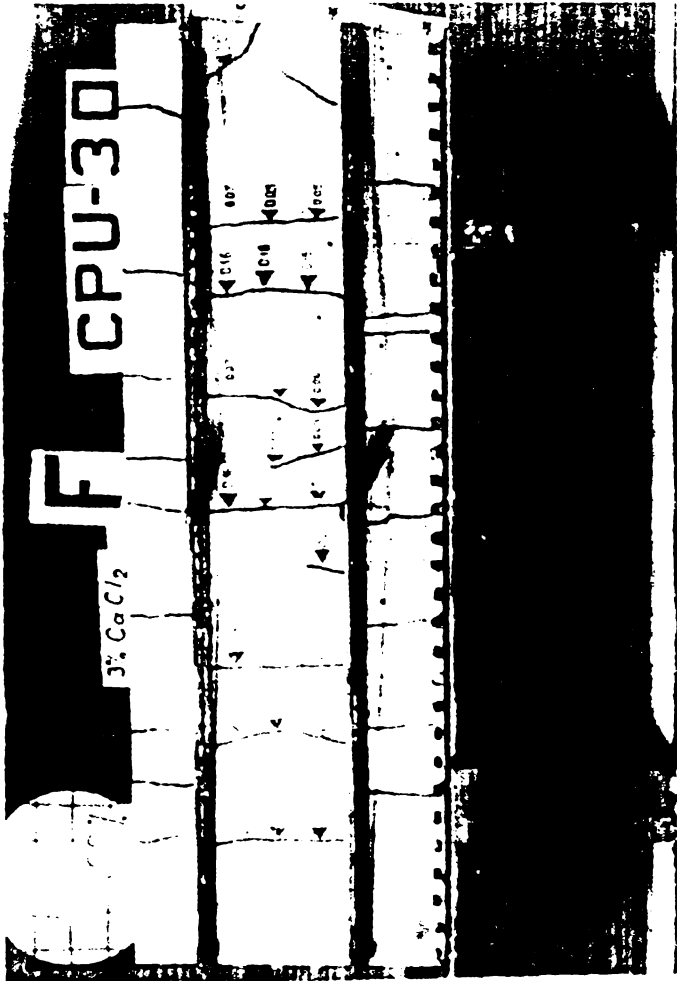
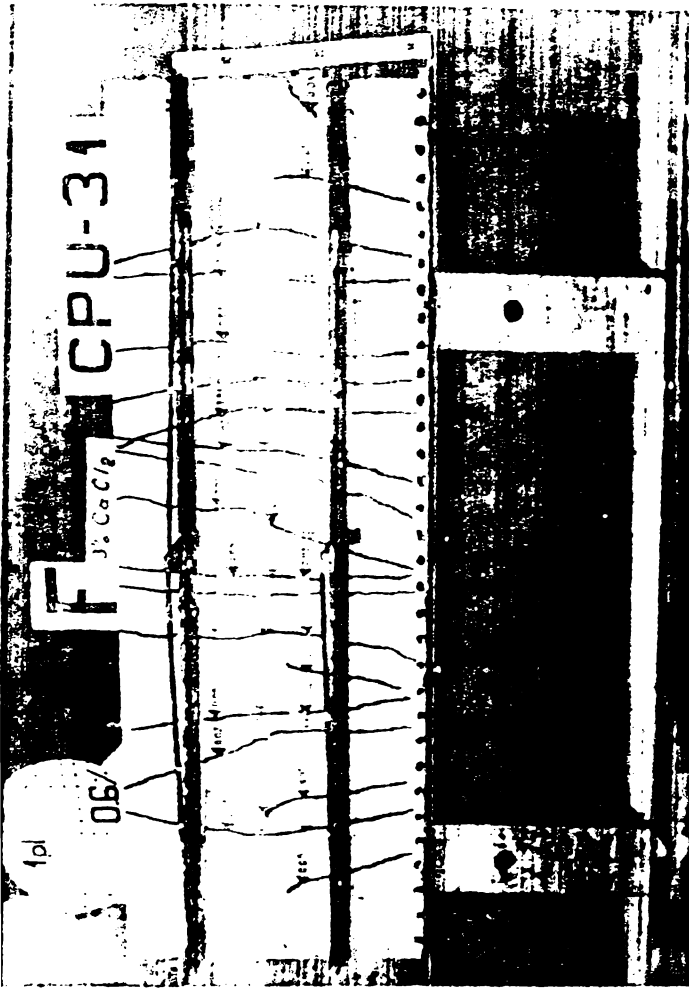
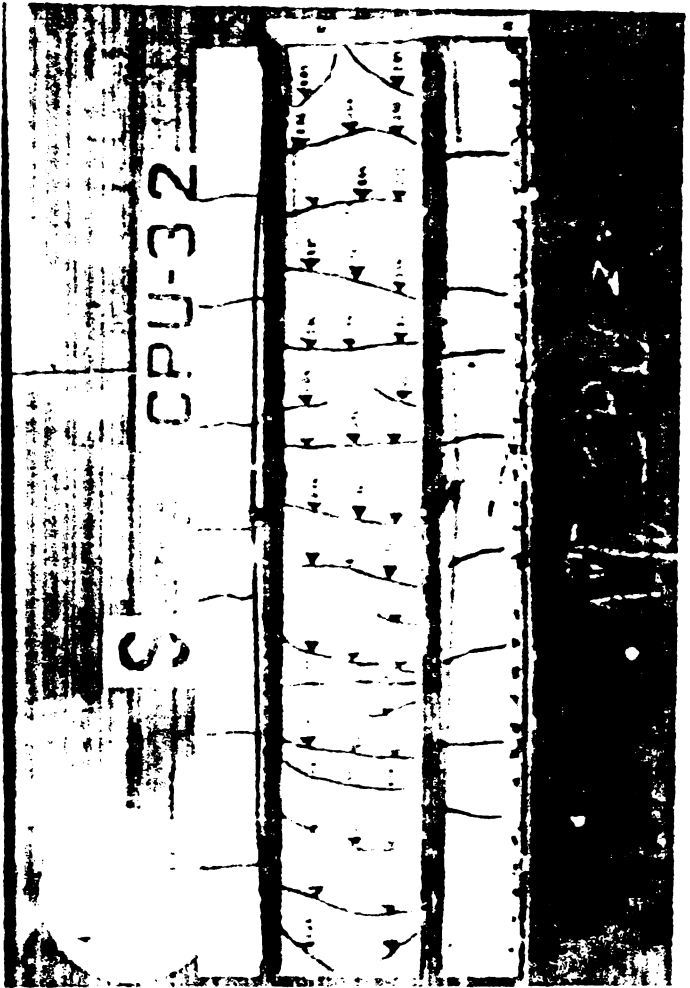
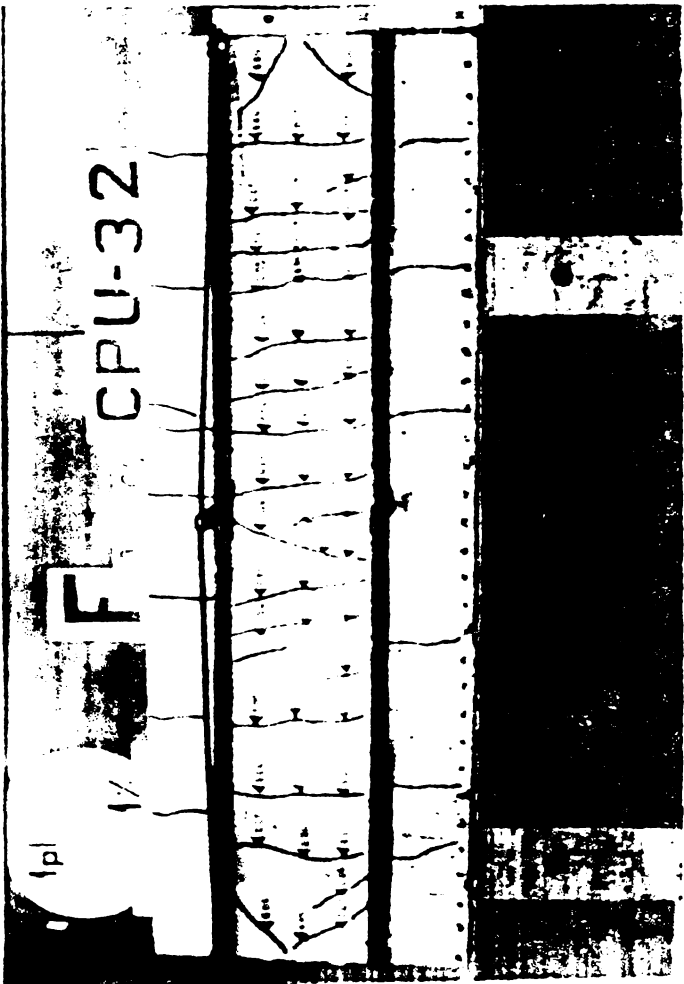
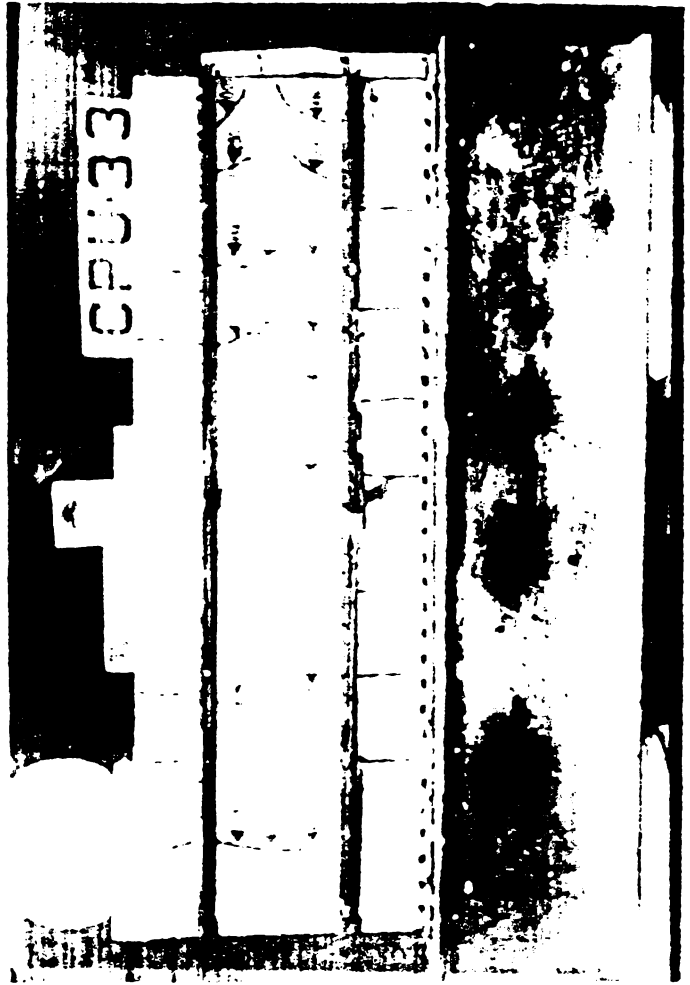
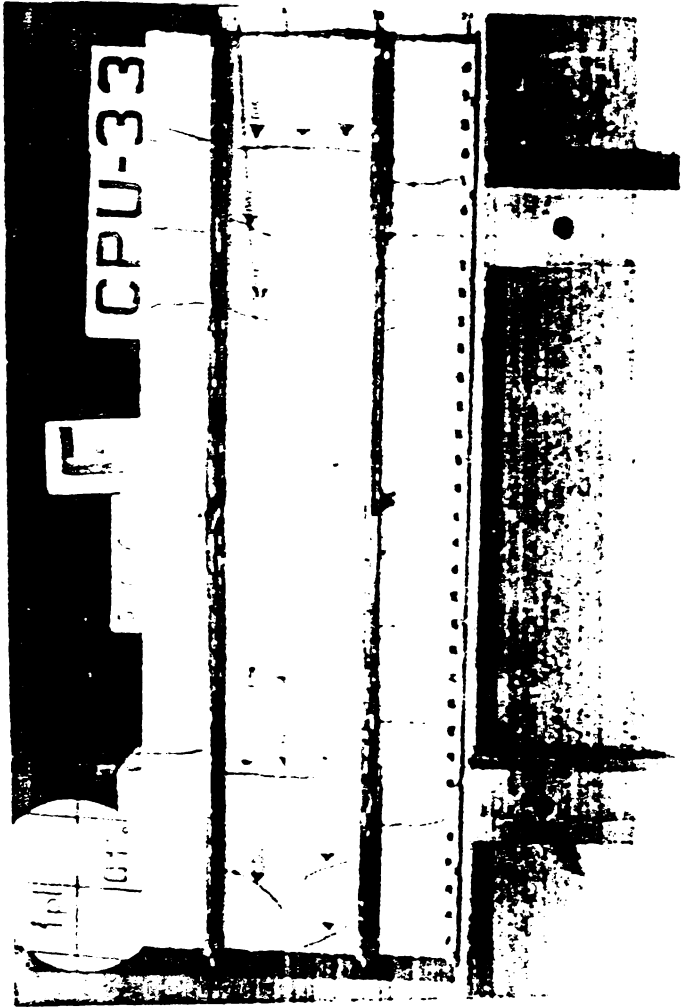
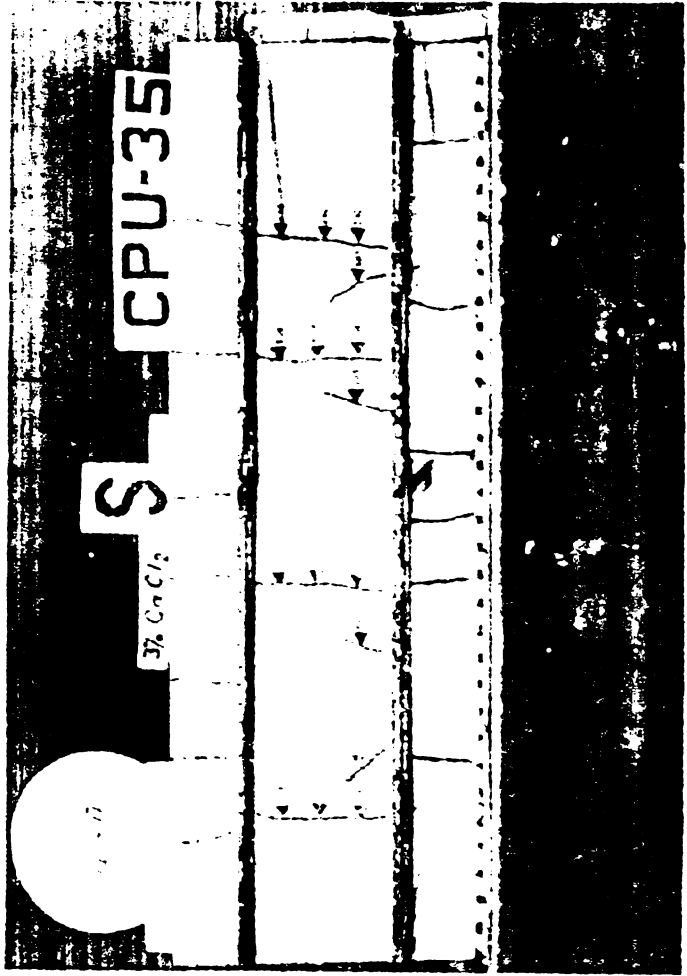
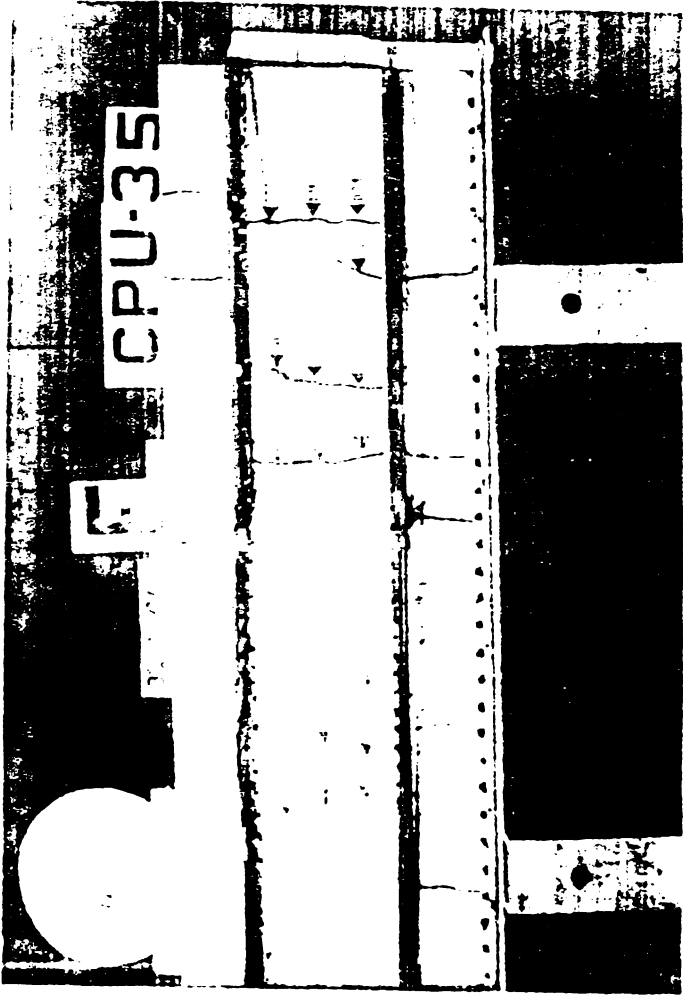


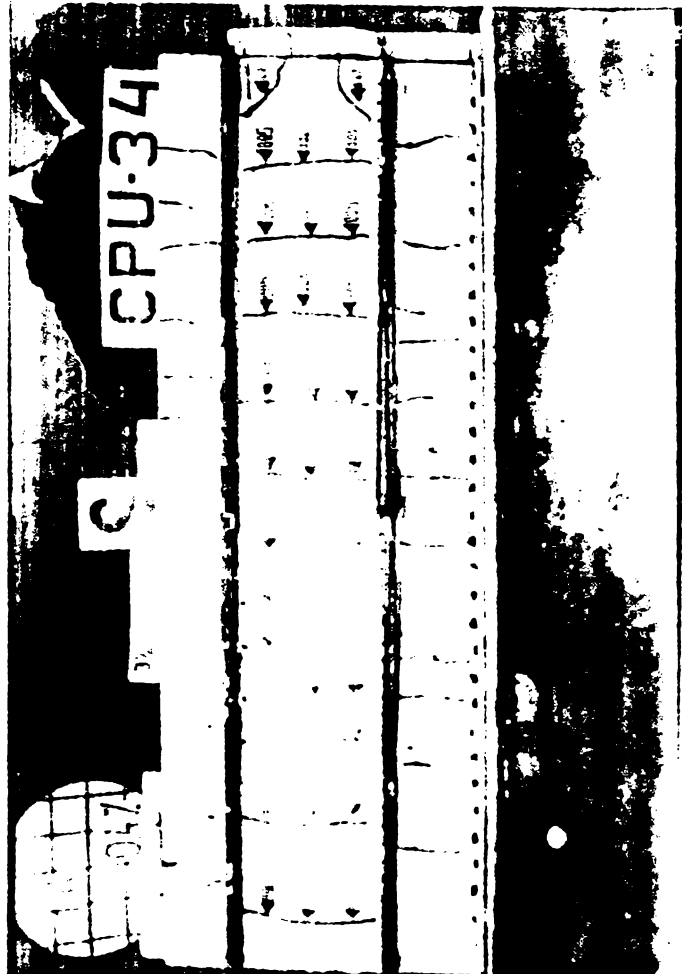
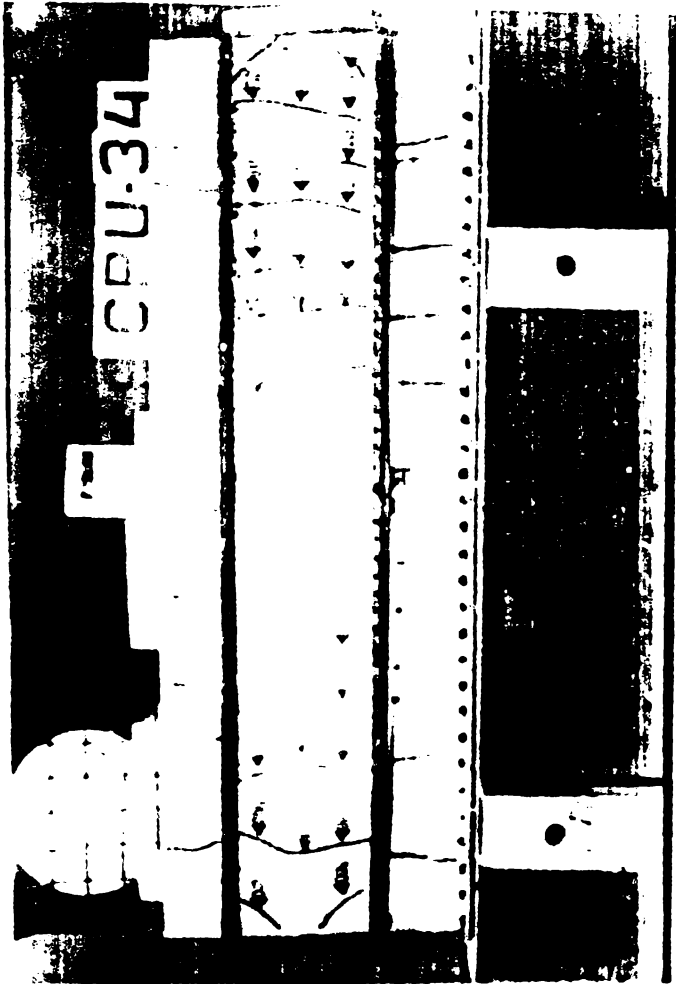
Fig. 1. (continued).

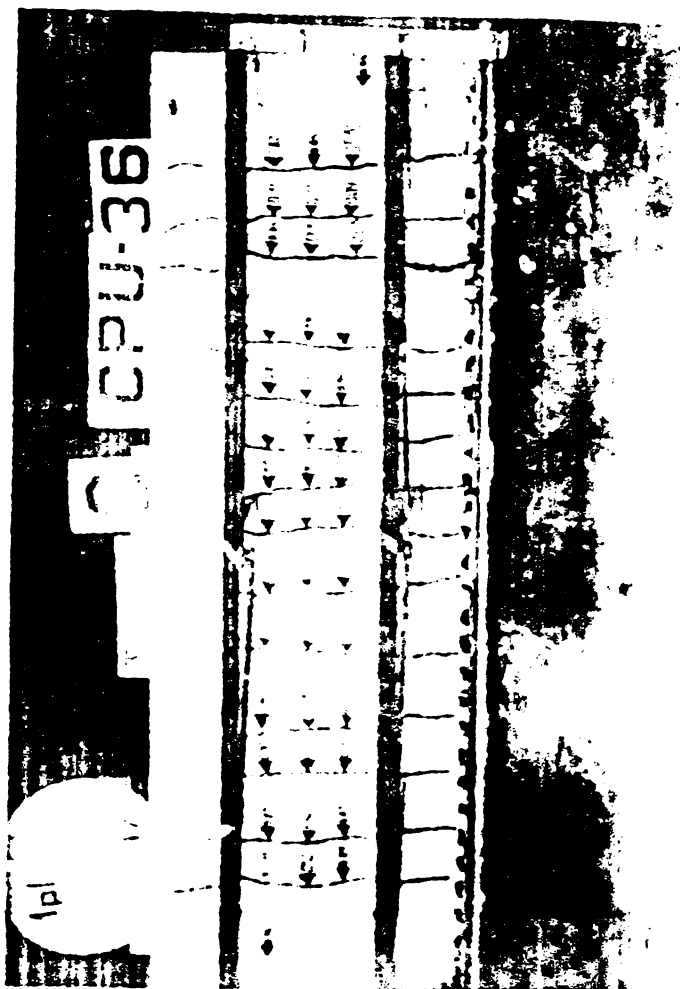
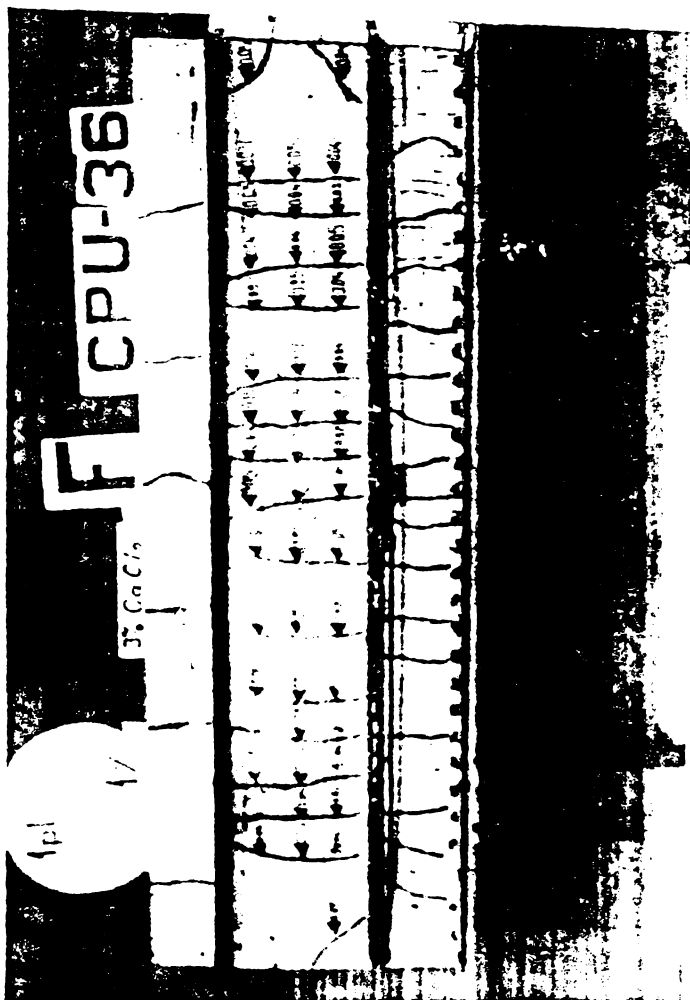
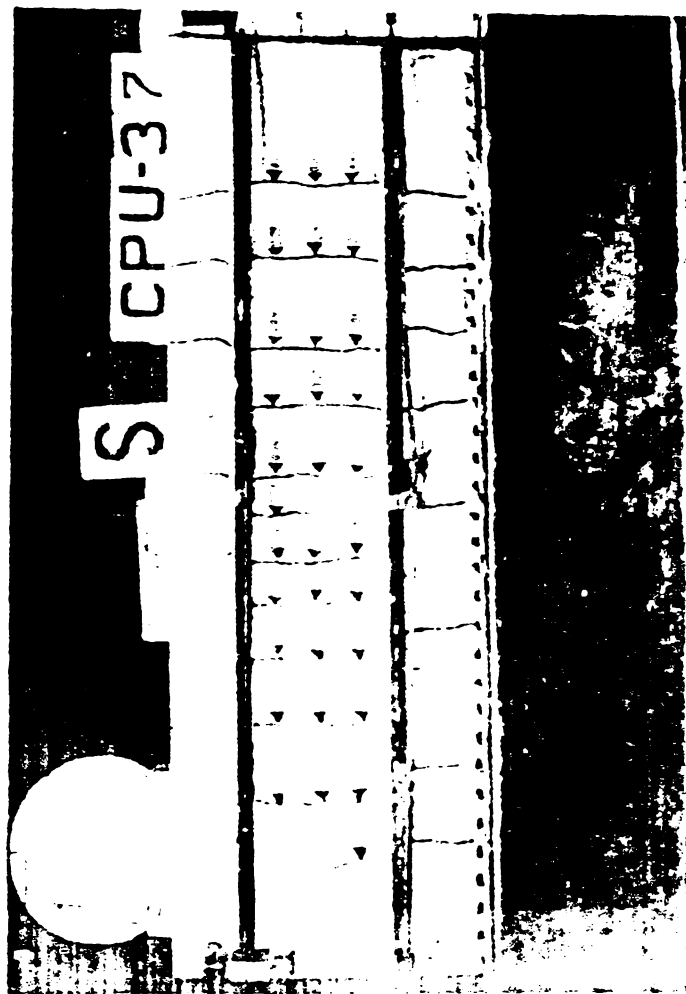
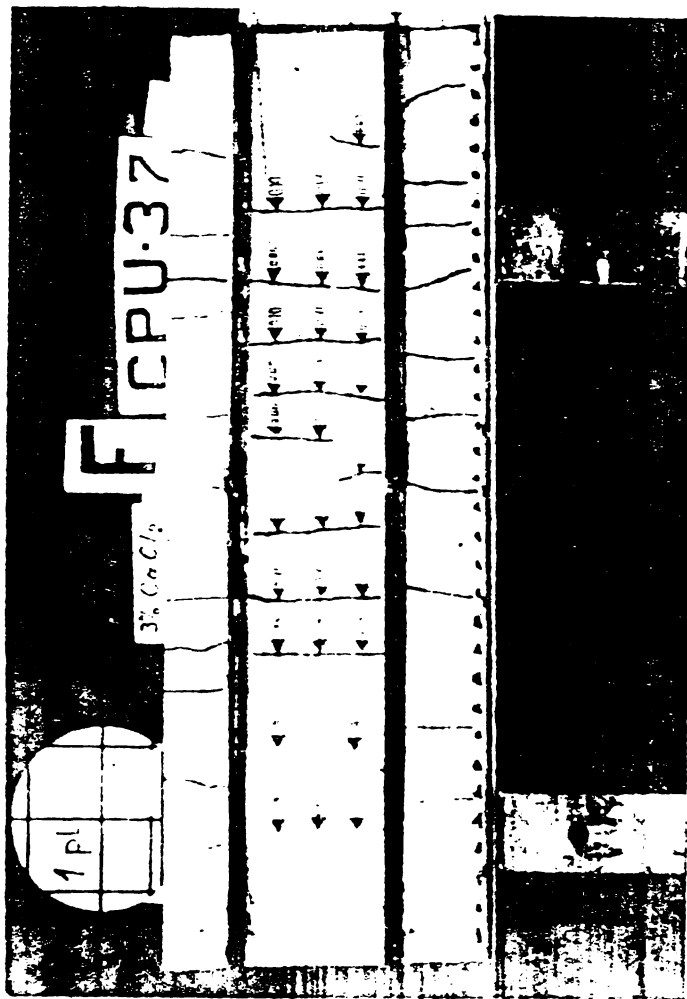




