

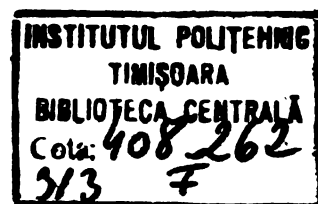
MINISTERUL EDUCATIEI SI INVATAMINTULUI  
INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII  
CATEDRA DE BETON ARMAT SI CLADIRI

Ing. FLORIAN-DAN TUDOR

CONTRIBUTII LA STUDIUL COMPORTARII  
DIAFRAGMELOR DIN BETON  
SUB EFECTUL DEFORMATIILOR IMPIEDECADE

T E Z A   D E   D O C T O R A T

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA



CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC :

Prof.dr.doc.ing. IOAN FILIMON

## CAPITOLUL 1.

### INTRODUCERE

Folosirea cât mai judicioasă a materialelor de construcție, în special acum când concomitent cu cerințele de rezistență, stabilitate, durabilitate, se impun și cerințe de natură economică, impune cunoașterea cât mai exactă a proprietăților și comportării materialelor de construcții, precum și folosirea metodelor de calcul cele mai apropiate de comportarea reală a elementelor de construcții.

Aceste cerințe se impun cu atât mai mult în cazul betonului, un material cu structură complexă și care se modifică în timp. Structura și compoziția complexă a betonului are o influență multiplă asupra proprietăților acestuia. La studierea oricărui fenomen, oricât de simplu, legat de beton, este foarte greu de a-l studia izolat independent. Intotdeauna trebuie să se țină seama de multitudinea de factori care derivă din eterogenitatea betonului și totodată de particularitățile comportării sale în structuri

#### 1.1. Utilizarea structurilor cu diafragme din beton armat.

##### Clasificare.

Tendința modernă de industrializare a proceselor de execuție, pentru accelerarea ritmului de execuție, a reducerii consumului de manoperă și a creșterii productivității muncii a influențat și influențează în continuare evoluția structurilor de rezistență ale construcțiilor precum și a tehnologiilor de execuție a unui tip de structură.

Utilizarea structurilor cu diafragme a căpătat atât în țară cât și în străinătate, o largă răspândire la multiple tipuri de construcții - civile, social-culturale, administrative - datorită avantajelor pe care le prezintă :

- industrializarea punerii în operă a betonului monolit, prin utilizarea cofrajelor glisante, sau a unor cofraje și eșafodaje de tipuri adecvate unei execuții rapide și cu un înalt grad de refolosire;

- folosirea armăturilor semiprefabricate sub formă de plase și carcase șudate;

- utilizarea mijloacelor mecanizate de preparare, transport, turnare și compactare, a betonului;

- posibilitatea de prefabricare uzinală, care indică un grad înalt de industrializare precum și un consum minim de cofraje și susțineri pe șantier;

- consum relativ redus de oțel.

Marea varietate a structurilor cu diafragme, care a căpătat o atît de largă răspîndire, nu este întîmplătoare, dat fiind existența unor considerente de ordin funcțional, tehnic, economic și tehnologic.

În general, forma în plan și numărul de niveluri ale construcției sînt impuse de considerente urbanistice și estetico-funcționale.

Din punct de vedere al formei în plan a construcției se distinge cîr trei tipuri :

- clădiri de tip bară, de formă dreptunghiulară, alungită, cu o singură diafragmă longitudinală mediană, cu două diafragme longitudinale încadrînd un coridor, sau combinate;

- clădiri de tip punct, de formă apropiată de patrat sau nu mult diferit de patrat, circular, ovoidal, lenticular etc., în cazul cînd depășesc 8-9 niveluri se mai numesc clădiri turn;

- clădiri în formă de L, U, T, destinate pentru amplasament sau funcțiuni complexe.

În cadrul unei structuri stabilirea poziției și formei diaframelor trebuie să satisfacă o serie de condiții optime cum ar fi asigurarea funcționalității partiului, preluare în bune condiții, cu eforturi cît mai reduse a încărcărilor precum și posibilitatea adoptării unui proces tehnologic corespunzător.

Există mai multe posibilități de realizare a structurilor etajate cu diafragme. Practica de pînă acum permite să se definească trei categorii de structuri și anume :

- structuri cu diafragme dese, denumite și structuri de tip fagure, caracterizate prin faptul că toate elementele portante verticale sînt diafragme, ele preluînd în întregime încărcările verticale și cele orizontale. Acest tip de structură se poate utiliza la clădirile de locuințe, la hoteluri, cămine și în general la clădirile care permit compartimentări fixe, dese (de mărimea unei camere). Dat fiind numărul mare de pereți portanți, eforturile ce se dezvoltă în acești pereți au valori suficient de mici, care pot fi preluate de regulă, în totalitate de către beton, armăturile fiind dispuse

pe considerente constructive, respectiv pentru preluarea altor tipuri de eforturi cum sînt cele produse de : contracții ale betonului, variații de temperatură, solicitări locale datorită rezemării unilaterale a planșeelor etc.;

- structuri cu diafragme rare, denumite și structuri de tip celular, la care diafragmele sînt dispuse la distanțe mai mari (6 - 12 m). De exemplu, la clădirile de locuit, se dispun diafragme numai pe conturul care delimitează apartamentele iar pereții din interiorul fiecărui apartament, se execută din materiale ușoare bune izolatoare termice și fonice;

- structuri cu diafragme flexibile conlucrînd cu cadre, incluzînd structurile cu nucleu central și cadre pe contur, utilizate la clădiri administrative.

În intenția de industrializare a structurilor, utilizarea tot mai frecventă a elementelor prefabricate s-a materializat, în cazul structurilor cu diafragme la introducerea planșeelor sub formă de panouri sau semipanouri prefabricate precum și a predalelor. Frecvența folosirii planșeelor prefabricate, precum și aspectele specifice de comportare a structurii datorită prezenței elementelor prefabricate impune clasificarea structurilor cu diafragme și după criteriul tipului de planșeu : monolit sau prefabricat.

De asemenea, se utilizează, în special la structuri cu diafragme dese, elemente de fațadă prefabricate de tip blocuri, fișii sau panouri prefabricate.

Diafragmele trebuie să satisfacă diferite cerințe funcționale și tehnologice, ceea ce a condus la apariția unei serii variate de forme. Funcție de forma în plan, diafragmele se pot clasifica :

- diafragme lamelare, caracterizate prin secțiunea transversală dreptunghiulară alungită. La acest tip operația de corărare se efectuează cu ușurință, dar poate apărea mai frecvent pericolul pierderii stabilității, lucru pentru care diafragmele se dispun după două direcții perpendiculare;

- diafragme cu bulbi, care aduc un spor de rezistență dar care limitează tehnologiile de execuție, datorită dificultăților în cazul folosirii corrajelor plane metalice sau a corrajelor spațiale de tip tunel.

După conformația generală, diafragmele se împart :

- diafragme lungi, cu raport înălțime - lățime  $H/B > 5$ , diafragme la care eforturile și deformațiile din încovoiere sînt predominante;



- diafragme cu lungime medie, la care raportul mai sus amintit  $2 \leq H/B \leq 5$ . În cazul acestora, trebuie să se țină seama atât de efectul momentelor încovoietoare cât și de cel al forțelor tăietoare;

- diafragme scurte, la care raportul  $H/B < 2$ . În acest tip de diafragme eforturile și deformațiile produse de forța tăietoare sînt dominante în raport cu cele produse de momentele încovoietoare.

După existența sau nu a golurilor avem :

- diafragme pline; care prezintă o schemă statică clară și ușor de prins în calcul;

- diafragme cu goluri, la care prezența golurilor pentru uși sau ferestre modifică sensibil starea de deformare generală a diaframelor și complică calculul.

## 1.2. Influența tehnologiilor utilizate asupra apariției tensiunilor inițiale.

Tehnologia de execuție influențează în mod hotărîtor alegerea tipului de structură. Tendința modernă de industrializare și reducere cît mai mult posibil a volumului de manoperă pe șantier a stat la baza folosirii mai multor procedee tehnologice care îndeplinesc parțial sau total aceste cerințe. Aplicarea acestor tehnologii a scos în evidență existența unor fenomene caracteristice betonului, neglijate în ultimul timp atât de proiectanți cât și de executanți.

În acest sens se pot menționa :

- decofrarea timpurie sau tratamentul termic al betoanelor care mărește valoarea contracției, drept urmare pot apărea fisuri ulterioare în pereți;

- utilizarea în cadrul aceleiași structuri a unor elemente de beton turnate în etape diferite cum ar fi de exemplu planșeele prefabricate din beton cu diafragme din beton monolit, ceea ce introduce în fază inițială, eforturi interioare în structură, etc.

Tehnologiile frecvent folosite la realizarea structurilor cu diafragme se pot enumera :

a) Procedee cu cofraje tip panouri demontabile de inventar. Acest sistem prezintă avantajul folosirii unui număr redus de tipuri de panouri bine conformate, rigide, cu îmbinări ce impun realizarea unor fețe plane, cu posibilitatea montării repetate și al reducerii consumului de manoperă pe șantier în comparație cu procedeele tradiționale. La acest procedeu predomină tensiunile inițiale generate de

efectul împiedecării contracției asupra diafragmelor la parter și cel produs de insolație, manifestat în mod deosebit asupra ultimului nivel;

b) Procedee cu cofraje plane metalice de inventar. Sistemul utilizează panouri de cofrag perfect plane și rigide, cu îmbinări la intersecții cu piese separate. Procedeele se folosesc în cazul în care intersecțiile prezintă solicitări reduse, datorită execuției în două etape a diafragmelor.

Procesul tehnologic obligă decofrarea diafragmelor înainte de executarea planșelor, ceea ce impune ca soluție rațională realizarea planșelor din elemente prefabricate. În această situație, planșele prefabricate introduc solicitări în pereți, la toate nivelele, datorită contracției betonului monolit din pereți;

c) Procedee cu cofraje tunel, utilizează în principiu un ansamblu de trei panouri plane metalice dintre care două sînt verticale, pentru cofrarea pereților, iar al treilea este orizontal, pentru cofrarea planșului. Turnarea planșului pe cofrag și decofrarea acestuia cît mai rapidă pentru rentabilizarea procedeului, conduce la necesitatea dotării cofrajelor tunel cu un sistem de tratament termic al betonului. Pe de altă parte, tratamentul termic, sau numai aburirea planșului, generează o stare de eforturi interioare în beton care pot produce risuri înca în etapa inițială.

a) Procedeele cofrajelor glisante. Acest procedeu utilizează un cofrag pe tot perimetrul pereților de beton, cofrag care se ridică în sus pe măsura întăririi betonului turnat. În mod curent, execuția pereților se face prin turnarea continuă a betonului, pentru planșee lăsîndu-se goluri în pereți. Ulterior planșeele se pot executa fie monolit fie din panouri prefabricate.

În acest procedeu, contracția își face simțită efectul în zona de bază unde pereții suprastructurii se leagă de elementele indeformabile ale infrastructurii. De asemenea, în cazul utilizării planșelor prefabricate, starea de tensiuni se generalizează pe toată înălțimea construcției.

Tehnologiile de execuție, pe lîngă influența directă asupra apariției tensiunilor inițiale, mai cuprind particularități care depind de modul de rezemare al diafragmelor, prin prisma aeromațiilor suportului.

În practică, deformațiile betonului datorate contracțiilor se produc mai lent decît ritmul de execuție, fapt care are repercursiuni importante asupra eforturilor unitare, mai cu seamă în zonele

de contact ale elementelor structurii statice nedeterminate.

In acest sens se disting câteva cazuri :

- legătura pereților subsolului în fundație; în acest caz betonul din fundații rămâne practic indeformabil, datorită umidității naturale a pământului, contracția din pereții subsolului luându-se în considerare cu valoarea integrală;

- legătura pereților parterului cu subsolul; subsolul fiind închis de jur împrejur, întărirea betonului se face cu menținerea în mare măsură a umidității și contracția acestuia are valori mai reduse decât nivelurile curente. Luând în considerare și faptul că executarea parterului se face la un interval mai mare de timp decât la nivelurile curente (2-8 săptămâni), contracția neexercitată încă în momentul turnării parterului este relativ redusă și din acest motiv, în cazul parterului, efectul contracției se poate evalua cu 70 % din valoarea totală;

- legătura pereților nivelurilor curente este deformabilă, nivelurile succesive desfășurându-și contracția cu un decalaj redus, funcție de ritmul de execuție (2-14 zile). Acest fapt poate contribui la o reducere a efectului contracției, evaluată între 25-50 % pentru o întărire normală, respectiv în cazul unei întăriri accelerate prin tratament termic.

### 1.3. Efectul împiedecării deformațiilor din contracție, la diafragme monolite. Constatări "in situ".

Dintre structurile utilizate la clădirile de locuit sau social-culturale, tipul de structură cu diafragme din beton armat monolit, se distinge în mod deosebit atât prin eficiență economică cât și prin faptul că oferă posibilități de aplicare a unor tehnologii noi, în scopul reducerii continue a volumului de manoperă pe șantier.