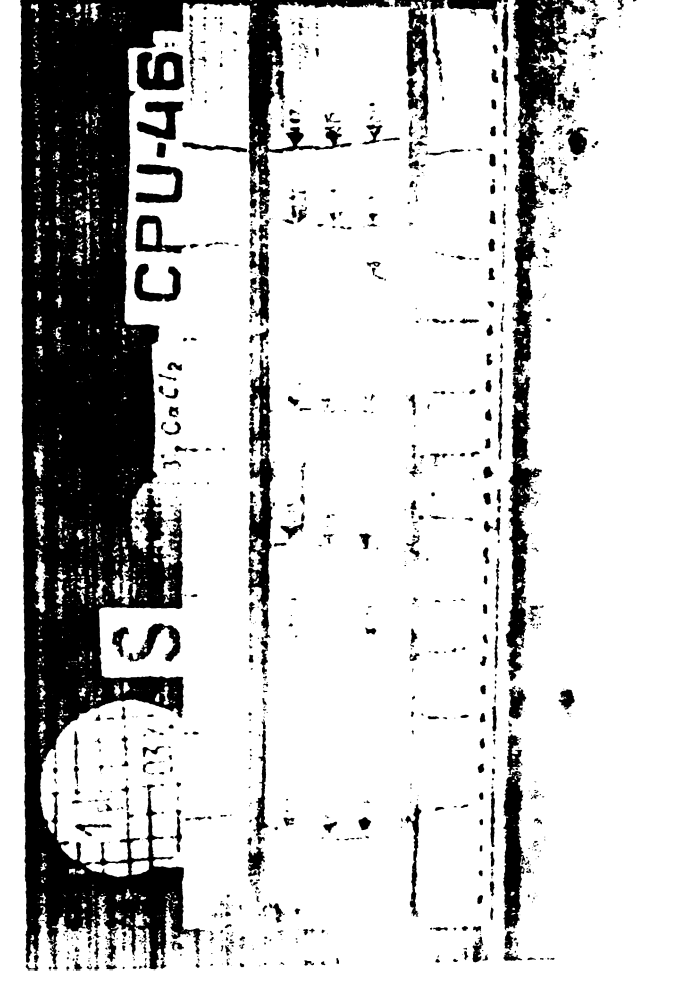
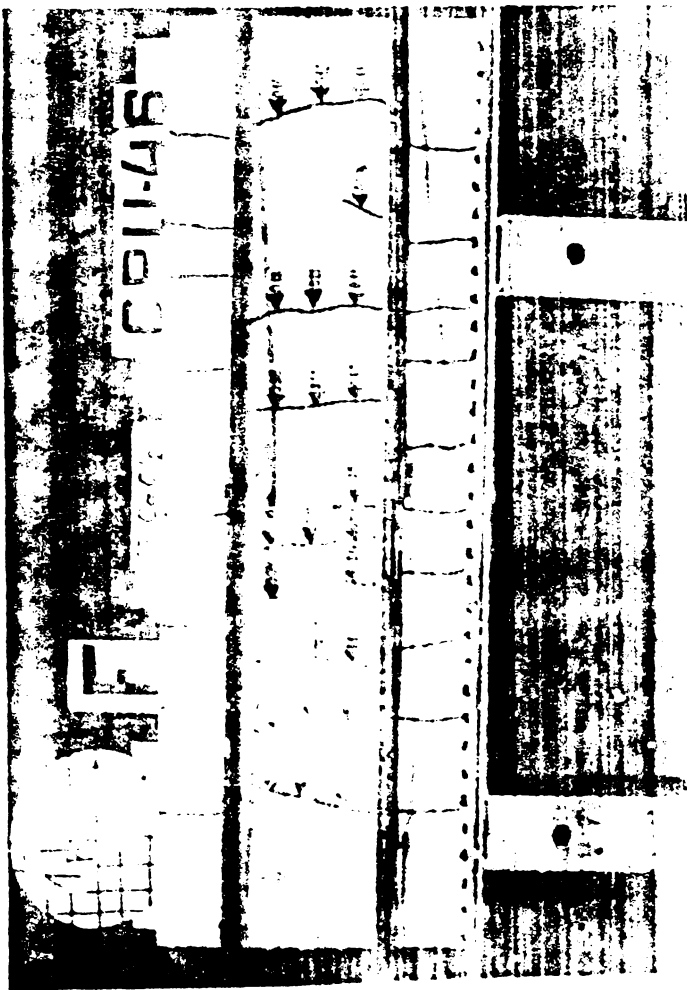
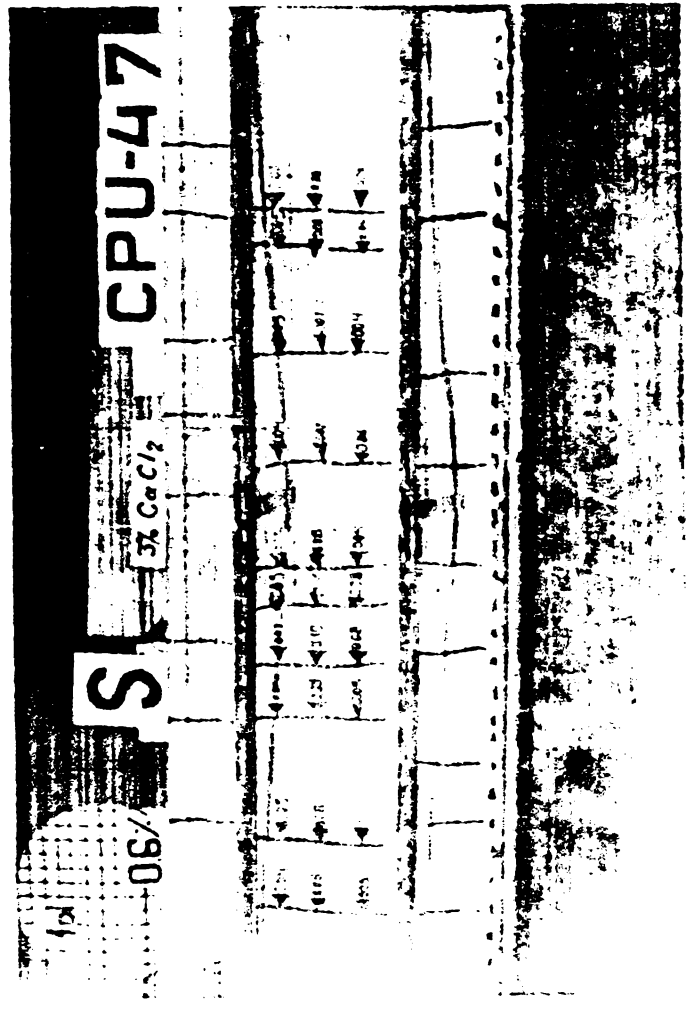
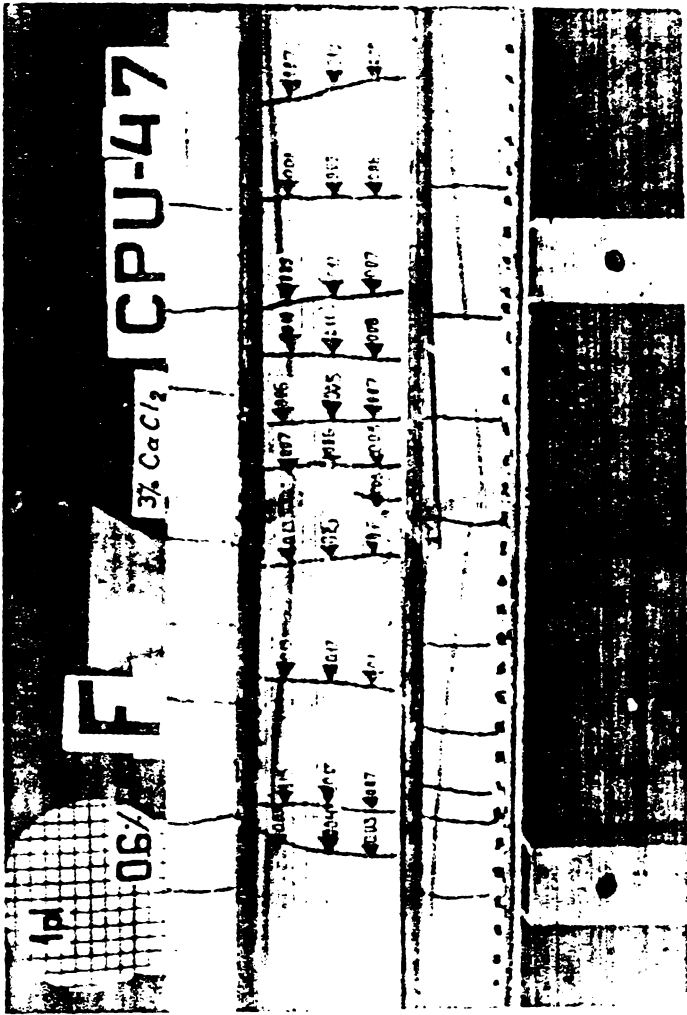


(CPU-35)

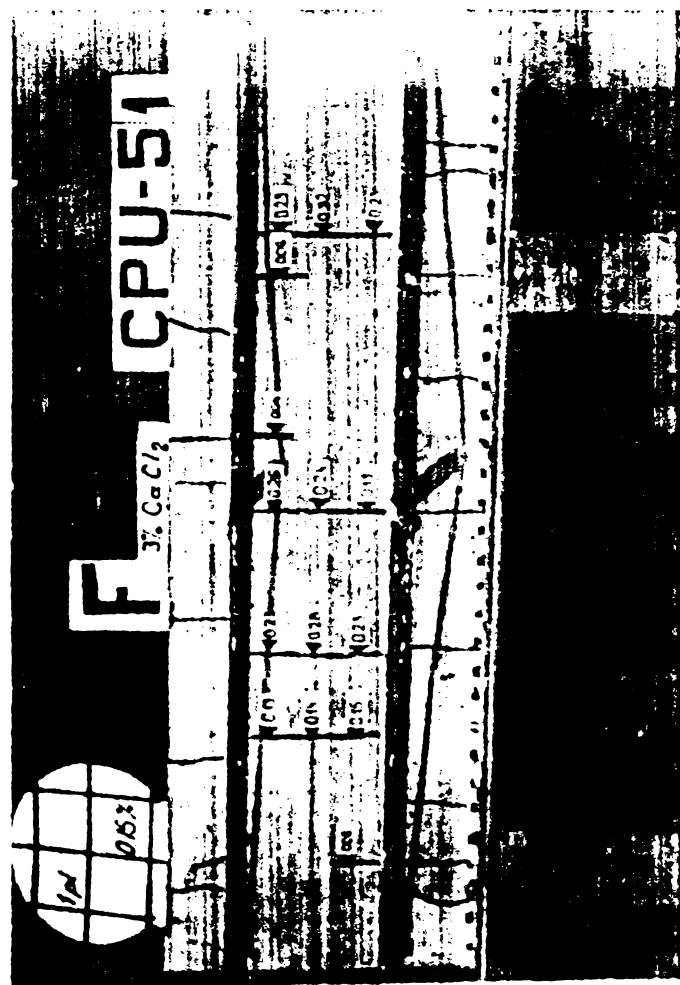
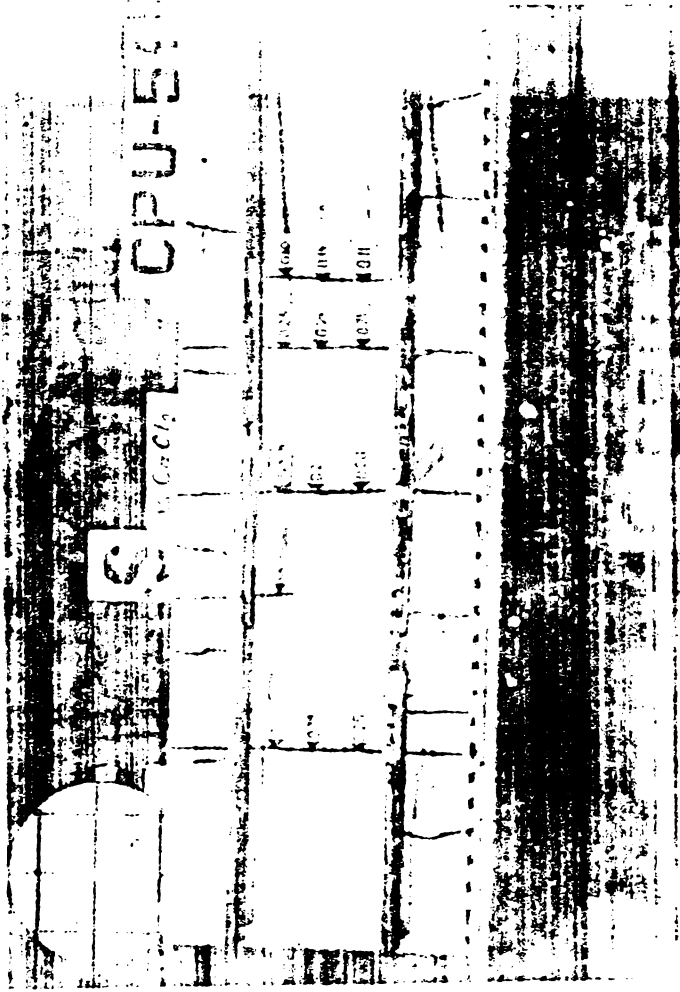












(S. 1000)

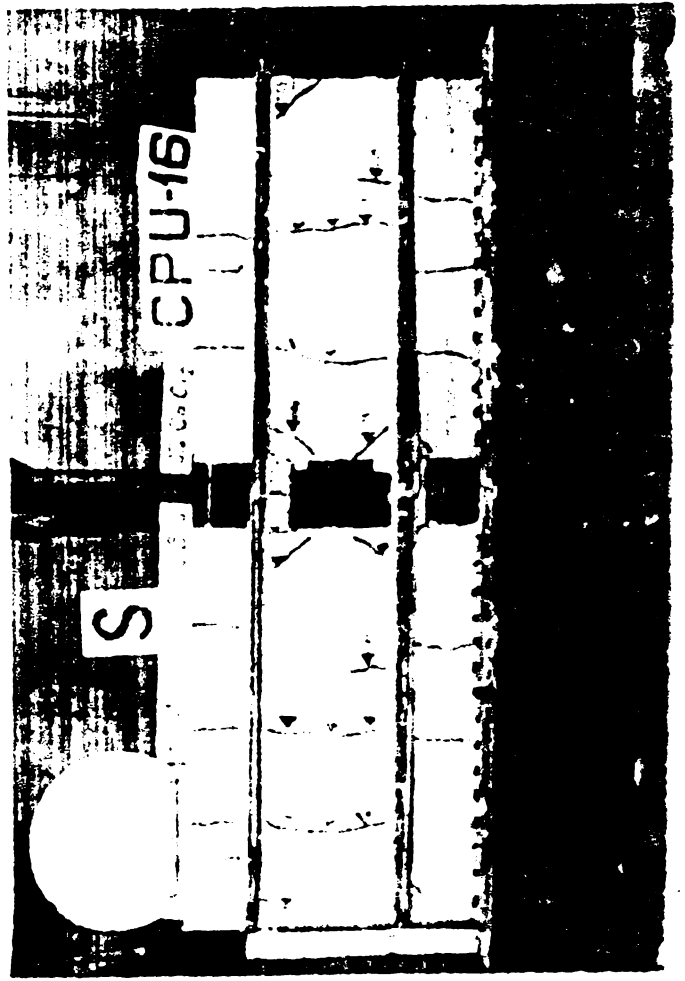
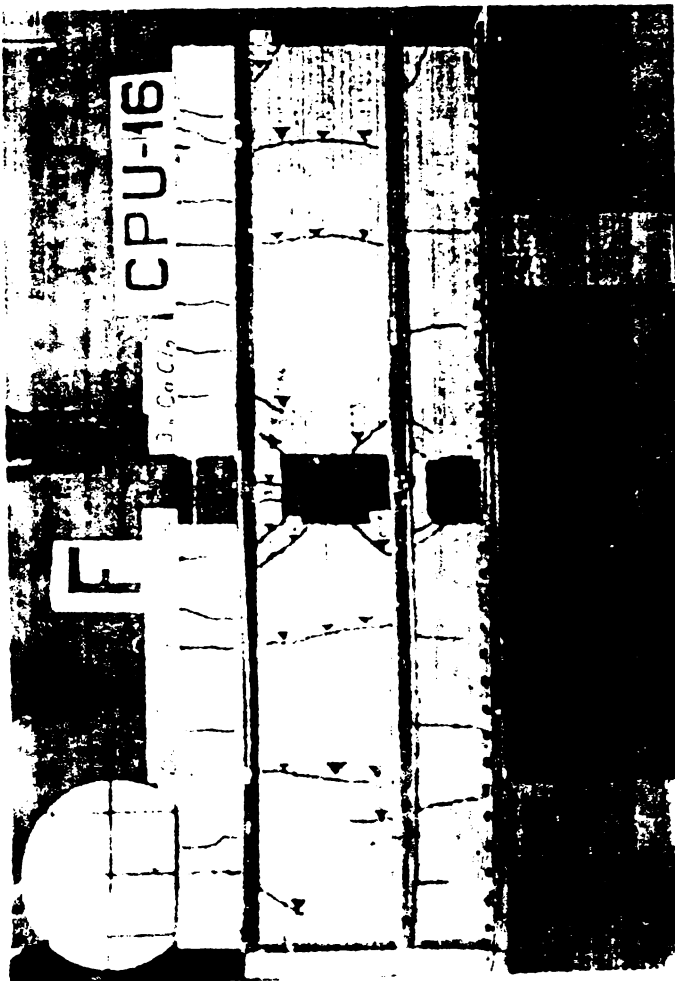
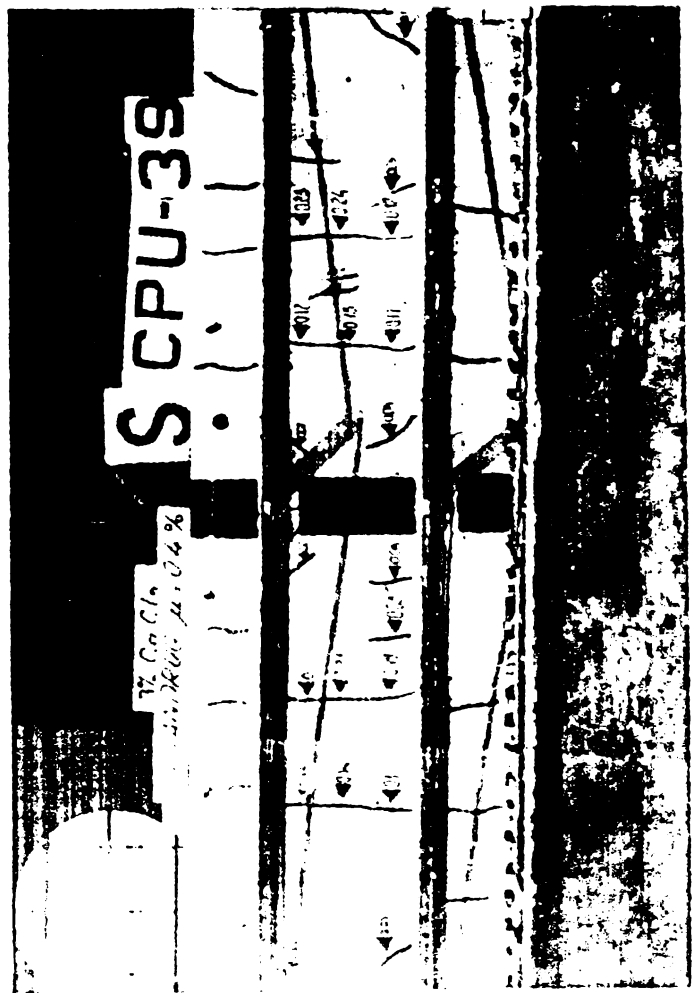
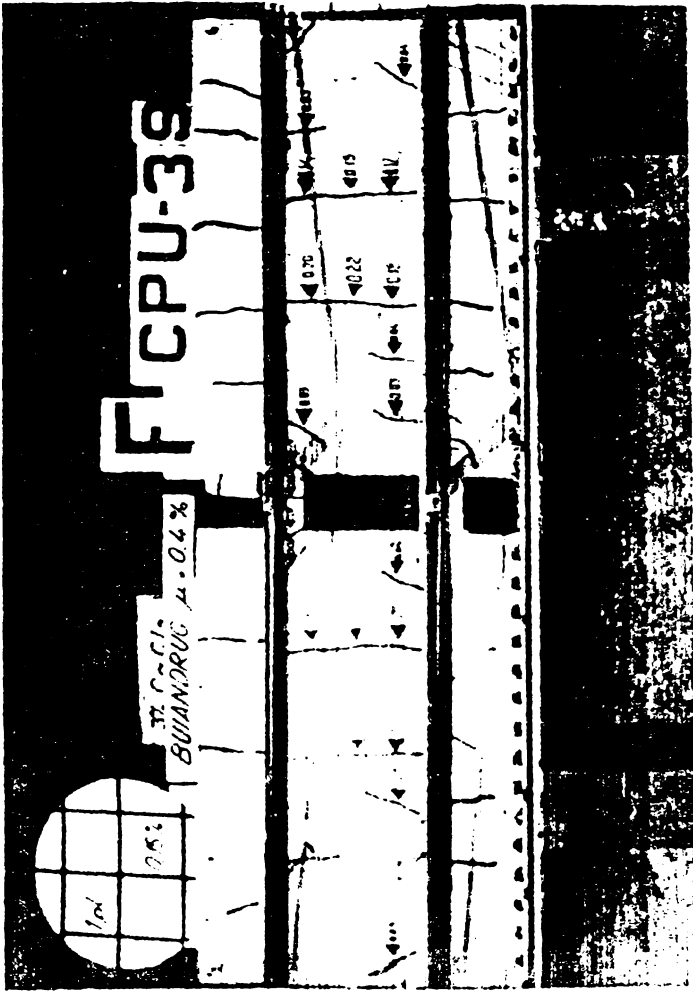
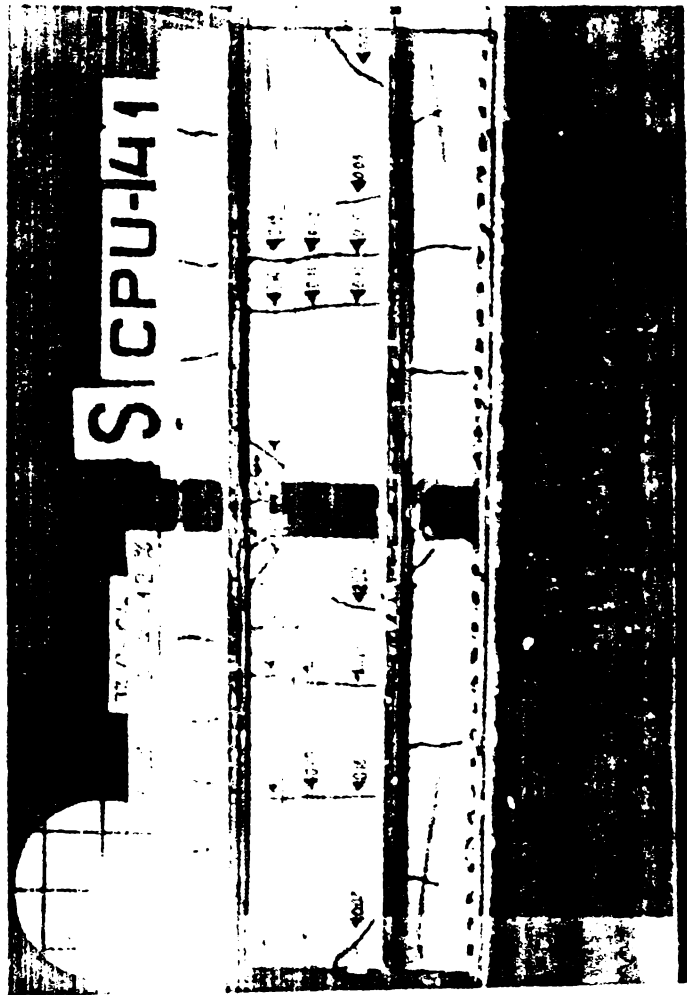
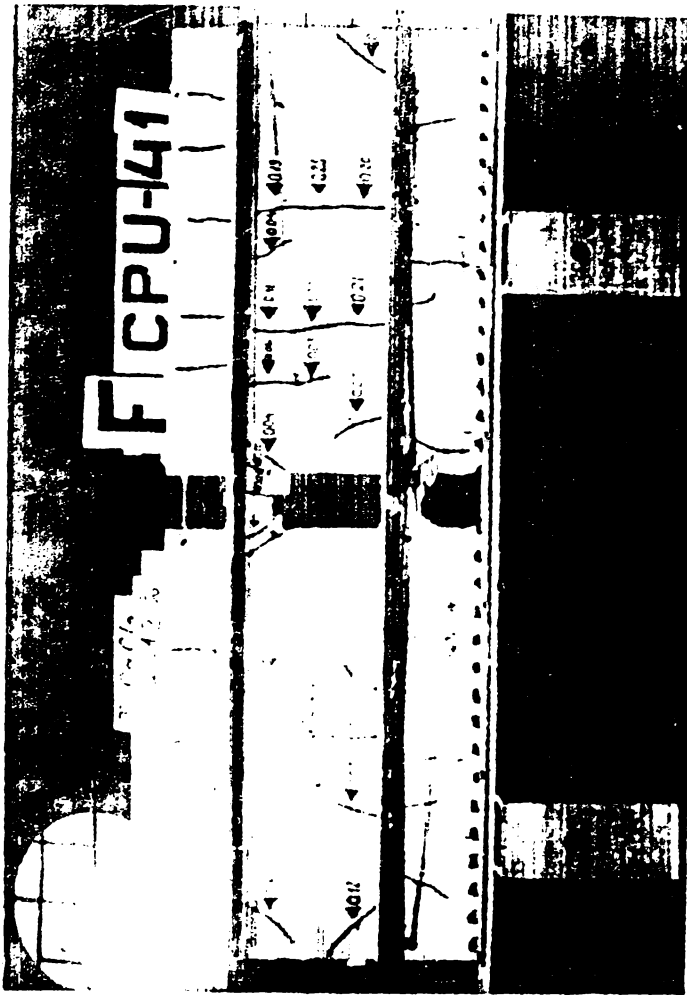
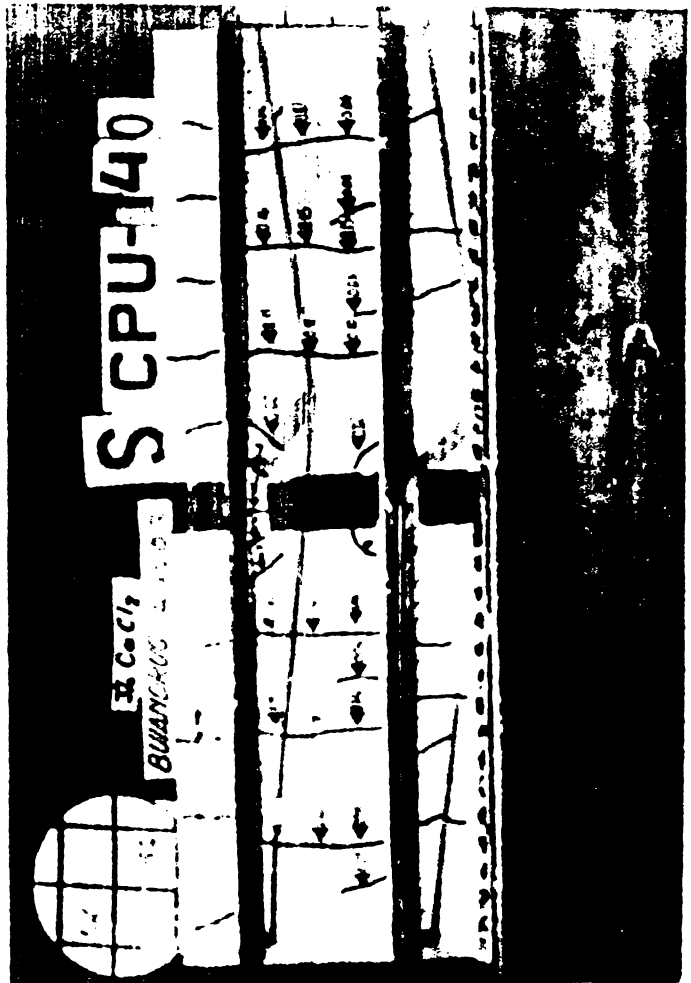
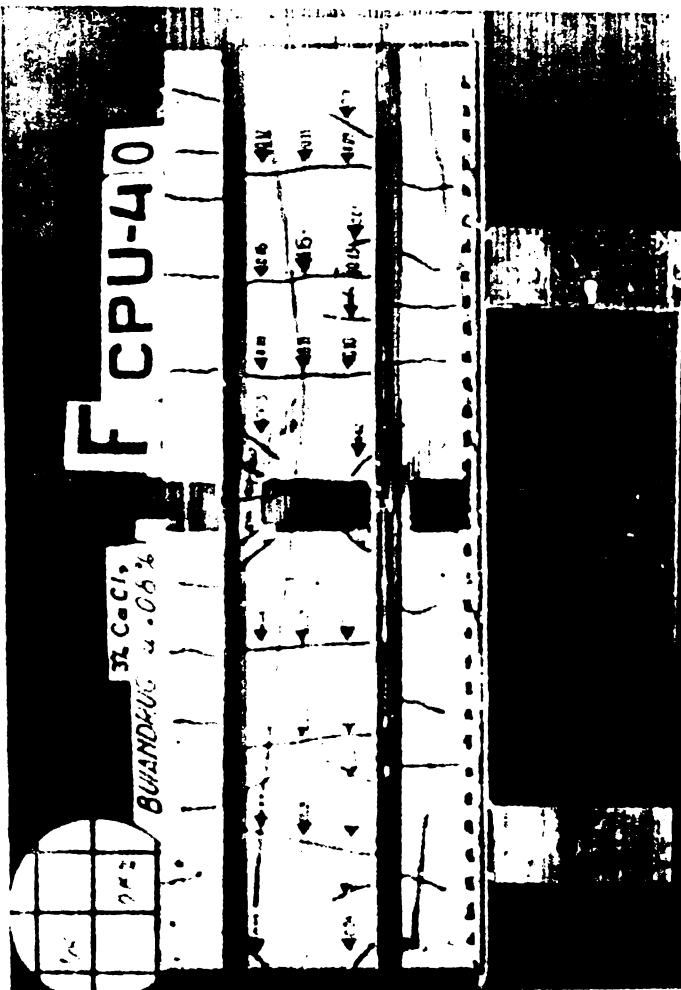
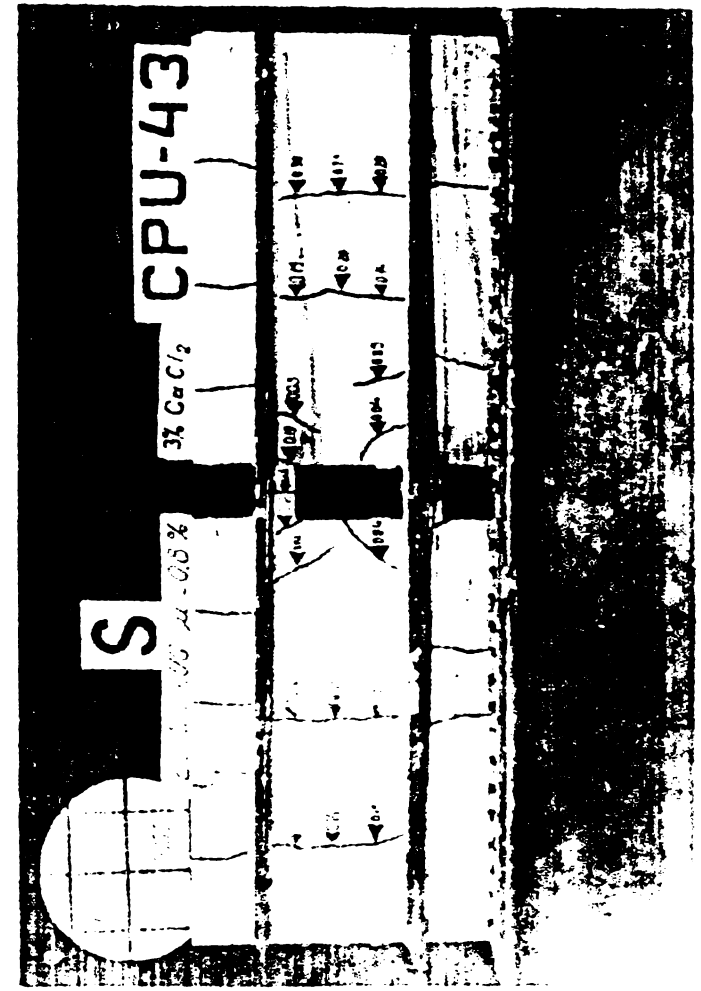
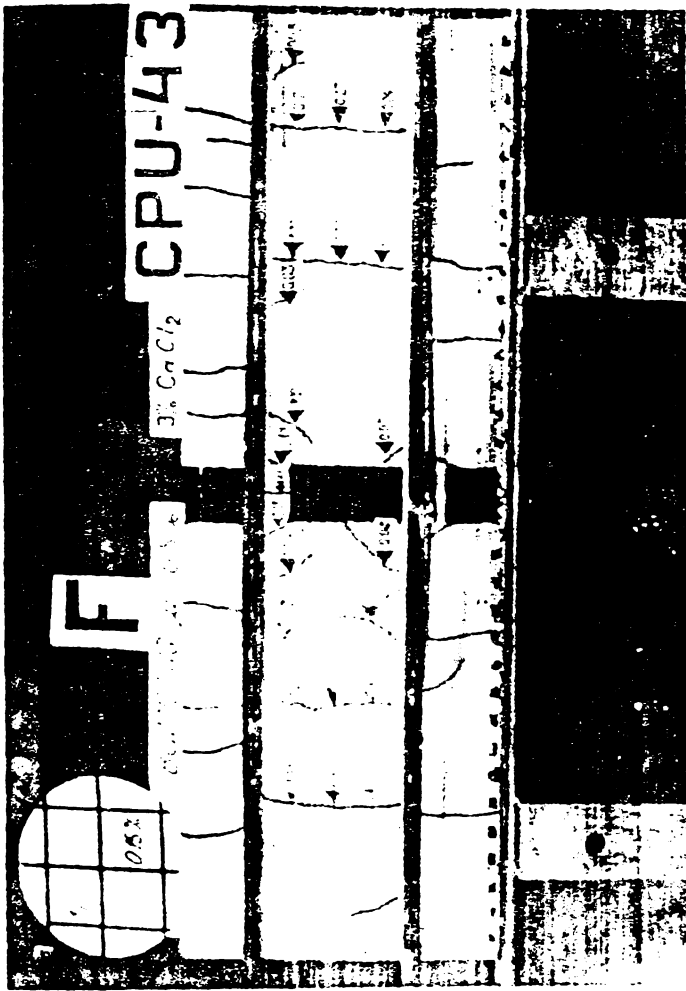
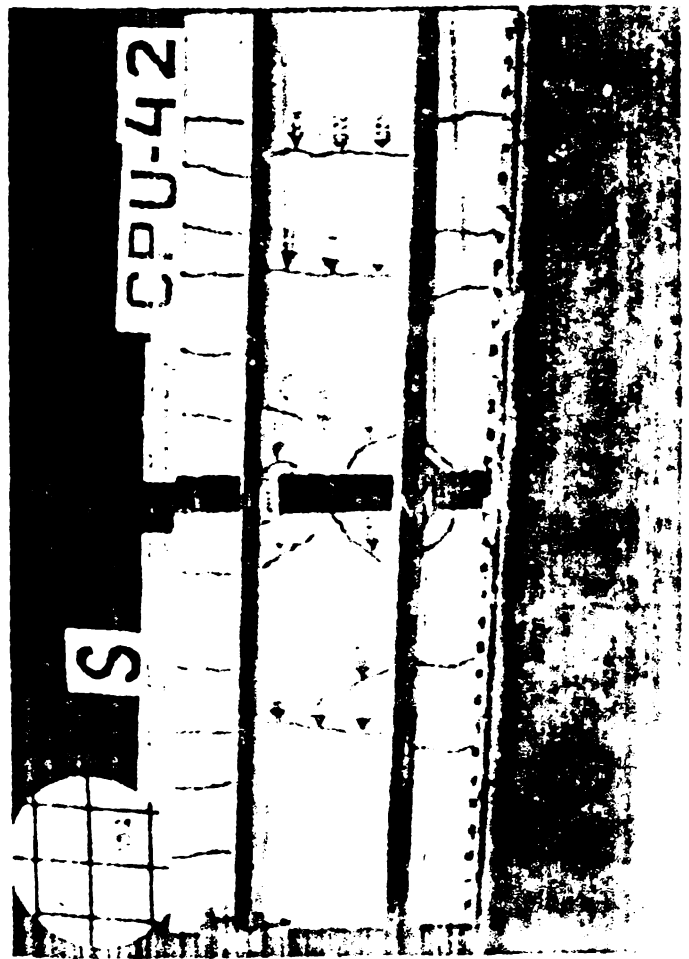
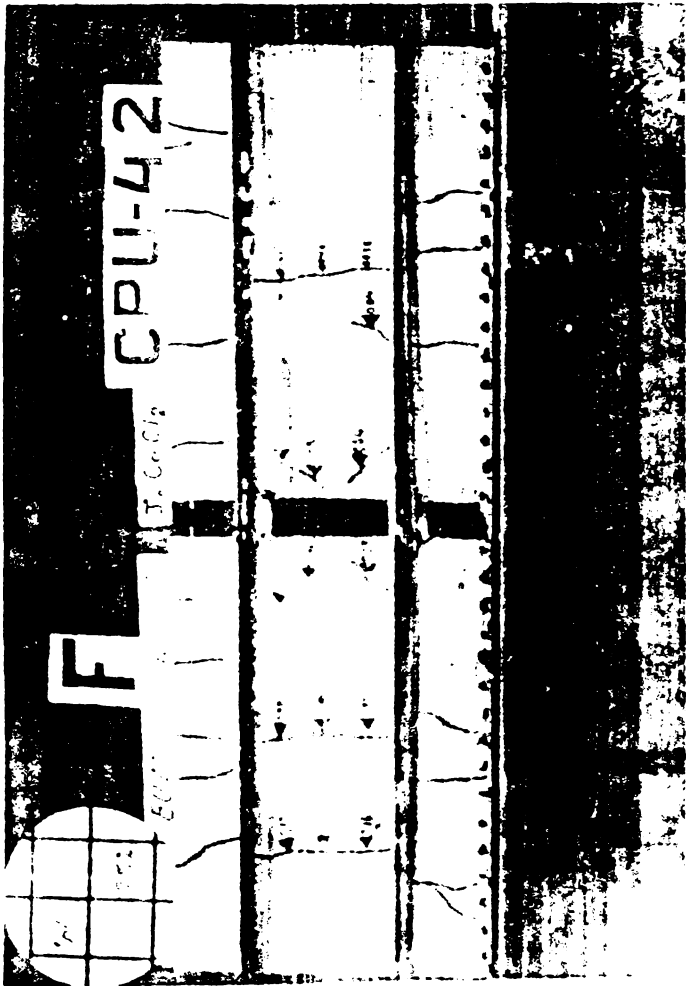


Fig. 1. ... - fotografii de microscopie electronica ale chipurilor de nivel cu cel.

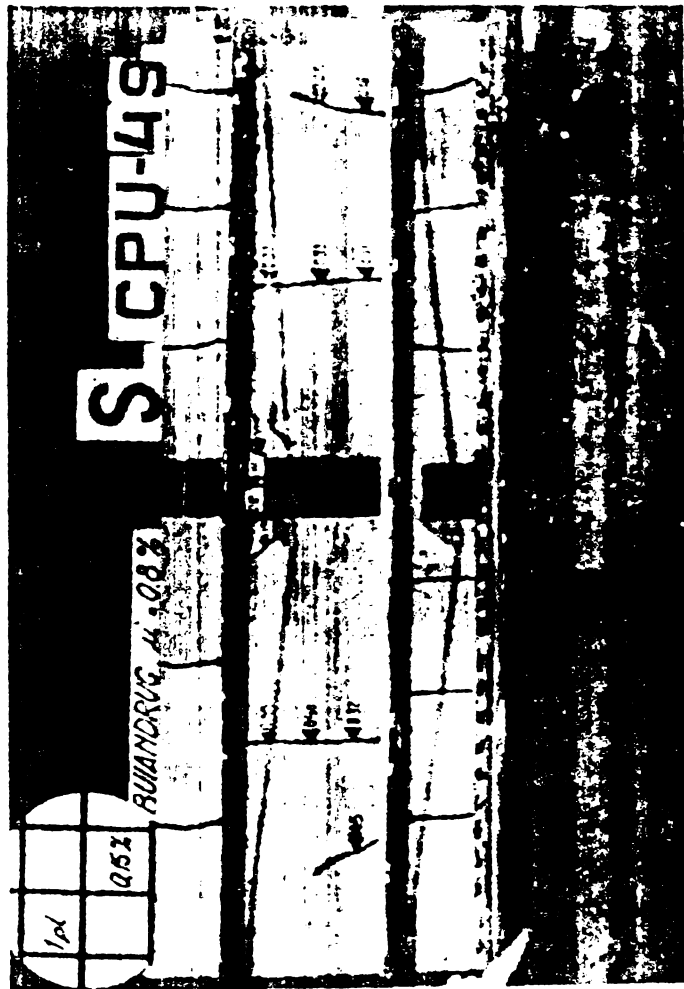
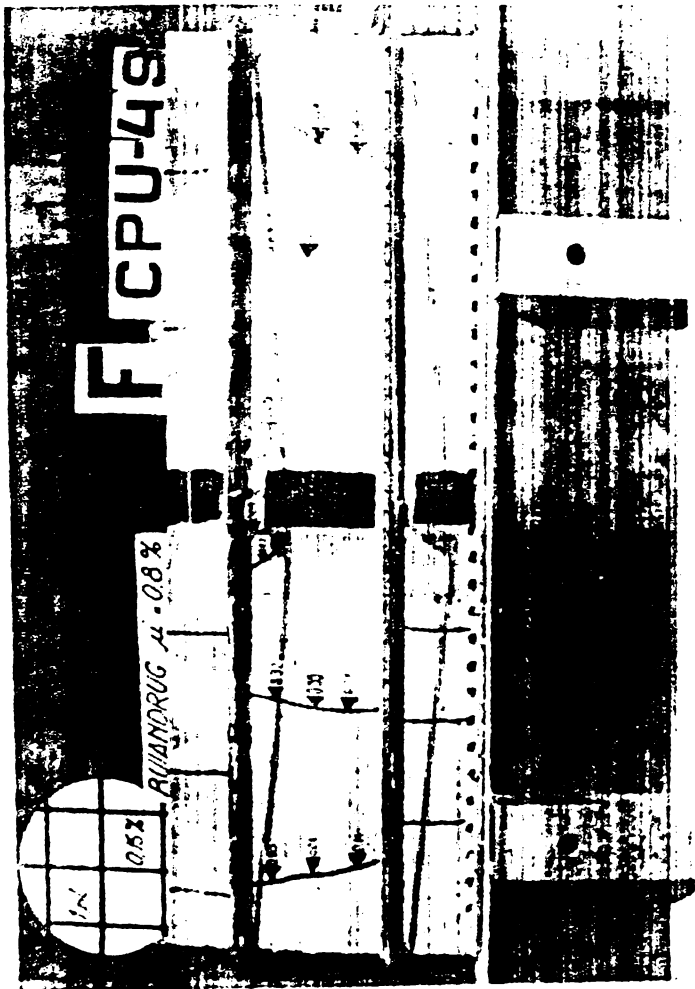


(continue).

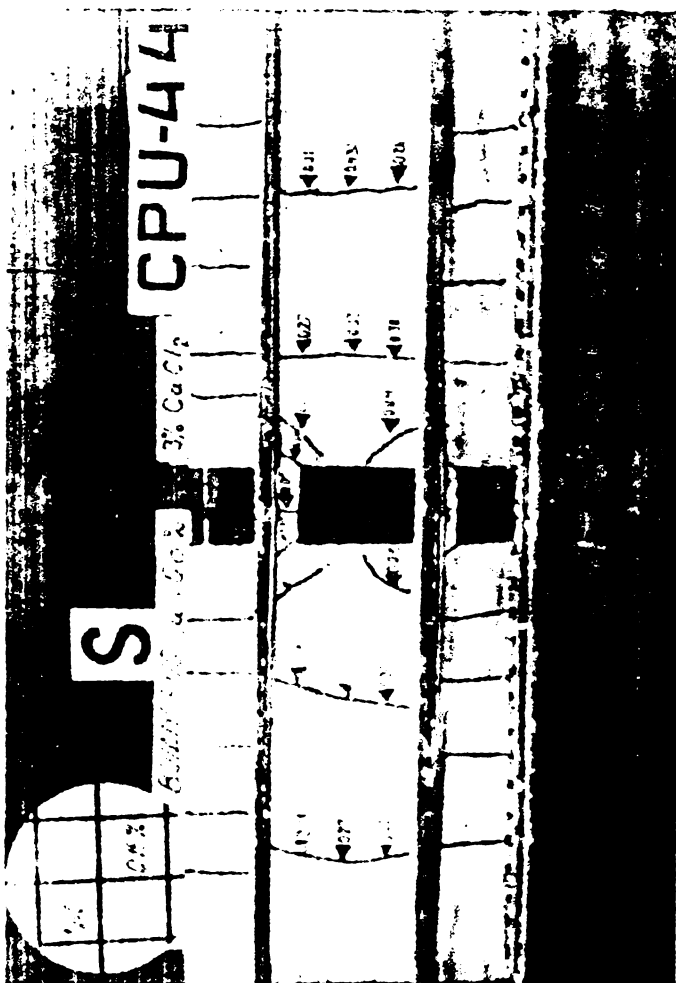
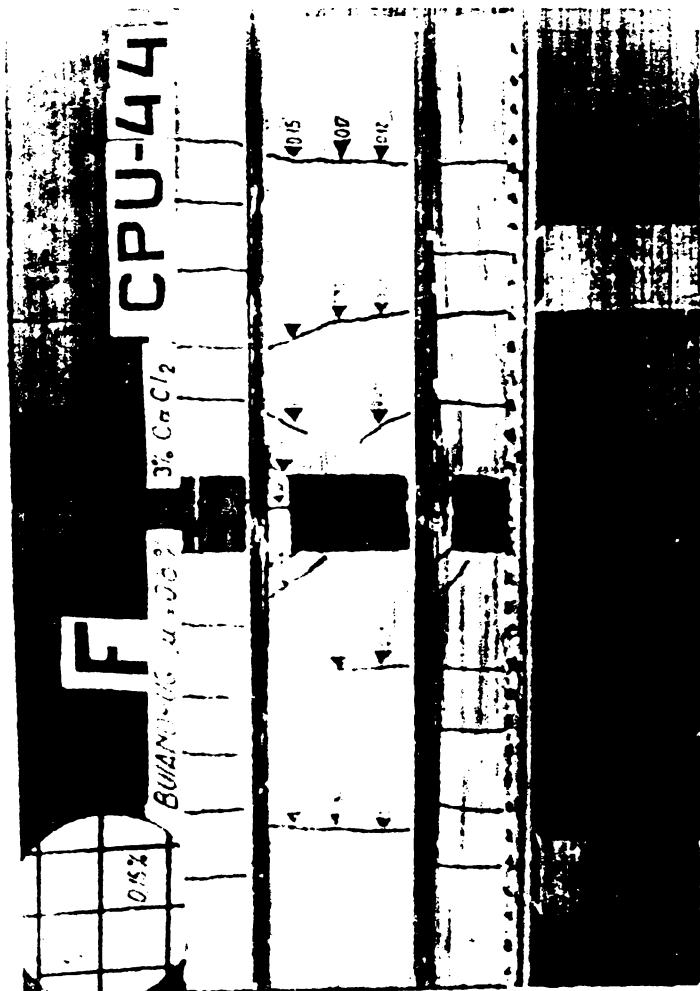


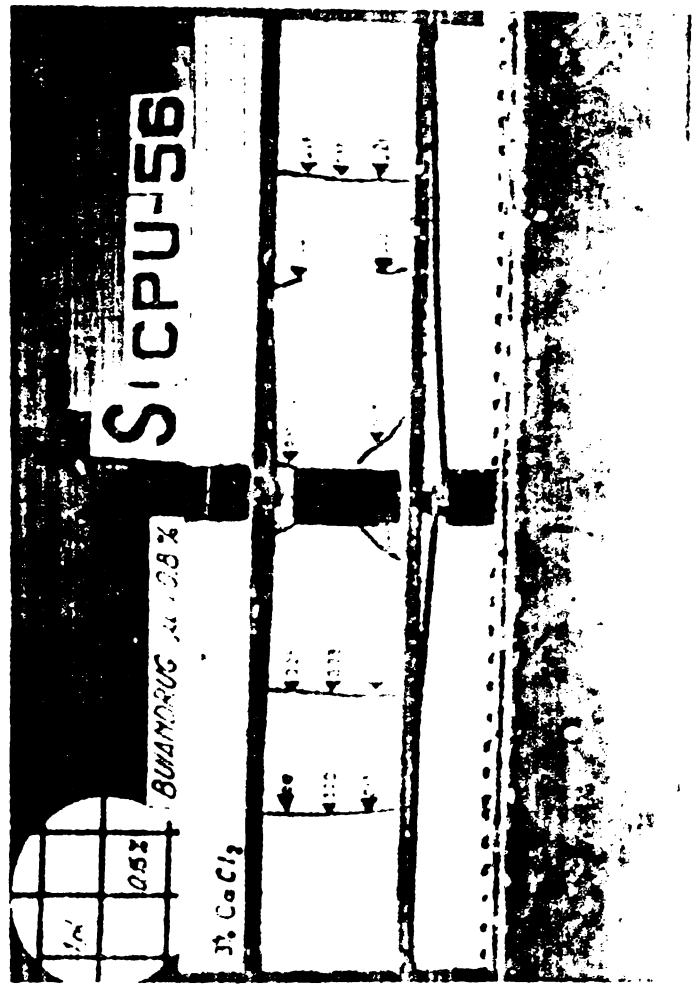
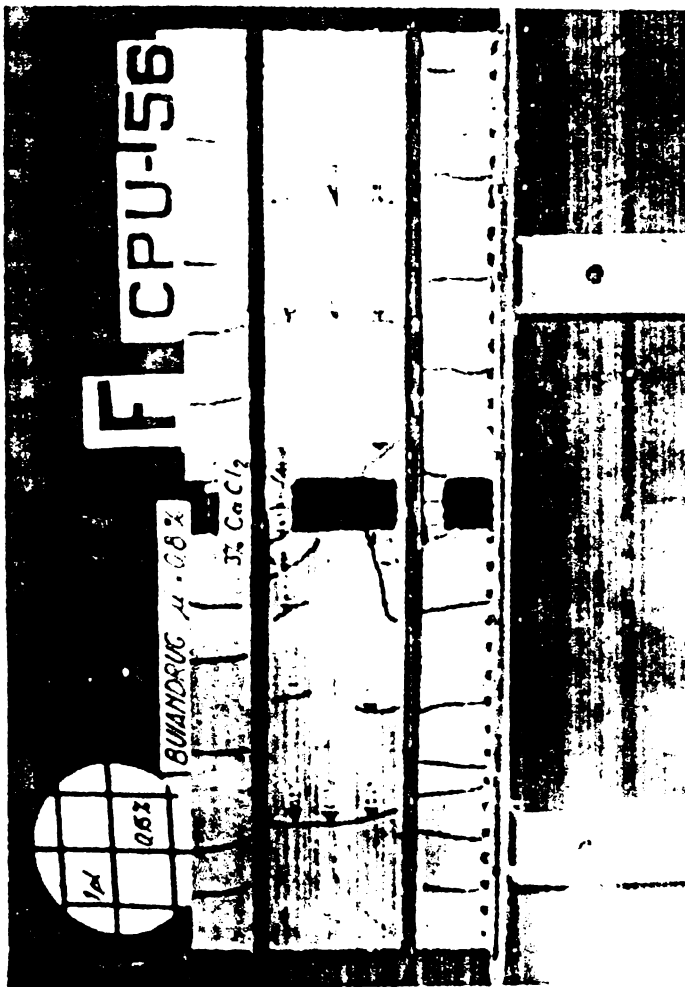
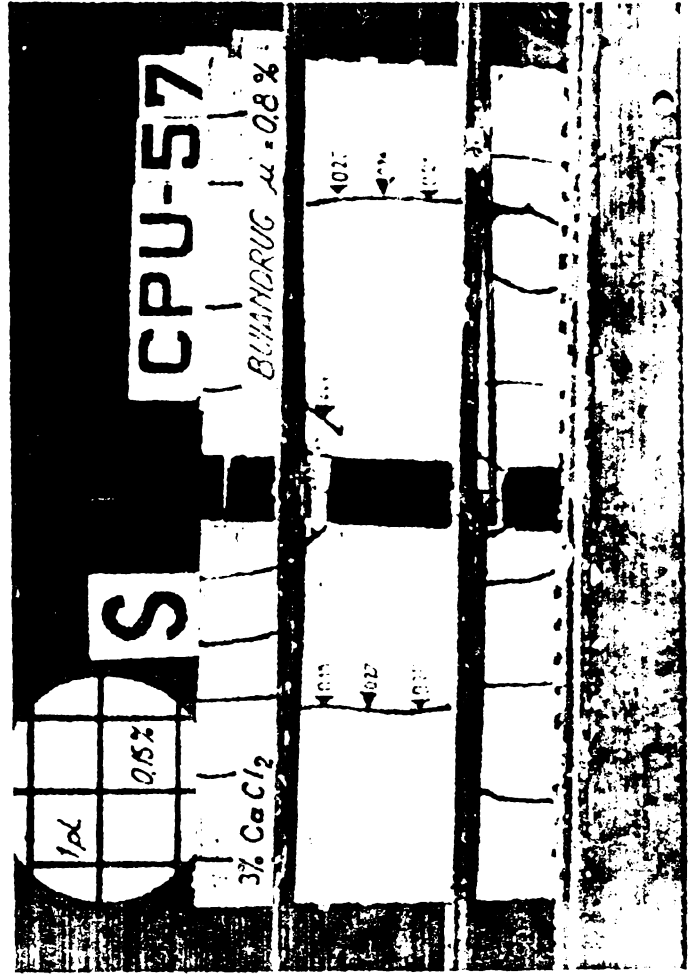
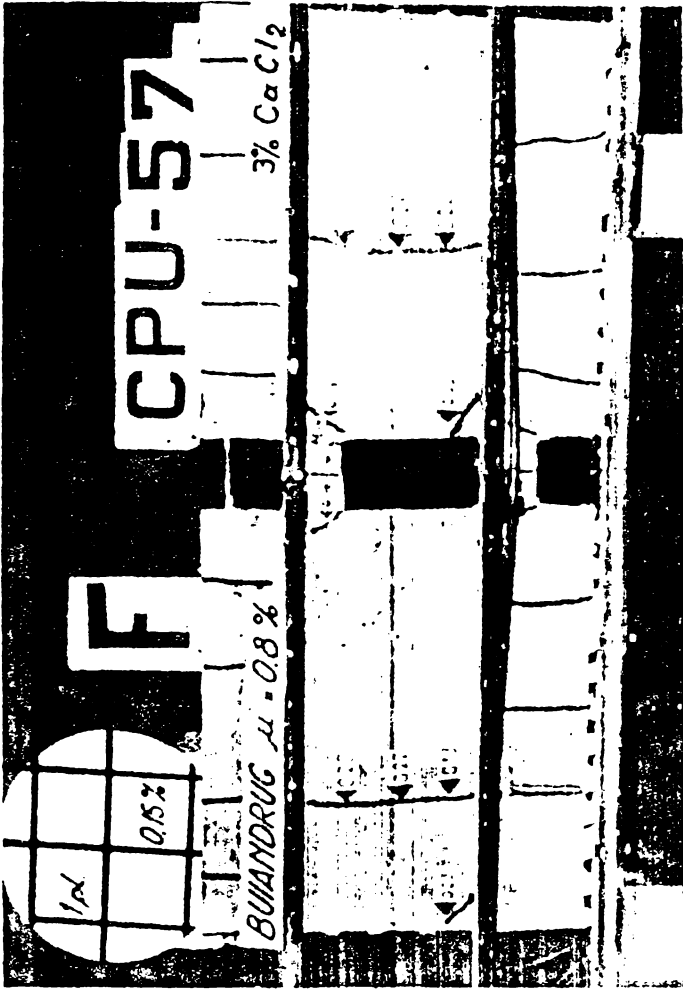


..... (continued).