Aplicarea tehnologiilor noi, ca urmare a creșterii volumului de lucrări și a accelerării ritmului de execuție a scos în evidență mai pregnant existența unor fenomene caracteristice de comportare a betonului în structură, care generează o stare de tensiuni cu consecințele sale, neglijate în ultimul timp.

Astfel, apariția cu regularitate a unor fisuri în diafragme, la primele nivele ale clădirilor cu planșee monolite sau la toate nivelele în cazul utilizării planșeelor prefabricate a semnalat existența unor tensiuni datorate contracției betonului, a conlucrării în structură a elementelor din beton de rigidități diferite, turnate

la intervale diferite de timp sau a elementelor din beton monolit și prefabricat.

La sistemele constructive static nedeterminate din beton sau beton armat, din elemente rigide tip fagure sau celular, neconsiderarea efectelor datorate contracției conduce la apariția unor fisuri al căror efect este cel puțin de micșorare a rezervelor de siguranță locale sau generale.

De asemenea aceste fisuri pot provoca deteriorări mari mai ales la pereții exteriori, unde pot apare infiltrații de apă în beton. În multe cazuri aceste fisuri deschise, scad gradul de etanșare al elementului, favorizând coroziunea, ceea ce conduce la o scădere a siguranței elementului.

Chiar dacă aceste fisuri sînt la pereții interiori, sînt ca un "spin în ochi", arhitectului sau constructorului. Deseori aceste fisuri sînt favorabile culturilor de insecte și motiv de discordie proiectant - executant - beneficiar.

Armătura necesară elementelor supuse efectului contracției împiedecate, determinate pe baza cunoștințelor tehnice actuale, conduce la procente de armare ce depășesc procentele obținute din verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor în elemente de beton armat încovoiate. De altfel, este știut că armătura prevăzută chiar în cantități sporite, nu atrage după sine înlăturarea fisurilor ci doar o reducere a deschiderii lor, prin înmulțirea numărului și micșorarea distanțelor dintre ele.

În aceasta situație devine deosebit de important ca înainte de a recurge doar la contribuția armăturii suplimentare să se studieze alcătuirea elementelor, materialele folosite, efectul conlucrării elementelor monolite și prefabricate în scopul controlării fenomenului de fisurare.

Cercetările întreprinse pînă în prezent cuprinse în literatura de specialitate tratează aceste probleme fracționat și în majoritatea cazurilor se limitează la aspecte teoretice, cu indicații sumare de aplicații în practica de proiectare.

În cele ce urmează sînt prezentate cîteva din cercetările "in situ" efectuate în cadrul Catedrei de Beton armat și clădiri sau prezentate în literatură privind efectele împiedecării deformațiilor din contracție la clădiri cu diafragme din beton armat.

Pentru a se studia deformațiile din contracție a unei diafragme la scară naturală s-au efectuat [1.10] măsurători la o clădire de locuit tip turn, executată prin glisare, în trepte succesive,



după glisarea pereților pe înălțimea unui nivel, trecându-se imediat la executarea planșeului." S-a ales pentru studiu o diafragmă interioară, măsurătorile fiind efectuate pe o bază de 8,00 m, cu ajutorul unor dispozitive înglobate în beton, la trei nivele, parter, etaj V și etaj X, la fiecare din aceste nivele, măsurătorile fiind efectuate în trei puncte (fig.1.3.1).

Cu toate că nu au fost decât trei nivele de măsurare pe înălțimea construcției, se poate desprinde, din fig.1.3.1, tendința de reținere a deformațiilor din contracție de către fundație. La vârsta de 30 de zile contracția parterului a constituit doar 67 % din contracția de la un nivel curent. De asemenea se constată valori mai mari ale deformațiilor din contracție măsurate la nivelul de mijloc al etajelor, cauza fiind o împiedecare a deformațiilor la nivelul planșeelor, armate cu procente mult superioare față de pereți. La o perioadă de 3-4 luni de la turnare, au apărut fisuri vizibile, verticale între nivelele planșeelor.

Urmărirea modului de fisurare a unor diafragme din beton armat monolit la clădiri executate cu planșee prefabricate s-a efectuat [1.12] la un bloc cu P + 10 E din Timișoara.

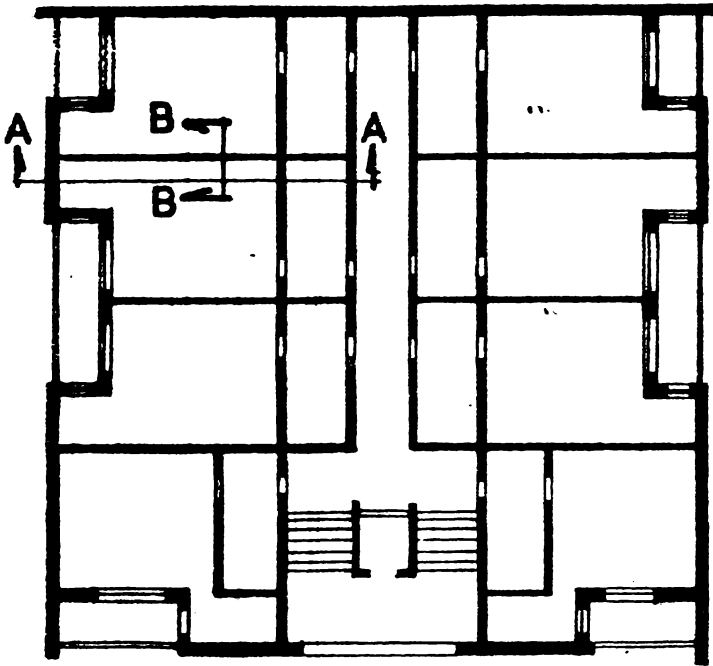
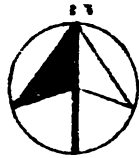
Clădirea este prevăzută cu diafragme transversale și longitudinale monolite,, turnate în cofraje plane metalice, având planșeele și panourile de fațadă prefabricate. Diafragmele sînt armate la subsol, parter, etaj I și X cu bare orizontale  $\emptyset$  8/25 și verticale  $\emptyset$  10/30 din OB 37, dispuse pe două rînduri. Nivelele intermediare au fost armate numai la intersecții, cu stîlpișori din  $\emptyset$  10-12 și e-trieri  $\emptyset$  6/25. Au fost urmărite două diafragme longitudinale (montanții de mijloc, de lungime 7,75 m) ale casei scărilor. La circa 6 luni de la turnare, s-au constatat fisuri la toate nivelele, cu excepția etajului VI al diafragmei "A".

Din fig. 1.3.2 și 1.3.3 se constată deschideri maxime ale fisurilor de 1 - 1,2 mm, cu valori maxime la nivelele intermediare, unde diafragmele sînt nearmate. Deschideri mici, de 0,2 mm se constată la nivelele extreme, unde diafragmele sînt armate. S-au mai remarcat fisuri scurte sub planșee, precum și fisuri în colțuri și cîmpul buiandrugilor. De asemenea au apărut fisuri la limita de încastrare a armăturii buiandrugilor în montanți.

Absența fisurilor vizibile de la parter poate fi cauzată de prezența unor goluri suplimentare în diafragme, în care se consumă o mare parte a deformațiilor din contracție.

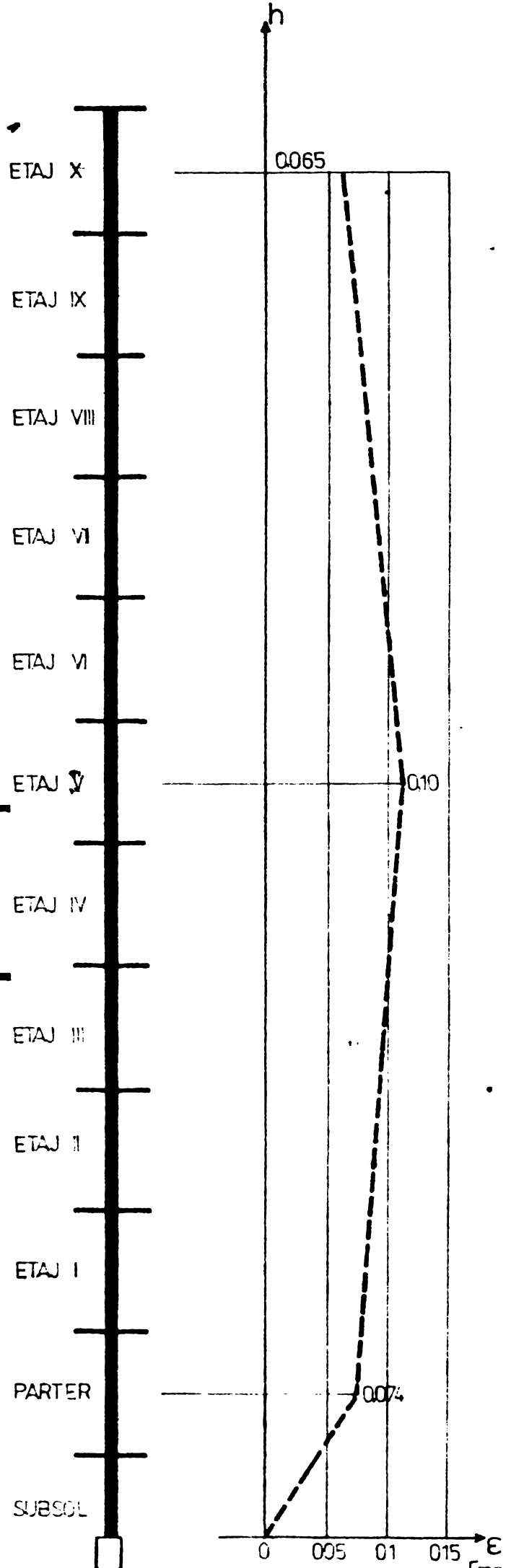
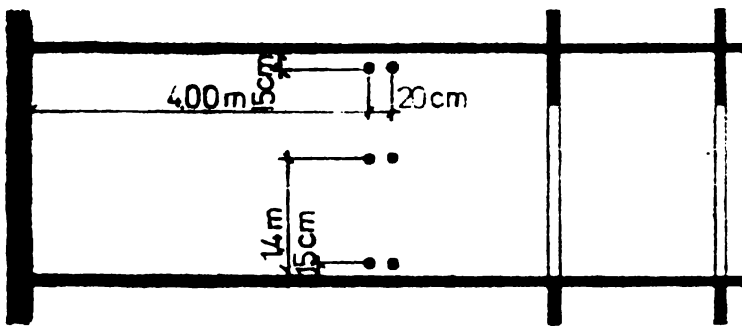
Utilizarea tehnologiilor cu cofraje metalice încălzitoare, a