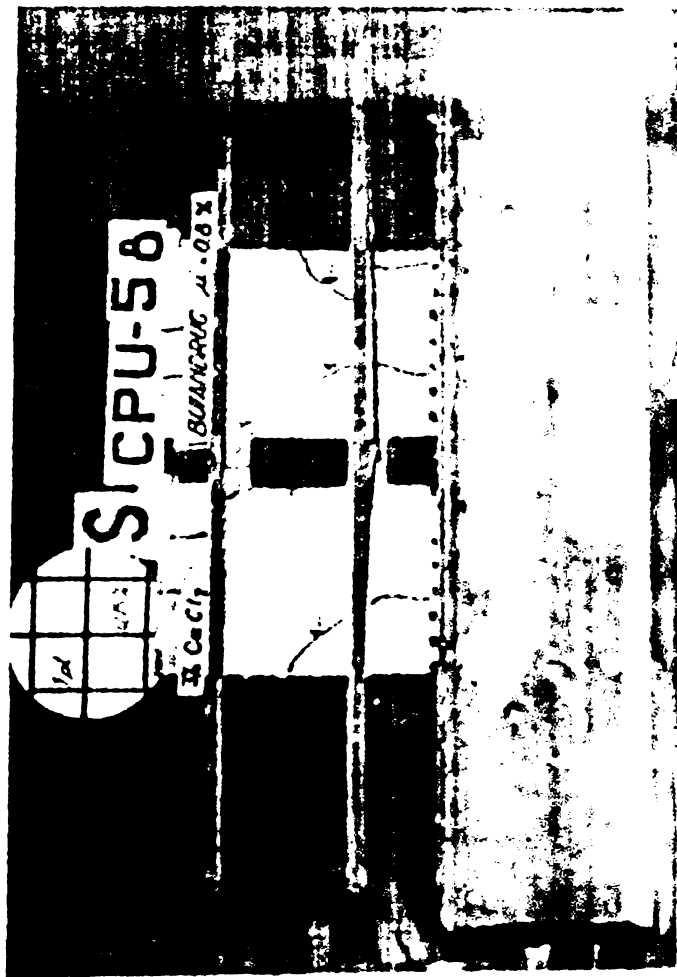
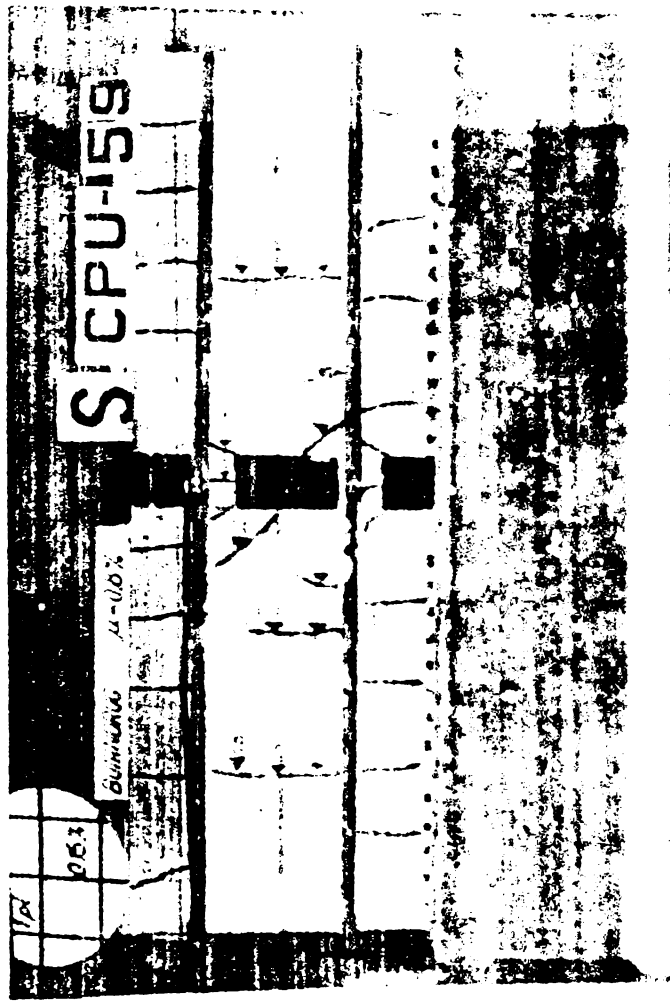
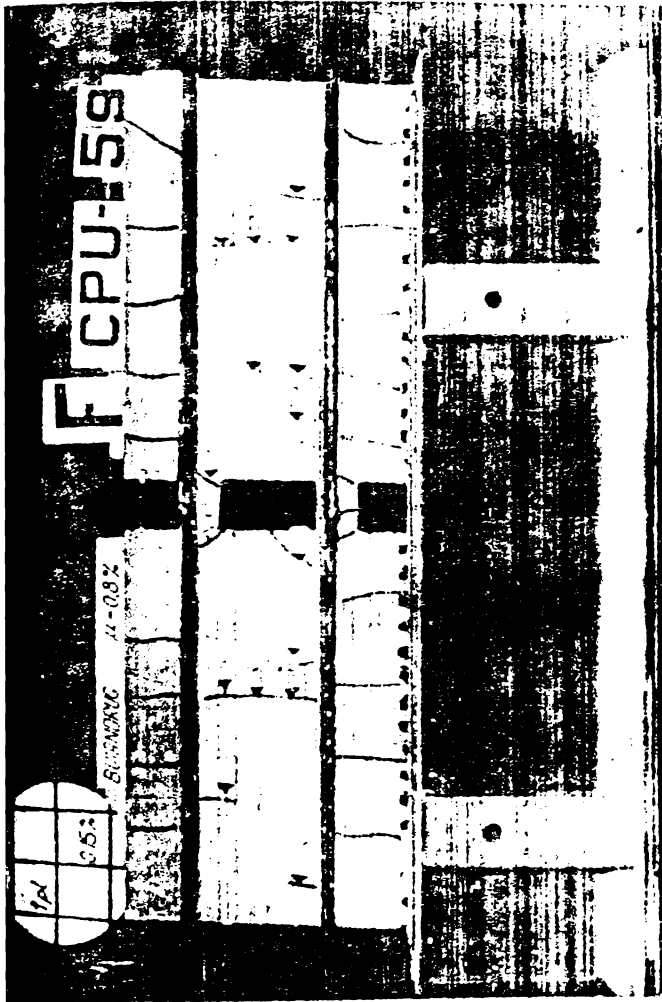


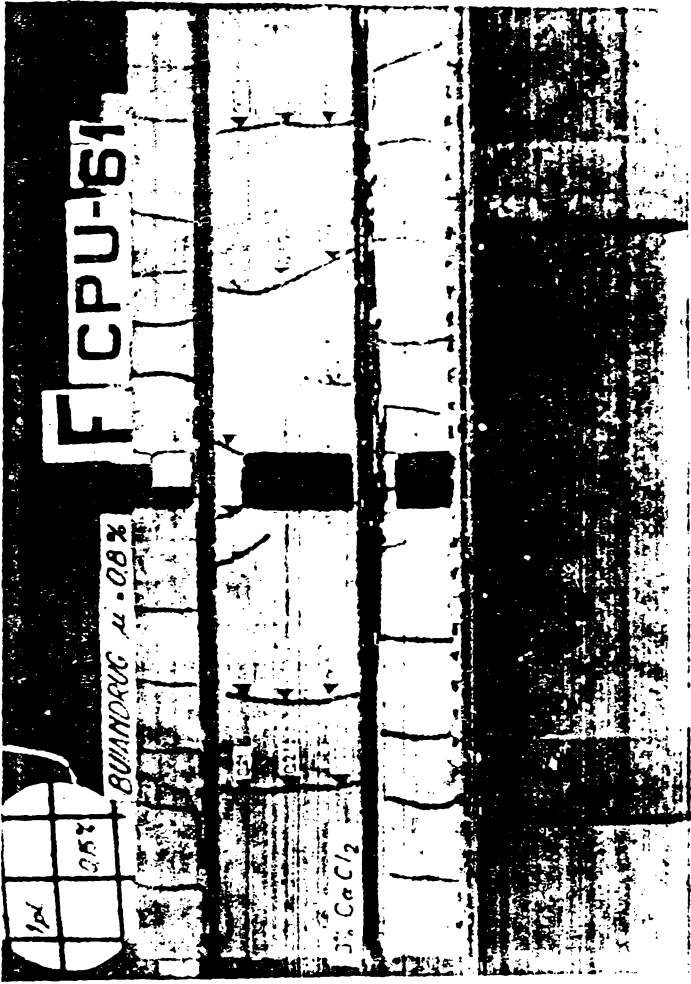
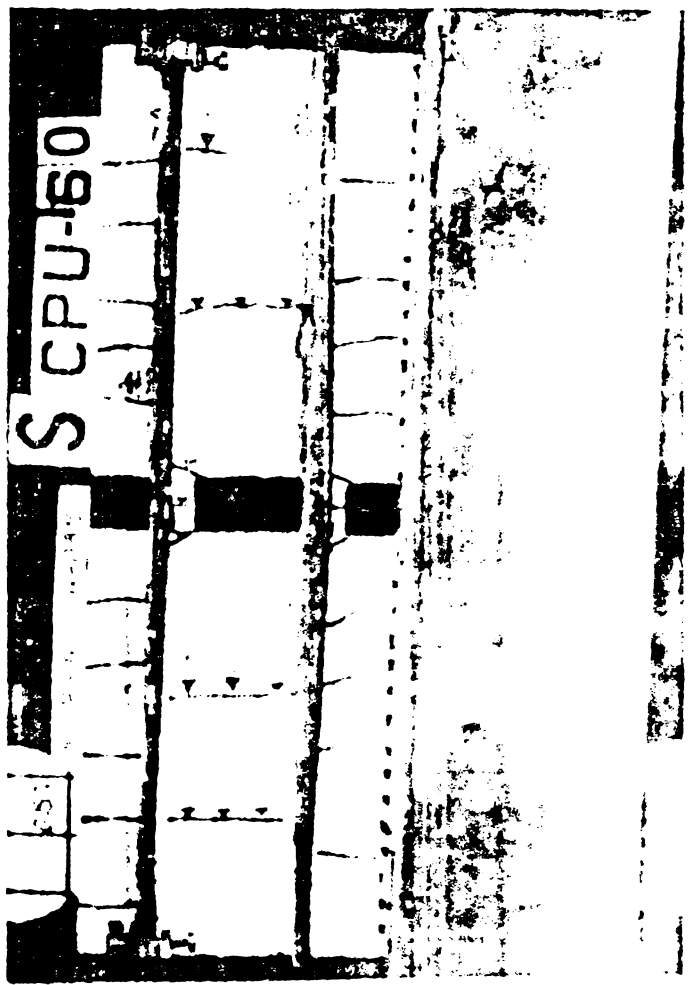
(cont. previous)





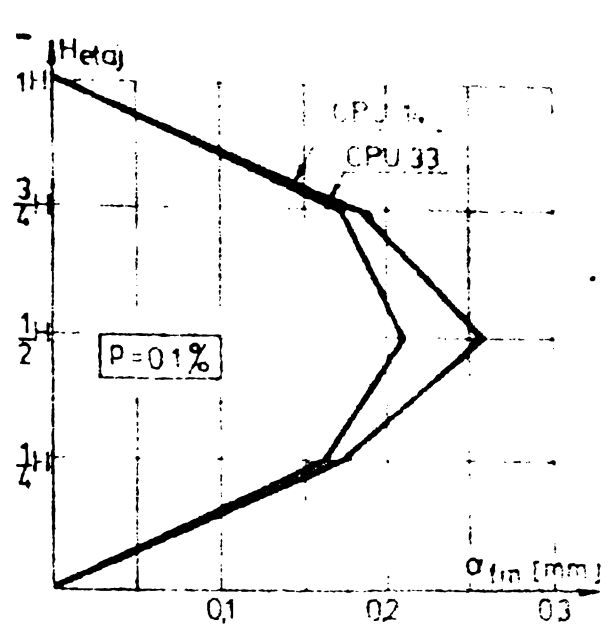
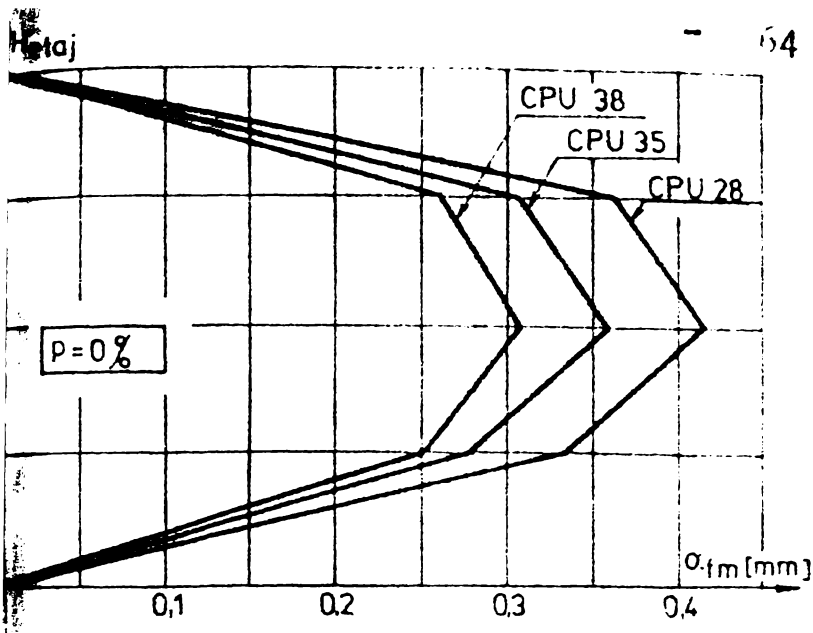
..... (continued)





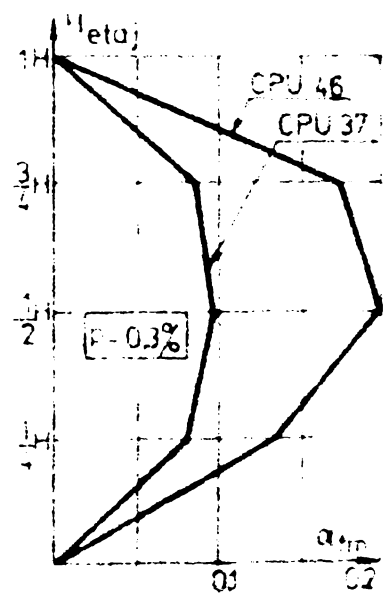
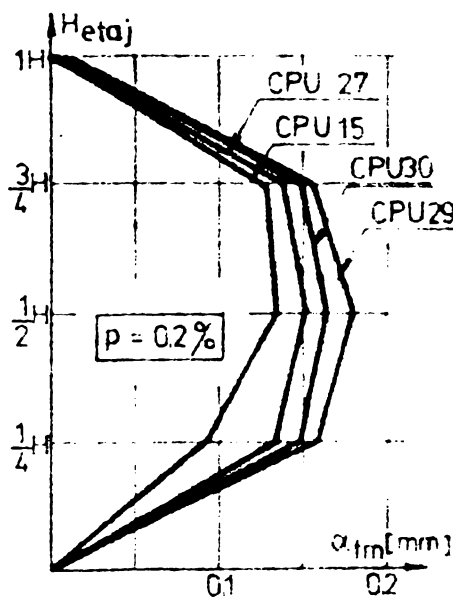
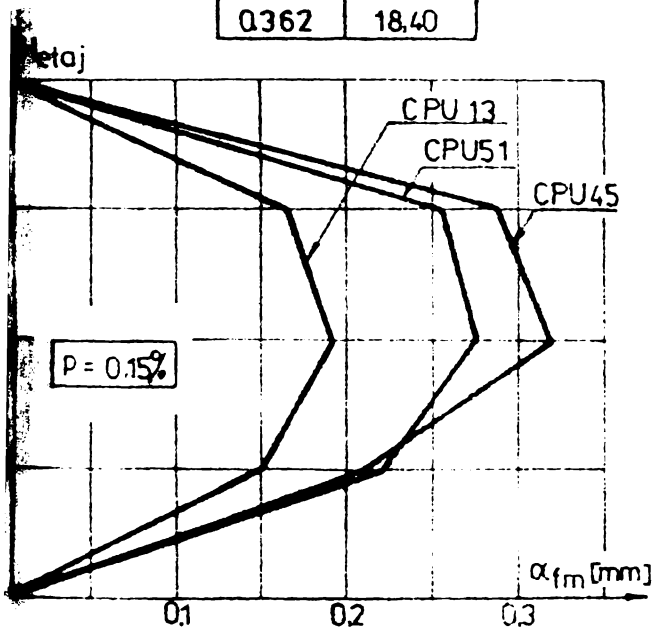
(CONTINUED)





| ELEM   | $\alpha_f / a H/2$ | $C_v$ % |
|--------|--------------------|---------|
| CPU 28 | 0.415              | 14.63   |
| CPU 35 | 0.357              | 11.71   |
| CPU 38 | 0.309              | 13.89   |
|        | 0.362              | 18.40   |

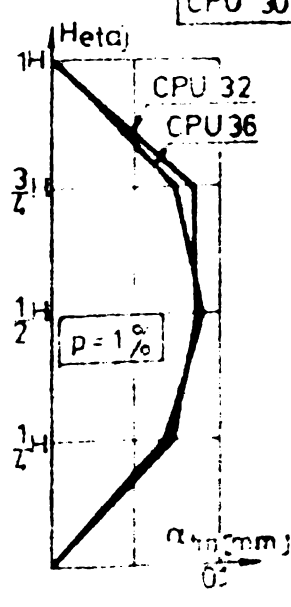
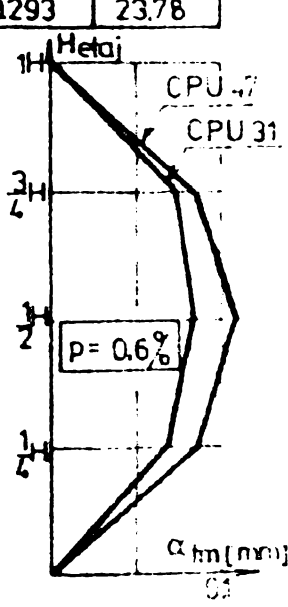
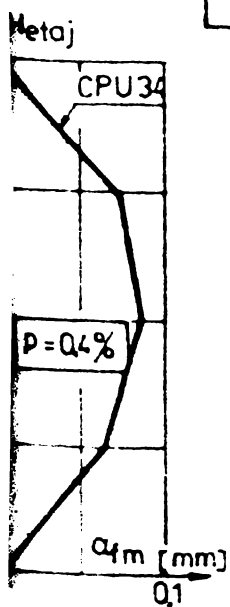
| ELEM   | $\alpha_f / a H/2$ | $C_v$ % |
|--------|--------------------|---------|
| CPU 14 | 0.257              | 13.04   |
| CPU 23 | 0.214              | 8.30    |
|        | 0.235              | 14.11   |



| ELEM   | $\alpha_f / a H/2$ | $C_v$ % |
|--------|--------------------|---------|
| CPU 13 | 0.191              | 12.94   |
| CPU 45 | 0.318              | 7.00    |
| CPU 51 | 0.276              | 9.80    |
|        | 0.293              | 23.78   |

| ELEM   | $\alpha_f / a H/2$ | $C_v$ % |
|--------|--------------------|---------|
| CPU 15 | 0.121              | 20.08   |
| CPU 27 | 0.150              | 13.80   |
| CPU 29 | 0.176              | 21.20   |
| CPU 30 | 0.162              | 29.82   |
|        | 0.152              | 25.35   |

| ELEM   | $\alpha_f / a H/2$ | $C_v$ % |
|--------|--------------------|---------|
| CPU 37 | 0.099              | 26.95   |
| CPU 46 | 0.215              | 25.85   |
|        | 0.157              | 47.5    |

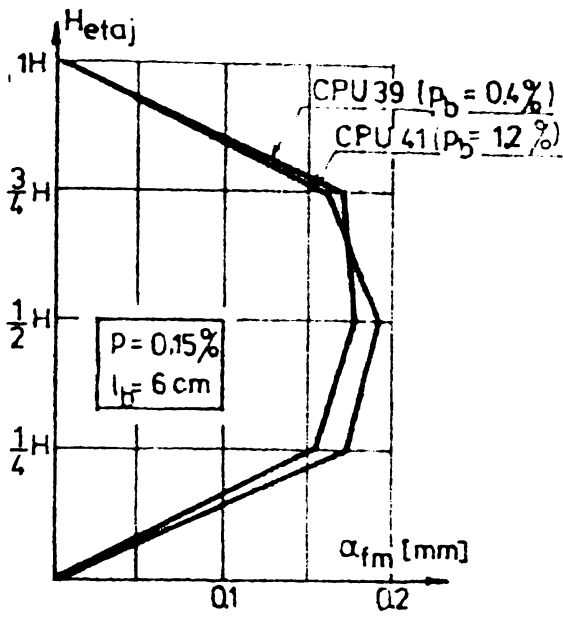


| ELEM   | $\alpha_f / a H/2$ | $C_v$ % |
|--------|--------------------|---------|
| CPU 34 | 0.081              | 14.92   |
|        | 0.081              | 14.92   |

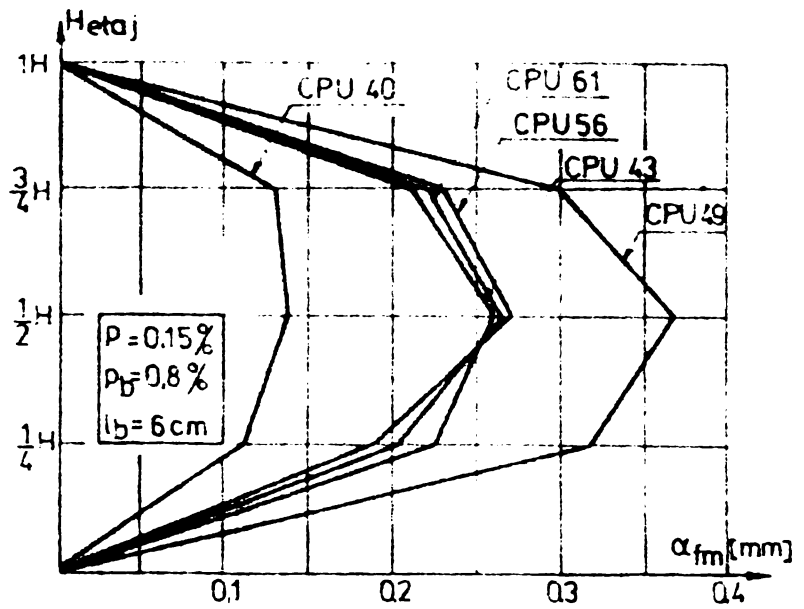
| ELEM   | $\alpha_f / a H/2$ | $C_v$ % |
|--------|--------------------|---------|
| CPU 31 | 0.084              | 43.73   |
| CPU 47 | 0.108              | 35.5    |
|        | 0.095              | 1.08    |

| ELEM   | $\alpha_f / a H/2$ | $C_v$ % |
|--------|--------------------|---------|
| CPU 32 | 0.087              | 13.92   |
| CPU 36 | 0.089              | 37.09   |
|        | 0.088              | 45.3    |

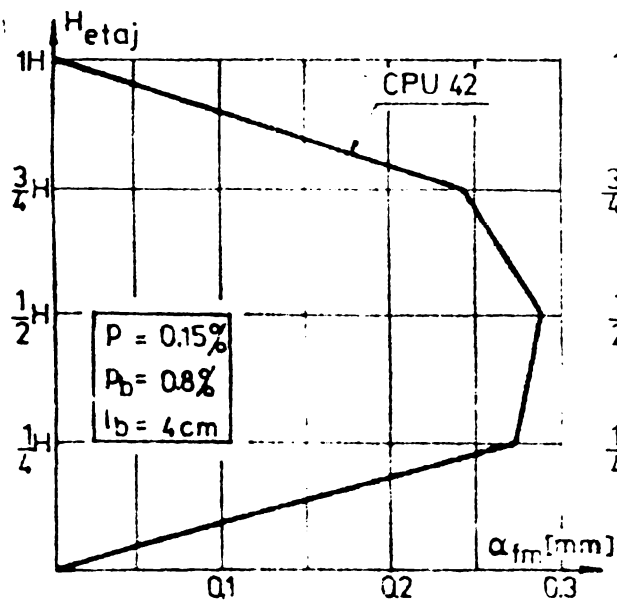
Fig.A-3-2) Deschiderea medie a fisurilor la elemente cu un nivel aline normal contractia impiedecata de plansee



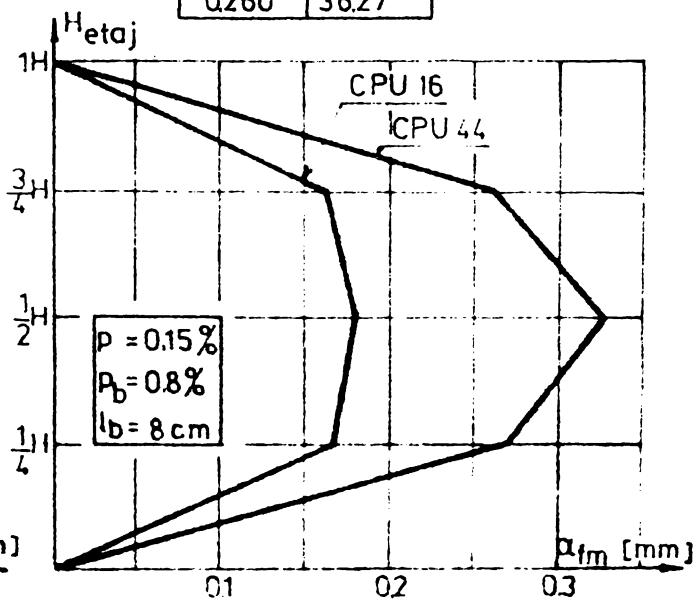
| ELEM   | $\alpha_f$ la $H/2$ | $C_v$ % |
|--------|---------------------|---------|
| CPU 39 | 0.177               | 28.75   |
| CPU 41 | 0.195               | 23.52   |



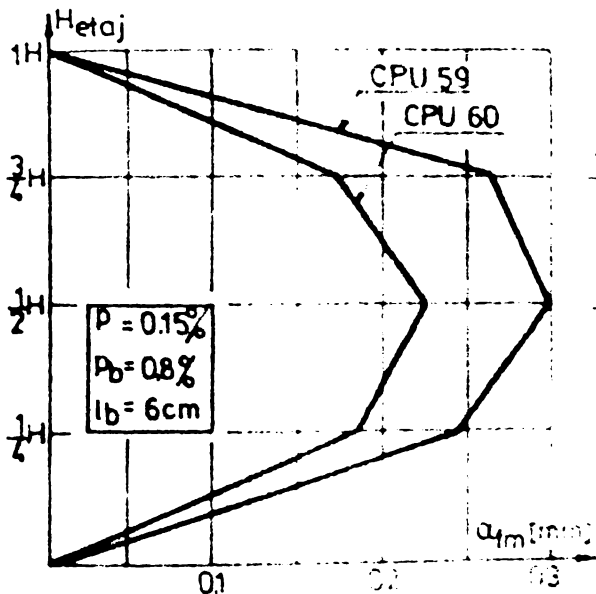
| ELEM   | $\alpha_f$ la $H/2$ | $C_v$ % |
|--------|---------------------|---------|
| CPU 40 | 0.136               | 26.87   |
| CPU 43 | 0.256               | 23.40   |
| CPU 49 | 0.375               | 6.35    |
| CPU 56 | 0.268               | 23.00   |
| CPU 61 | 0.267               | 10.03   |
|        | 0.260               | 36.27   |



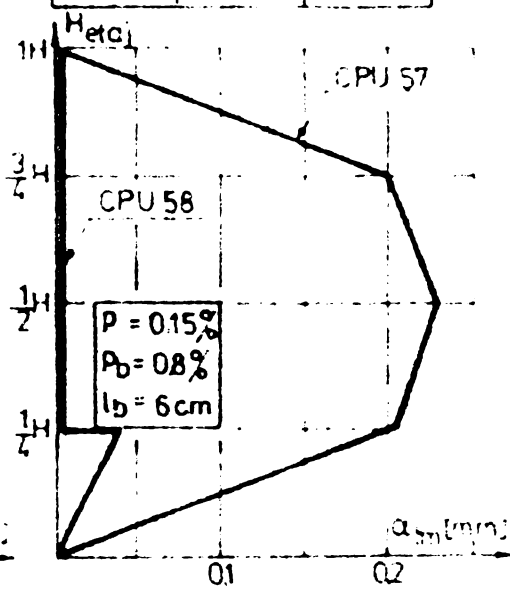
| ELEM   | $\alpha_f$ la $H/2$ | $C_v$ % |
|--------|---------------------|---------|
| CPU 42 | 0.293               | 38.00   |



| ELEM   | $\alpha_f$ la $H/2$ | $C_v$ % |
|--------|---------------------|---------|
| CPU 16 | 0.176               | 18.18   |
| CPU 44 | 0.326               | 24.40   |

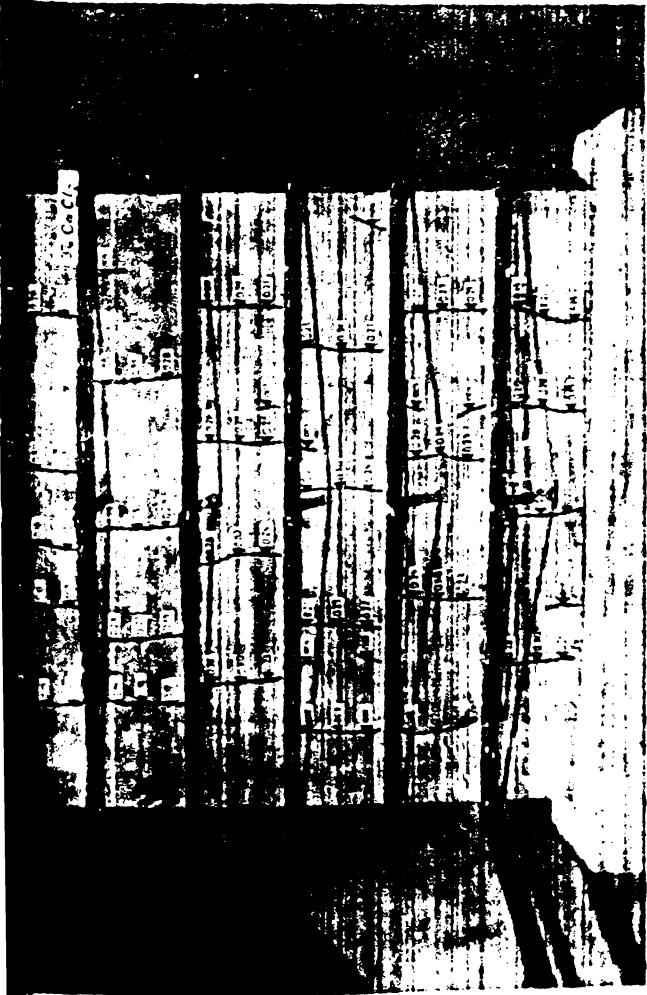
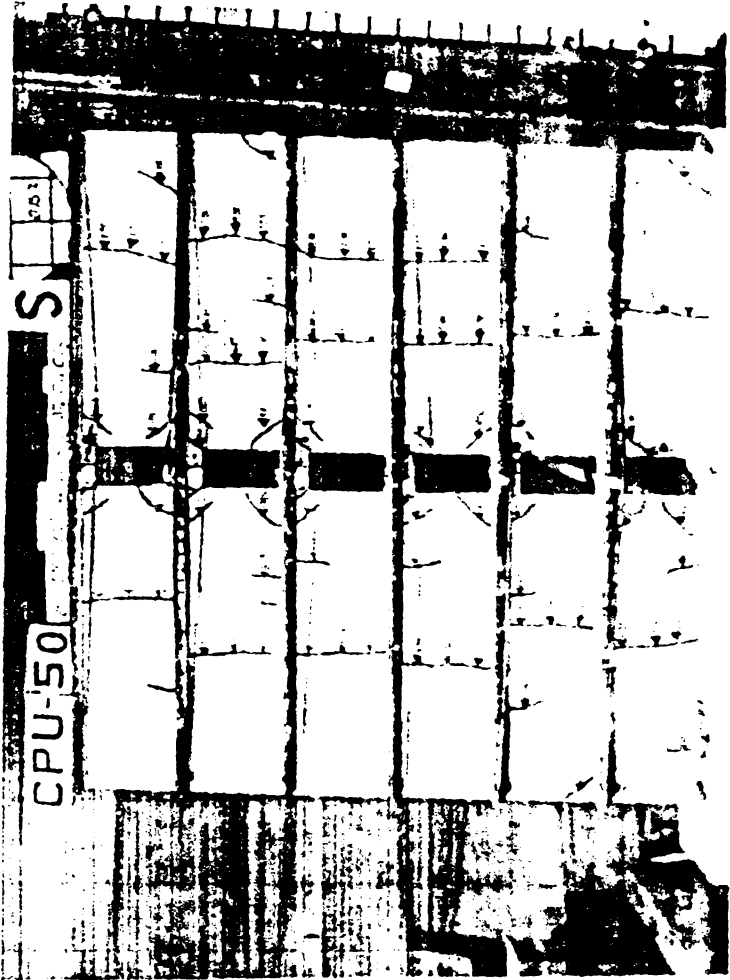
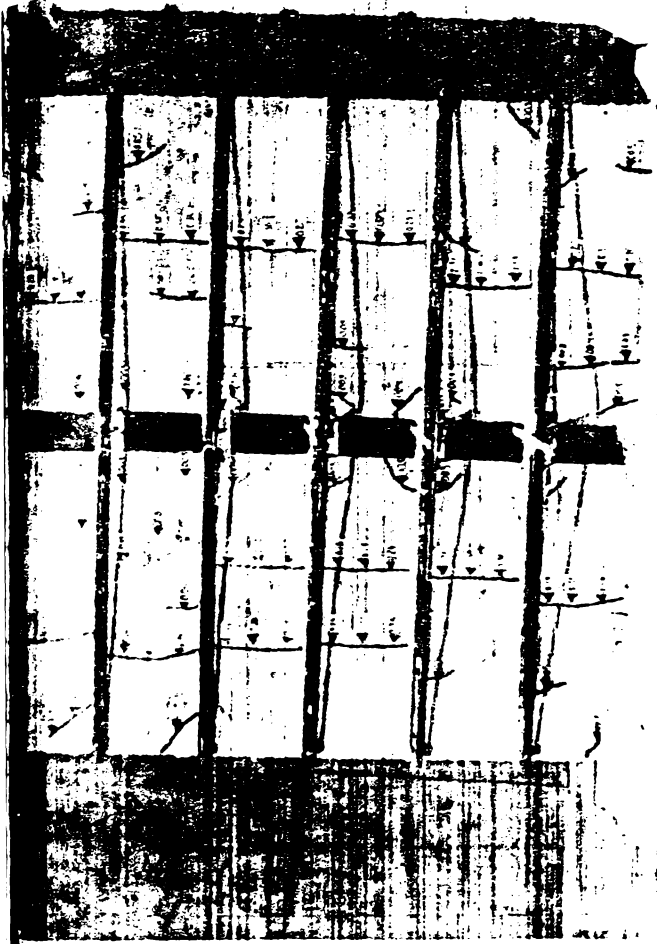


| ELEM   | $\alpha_f$ la $H/2$ | $C_v$ % |
|--------|---------------------|---------|
| CPU 59 | 0.30                | 0.10    |
| CPU 60 | 0.225               | 36.07   |



| ELEM   | $\alpha_f$ la $H/2$ | $C_v$ % |
|--------|---------------------|---------|
| CPU 57 | 0.248               | 8.96    |
| CPU 58 | 0                   | -       |

Fig. A3-22 Deschideres mediu la fisurari la elemente din un arcel, cu col, avind contractia impiedecata de alanssee.