PLAN ORIZONTAL



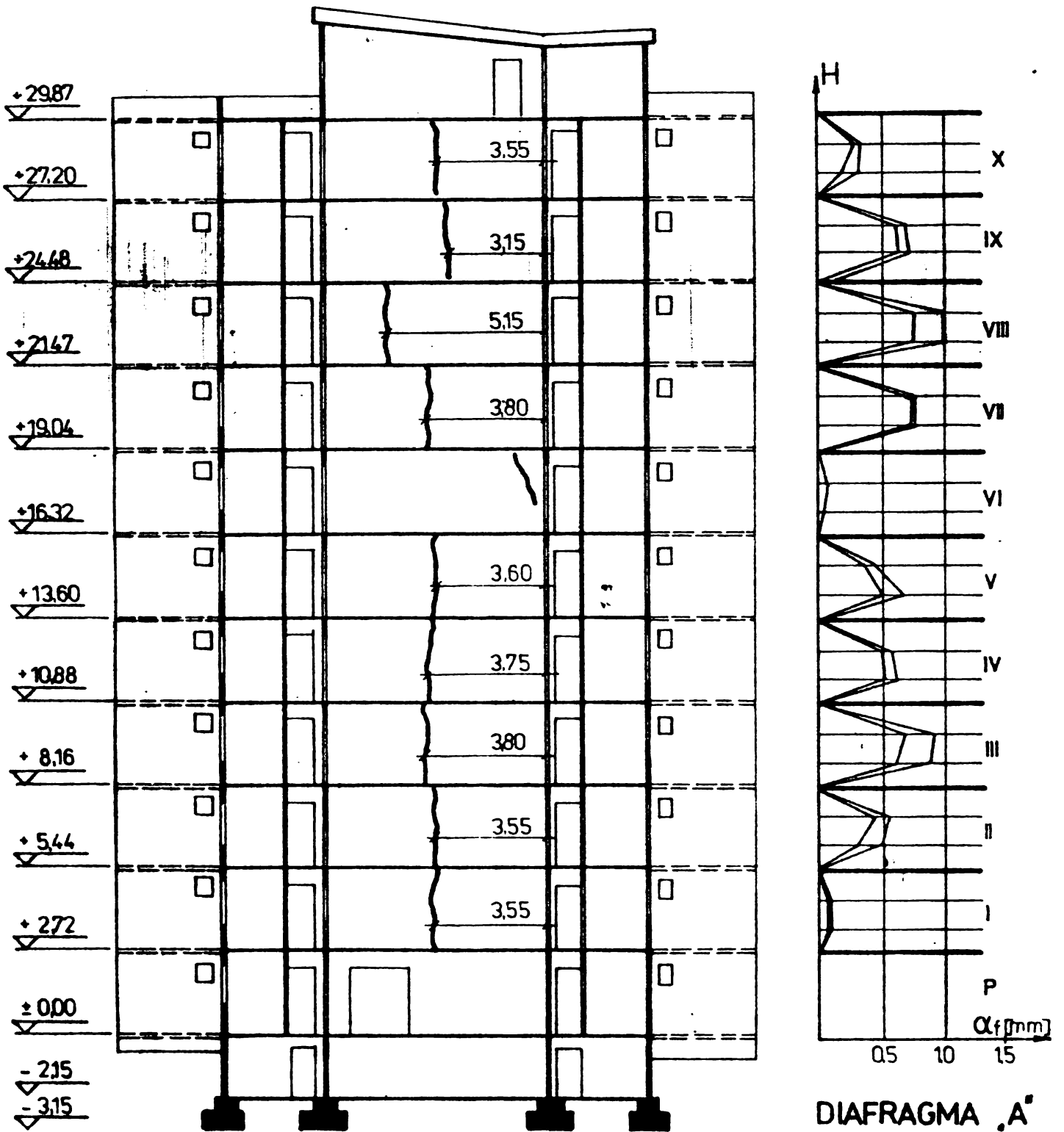
9 SECTIUNEA B-B

SECTIUNEA A-A



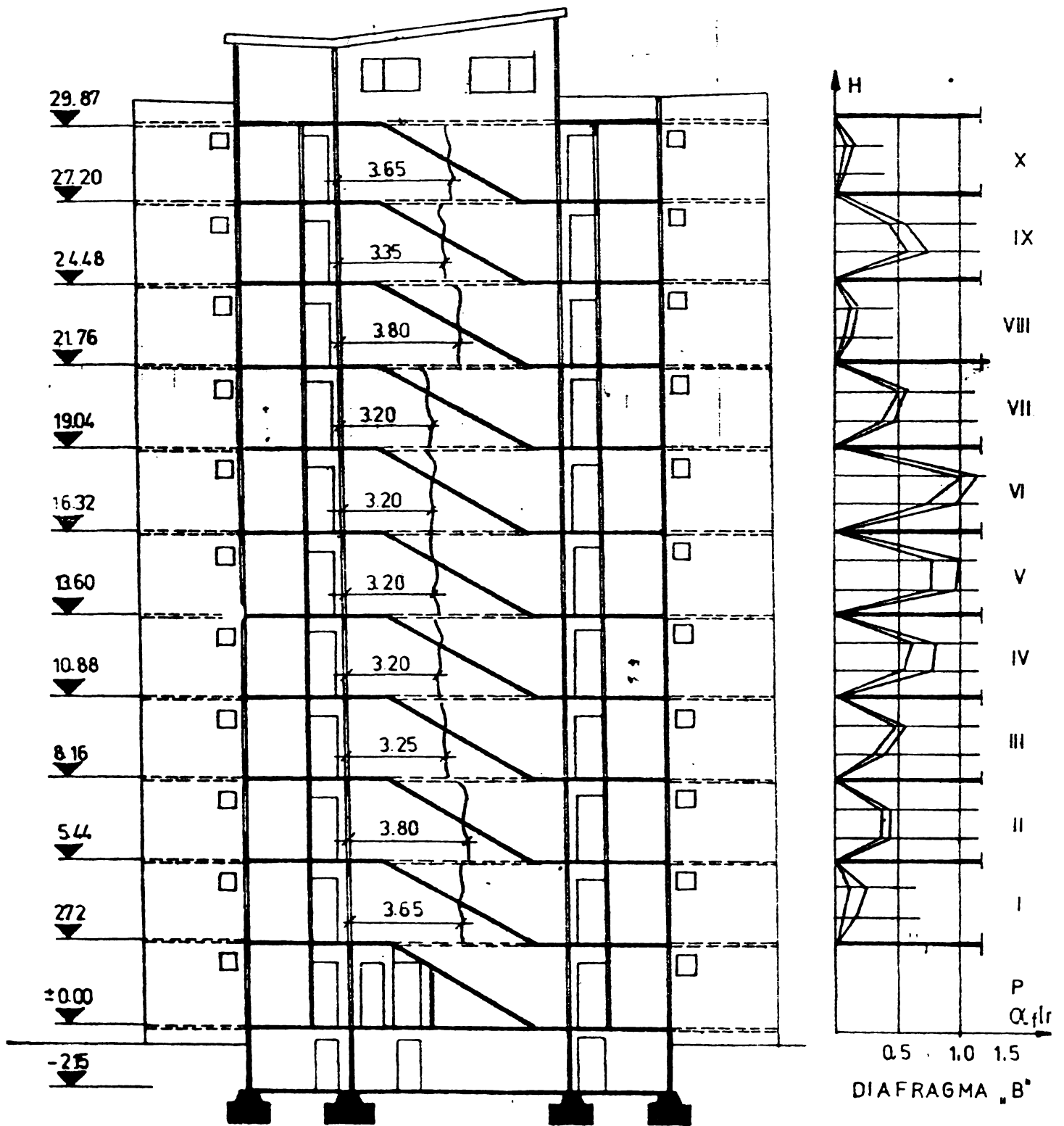


B-dul<sup>o</sup> 6 MARTIE NR.79  
Sc. B



TERMINAT EXECUTIA - OCTOMBRIE 1976  
MASURAT FISURI - 27 Iunie 1977  
- 16 NOIEMBRIE 1977

Fig 132



TERMINAT EXECUTIA    OCTOMBRIE 1976  
 MASURAT FISURI    - 27 IUNIE 1977  
                          - 16 NOIEMBRIE 1977

Fig.1.3.3

B-DUL 6 MARTIE NR. 79. SC. B

semnalat apariția cu regularitate a unor fisuri în diafragme la blocuri cu P + 4 E. În [1.9] se remarcă faptul că aceste fisuri au apărut sistematic cu aceleași caracteristici atât la nivelurile inferioare cât și la cele superioare. Un exemplu de distribuție al fisurilor este prezentat în fig.1.3.4, remarcându-se distanța dintre fisuri de cca  $h_{\text{etaj}}$ .

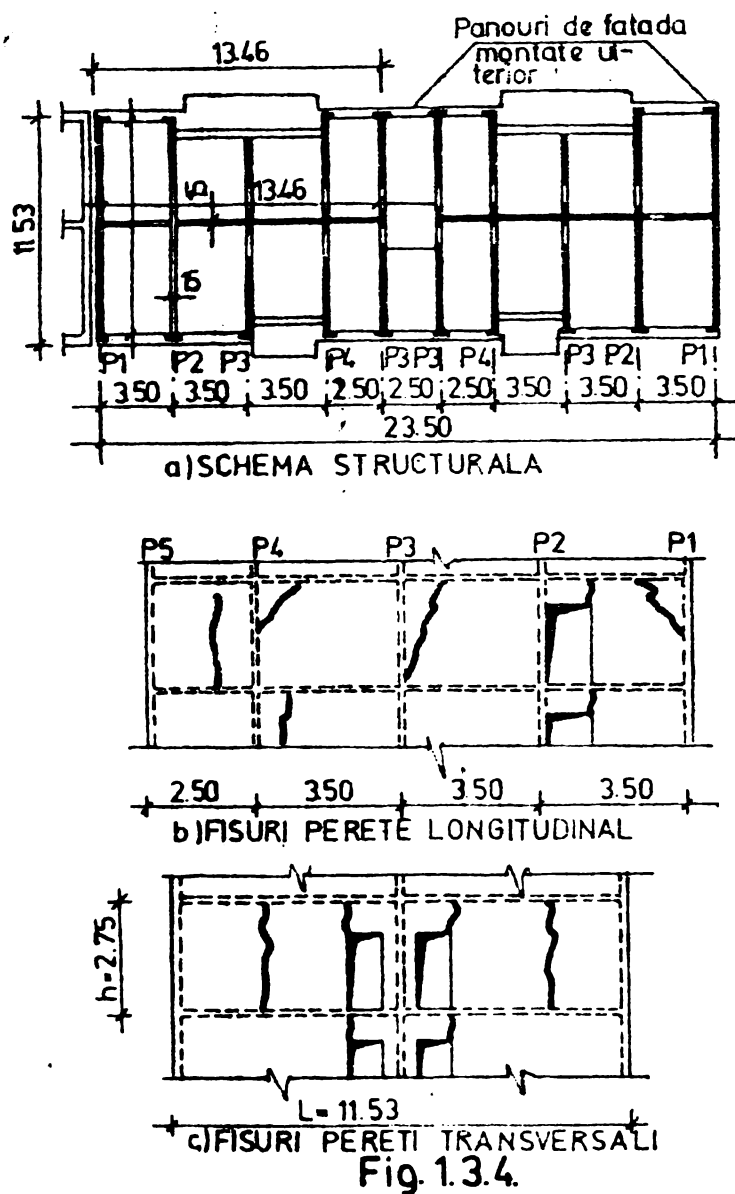


Fig. 1.3.4.

### BLOC 5C. ARMATA POPORULUI

[1.19], prezintă aspecte de remarcă privind deformațiile mari din contracție, precum și apariția de fisuri în cazul împiedecării dezvoltării acestora.

Un caz cunoscut în literatura de specialitate [1.5], constituie comportarea unui hotel din Kosice (R.S.Cehoslovaca) a cărui sistem portant este alcătuit din diafragme monolite de beton armat și planșee prefabricate. S-a constatat apariția de fisuri la toate nivelurile, cu deschideri de pînă la 3 mm, valorile maxime înregistrându-se la mijlocul înălțimii etajelor (fig.1.3.6). Cauzele apariției fisurilor a constituit-o utilizarea în aceeași structură a pereților monoliți și a planșeelor prefabricate, ultimele constituind un element puternic de împiedecare a deformațiilor de contracție. De aseme-

de cca  $h_{\text{etaj}}$ .

Un alt studiu [1.20], efectuat asupra unui bloc cu structură în diafragme monolite, executat cu metoda cofrajelor glisante, remarcă o serie de deficiențe, printre care, în mod deosebit apariția de fisuri verticale, pătrunse, în special la subsol, primele nivele și ultimele (fig.1.3.5).

Analizând fisurile apărute în elementele verticale ale suprastructurii, pe lângă modul incorect de aplicare a tehnologiei de execuție, se poate strîbui prezența acestora, cel puțin la subsol și primele nivele, efectului de împiedecare al deformațiilor din contracție de către fundație și respectiv pereții subsolului.

Alte studii și lucrări [1,8]

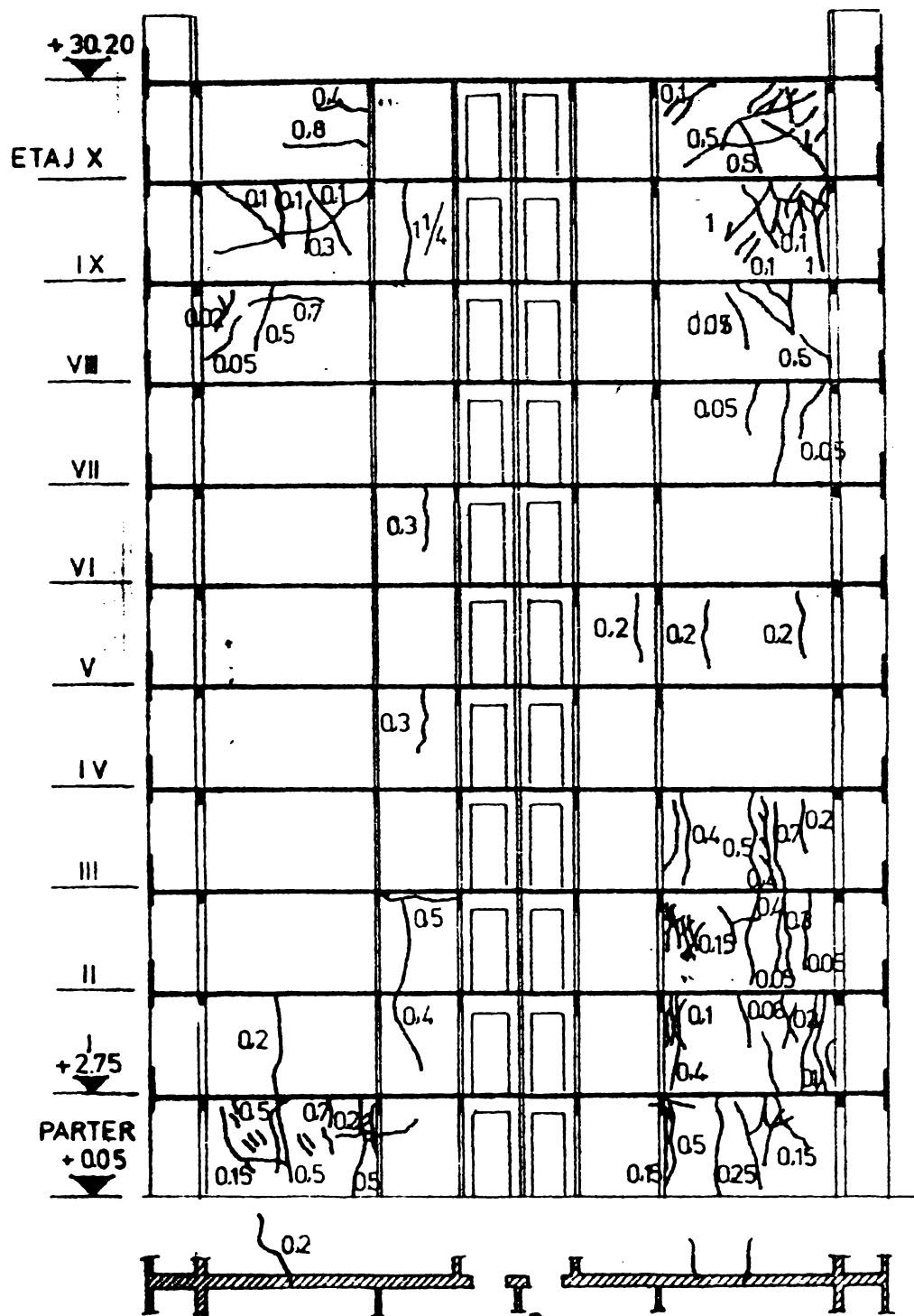


Fig.1.3.5.