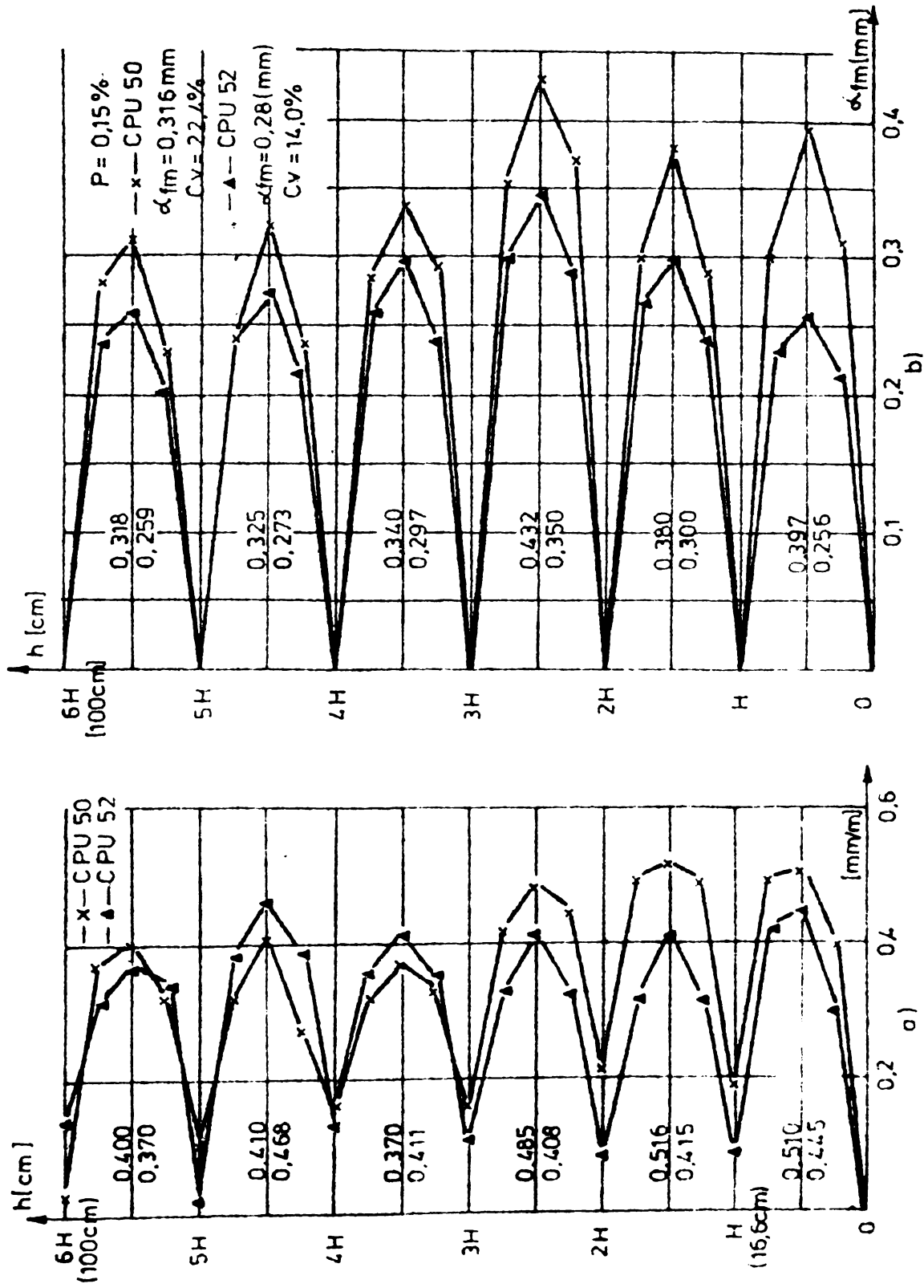


Fig A.3.24 Deformațiile din contracție împiedecată și deschiderea fisurilor la elemente cu fundație și planșee prefabricate

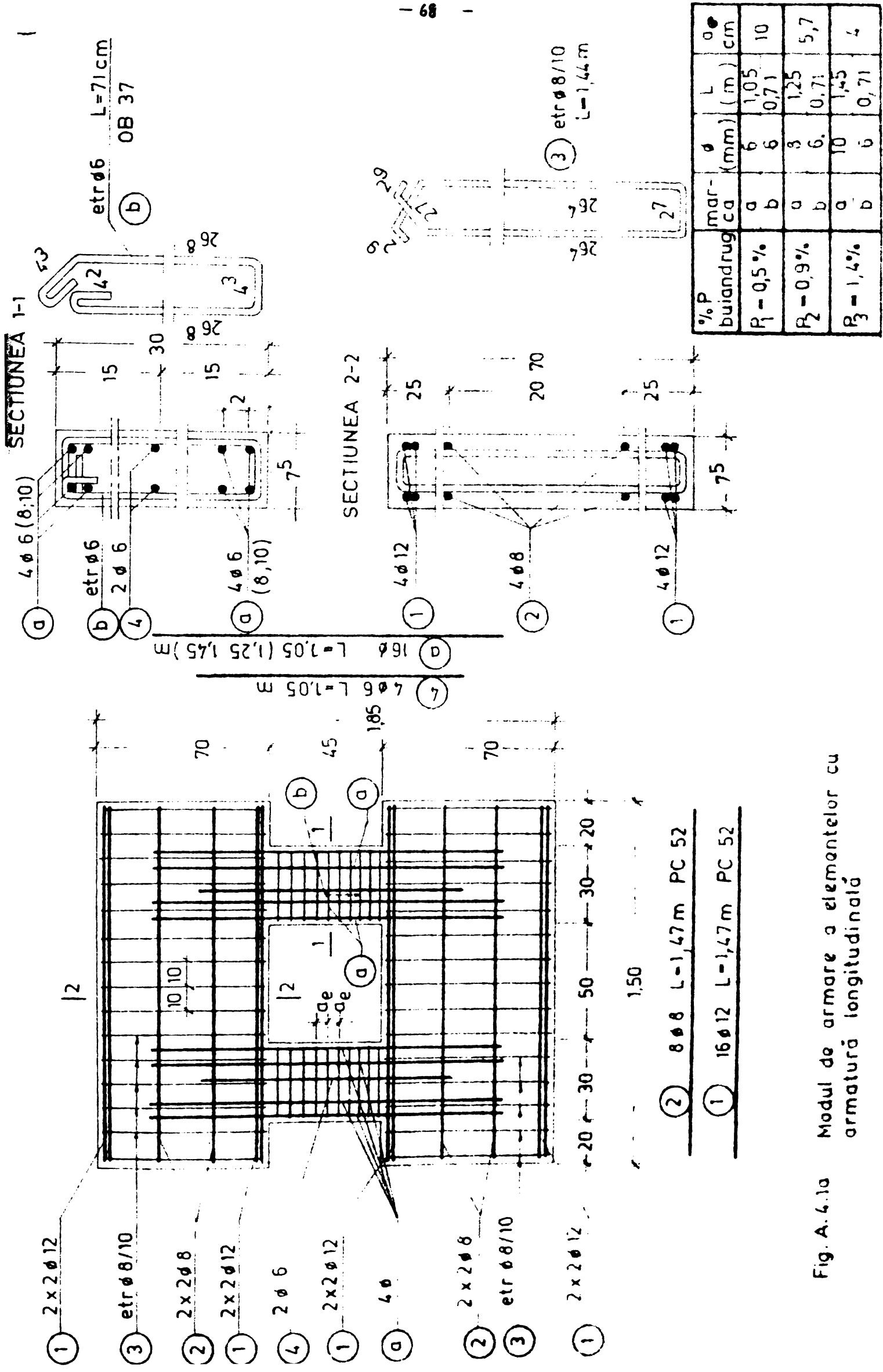


Fig. A.4.10 Modul de armare a elementelor cu armatură longitudinală



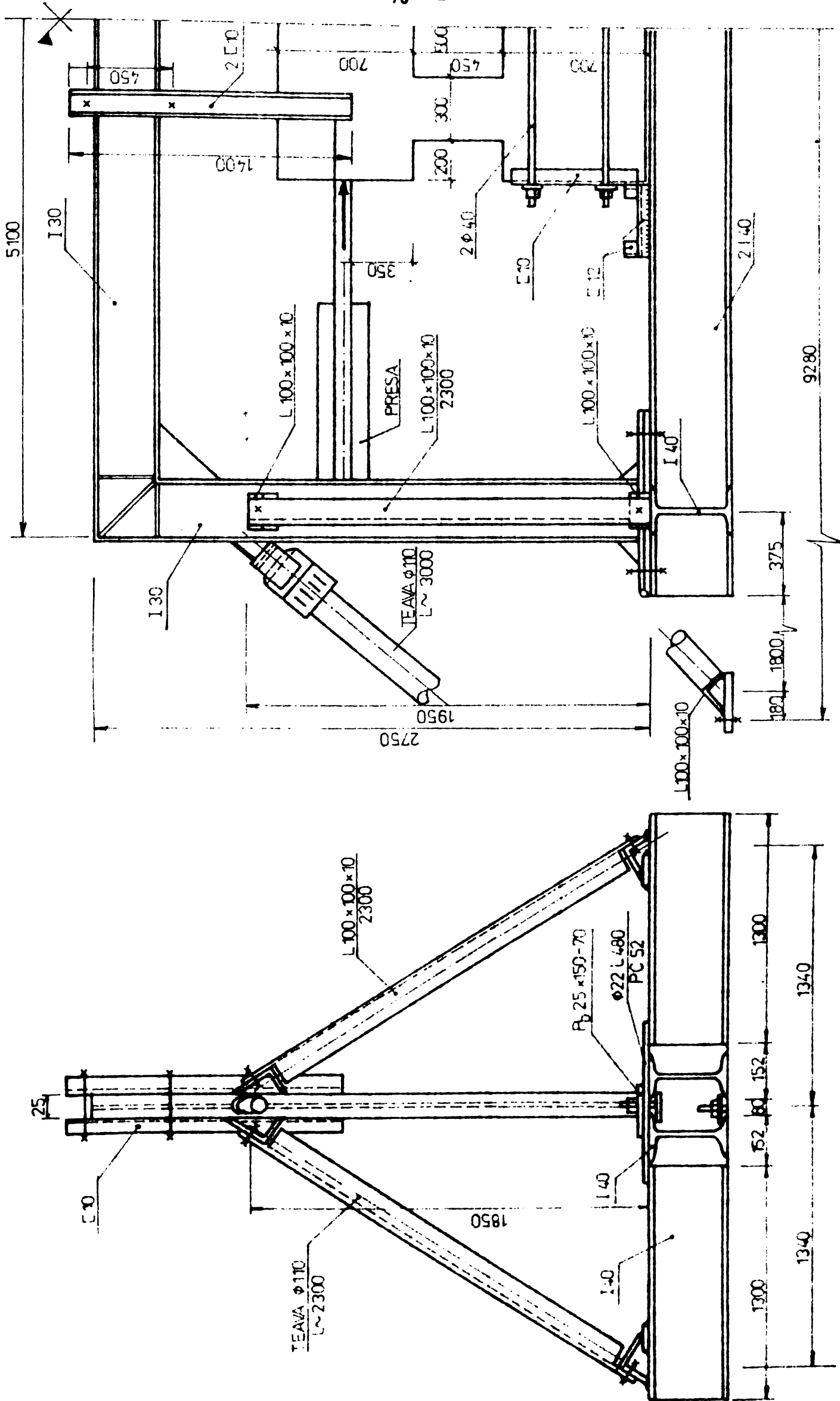


Fig. A 4.2 \_Stand pentru încercarea riglelor de cuplare

A.4.3. Ciclurile de încărcare a riglelor de cuplare.

| Element | Poziția<br>forței <sup>⊠</sup> | Ciclul/încărcarea maximă pe ciclu a unei rigle<br>(KN) |    |    |    |                      |                       |    |    |                      |                       |
|---------|--------------------------------|--|----|----|----|----------------------|-----------------------|----|----|----------------------|-----------------------|
|         |                                | 1  | 2  | 3  | 4  | 5                    | 6                     | 7  | 8  | 9                    | 10                    |
| BUS 1U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | $\frac{55}{50^{**}}$ | -                     | -  | -  | -                    | -                     |
| BUS 1UF | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | $\frac{52^{**}}{52}$  | -  | -  | -                    | -                     |
| BUS 2U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | 65                    | 70 | 75 | 85                   | $\frac{83^{**}}{-}$   |
| BUS 2UF | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | 65                    | 70 | 75 | $\frac{85}{77^{**}}$ | -                     |
| BUS 3U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | 70                    | 85 | 95 | 105                  | $\frac{110^{**}}{-}$  |
| BUS 3UF | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | 70                    | 85 | 95 | 105                  | $\frac{110^{**}}{-}$  |
| BUS 4U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | $\frac{61^{**}}{45}$  | -  | -  | -                    | -                     |
| BUS 4UF | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | $\frac{54^{**}}{-}$   | -  | -  | -                    | -                     |
| BUS 5U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | 65                    | 70 | 80 | 85                   | 90 $\frac{97,5^3}{-}$ |
| BUX 1U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | 65                    | 70 | 80 | $\frac{85}{96^{**}}$ | -                     |
| BUX 1UF | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | 65                    | 70 | 80 | 85                   | $\frac{90^{**}}{-}$   |
| BUX 2U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | $\frac{65^{**}}{-}$   | -  | -  | -                    | -                     |
| BUX 3U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | $\frac{62,5^{**}}{-}$ | -  | -  | -                    | -                     |
| BUX 4U  | $\frac{V}{E}$                  | 15   | 25 | 35 | 45 | 55                   | 65                    | 70 | 80 | 85                   | $\frac{67,5^{**}}{-}$ |

⊠ V - încărcare din vest; E - încărcare din est.

\*\* - cicluri de rupere.



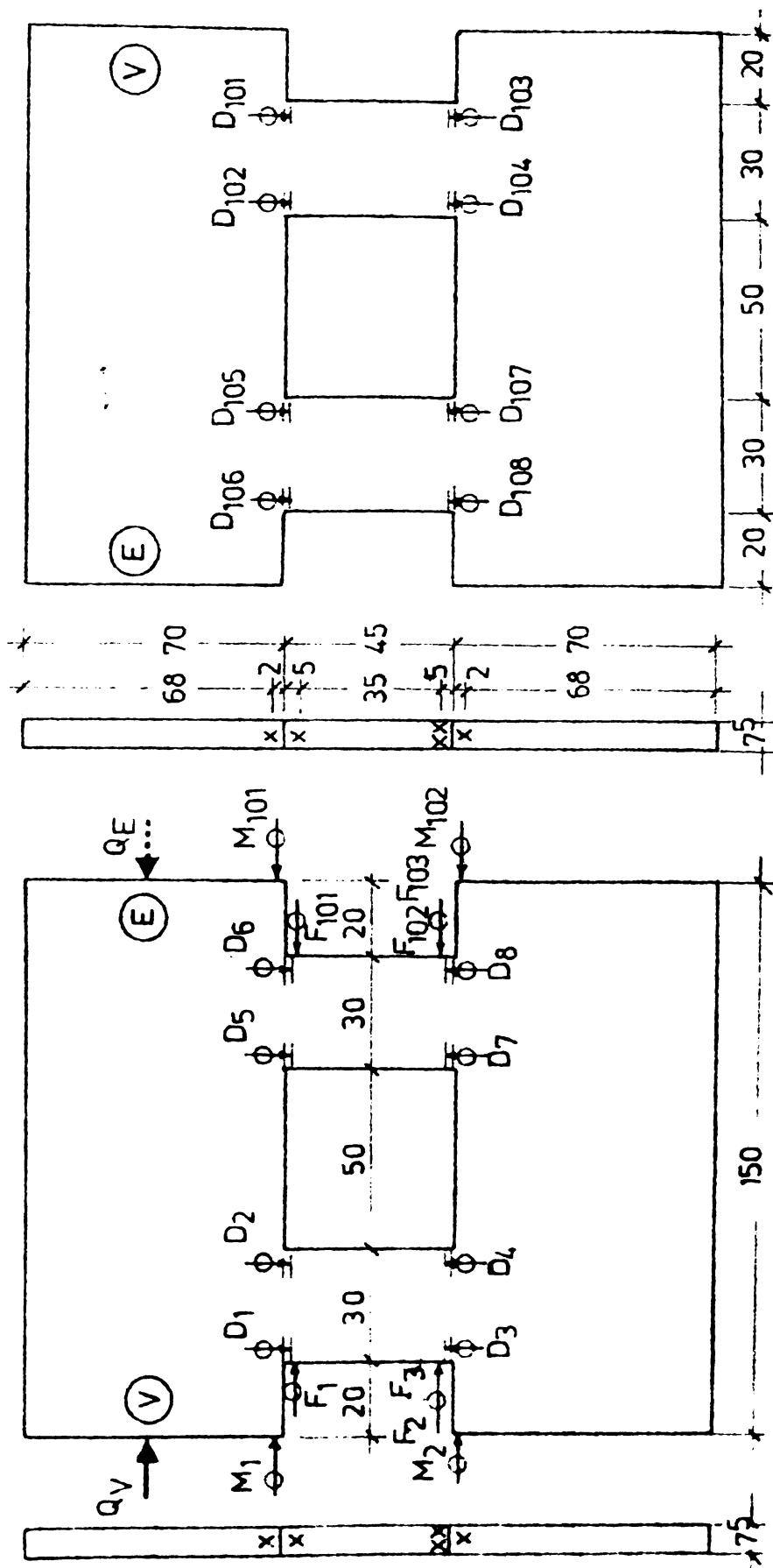


Fig. A.4.4 Poziția aparatului folosită pentru măsurători la rigle de cuplare.

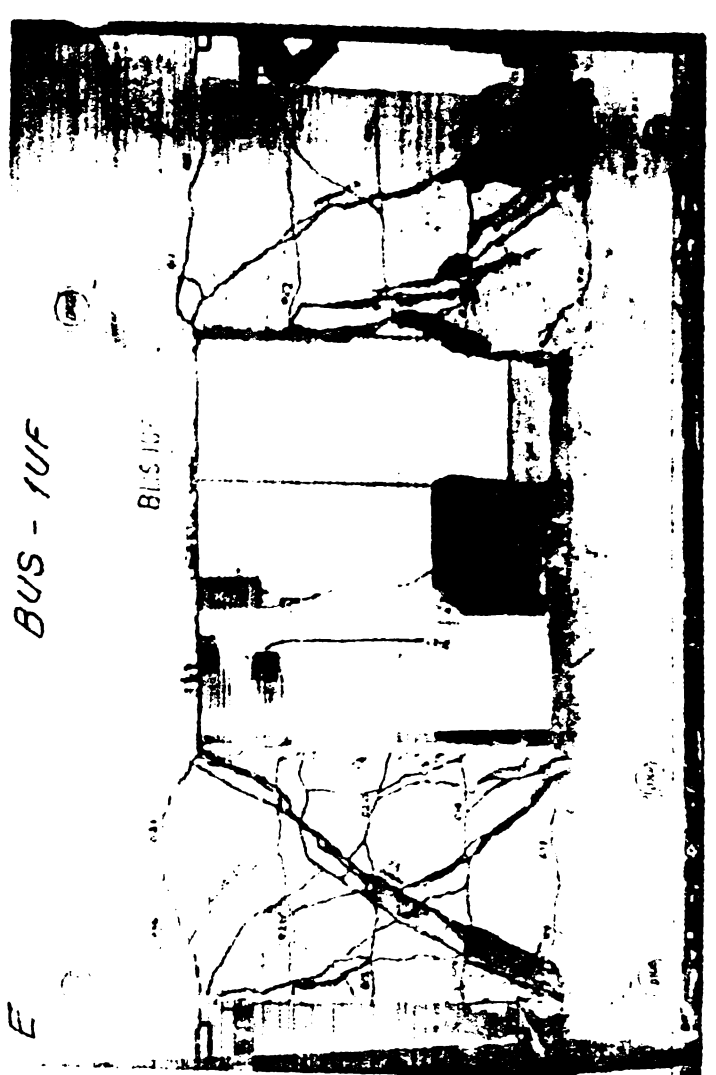
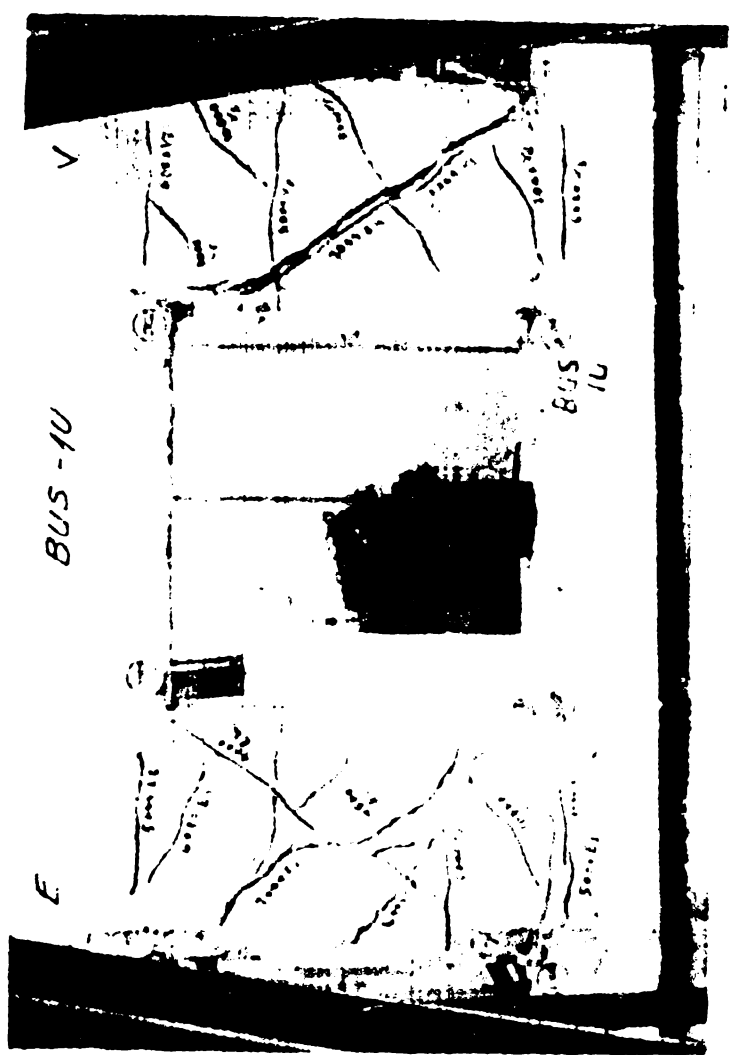
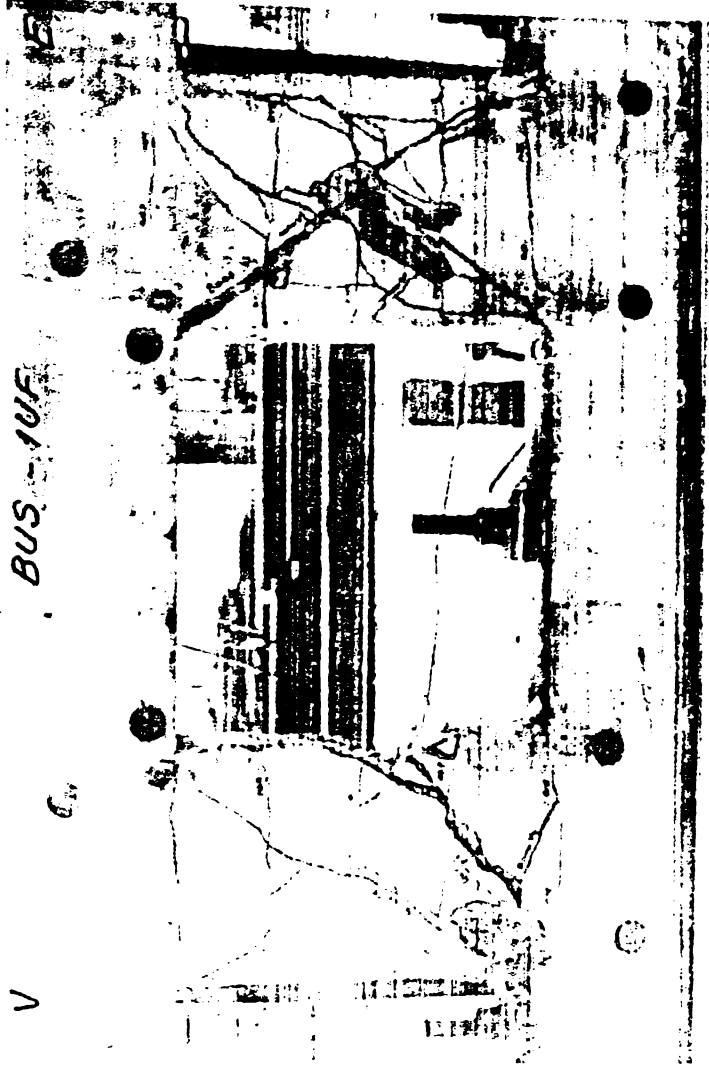
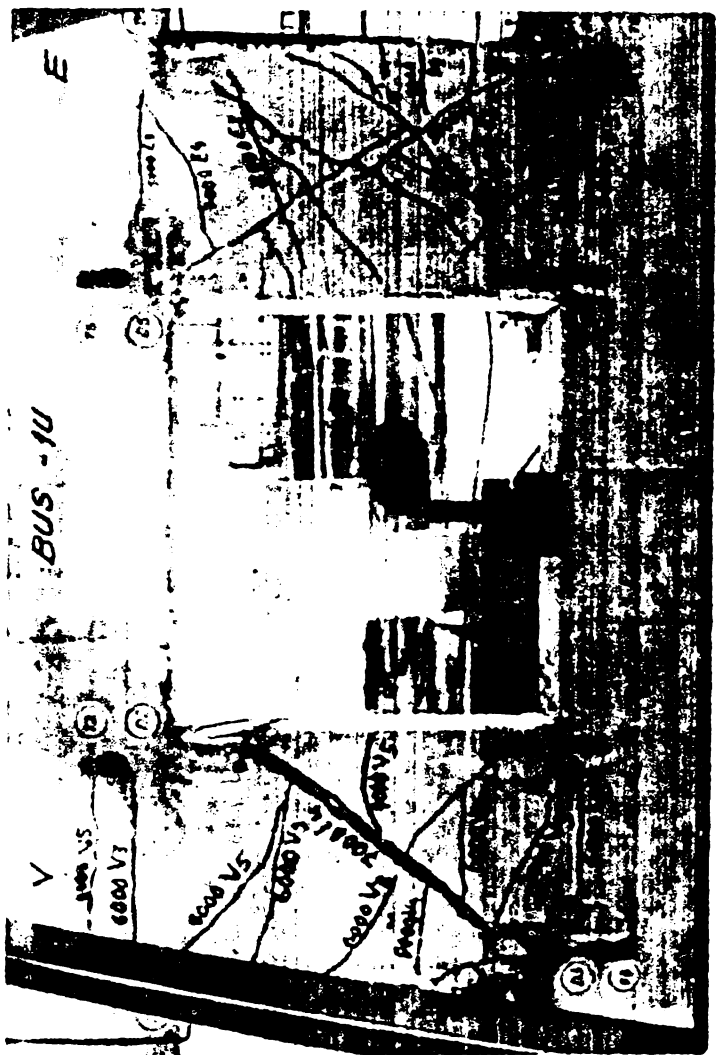


FIG. A.5. Relievee - fotografii la rupere a riglelor de cuplare armate obișnuit.