### RELEVU CU DEFICIENTE DE EXECUTIE ALE UNEI DIAFRAGME TRANSVERSALE DIN BETON ARMAT

nea s-a constatat că, compoziția betonului utilizat în pereți a permis dezvoltarea unor contracții mari. La construcția unui hotel similar la Brno (R.S.C.) s-a utilizat aceeași structură, înlocuindu-se planșeele prefabricate cu planșee monolite, urmărindu-se deformațiile din contracție, calitatea materialelor utilizate și corectitudinea execuției. S-a constatat pe perioada a 6 luni de măsurători, dezvoltarea unor deformații din contracție de  $\epsilon_c = 0,4 - 0,6 \%$ , defor-

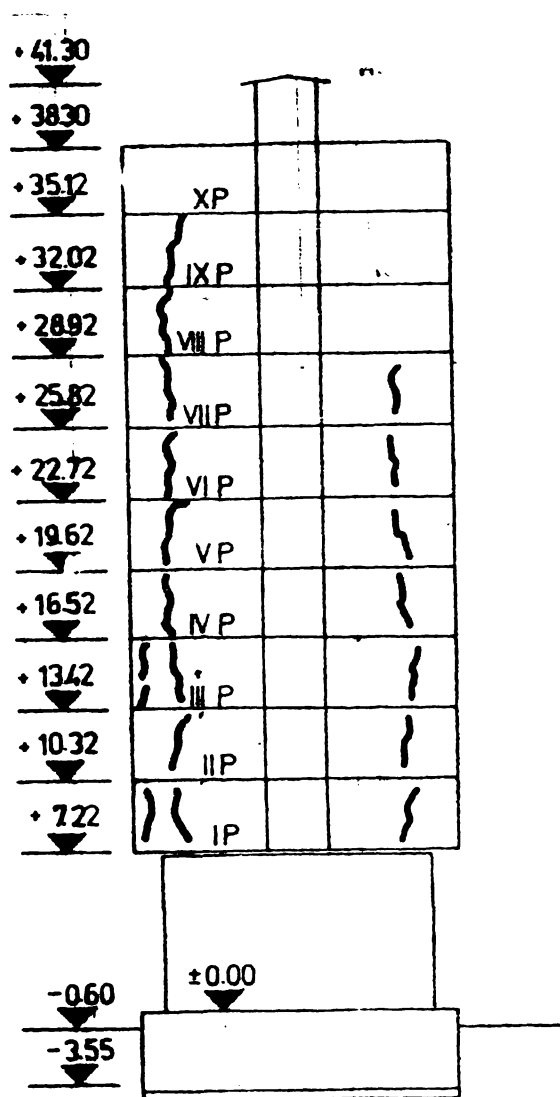


Fig.1.36.

**TRASEUL FISURILOR LA HOTEL HUTNIK - KOSICE**

mații care, dacă ar fi fost împiedecate ar fi produs fisuri, ceea ce s-a produs în cazul hotelului din Košice.

Studiile efectuate cu această ocazie au recomandat evitarea utilizării planșeelor prefabricate la structuri cu diafragme monolite fără luarea unor măsuri speciale.

1.4. Obiectul tezei.

În literatura tehnică de specialitate există o abundență de articole și lucrări care se referă la calculul și comportarea construcțiilor cu structura de rezistență din diafragme de beton armat. Aceste lucrări se referă însă numai la influența acțiunilor exterioare, în timp ce, lucrări care să se refere la efectele contracției împiedecate și a variațiilor de temperatură - care în ca-

zul elementelor bidimensionale - trebuie tratate în mod diferit de cele liniare - există într-un număr extrem de mic. Problema este complexă datorită numărului relativ mare de factori care influențează starea de solicitare în diafragmele de betonarmat.

Măsurile luate pînă în prezent pentru a preveni efectele contracției sînt pur empirice și, în lipsa unor date experimentale dau naștere la discuții și aprecieri pur subiective.

Studiile efectuate în prezenta lucrare au avut ca scop să completeze cunoștințele în acest domeniu pe baza unui vast program experimental, coroborat cu cunoștințele teoretice actuale în vederea elucidării unor probleme ca :

- extinderea domeniului de influență ("zona de reținere") pe suprafața diafragmei, în funcție de tipul de reținere (fundatie, planșeu) și în funcție de dimensiunile geometrice ale diafragmelor;
- tipul solicitărilor în diferite puncte ale domeniului de influență;

- influența turnării succesive a nivelelor asupra apariției de eforturi din contracția împiedecată;
- comportarea în structură a unor elemente tip pereți monoliți și prefabricați sub aspectul împiedecării deformațiilor din contracție;
- procesul de formare și deschidere a fisurilor, în sensul poziției fisurilor, lungimii lor, valoarea deschiderii și poziția deschiderii maxime;
- influența procentului de armare asupra comportării diafragmelor sub efectul deformațiilor împiedecate;
- influența golurilor în diafragme și determinarea gradului de fisurare a buiandrugilor în vederea cunoașterii rigidității acestora;
- armarea și soluții de dispunere a armăturilor în planul diafragmei în scopul preluării cât mai eficiente a eforturilor din contracția împiedecată.

În sensul rezolvării problemelor enunțate, lucrarea prezintă cunoștințe teoretice și experimentale, cercetările in situ, care semnalează apariția fenomenului de împiedecare a deformațiilor din contracție și consecința lor în comportarea structurilor cu diafragme din beton armat.

În scopul delimitării categoriilor de structuri care intră în atenția studiului se definește domeniul de utilizare al structurilor cu diafragme din beton armat monolit, clasificând totodată tipurile de diafragme utilizate. Se tratează tehnologiile folosite la executarea acestor elemente de construcții, semnalând apariția - după specific - a eforturilor din deformații împiedecate. În scopul susținerii afirmației apariției eforturilor din deformațiile împiedecate sînt prezentate succint, cîteva cazuri de apariție a fisurilor din aceste solicitări semnalate de literatura de specialitate, fie de cercetări întreprinse în catedră.

Pentru înțelegerea fenomenului sînt abordate teorii de dezvoltare ale contracției, cu factorii care o influențează, prezentîndu-se cîteva modalități de evaluare a mărimii finale a acestei deformații. De asemenea se prezintă influențele exterioare asupra betonului tînăr, influențe care pot genera tensiuni de întindere în beton, într-o perioadă cînd acesta prezintă un grad mic de deformabilitate și o rezistență redusă la întindere, fenomen ce are consecințe importante în special în cazul existenței elementelor de reținere a deformațiilor.



Dezvoltarea liberă a deformațiilor din contracție a betonului constituie un caz particular al comportării acestuia în structuri. Diversitatea tehnologiilor de execuție a construcțiilor cu diafragme, apariția de elemente monolite, prefabricate care conlucrează în aceeași structură, regimul diferit de dezvoltare al deformațiilor din contracție constituie factori de împiedecare liberă a acestor deformații, considerându-se necesară expunerea lor cât și a consecințelor inevitabile ce decurg din acest fenomen. Sînt prezentate de asemenea considerațiile teoretice privind dezvoltarea eforturilor provenite din contracția împiedecată, influența curgerii lente precum și bazele calculului eforturilor unitare în diafragmele de beton armat monolit supuse acestui efect. Pe baza cunoștințelor actuale, a experimentărilor și calculului studiilor proprii se fac o serie de considerații teoretice privind risurarea și limitarea deschiderii risurilor provocate de împiedecarea deformațiilor din contracție, concluzionînd cu o privire critică actualele cunoștințe teoretice și experimentale în domeniu, rezultînd astfel necesitatea programului experimental.

Acest program, își propune elucidarea problemelor enunțate anterior, prin studierea celor mai frecvente tipuri de reținere a deformațiilor din contracție și a influenței lor asupra deformațiilor și fisurării diafragmeilor pline sau a montanților diafragmeilor cu goluri precum și a riglelor de cuplare a acestora.

Concluziile trase în urma programului experimental, coroborate cu studiul teoretic al deformațiilor și fisurării din efectul împiedecării deformațiilor din contracția betonului au ca scop elucidarea comportării structurilor cu diafragme, sub acest efect, completarea normelor existente care tratează vag și empiric acest fenomen.

Subiectul tezei a fost tratat în urma unui vast studiu experimental, elaborat pe baza unor contracte solicitate de întreprinderi din țară, de Comitetul pentru problemele Consiliilor Populare și de I.C.C.P.D.C., după cum urmează :

- Contract nr.3632/7.III.1972 - Comportarea spațială a structurilor cu diafragme monolite și prefabricate - beneficiar I.C.I.M. Brașov.

- Contract nr.4366/23.III.1973 - Studii experimentale privind structurile etajate executate cu elemente spațiale - beneficiar I.C.I.M. - Brașov.

- Contract nr.1360/1974 - Cercetări privind influența pro-

centului de armare asupra comportării la fisurare a diafragmelor de beton armat datorită contracției, curgerii lente, variațiilor de temperatură - beneficiar C.P.C.P.

- Idem, 1975 - Referat final cu concluzii - beneficiar CPCP.

- Contract nr.4/1976 - Efectul contracției asupra comportării diafragmelor cu goluri, din beton armat - beneficiar C.P.C.P.

- Contract nr.23/24.II.1977 - Cercetări privind fundamentarea Instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea structurilor din diafragme de beton armat monolit cu considerarea efectului contracției. Referat final cu recomandări, - beneficiar C.P.C.P.

- Contract nr. 706/1979 - Experimentări pe fragmente de diafragme pentru studierea comportării buiandrugilor prefisurați din contracție împiedecată (referat parțial) - beneficiar I.C.C.P.D.C.

- Idem, 1980 - Referat final cu recomandări - beneficiar I.C.C.P.D.C.

Studiile efectuate în cadrul contractelor au contribuit la elucidarea unor probleme de conlucrare a elementelor monolite și prefabricate în structuri, precum și la fundamentarea Instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton, care au stat la baza Normativului P.85-78, cu același titlu.

408.262  
313 F

## CAPITOLUL 2.

### CONTRACTIA BETONULUI

#### 2.1. Microstructura betonului.

Betonul este un conglomerat artificial care se obține prin întărirea unui amestec de ciment, apă și agregate (nisip, pietriș sau piatră spartă).

Betonul este deci un material eterogen, anizotrop, format din agregate și piatra de ciment care leagă între ele aceste agregate. În masa betonului pot să mai existe pori umpluți cu aer sau apă.

Piatra de ciment la rîndul său este un microbeton, format din fază gelică în care sînt incluse granule de ciment nehidratat și microcristale (acestea joacă rol de microagregate). Atît faza gelică cît și microcristalele se obțin în urma procesului de hidratare a cimentului amestecat cu apa. Betonul este eterogen la orice nivel de observație.

În urma procesului de hidratare a componentelor mineralogici ai cimentului, rezultă componente de natură gelică și componente de natură cristalină.

Silicatul tricalcic ( $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ ) dă naștere la hidrosilicat bicalcic ( $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2\cdot 4\text{H}_2\text{O}$ ) și hidroxid de calciu. Primul component este de natură gelică iar al doilea cristalin.

Silicatul bicalcic ( $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ ) dă naștere numai la hidrosilicat bicalcic, adică componentă gelică.

Aluminatul tricalcic ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ ) dă naștere numai la componentă cristalină, la hidroaluminat tricalcic ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 6\text{H}_2\text{O}$ ). Acesta în prezența mediului de hidroxid de calciu, poate trece în hidroaluminat tetracalcic, ( $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ), d. asemenea un produs cristalin.

Al patrulea component mineralogic al cimentului, feroaluminatul tetracalcic sau brownmilleritul ( $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) dă de asemenea o componentă cristalină hidroaluminatul tricalcic compus identic ca în cazul aluminatului tricalcic, și un gel, hidroferitul monocalcic ( $\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot n\text{H}_2\text{O}$ ).

Formarea structurii betonului începe în momentul amestecării componentelor, adică a agregatului și a cimentului cu apa. Reac-

țiile chimice mai rapide sînt acelea în urma cărora rezultă compo-  
nenții cristalini. Aceștia la început se dizolvă în apa de ameste-  
care, dînd soluții din ce în ce mai concentrate. Astfel, după un  
timp se ajunge la un sistem format din granule de ciment învelite în  
geluri, înconjurate de o soluție saturată de hidroxid de calciu și  
hidroaluminat tricalcic, în care se găsesc și cristale ale acestor  
substanțe (fig.2.1.1).

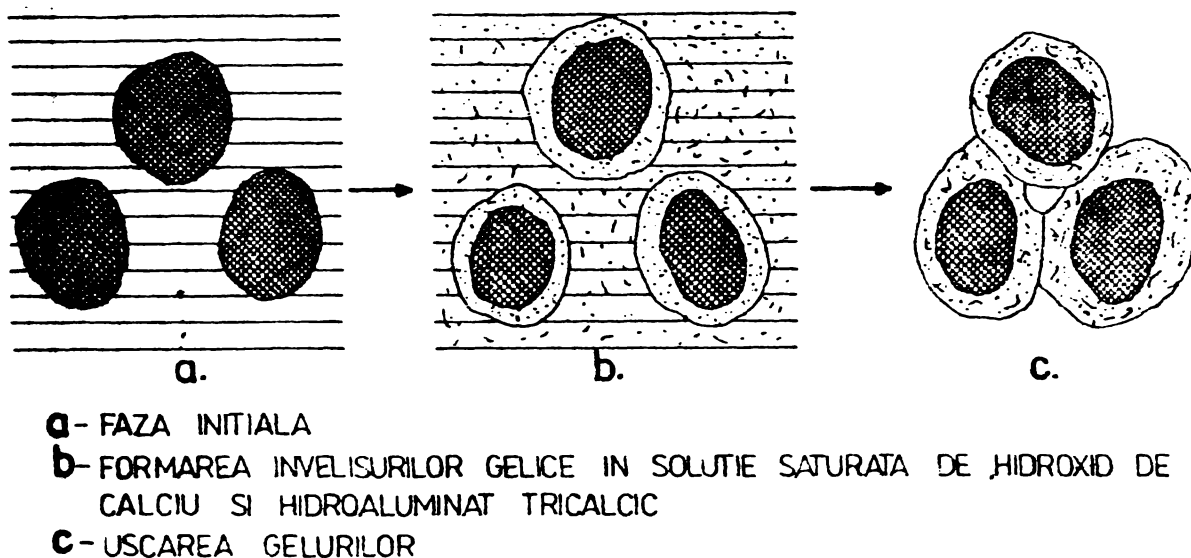


Fig. 2.1.1.

### SCHEMA HIDRATARIII CIMENTULUI

Pelicula de gel îngroșându-se, izolează granula de ciment. Apa din jur nu poate pătrunde prin pelicula de gel, deoarece în aceasta există forțe puternice de interacțiune, generate de apa adsorbită în peliculele foarte subțiri de pe suprafața microcristalelor din gel. (Suprafața specifică medie a gelului poate să ajungă la  $20.000 \text{ dm}^2/\text{g}$  față de  $25-35 \text{ dm}^2/\text{g}$  în cazul cimentului). Hidratarea cimentului se poate produce în continuare numai în baza absorbției apei din gel. Aceasta are ca rezultat încetinirea procesului de hidratare pe de o parte și uscarea gelului pe de altă parte. Concomitent se produce și o pierdere a apei prin evaporare.

Uscarea gelurilor duce la o micșorare de volum, ceea ce produce o contracție. Cum granulele nehidratate și microcristalele sînt practic incompresibile, în peliculele de geluri vor apărea eforturi de întindere. În [2.6] s-a studiat procesul de întărire a betonului, începînd din primele ore de la turnare, cu metode ultrasonice, măsurînd viteza de propagare a ultrasunetelor prin proba ce se întărește. Autorul a elaborat așa numita teorie a punctelor de frîngere, puncte care marchează schimbări calitative în procesul hidratării, respectiv a întăririi cimentului. Din constatările făcute este interesant de relevat faptul că în perioada corespunzătoare primului punct de

frângere, care apare la 8-12 ore de la turnare, depinzând de calitatea cimentului, de factorul a/c, etc., rezistențele mecanice ale betonului sînt foarte mici, neexistînd încă o structură bine legată (fig.2.1.2).

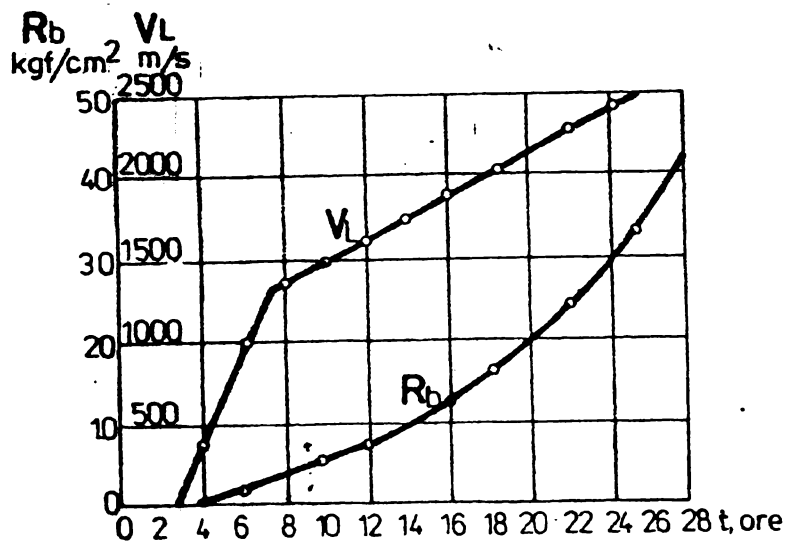


Fig.2.12

**VARIATIA COMPARATIVA A VITEZEI DE PROPAGARE SI A REZISTENTELOR MECANICE ALE BETONULUI IN PRIMELE 24 ORE. (CIMENT P400).**

Fizica solidului clasifică corpurile în :

- corpuri amorfe propriuzise sau fizic amorfe ca sticla, bitumul etc, (proprietățile corpului sînt determinate de legătura dintre molecule);

- corpuri tehnic amorfe, alcătuite din două sau mai multe faze interpătrunse. Faza principală poate fi și cristalină, ea de obicei asigură un schelet al structurii. Fazele de umplură

de obicei sînt viscoase, ca apa, uleiuri, geluri, etc.;

- materiale policristale - statistic izotrope - ca de exemplu metalele, alcătuite dintr-o aglomerare de cristale.

Cercetările moderne asupra pietrei de ciment și în deosebi punerea în evidență cu ajutorul microscopului electronic a structurii ei în mare parte cristaline, pun tot mai mult sub semnul întrebării încadrarea ei în clasa materialelor tehnic amorfe. De fapt prin structura sa piatra de ciment ocupă un loc intermediar între clasele materialelor tehnic amorfe și a celor cristaline. In concepția actuală, piatra de ciment este considerată ca fiind formată dintr-o fază cristalină ale cărei ochiuri sînt completate cu geluri viscoase.

Comportarea mecanică a materialelor eterogene este influențată de proporția diferiților componenți prezenți în amestec. Astfel, la materialele statistic izotrope - ca betonul - comportarea este determinată de proprietățile fazei distribuite continuu. De asemenea comportarea generală a materialului este influențată și de forțele de legătură dintre faze. Acestea sînt forțe de suprafață, ele asigură adeziunea între particulele solide și faza viscoasă. Un exemplu concludent este tocmai betonul, ale cărui proprietăți sînt în mod hotărîtor influențate de forțele care se dezvoltă pe suprafața de con-



tact agregat mare - piatră de ciment sau mortar.

A.M.Neville în lucrarea sa [2.12] arată că betonul are proprietăți care se abat de la comportarea unui corp elastic. Aceste caracteristici ale betonului nu pot fi ignorate.

O mare parte din succesele betonului ca material de construcții, constau tocmai în faptul că are o capacitate de deformare mult mai mare decât cea a agregatelor considerate separat. O altă proprietate a betonului este faptul că proprietățile lui depind foarte mult și de modul de punere în operă, (transport, turnare, compactare, etc), în special în cazul betoanelor turnate monolit, pe șantierele de construcții.

M. Reiner în [2.13] privește studiul betonului ca un studiu reologic, acordând o importanță mare apei, care poate fi prezentă în beton sub diferite forme de stare. Acestea se pot grupa în două: apă evaporabilă și apă neevaporabilă. Contractia se datorește în special celei de a doua forme de stare a apei.

Deformațiile betonului se datoresc în primul rând pietrei de ciment. Deformațiile betonului și a pietrei de ciment sînt afine, cele ale betonului fiind însă mai reduse, din cauza agregatelor care se opun deformației. În cadrul betonului deformațiile agregatelor sînt doar de natură elastică sau termică.

## 2.2. Contractia betonului.

### 2.2.1. Generalități. Fenomenul contractiei.

Contractia ca fenomen a fost cunoscută încă din secolul al XIX-lea. Efectul contractiei asupra construcțiilor a fost arătat pentru prima dată de către White [2.2] în 1911 cînd s-a referit la eforturi datorită contractiei.

Studiul contractiei și a influenței sale asupra construcțiilor, poate fi abordat la trei nivele de aprofundare științifică : empiric, fenomenologic și molecular.

În prima dintre acestea se folosesc date experimentale pentru stabilirea de relații empirice. Ea nu dă informații despre mecanismul procesului real. Ultima dintre metode caută să pătrundă în explicația fenomenului pînă la nivelul moleculelor și atomilor. În cazul metalelor s-au obținut unele rezultate în explicarea multor proprietăți prin schimbările moleculare, dar în cazul unui material ca betonul, care nu este nici omogen nici izotrop la nivelul considerat, folosirea acestei abordări nu a avut prea mult succes.



Abordarea fenomenologică este intermediară între cea teoretică și cea empirică și recurge la modele fizice simple pentru explicarea multor fenomene.

În cele ce urmează se face o succintă trecere în revistă a cunoștințelor despre contracție, numai în măsura considerată ca fiind necesară pentru înțelegerea capitolelor următoare, fără a se aprofunda teoretic fenomenele și fără a se insista asupra tuturor detaliilor.

Contracția este tratată pe larg în literatura de specialitate

Se cunoaște faptul că întărirea betonului în aer este însoțită de o micșorare a volumului numită contracție. Dacă betonul se păstrează în mediu umed, are loc o umflare, deformațiile de umflare fiind însă mai mici decât cele de contracție. În cazul pastrării betonului alternativ într-un mediu uscat respectiv umed, se produce corespunzător contracția respectiv umflarea, amplitudinea deformațiilor scăzând în timp, odată cu creșterea vârstei betonului.

O diagramă caracteristică pentru deformațiile de contracție în coordonate contracție - timp, arată ca în fig.2.2.1. Se observă că fenomenul se produce cu o viteză mare la începutul perioadei, ca apoi să scadă treptat, pînă la amortizarea completă.

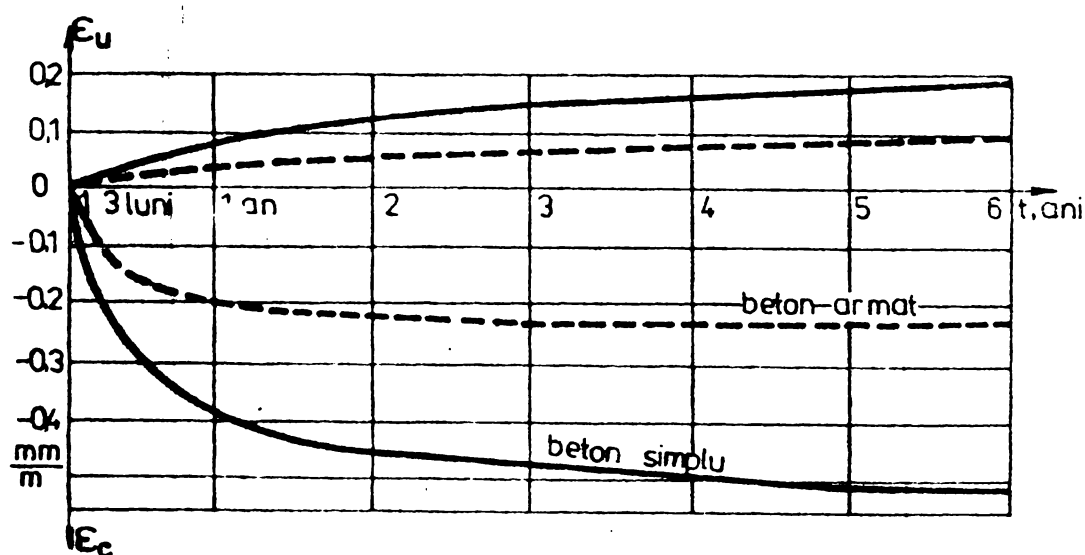


Fig. 2.2.1

### CONTRACTIA SI UMFLAREA BETONULUI

zile. Experiențele au arătat că creșterile ulterioare sînt relativ mici (10-25 % din valoarea măsurată la un an).