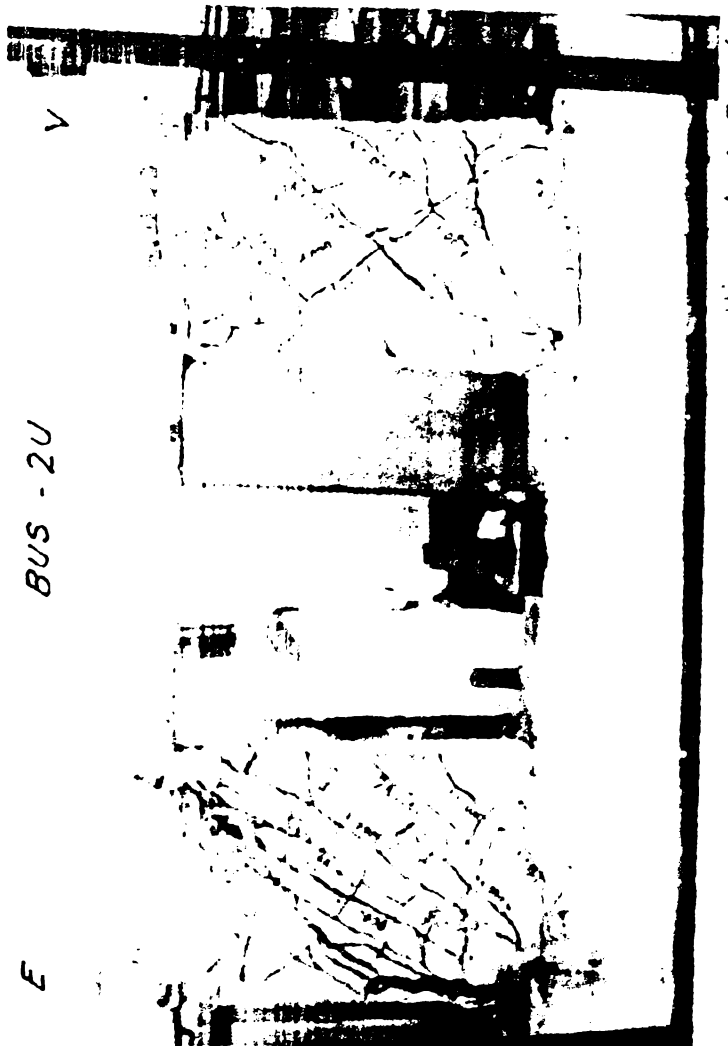
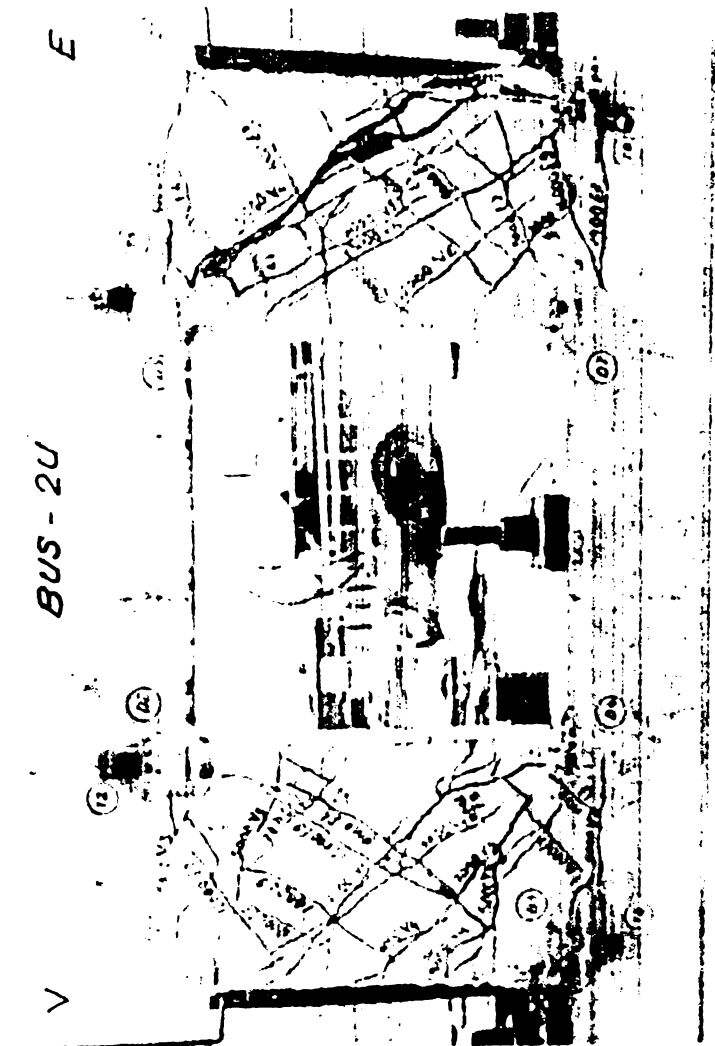
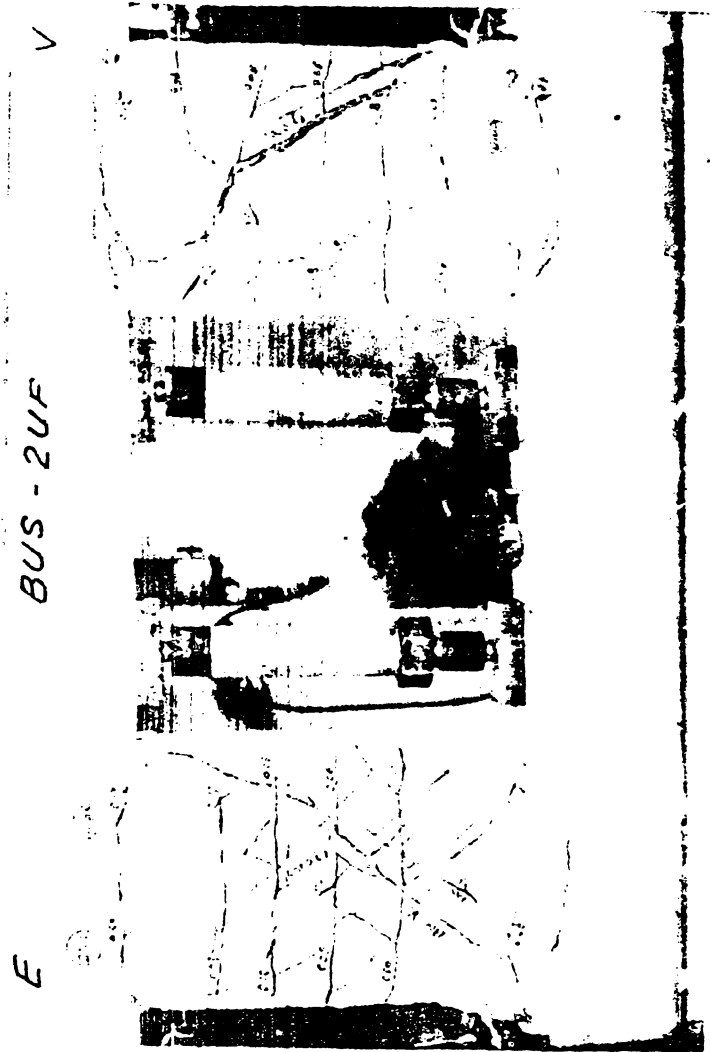
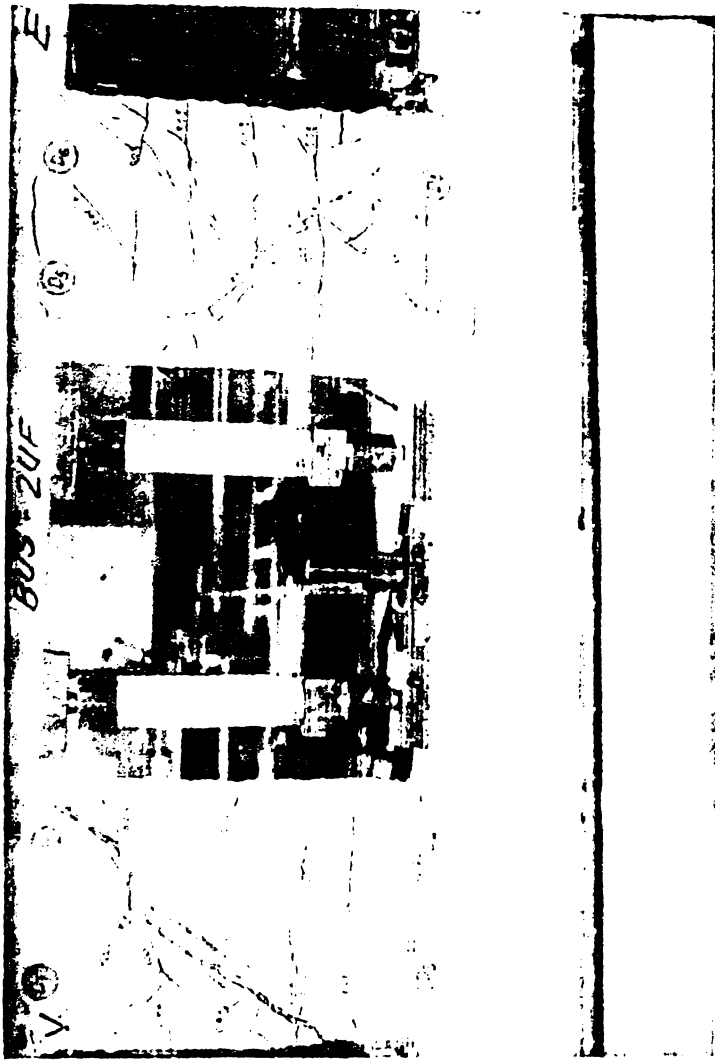


Fig. A.4.5. (continue)

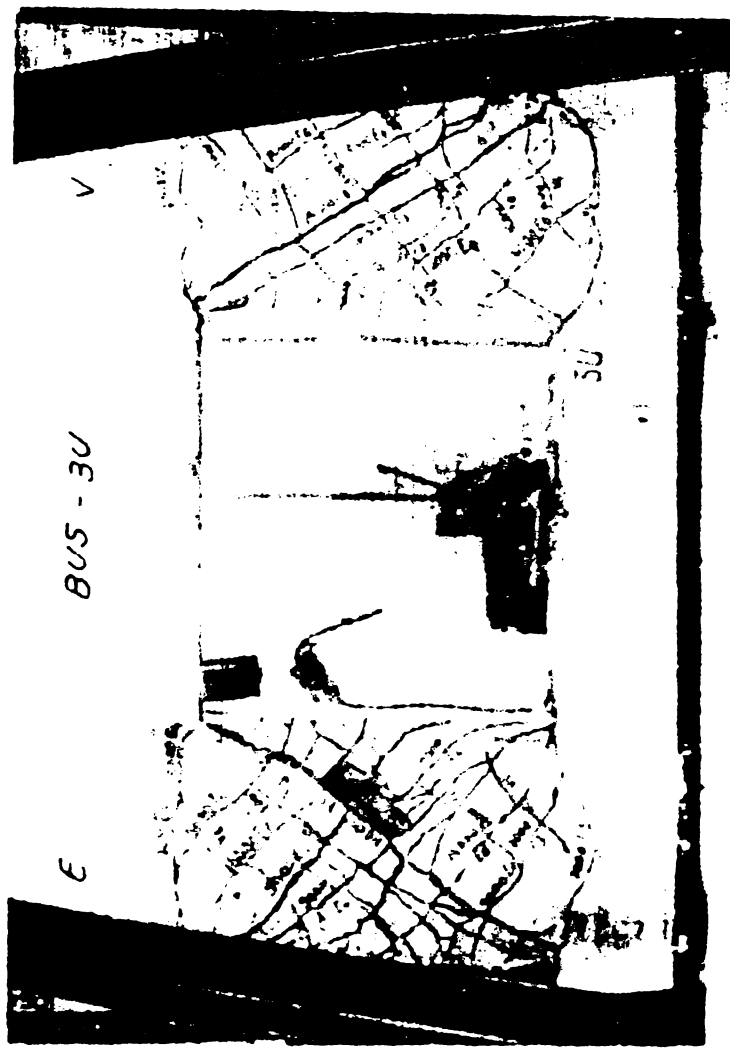
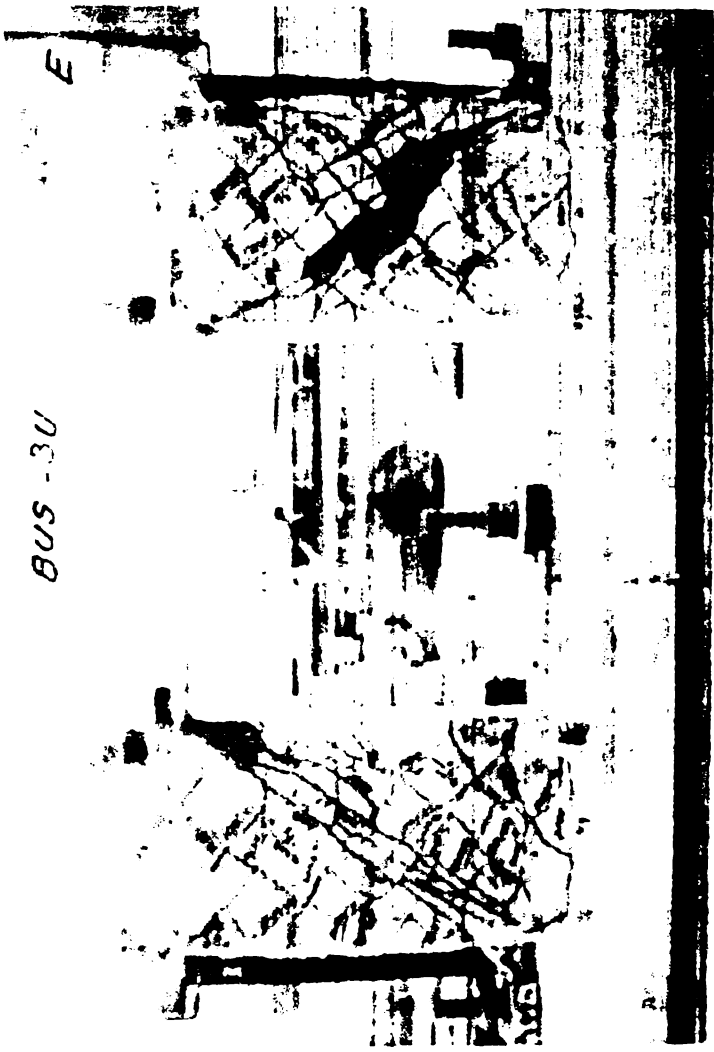
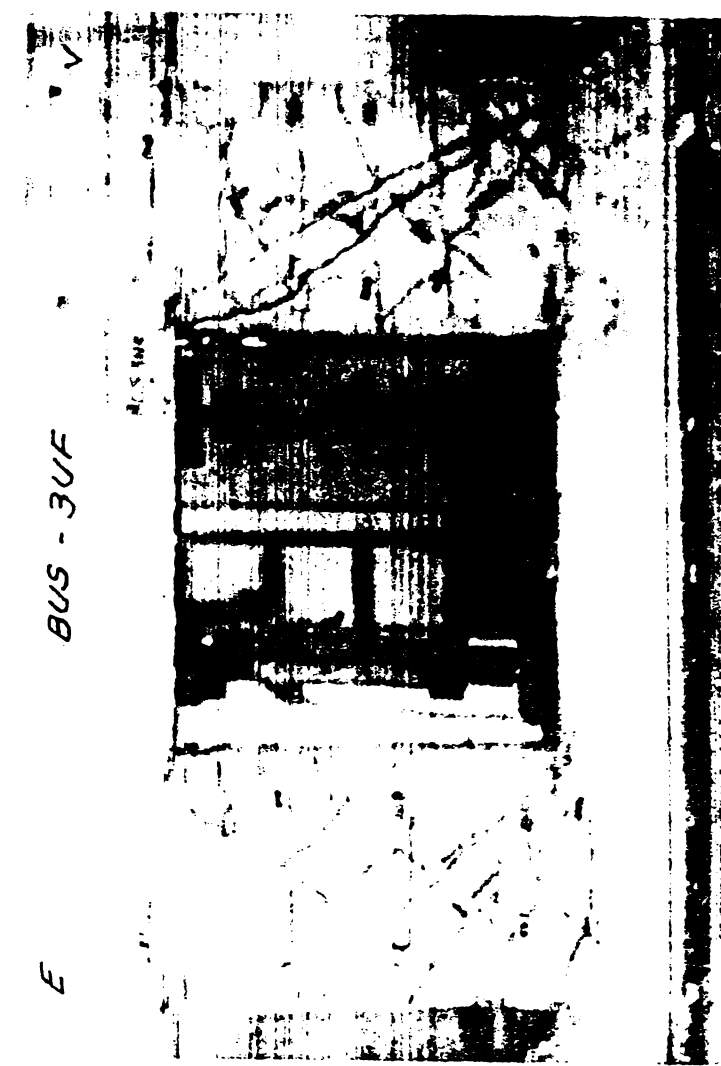
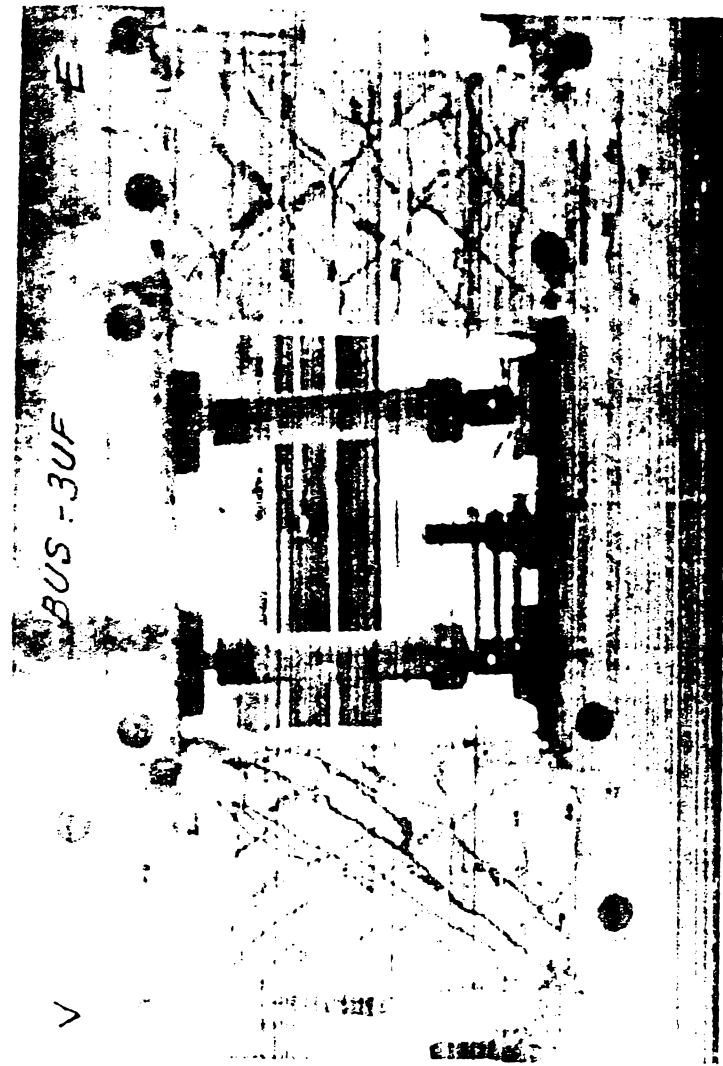


Fig. A.4.5. (continuare).

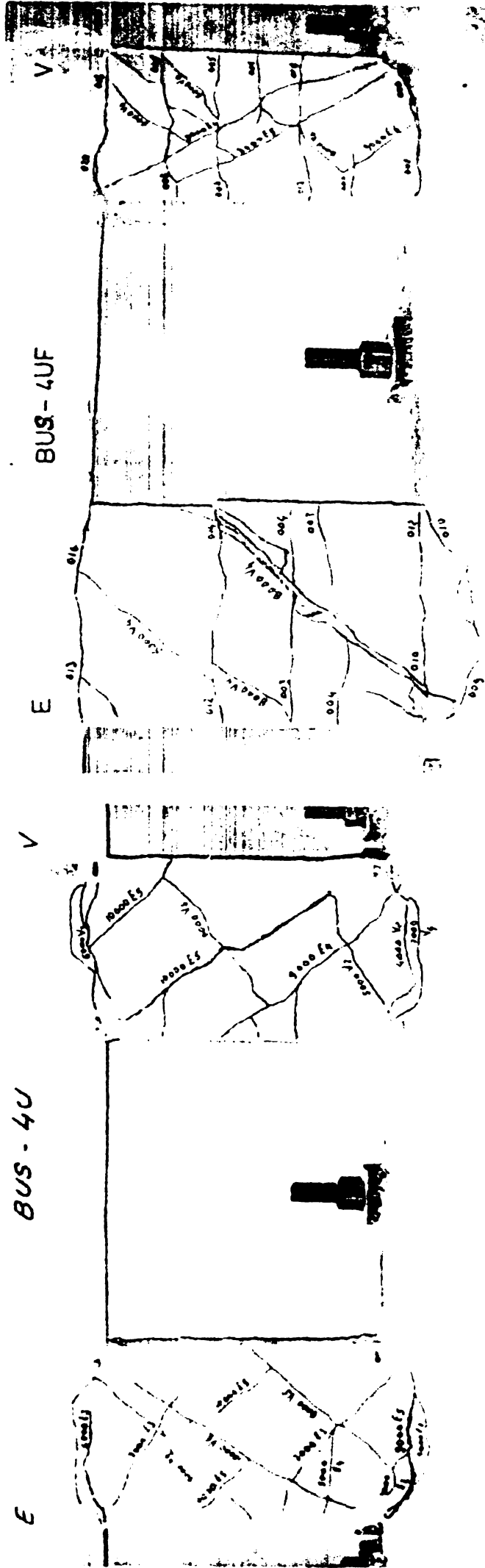
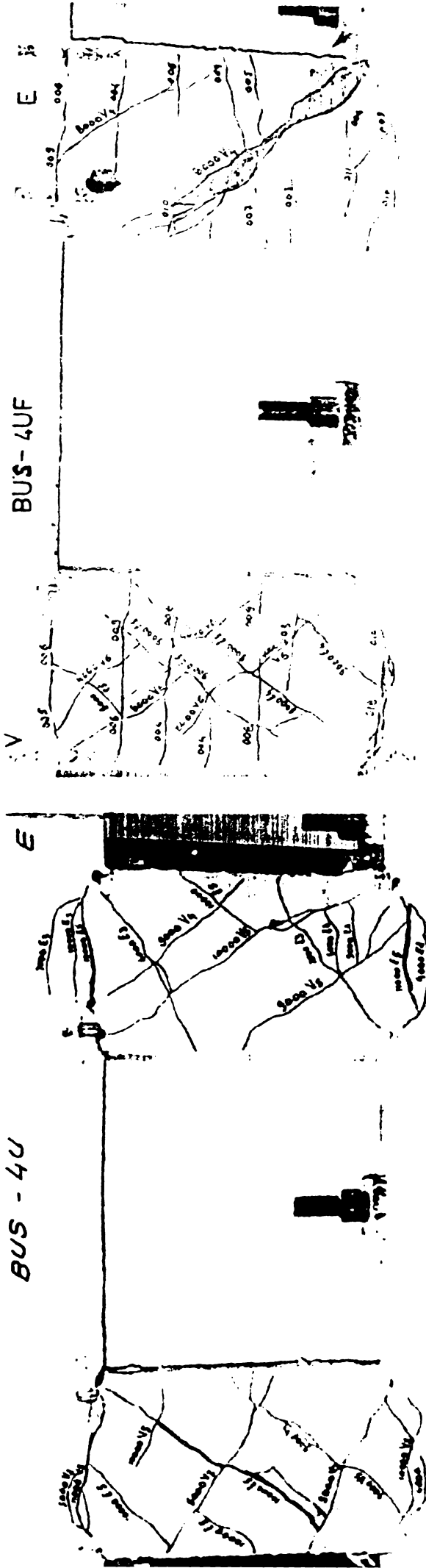


FIG. A.4.5. (continuare).

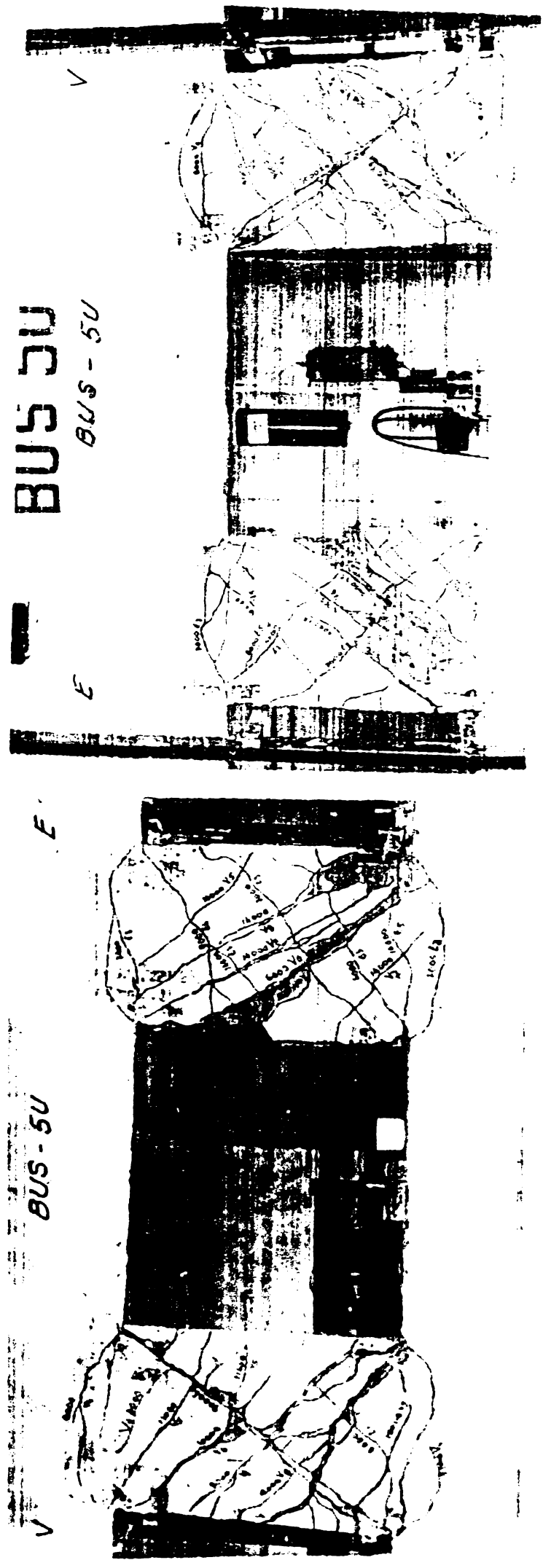
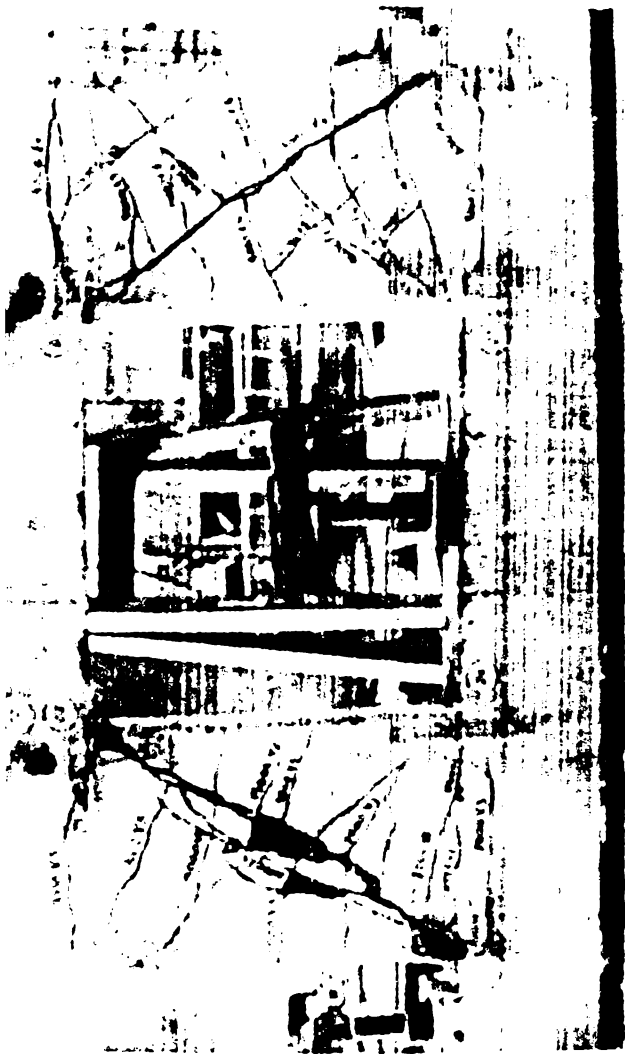
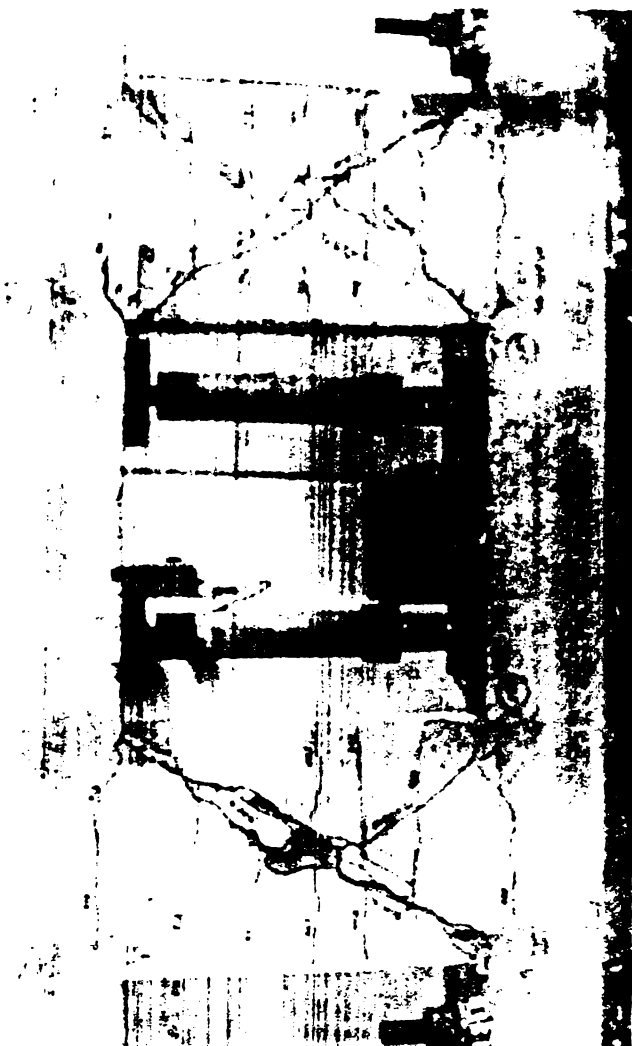


Fig. A.4.5. (continuare).