În cazul unui beton obișnuit, ca valoare finală a deformației din contracție se poate considera 0,2-0,5 mm/m. Este foarte greu de a da valori certe datorită faptului că există un număr mare de factori care influențează mărimea contracției

Teoretic fenomenul de contracție se amortizează într-o perioadă de cîțiva ani (3-5) dar pentru scopuri practice, ca mărime a contracției se poate considera valoarea măsurată la 360

Se cunoaște deci că, contracția este generată, în piatra de ciment. În cazul mortarelor respectiv a betoanelor de asemenea piatra de ciment este aceea care generează contracția. Deformațiile de contracție în cazul mortarului sau betonului sînt însă mult reduse de către agregate. Comportarea mortarelor sau betoanelor este identică cu cea a pietrei de ciment, dar diminuată cu atît mai mult cu cît agregatele au o pondere mai mare.

Se poate considera că, contracția pietrei de ciment este de 10 ori mai mare decît a unui beton obișnuit la care volumul pastei de ciment ocupă 30 % din volumul total, și de 4 ori mai mare decît al mortarului la care volumul pastei de ciment este de 50 %.

Din această cauză, în primul rînd, se studiază contracția pe piatra de ciment.

### 2.2.2. Teorii care explică mecanismul contracției.

Explicațiile date contracției betonului sînt numeroase. Dintre toate, două sînt mai fundamentate științific, completîndu-se reciproc :

- teoria coloidală a lui Michaelis, reluată și dezvoltată de către Seikin și Young (teoria sorbțiunii superficiale);
- teoria termodinamică a deformațiilor (sau a tensiunilor capilare) a lui Freyssinet.

Toate teoriile elaborate acordă rolul principal în explicația contracției și umflării betonului, apei.

Teoria sorbțiunii superficiale (reia teoria coloidală a lui Michaelis) explică fenomenul contracției și umflării betonului prin migrarea apei în gelurile fazei hidratate. La o scădere a umidității mediului înconjurător se produce o pierdere a apei. Ordinea este următoarea : întîi se pierde apa liberă din pori, apoi apa legată fizic prin adsorbție și din porii microcapilari. Această apă se pierde și înspre interior prin continuarea procesului de hidratare a cimentului.

Pierderea apei din porii din gel duce la apropierea criptocristalelor, la o micșorare a volumului gelurilor, adică la contracția pietrei de ciment. Invers, la creșterea umidității, vaporii de apă condensează în porii interstițiali și microcapilari. Se mărește cantitatea de apă din masa gelurilor, crește distanța dintre particole adică se produce umflarea pietrei de ciment.

Această teorie nu mai poate fi acceptată în cazul betoanelor de vîrstă mare cînd gelurile sînt complet cristalizate, deoarece nu

poate explica modificările de volum ce se produc odată cu variația umidității mediului la betoanele vechi.

Teoria tensiunilor capilare elaborată de E. Freyssinet pleacă de la ipoteza că betonul este un pseudosolid format din fază solidă, lichidă și gazoasă. Faza lichidă - apa - se găsește în pori, aceștia putând fi pori umpluți în întregime cu apă, sau pori udați cu apă, având meniscuri. Aceștia din urmă au un rol deosebit în explicarea fenomenului de contracție întrucât în porii de dimensiuni mari modificarea umidității se poate produce fără a influența asupra fazei solide, iar în cazul porilor de dimensiuni foarte mici, aceștia rămân umpluți cu apă în permanență indiferent de variația umidității mediului înconjurător. În porii udați, tensiunea superficială a meniscurilor este direct influențată de umiditate. Aceste tensiuni cresc odată cu scăderea umidității și dau rezultante care acționând asupra pereților porilor capilari, adică asupra granulelor fazei solide, tind să le apropie. În caz contrar, adică atunci când umiditatea crește, tensiunea meniscurilor scade și scade și forța cu care sînt atrase particulele fazei solide. Această teorie explică bine reversibilitatea contracției și a umflării betonului păstrat în aer, dar nu explică umflarea betonului scufundat în apă și nici amortizarea fenomenului de contracție în timp.

M. Reiner arată că deformațiile din contracția și umflarea betonului se produc fără încărcări exterioare. Contracția este o deformare de volum ce se produce în urma hidratării cimentului. Contracția reală este mai mare decît cea ce se poate măsura, deoarece i se opune structura cristalină a materialului. După Reiner contracția poate fi intrinsecă, adică fără schimb de umiditate cu mediul înconjurător ca în cazul barajelor de exemplu, și ecologică adică cu schimb de umiditate cu mediul înconjurător (pentru restabilirea echilibrului higrotermic între probă și mediu). Acest mod de a privi contracția poate explica și scăderea amplitudinii deformațiilor de contracție - umflare succesive. La păstrarea betonului într-un mediu alternant, adică cînd uscat, cînd umed, rămîne întotdeauna o contracție ireversibilă, cu atît mai mare cu cît vîrsta betonului este mai mare. Componentei ireversibile a deformației îi corespunde o contracție intrinsecă, iar părții reversibile, o contracție ecologică. [2.13]

Această clasificare a fost acceptată și de Colocviul Internațional KILM [2.11]. S-a propus următoarea schemă pentru clasificarea deformațiilor, funcție de cauzele care le generează.

Tabelul 2.1.

Deformație	Independente de încărcare		Dependente de încărcare	
	Deformații de contracția		Deformații instantanee	Dependente de timp (fluaj)
termică	Ecologică	Reversibile Elastice		Elastica întârziată
	Intrinsecă	Ireversi- bilă	Permanente	Curgere

Hidratarea și hidroliza cimentului portland este însoțită de o micșorare a volumului pastei de ciment datorită subpresiunii produse de apa adsorbită de granula de ciment. Această micșorare de volum se produce imediat după amestecare și nu este considerată contracție. Apoi se produce o umflare datorită măririi cantității de gel în jurul granulelor de ciment. Această umflare se poate produce numai în prezența unui mediu cu umiditate ridicată (peste 80 %).

Experiențe pentru studiul modificărilor de volum ale pastei de ciment și ale betonului în timpul prizei și întăririi au fost făcute și de către Slate și Matheus [2.14]. Ei au arătat că în perioada inițială (6-12 ore) apar umflări chiar și la probe din pastă de ciment sau beton imersate în ulei mineral pentru a nu avea schimb de umiditate cu mediul. Chatterji și Jeffery explică această umflare prin prezența oxidului de calciu "ars-mort". Din soluția coloidală suprasaturată [2.5] se produce o reorganizare a  $\text{Ca(OH)}_2$ .

În cazul betoanelor, care față de pasta de ciment au un volum de goluri sporit și cantitatea de apă liberă poate fi mai mare. Experiențele arată că în cazul betoanelor, contracția nu începe pînă cînd nu s-a evaporat această apă liberă. O curbă tipică de variație a contracției betonului în funcție de pierderea apei din masa sa, indică o abscisă în origină care ar corespunde cantității de apă liberă (fig.2.2.2).

Această afirmație este confirmată și de un mare număr de măsurători de contracție efectuate în Laboratorul de Beton armat al Institutului Politehnic Timișoara, de către autor, în cadrul unor teme de cercetare științifică. Astfel, în fig.2.2.3 se observă o întârziere de o jumătate de zi a începutului contracției. Măsurătorile s-au făcut pe trei modele de diafragme din mortar de ciment (dozaj 1:2) la un nivel imediat deasupra fundației.

La măsurătorile de contracție această întârziere se poate

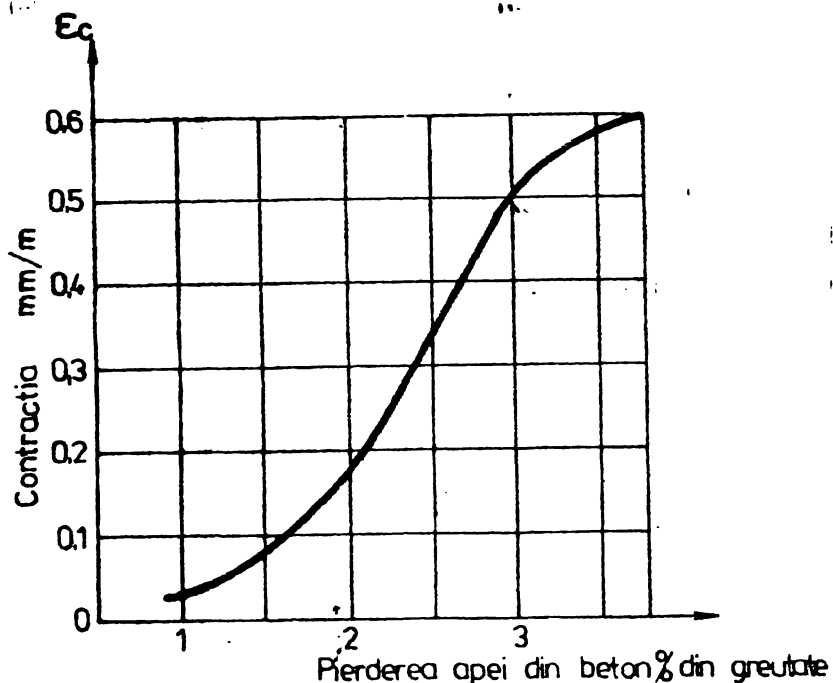


Fig. 2.22

**VARIATIA CONTRACTIEI BETONULUI  
IN FUNCTIE DE PIERDEREA APEI.**

in primele zile sînt însemnate și pot da naștere la eforturi unitare . Realizarea în practică a acestui considerent se lovește de

pierde dacă citirile nu se încep la o vîrstă suficient de fragedă și dacă citirile nu se fac la intervale de timp relativ scurte (de ordinul orelor) cel puțin în perioada de început.

Aceiași idee o susține și A. Hummel, care consideră că măsurarea contractiei trebuie să înceapă la 24 ore de la turnare la betoanele obișnuite și chiar mai devreme la betoanele de mare rezistență și la cele cu întărire rapidă. Se apreciază prin aceasta că deformațiile de contracție care apar