E V  
BUX - 1UF



E V  
BUX - 1U

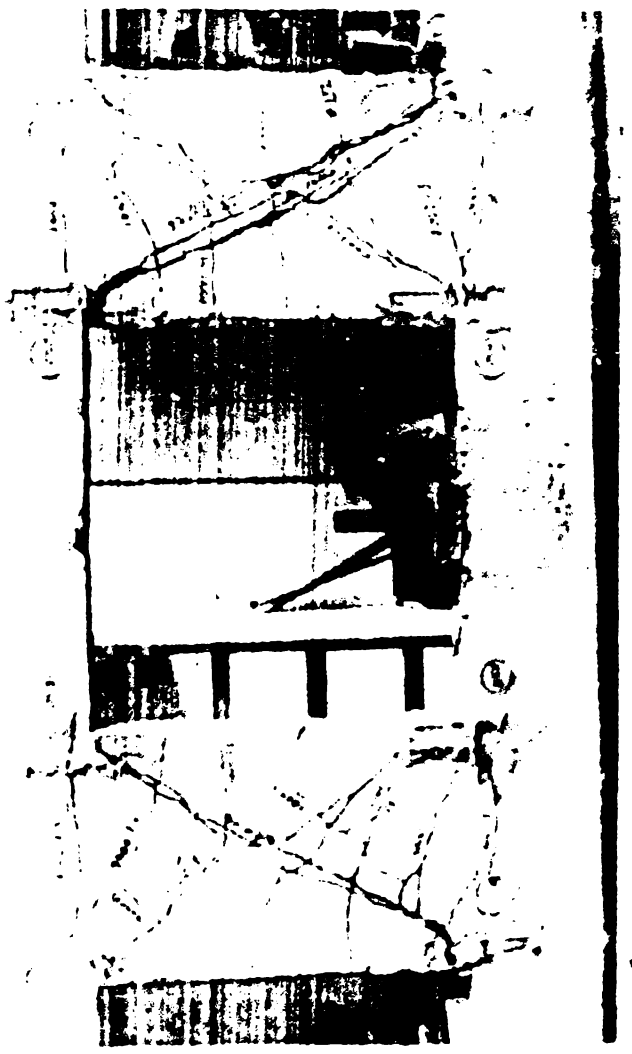
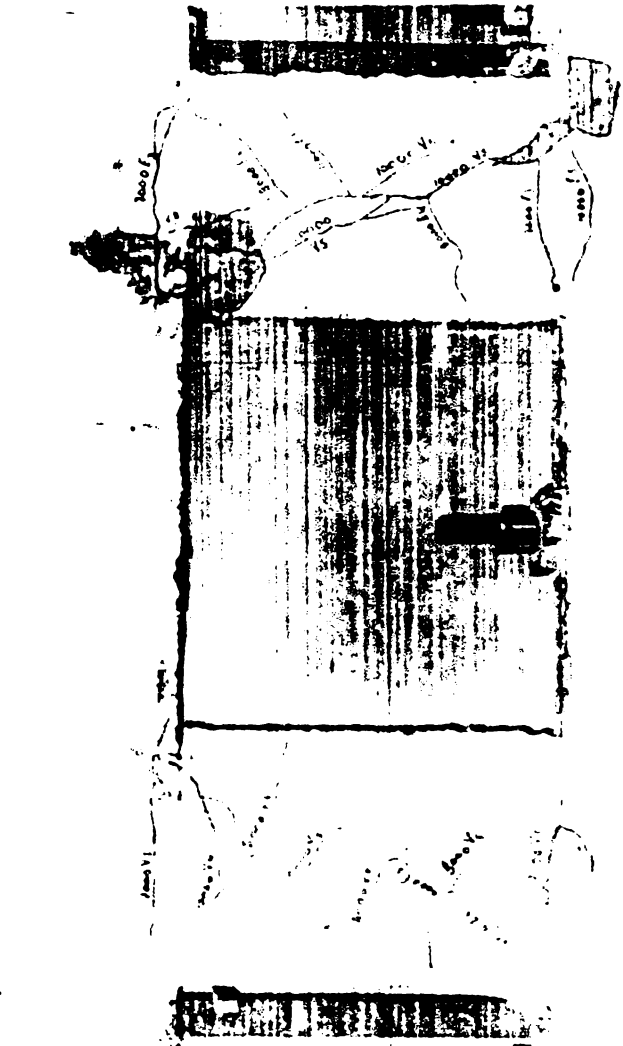


Fig. A.4.6. Relevee - fotografii la rupere ale riglelor de cuplare armate in diagonali.

BUX - 2U

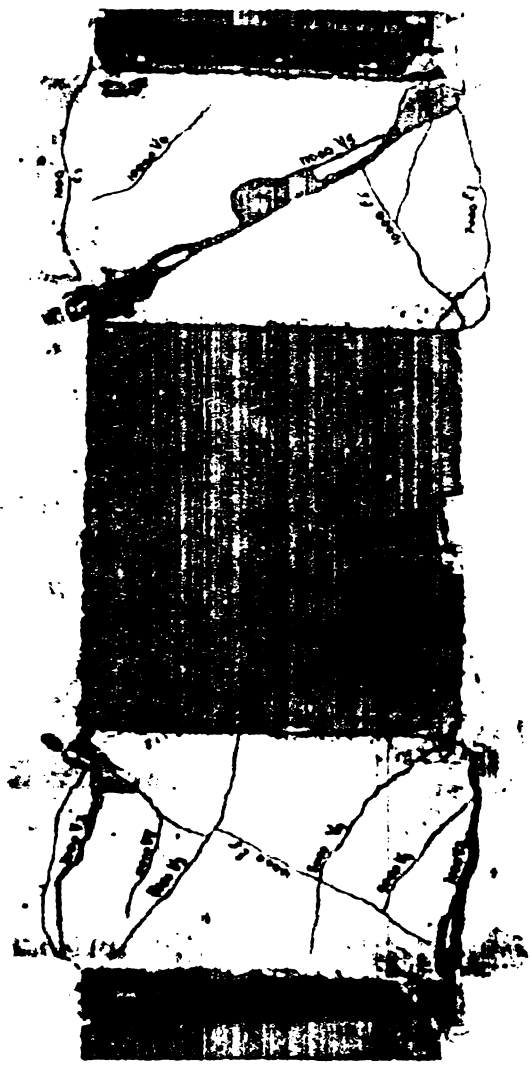
E

V



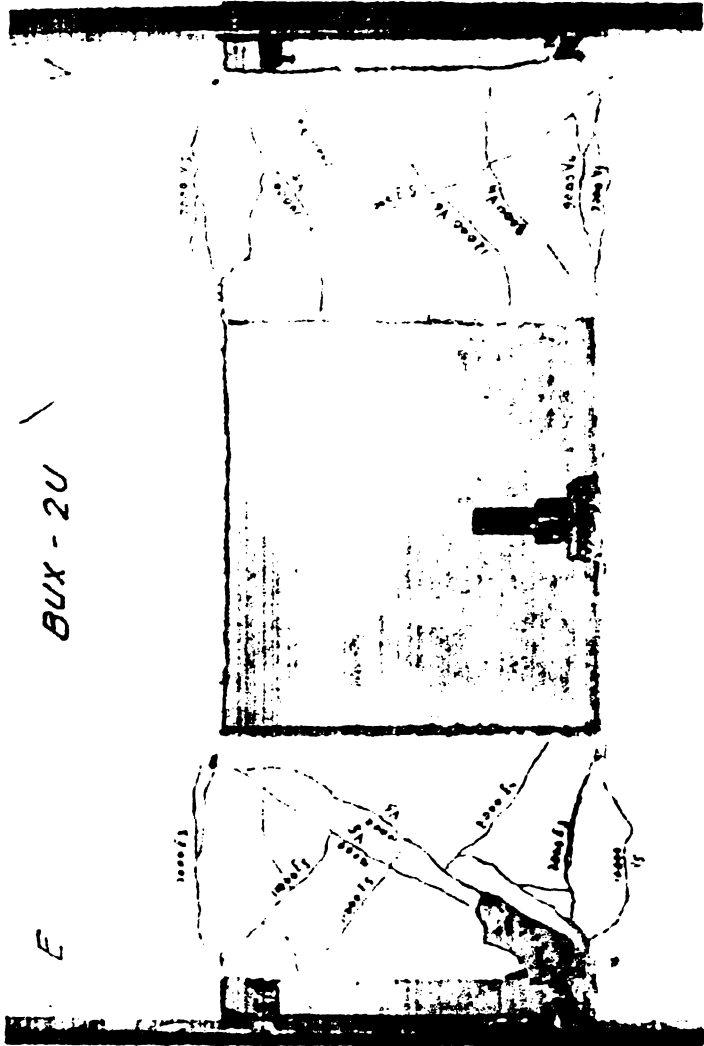
BUX - 3U

E



BUX - 2U

E



BUX - 3U

E

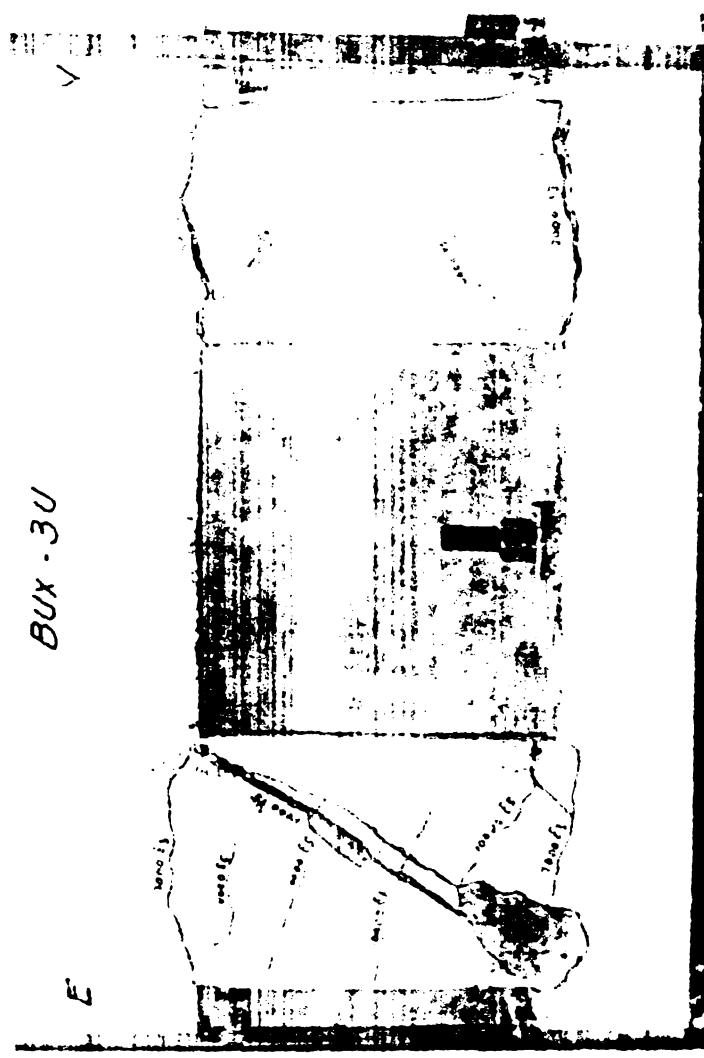


Fig. A.4.6. (continuare).



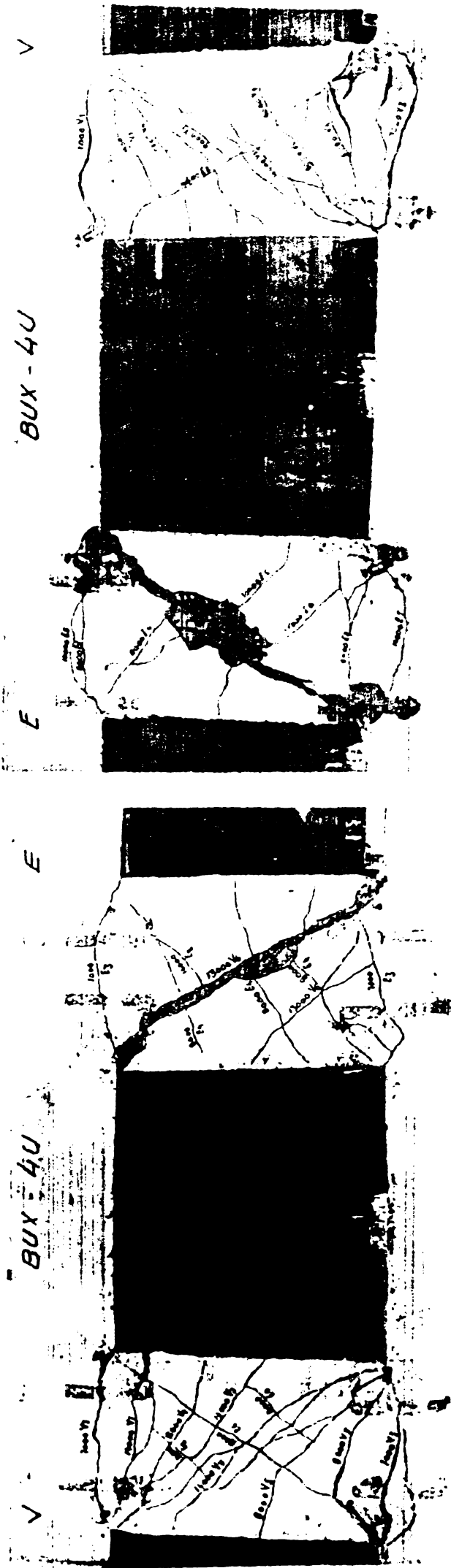
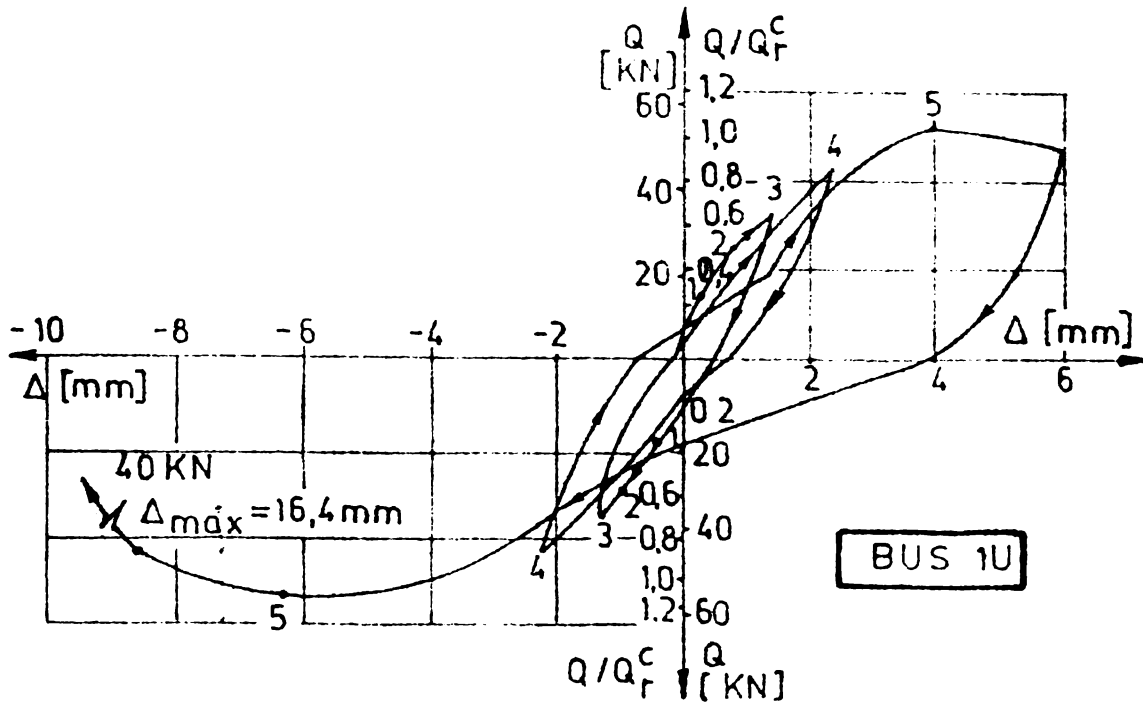
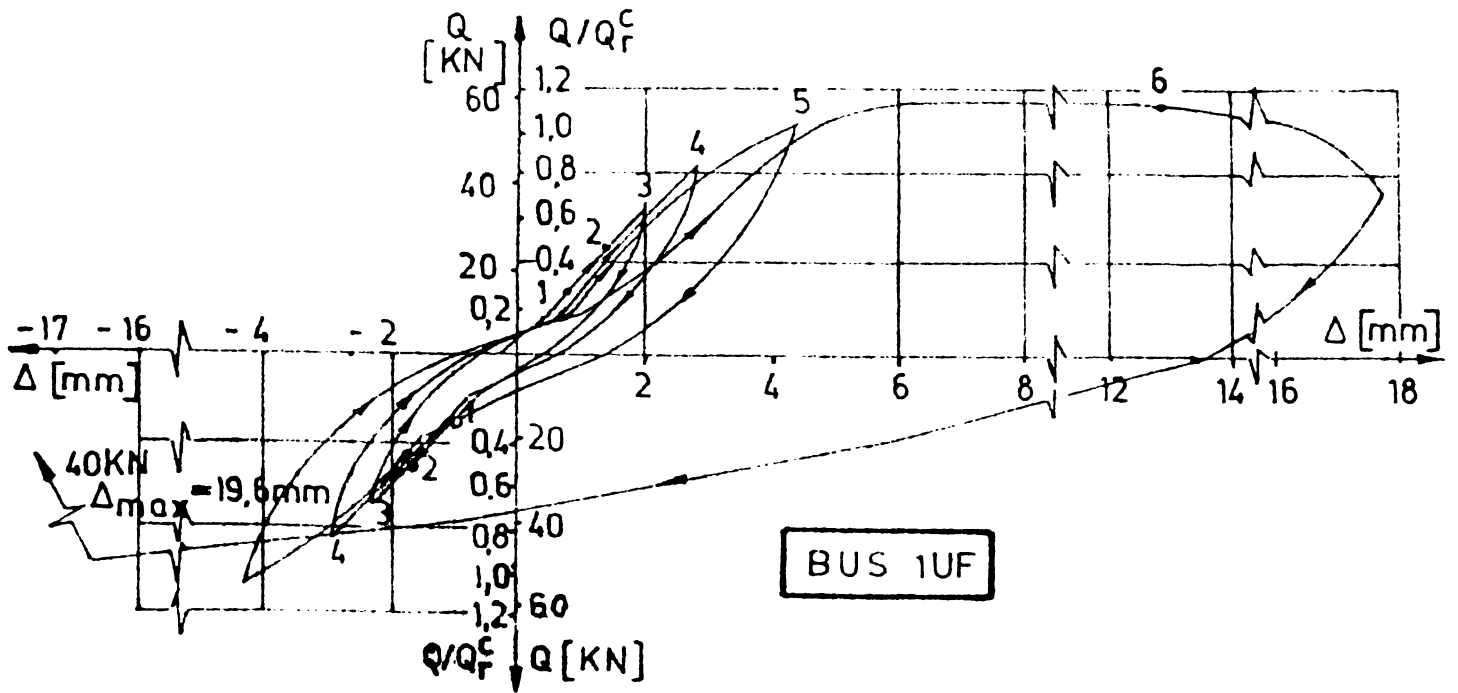


FIG. A.4.6. (continuare).

INSTITUTUL POLITEHNIC  
TIMISOARA  
BIBLIOTECA CENTRALA



a)



b)

Fig. A.4.7 Diagrama Q-Δ pentru rigle de cuplare armate obisnuit (BUS)

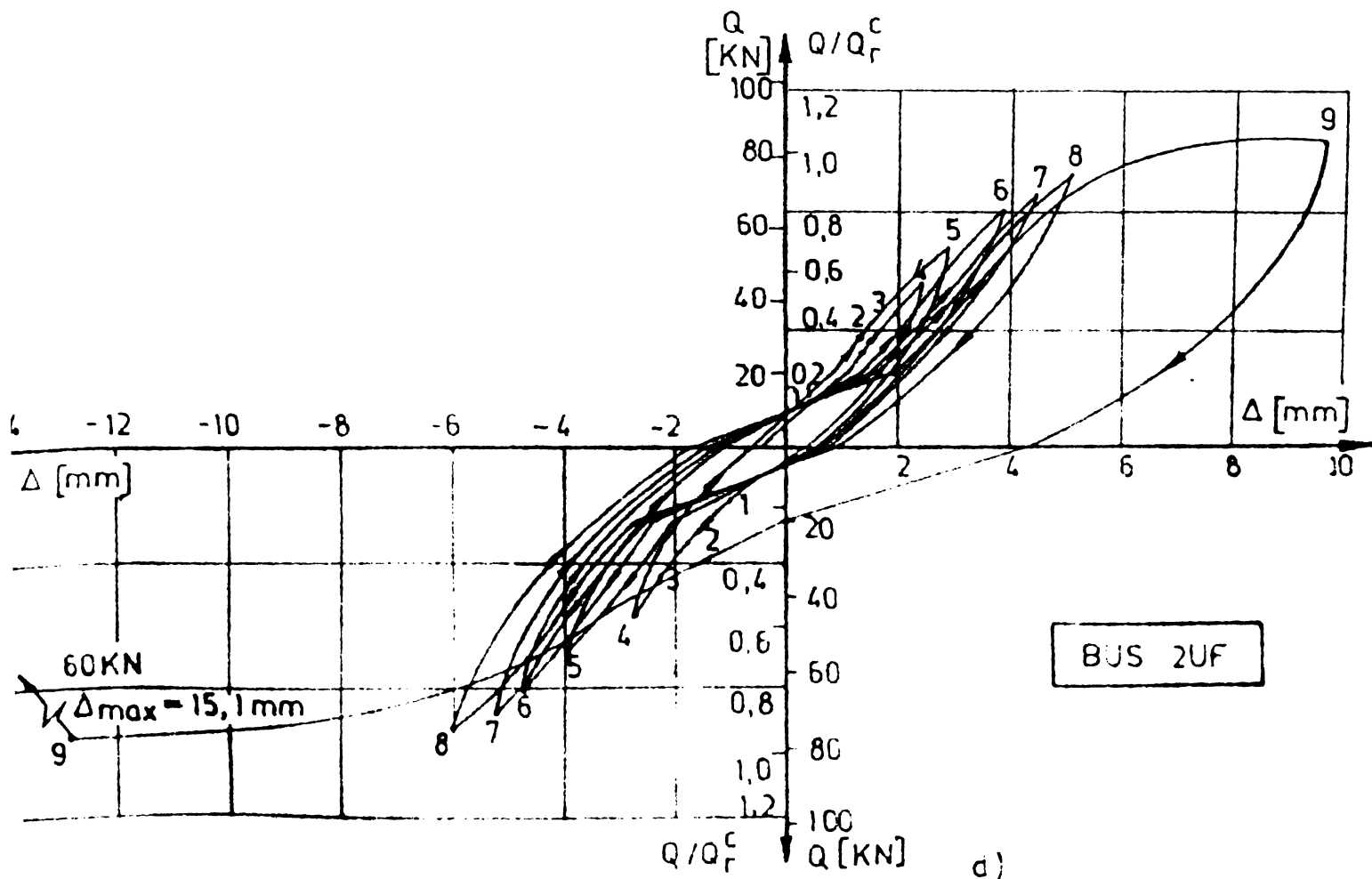
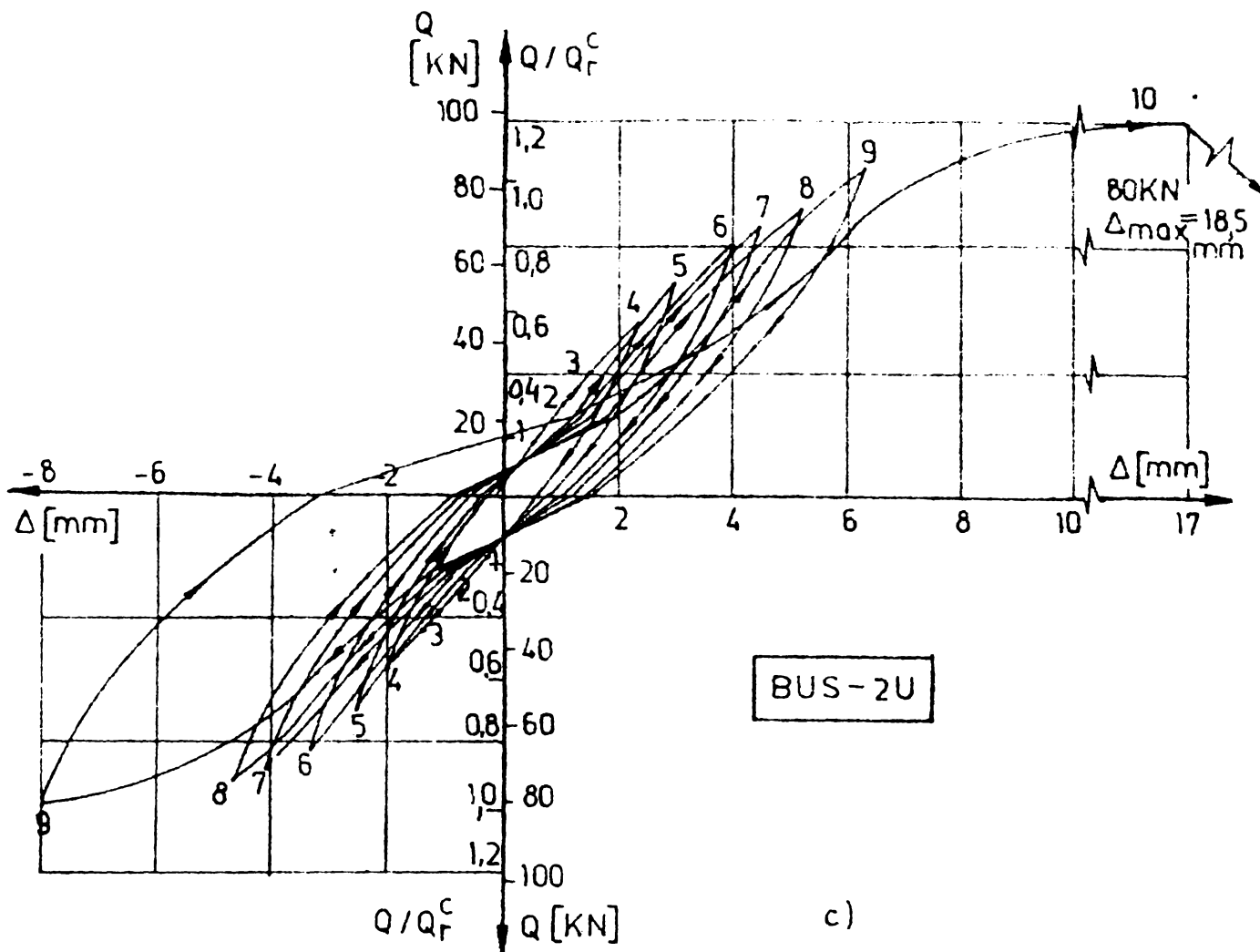
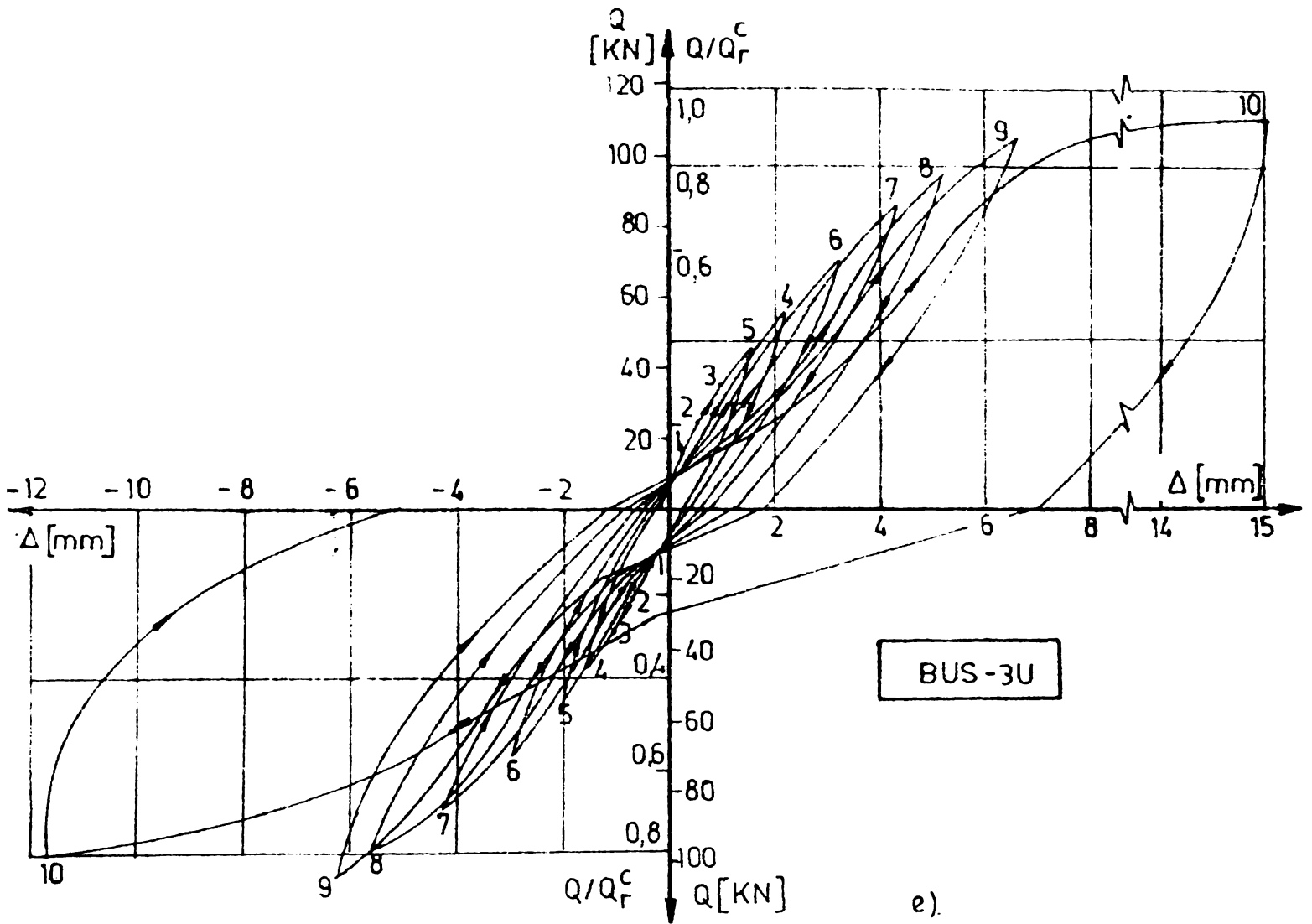
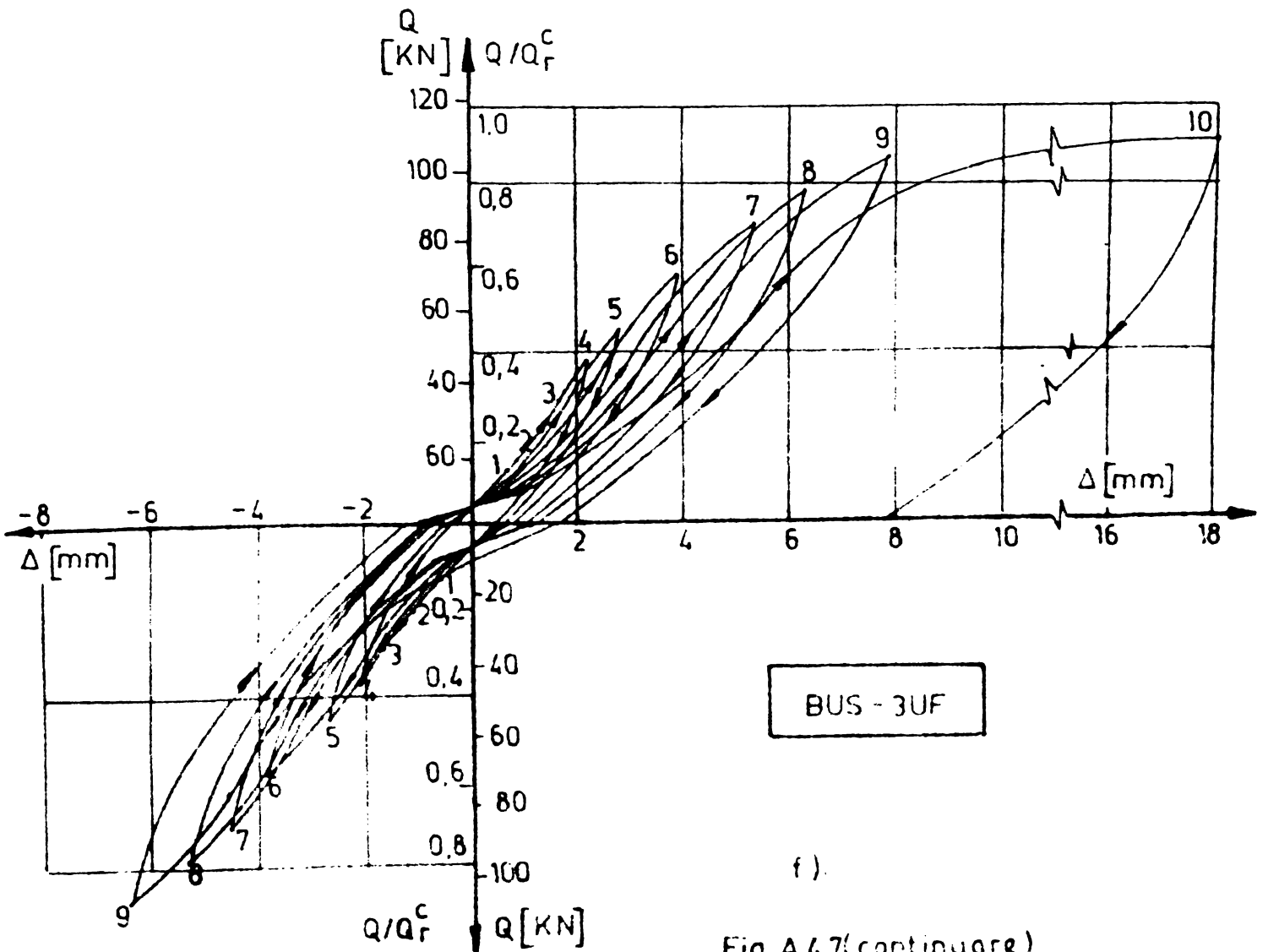