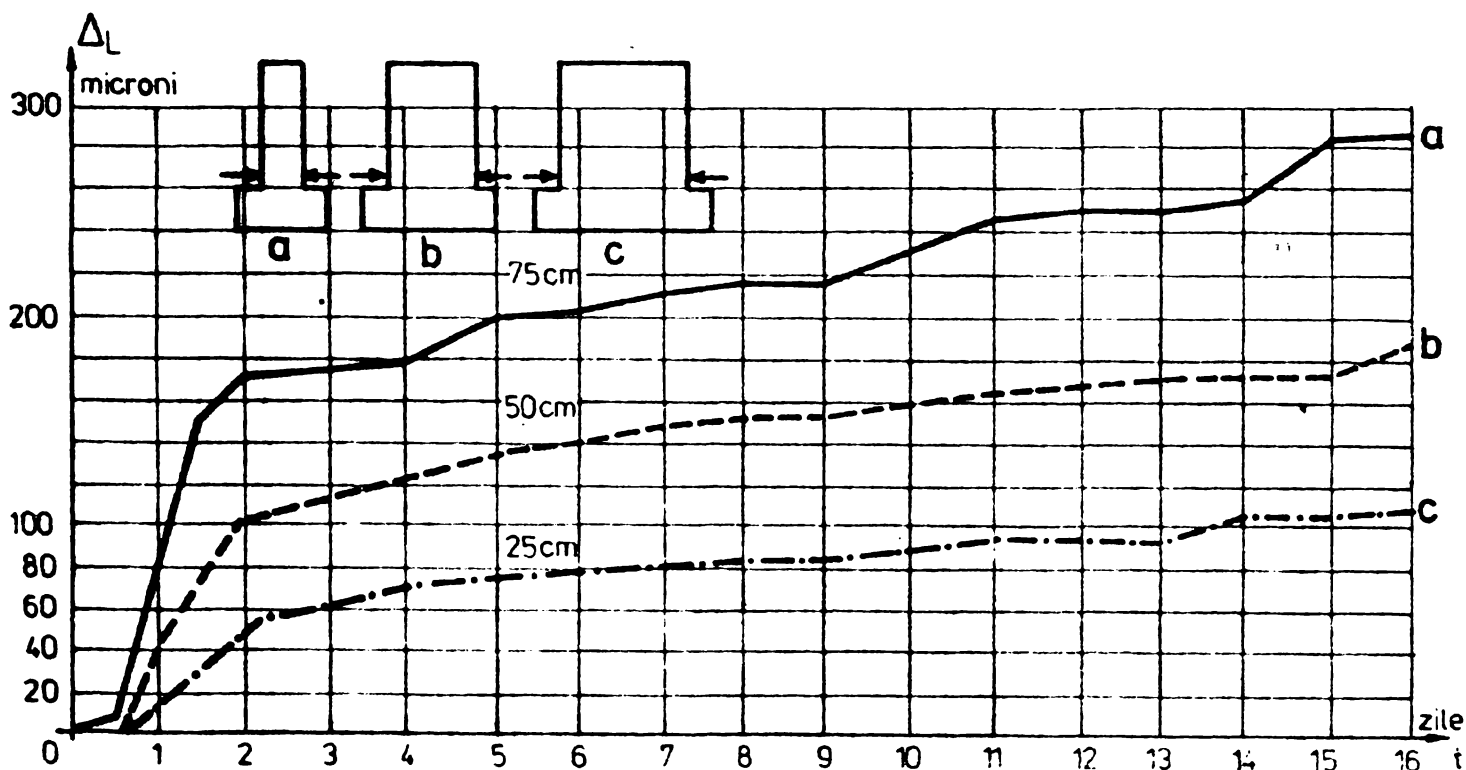


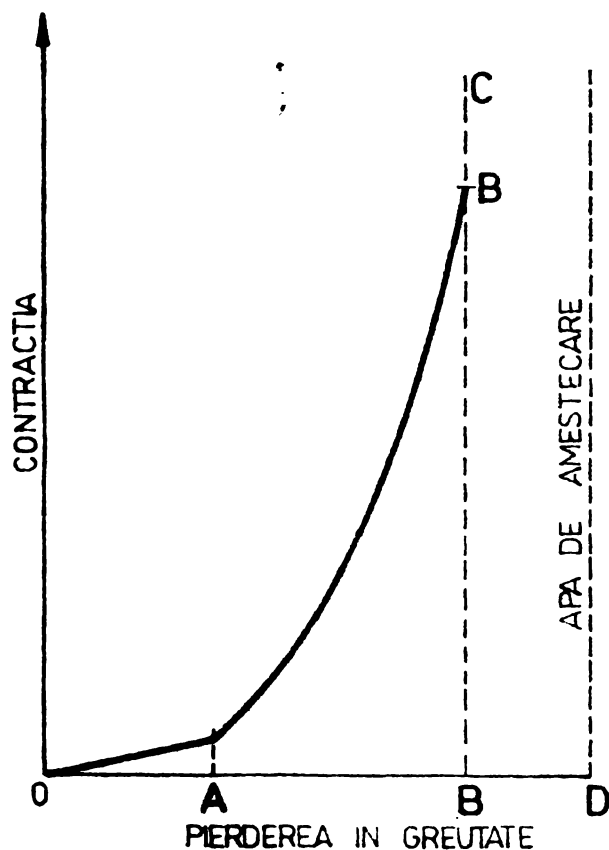
Fig. 2.23

**DIAGrame DE CONTRACTII MASURATE LA NIVELUL M1 + M2 PENTRU  
DIAFRAGMELE CU LATIMEA 25,50 SI 75cm.**



dificultăți concrete cum este de exemplu timpul minim necesar în care betonul să se întărească într-atît încît să permită decofrarea epruvetelor. Măsurătorile pot începe numai după decofrarea elementului și montarea aparatelor. Deformațiile care se produc pînă în acest moment, se pierd, nu se pot măsura. Probabil aceasta este explicația că diagramele contracție - timp prezentate în literatură, pleacă direct din origine cu tangenta maximă (vezi și fig.2.2.1).

L'Hermite E. și Mamillan M. au legat dezvoltarea contracției de pierderea apei din beton. Au numit această contracție hidrostatică. Dependența dintre pierderea apei prin evaporare și contracția betonului este reprezentată schematic în fig.2.2.4. Se pot distinge trei



faze : OA - cînd evaporarea apei nu produce contracții sensibile, AB - cînd pierderea apei influențează puternic contracția, și BC - cînd contracția continuă să crească fără ca evaporarea apei să fie apreciabilă.

Creșterea contracției fără o pierdere sesizabilă a apei se poate explica prin migrarea apei în masa betonului de la interior spre periferie fără ca aceasta să însemne neapărat o cedare a apei spre mediul înconjurător.

**Fig.2.2.4**  
**CONTRACTIA BETONULUI SI PIERDEREA**  
**IN GREUTATE PRIN EVAPORAREA**  
**APEI**

2.3. Factorii care influențează contracția și umflarea betonului.

2.3.1. Factorii care depind de compoziția betonului.

Natura cimentului. Cimentul influențează contracția prin compoziția mineralogică și prin finețea de măcinare.

Majoritatea cercetătorilor acceptă că natura mineralogică a cimentului influențează asupra contracției prin cantitatea de gel ce rezultă în urma hidratării. Contracția crește cu creșterea conținutului de compuși gelici (fig.2.3.1).

R.W. Carlson susține că aluminatul tricalcic este componen-



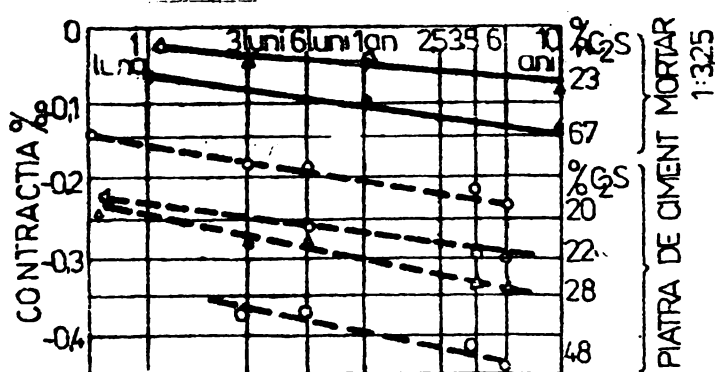


Fig. 2.3.1

**INFLUENTA COMPOZITIEI CIMENTULUI ASUPRA CONTRACTIEI PIETREI DE CIMENT SI A MORTARULUI.**

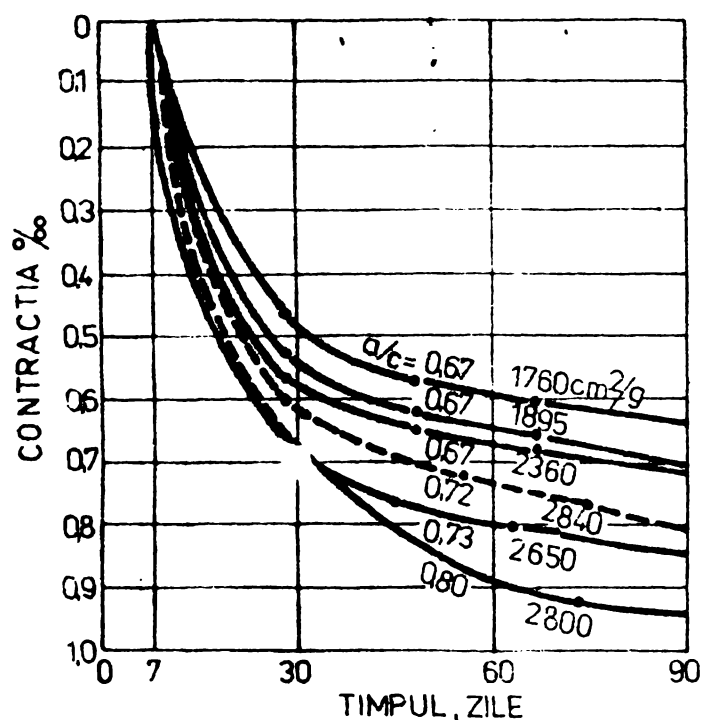


Fig. 2.3.2

**INFLUENTA FINETEI DE MACINARE A CIMENTULUI ASUPRA CONTRACTIEI BETONULUI**

în timp este diferita. U. Graf arată ca la un raport apă/ciment mai mare, contractia este mai redusă în primele 30 de zile, pentru ca apoi să crească mai mult decât în cazul unui raport apă/ciment mai mic, (fig.2.3.5).

**Agregatele.** Prezența agregatelor micșorează deformațiile din contracție. Acest fapt evident a fost arătat deja la par.2.2. In fig.2.3.6, se prezintă variația contractiei unui mortar de ciment cu diferite dozaje de nisip cuarțos. Se poate considera că contractia pietrei de ciment este de 10 ori mai mare decât a unui beton obișnuit la care volumul pastei de ciment ocupă 30 % din volumul to-

tul principal care influențează contractia.

Se știe că în urma hidratării aluminatului rezultă numai compuși cristalini, deci se contrazice presupunerea anterioară.

Finețea de măcinare asigură o hidratare mai intensă, rezultă volum mai mare de produși de hidratare. Contractia crește cu finețea de măcinare, (fig.2.3.2).

**Dozajul de ciment.** Contractia crește odată cu creșterea dozajului de ciment (la acelaș raport apă/ciment) (fig. 2.3.3.)

**Raportul apă/ciment.** La același dozaj de ciment contractia crește proporțional cu creșterea raportului apă/ciment. Rezultatele înregistrate pe mortare cu diferite dozaje păstrate în aer, la vârsta de 4 luni, se dau în fig.2.3.4.

Este interesant de arătat că la rapoarte apă/ciment diferite, evoluția contractiei

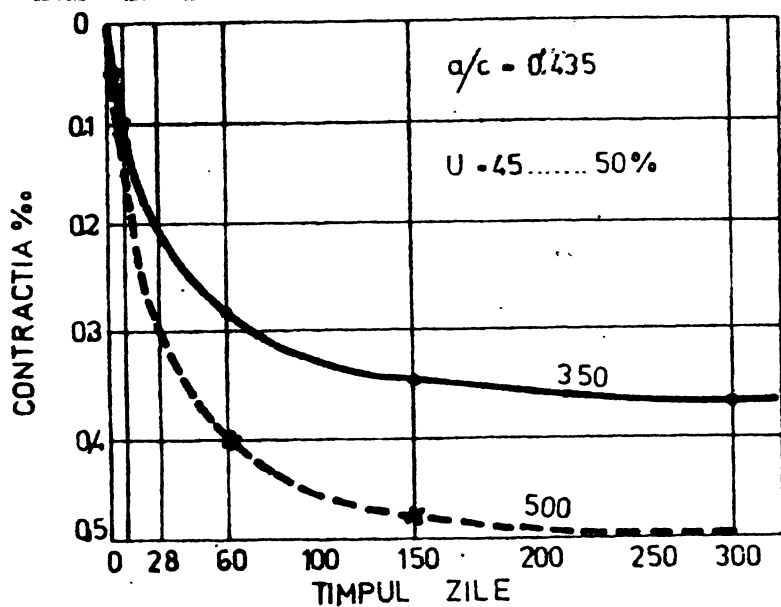


Fig. 2.3.3.

**VARIATIA CONTRACTIEI BETONULUI IN FUNCTIE DE DOZAJUL DE CIMENT**

trei de ciment este mai mare decât 5, situație considerată frecvență la betoanele obișnuite [2.2].

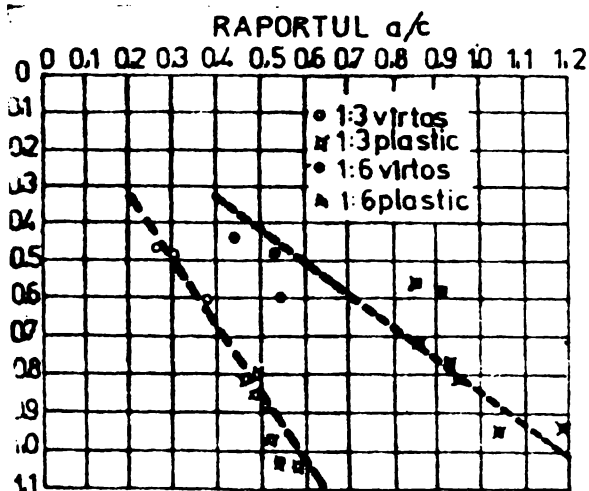


Fig. 2.3.4.

**EVOLUTIA RAPORTULUI APA/CIMENT PRA CONTRACTIEI MORTARULUI LA VIRSTA DE 4 LUNI**

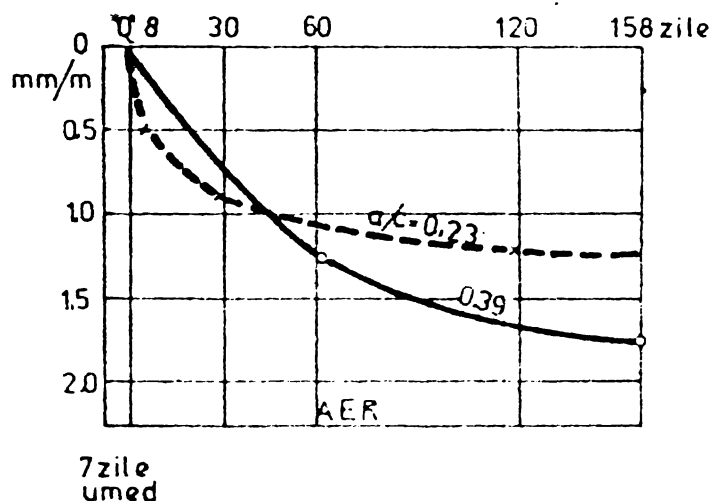


Fig. 2.3.5.

**EVOLUTIA IN TIMP A CONTRACTIEI MORTARULUI IN FUNCTIE DE RAPORTUL APA/CIMENT**

Granulozitatea influențează indirect. Agregatele cu conținut ridicat de fracțiune fină necesită o cantitate mai mare de apă de amestecare pentru asigurarea unei lucrabilități corespunzătoare. Aceasta duce la mărirea contracției.

Mai greu se poate explica modul în care influențează natura agregatului ca atare. A.M. Neville atribuie acestui factor modul diferit de a reține apa pe suprafața agregatului.