Fig. A-4.7 (continuare)



e).



f).

Fig. A.7 (continue)

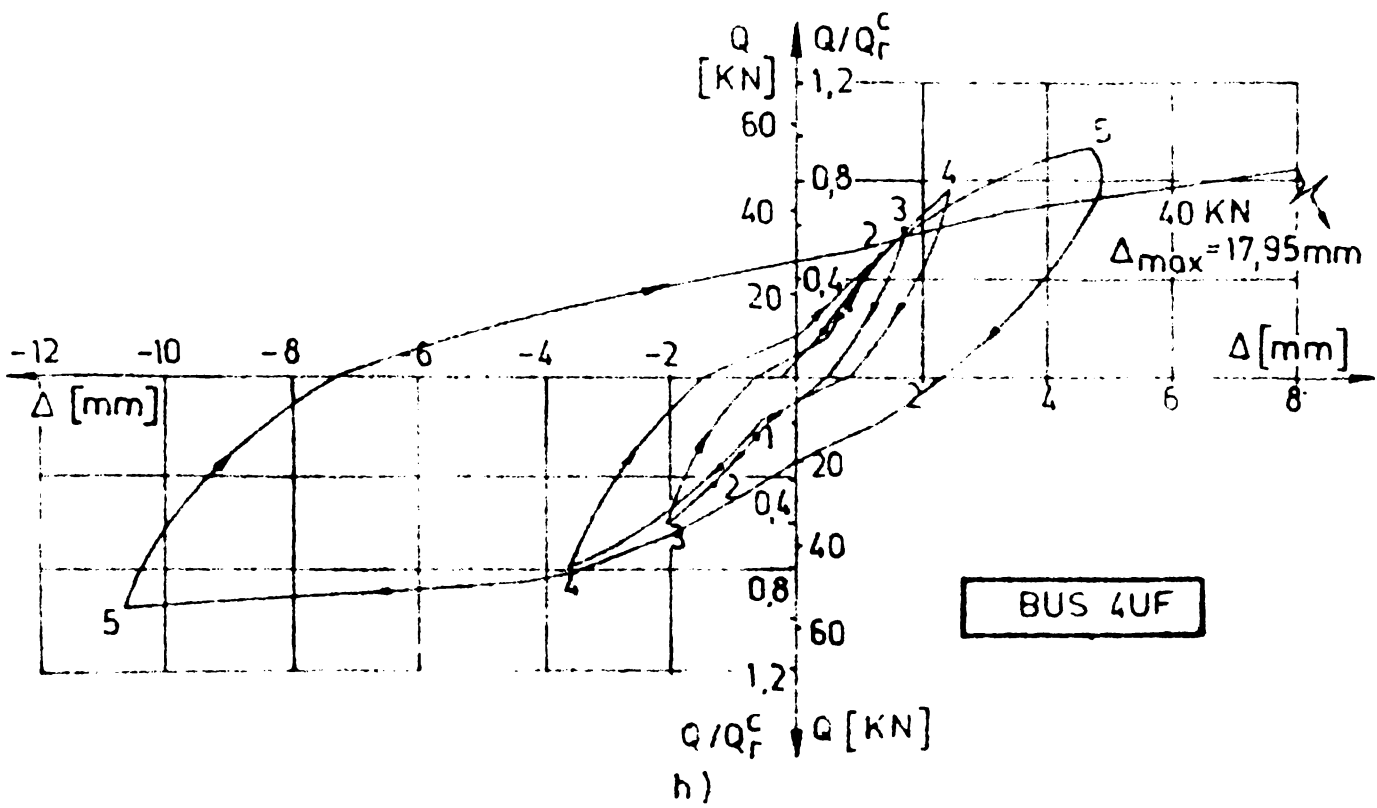
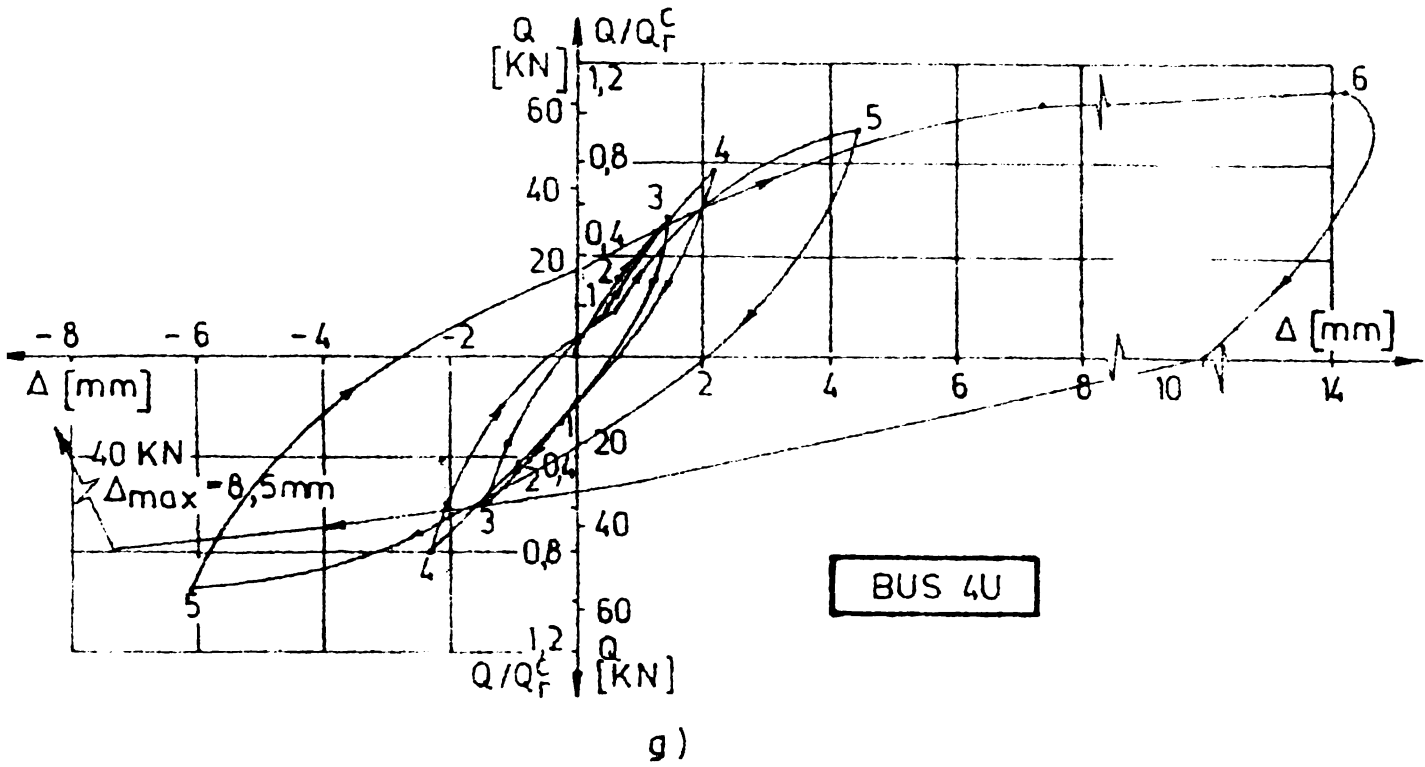


Fig. A 4.7 (continuare)

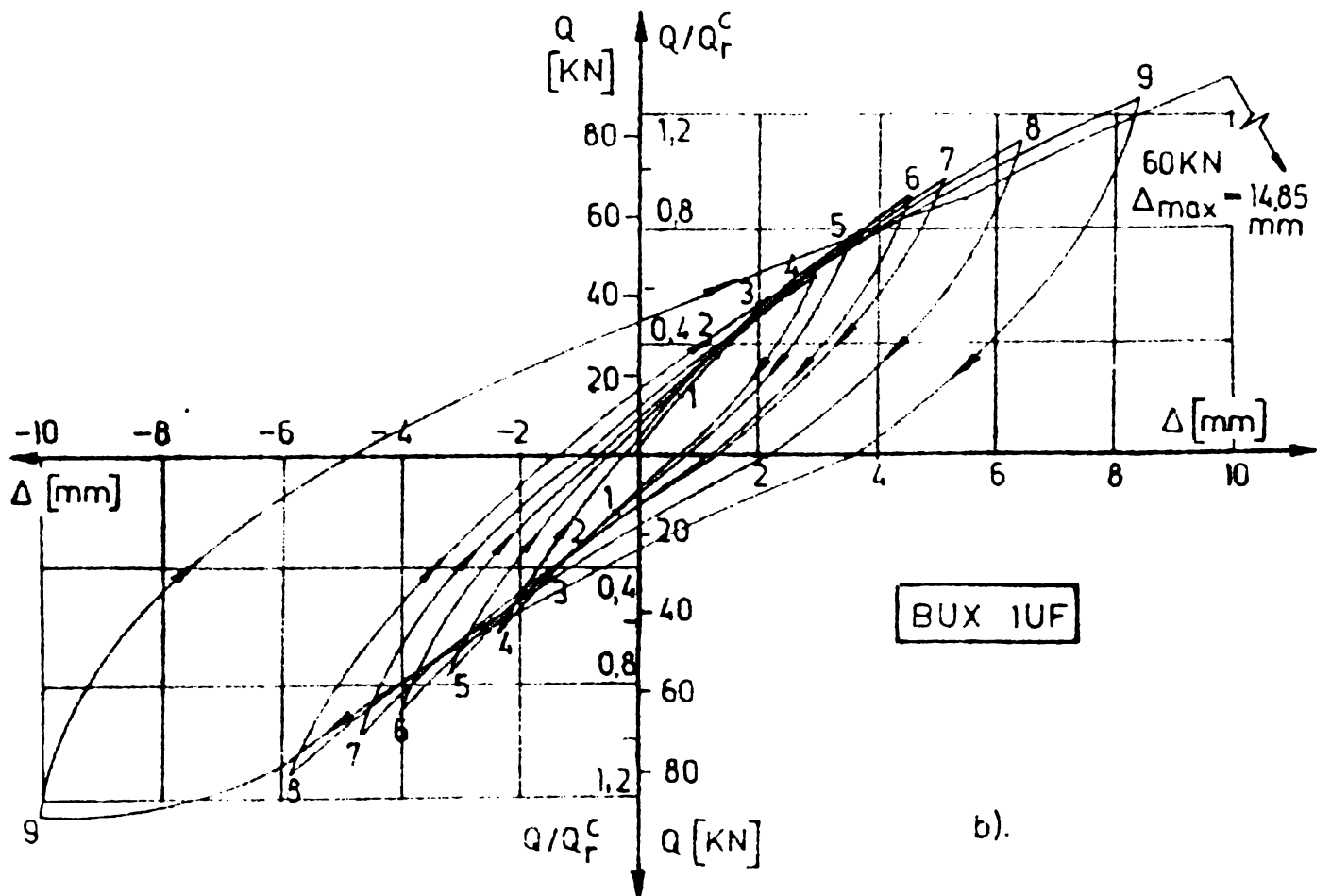
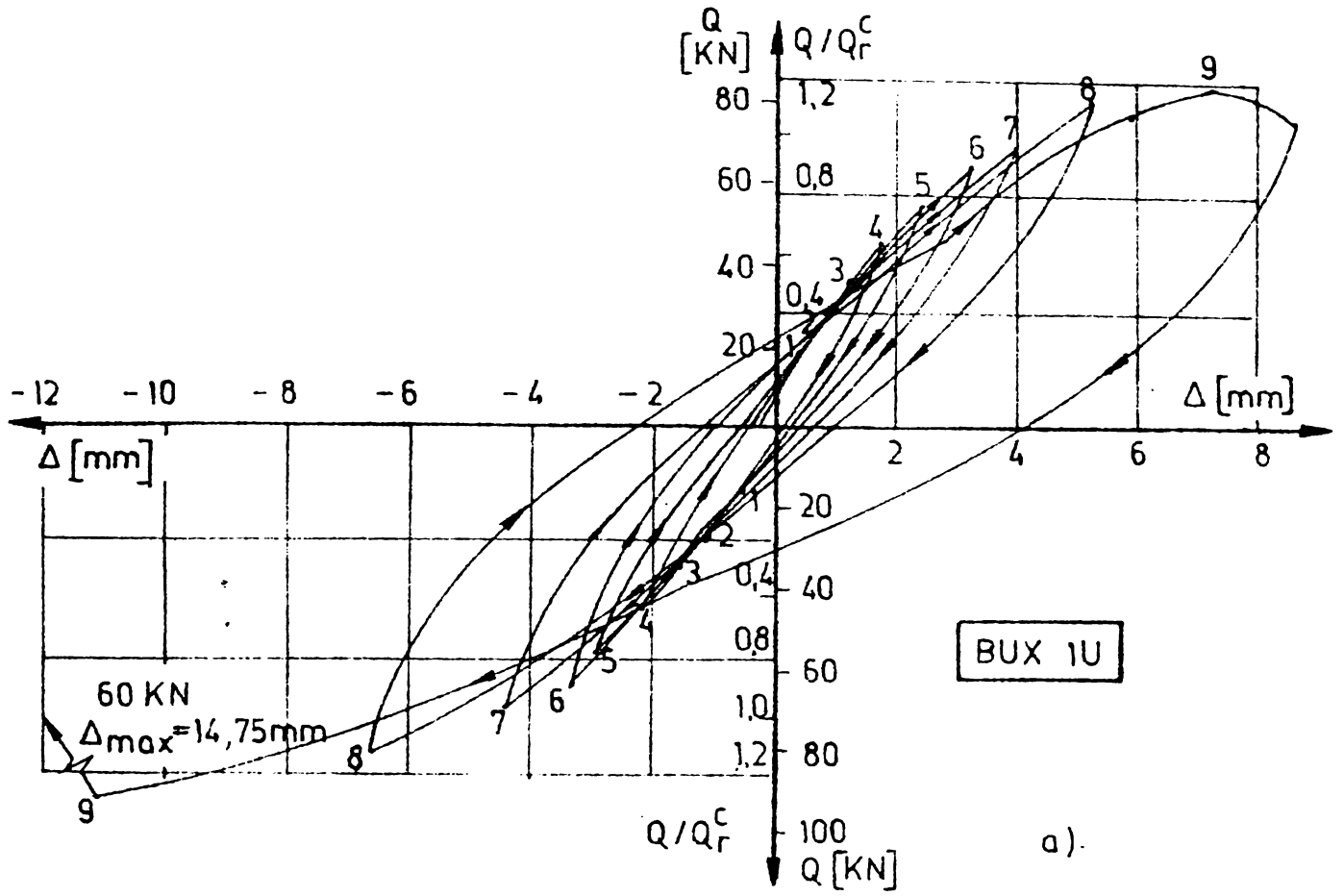


Fig. A.4-8 Diagrama Q- $\Delta$  pentru rigle de cuplare armate după diagonală ( BUX )

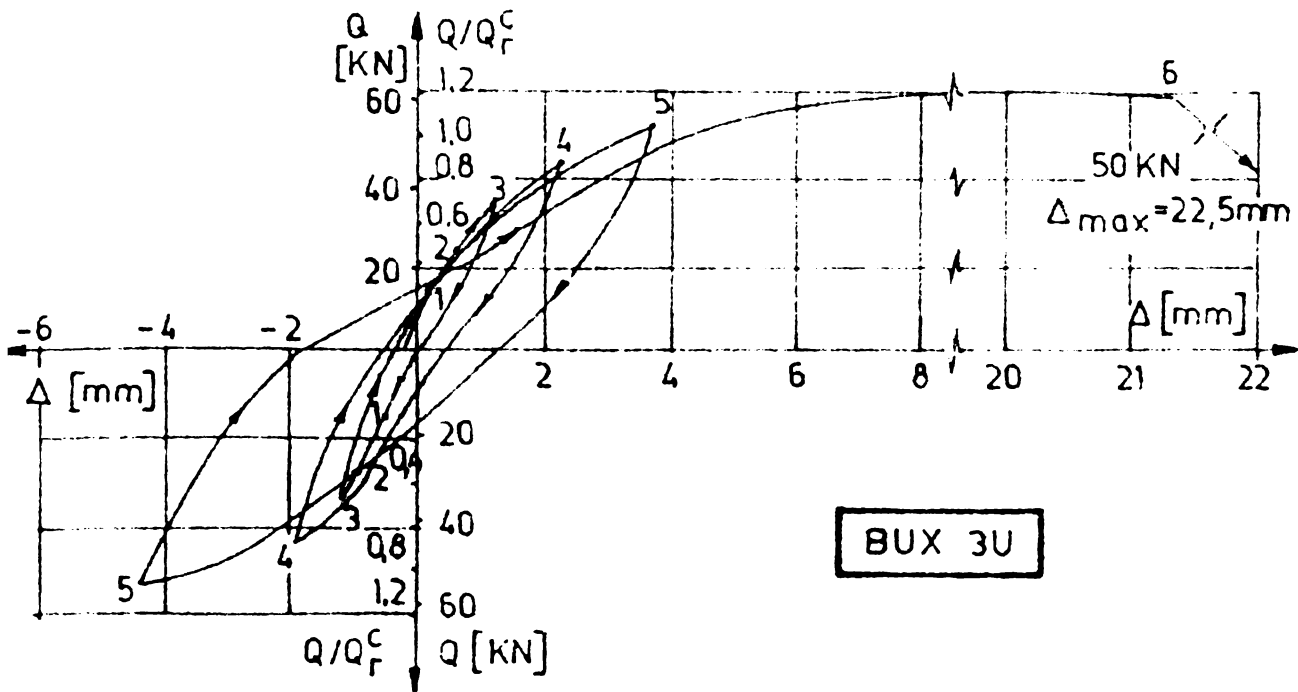
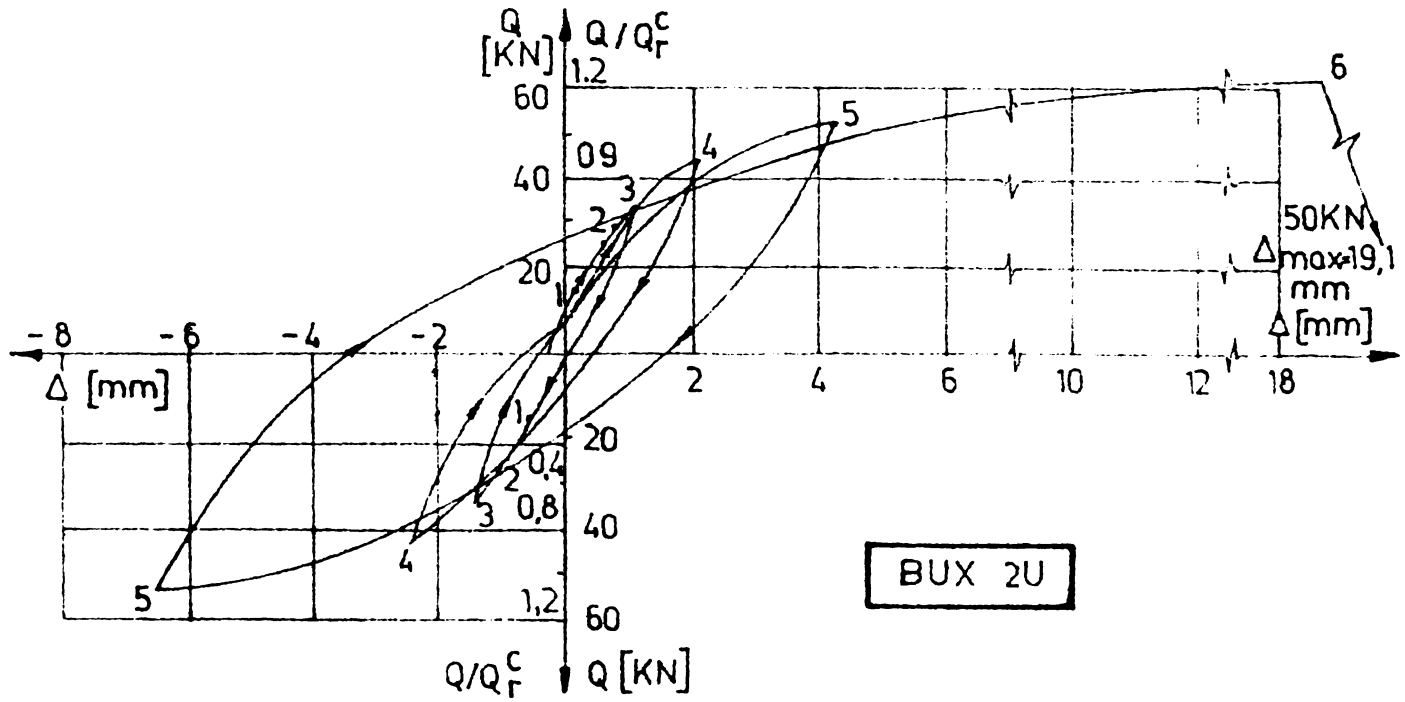


Fig.A .4.8 ( continuare )

A.4.9. Suprafața cuprinsă în ciclogramă pe cicluri și elemente experimentale.

A.4.9.a

| INCARCAREA <sup>z</sup><br>(KN) | Suprafața cuprinsă în ciclogramă (cm <sup>2</sup> ) |                    |                  |                  |                  |                  |                                    |                    |                    |
|---------------------------------|---|--------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------------------|--------------------|--------------------|
|                                 | Element   |                    |                  |                  |                  |                  |                                    |                    |                    |
|                                 | BUS1U   | BUS1UF             | BUS2U            | BUS2UF           | BUS3U            | BUS3UF           | BUS4U                              | BUS4UF             | BUS5U              |
| 15                              | 3,3   | 3,65               | 3,30             | 5,60             | 2,45             | 2,40             | 3,4                                | 8,45               | 2,60               |
| 25                              | 8,6   | 14,85              | 9,70             | 10,30            | 4,00             | 11,30            | 7,05                               | 18,90              | 8,15               |
| 35                              | 23,55   | 25,0               | 18,60            | 21,25            | 10,80            | 17,25            | 22,90                              | 34,00              | 18,40              |
| 45                              | 37,7  | 42,75              | 33,05            | 30,15            | 16,95            | 27,90            | <u>40,00</u><br>443,8 <sup>z</sup> | 98,05              | 24,90              |
| 54                              | -   | 660,6 <sup>z</sup> | -                | -                | -                | -                | -                                  | 645,5 <sup>z</sup> | -                  |
| 55                              | <u>112,95</u><br>353,6 <sup>z</sup>                 | 98,35              | 42,45            | 42,6             | 29,35            | 37,30            | 187,70                             | 439,80             | 53,95              |
| 59                              | -   | -                  | -                | -                | -                | -                | -                                  | -                  | -                  |
| 61                              | -   | -                  | -                | -                | -                | -                | 308,7                              | -                  | -                  |
| 65                              | -   | -                  | 59,10            | 61,9             | -                | -                | -                                  | -                  | 87,30              |
| 70                              | -   | -                  | 67,50            | 73,05            | 48,5             | 58,95            | -                                  | -                  | 94,0               |
| 75                              | -   | -                  | 81,4             | 94,20            | -                | -                | -                                  | -                  | -                  |
| 77                              | -   | -                  | -                | 380 <sup>z</sup> | -                | -                | -                                  | -                  | -                  |
| 80                              | -   | -                  | -                | -                | -                | -                | -                                  | -                  | 199,35             |
| 83                              | -   | -                  | 627 <sup>z</sup> | -                | -                | -                | -                                  | -                  | -                  |
| 85                              | -   | -                  | 210,6            | 251,5            | 71,65            | 94,70            | -                                  | -                  | 593,2 <sup>z</sup> |
| 95                              | -   | -                  | -                | -                | 111,45           | 114,15           | -                                  | -                  | -                  |
| 105                             | -   | -                  | -                | -                | 178,80           | 177,85           | -                                  | -                  | -                  |
| 110                             | -   | -                  | -                | -                | 570 <sup>z</sup> | 440 <sup>z</sup> | -                                  | -                  | -                  |



A.4.9.b.

| INCARCARE <sup>ⓧ</sup><br>(KN) | Suprafața cuprinsă în ciclogramă (cm <sup>2</sup> ) |                     |                   |                   |                    |
|--------------------------------|---|---------------------|-------------------|-------------------|--------------------|
|                                | Element   |                     |                   |                   |                    |
|                                | BUX 1U  | BUX 1UF             | BUX 2U            | BUX 3U            | BUX 4U             |
| 15                             | 2,25  | 5,10                | 1,85              | 2,45              | 1,20               |
| 25                             | 4,85  | 9,20                | 7,35              | 6,55              | 2,90               |
| 35                             | 17,11   | 18,7                | 14,35             | 14,25             | 10,85              |
| 45                             | 19,8  | 36,15               | 43,55             | 43,30             | 19,95              |
| 55                             | 28,25   | 57,55               | 196,51            | 138,20            | 30,25              |
| 62,5                           | -   | -                   | -                 | 762 <sup>ⓧⓧ</sup> | -                  |
| 65                             | 57,20   | 90,85               | 605 <sup>ⓧⓧ</sup> | -                 | 45,20              |
| 70                             | 75,15   | 117,05              | -                 | -                 | 69,6               |
| 80                             | 185,45  | 213,65              | -                 | -                 | 153,15             |
| 85                             | 245   | 498,50              | -                 | -                 | 206,2              |
| 90                             | -   | 619,5 <sup>ⓧⓧ</sup> | -                 | -                 | 235                |
| 91                             | 607,7 <sup>ⓧⓧ</sup>                                 | -                   | -                 | -                 | -                  |
| 92,5                           | -   | -                   | -                 | -                 | 1104 <sup>ⓧⓧ</sup> |

ⓧ - Încărcarea ce revine unei rigle;

ⓧⓧ - Ciclul ultim.

- Scara forțelor 10 KN = 2 cm; scara deplasărilor  
1 mm = 3 cm.