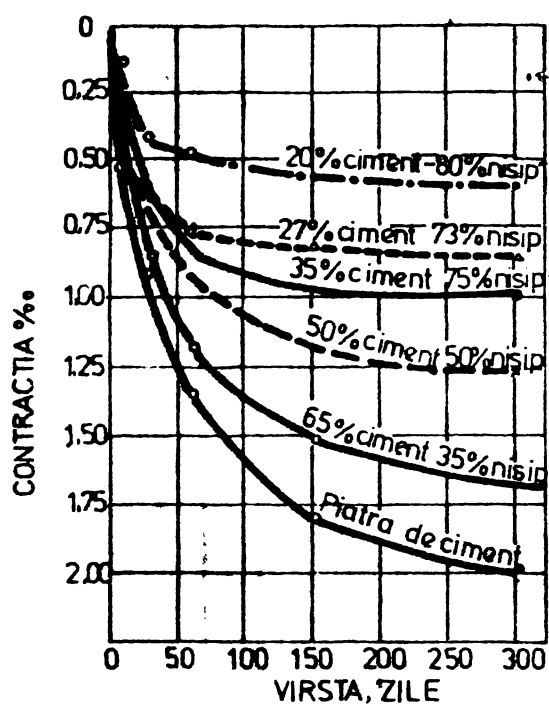


Fig. 2.3.6.

**CONTRACTIA MORTARULUI, CU DIFERITE DOZAJE DE NISIP IN RAPORT CU CEA A PIETREI DE CIMENT**

**Adaosurile.** Influența adaosurilor asupra contracției și umflării betonului nu este semnificativă. Prezența adaosurilor în dozajele uzuale nu modifică valoarea finală a contracției ci poate produce doar o grăbire a ei. Dată fiind acțiunea acceleratoarelor de priză și întărire, se consideră mai corect procedeu de a raporta contracția betonului la rezistență egală și nu la vîrstă egală. Dacă se procedează în acest fel, valorile contracțiilor sînt aceleași la betoanele cu și fără adaosuri.

Bine înțeles această concluzie nu este general valabilă. Pentru adaosuri noi, necunoscute, trebuie

să se facă studii preliminare pentru a determina modificările proprietăților materialului de bază.

În cazul mortarului de ciment în amestec cu emulsie de acetat de polivinil - ARACET - se obțin rezultate neașteptate [2.4]. Astfel, pe probele de mortar în amestec cu Aracet E 50 nepolimerizat, contracțiile au crescut de 10-20 ori (funcție de dozaj, vîrstă, etc) față de probele martor din mortar de ciment fără adaos. În cazul emulsiei de tip Aracet EP 50 polimerizat, sporurile de contracție sînt foarte mici.

**2.3.2. Factori care depind de modul de punere în operă.**

Contractia este cu atît mai mică cu cît betonul este mai compact. Procedeele tehnologice de compactare a betonului conduc la reducerea cantității de apă de amestecare cît și a volumului de aer inclus.

O metodă modernă de compactare a betonului este revibrarea. Cu toate că procedeul prezintă avantaje certe, în primul rînd mărirea compactității, creșterea rezistențelor, etc, aplicarea ei în practică este încă nesigură, nesistematică.

Revibrarea betonului influențează asupra contracției în sensul reducerii acesteia [2.3]. În fig.2.3.7 se prezintă rezultatele obținute pe epruvete din piatră de ciment [2.16], [2.17].

2.3.3. Factori care depind de dimensiunile și forma elementului.

Suprafața specifică. Dimensiunea elementului influențează asupra contracției în primul rând prin suprafața specifică, adică raportul dintre volumul probei și suprafața prin care are loc evaporarea apei. Cu cât această suprafață este mai mare, evaporarea apei se produce mai repede și contracția se produce de asemenea mai repede (fig.2.3.8). După T.C. Hansen și A.H. Mattack

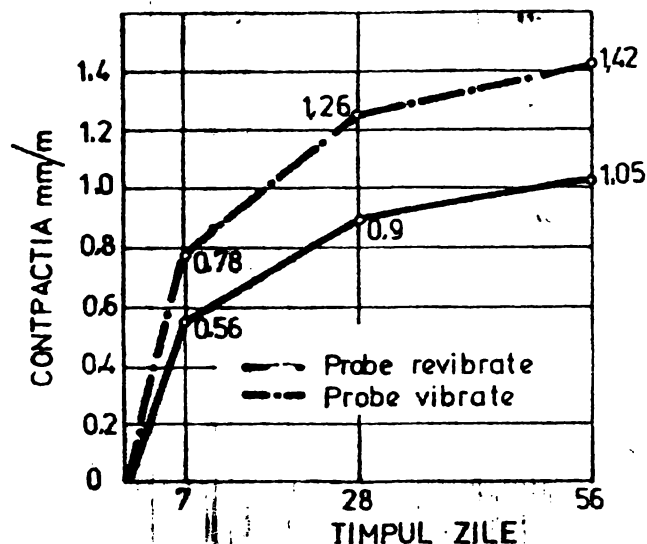


Fig. 2.3.7

**CONTRACTIA PROBELOR DE PIATRA DE CIMENT**

există o relație aproximativ liniară între mărimea contracției și raportul V/S. La aceeași valoare a raportului V/S forma secțiunii transversale nu are influență.

Dimensiunea secțiunii transversale. In cazul elementelor cu

secțiune transversală mare, apar diferențe între contracția fibrelor marginale și ale celor din axul elementului. După L'Hermite asemenea diferențe apar la probe cu dimensiunea mai mare de 20 cm și crește odată cu creșterea dimensiunii elementului (fig.2.3.9).

La studiul contracției pe epruvete cu dimensiunile secțiunii transversale diferite, se constată că epruvetele cu latura patratului de bază mai mare decât 42 cm prezintă într-o perioadă inițială de timp o umflare cu atât mai ac-

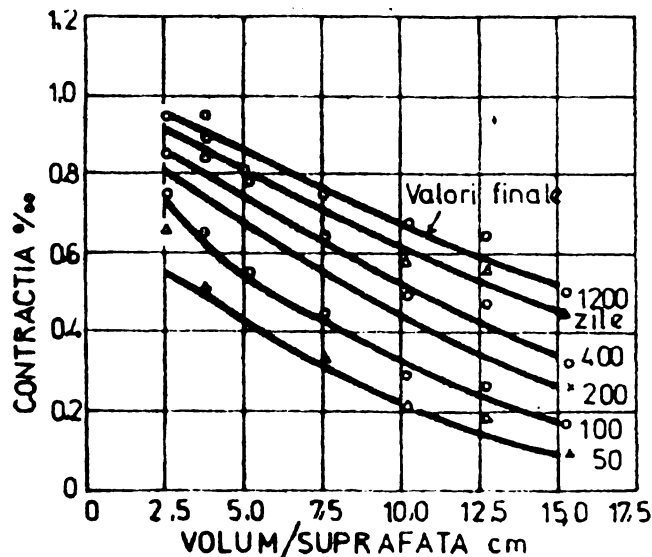


Fig. 2.3.8.

**INFLUENTA RAPORTULUI DINTRE VOLUMUL SI SUPRAFATA ELEMENTULUI ASUPRA CONTRACTIEI BETONULUI**

centuată cu cât dimensiunile prismei sînt mai mari. Acest fenomen neexplicat încă satisfăcător, este pus fie pe seama unei reacții chimice de hidratare rapidă în mediu saturat, fie acțiunii unor eforturi interne produse de o răcire inegală a betonului. (fig.2.3.10)

[2.2] O umflare asemănătoare, dar limitată numai la primele zile de la începerea fenomenului, se observă și în cazul măsurărilor



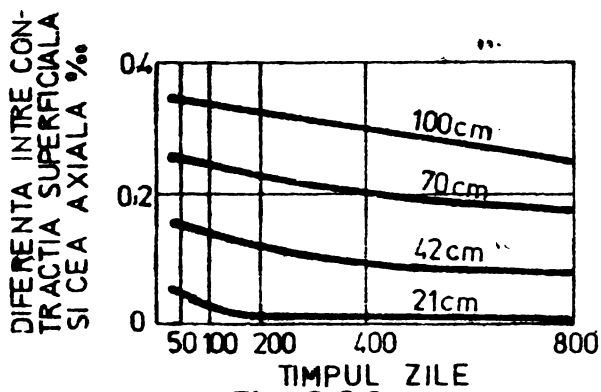


Fig. 2.39.

VARIATIA ÎN TIMP A DIFERENȚEI DINTRE CONTRACTIA SUPERFICIALA SI CEA AXIALA, ÎN FUNCȚIE DE DIMENSIUNILE PROBEI

de contracție efectuate în cadrul Laboratorului de Beton armat din Timișoara. În acest caz dimensiunile transversale ale epruvetelor au fost însă numai de 5 x 7,5 cm.

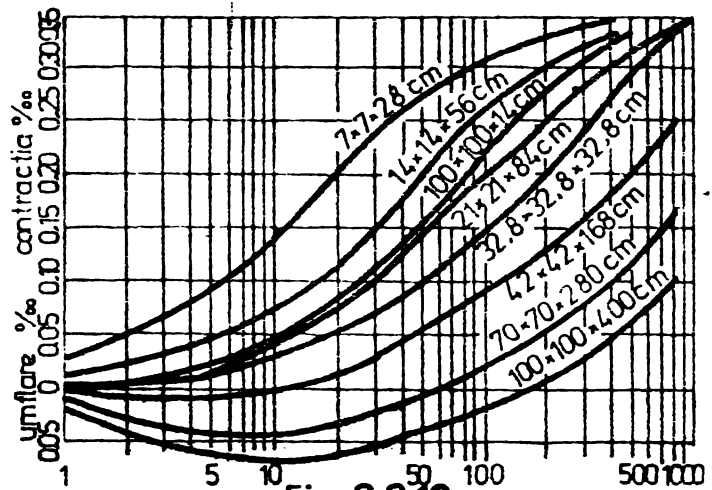


Fig. 2.310.

INFLUENȚA DIMENSIUNILOR PROBELOR ASUPRA CONTRACTIEI BETONULUI

2.3.4. Factori care depind de mediul înconjurător.

Umiditatea relativă a mediului înconjurător. Umiditatea re-

lativă a mediului ambiant reprezintă factorul esențial care condiționează migrarea apei în și din masa betonului și ca atare determină calitativ și cantitativ, modificările de volum ale acestuia. Betonul păstrat în aer se contractă cu atât mai mult cu cât umiditatea relativă a aerului este mai redusă (fig.2.3.11).

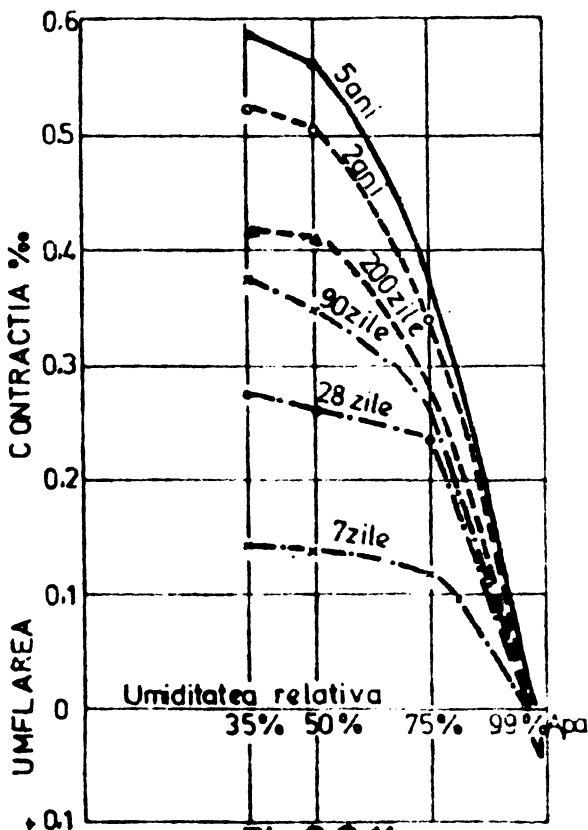


Fig. 2.311.

INFLUENȚA UMIDITĂȚII RELATIVE A AERULUI ASUPRA CONTRACTIEI BETONULUI

Variațiile higrometrice ale mediului se reflectă fidel în modul de dezvoltare a deformațiilor de contracție. Măsurătorile practice de contracție efectuate pe mai multe probe concomitent confirmă acest lucru. Se poate observa bine că variația pantei fragmentelor de curbă de la un interval de măsurare la altul, are întotdeauna aceeași tendință de creștere sau scădere, în concordanță cu variația umidității



Trebuie să avem în vedere că în realitate în condițiile de șantier din timpul executării construcțiilor, apar regimuri higrotermice diferite de cele ale mediului înconjurător. Acest microclimat local este influențat de umiditatea ridicată a betonului (udat în primele zile), de vânt și curenții interiori, de expunerea la soare, etc. Astfel, pentru unele elemente apar condiții higrotermice diferite, sau chiar pentru un singur element pot să apară condiții diferite pe diferitele fețe ale ei.

În cazul imersării betonului în apă, se produce o umflare a acestuia. Este interesant de reținut că în cazul betonului ajuns aproape de valoarea finală a rezistenței sale, umflarea la introducerea în apă, este aproximativ de aceeași mărime, indiferent de vârsta la care se produce aceasta. Această umflare este reversibilă. În fig.2.3.12 se prezintă deformațiile unei epruvete supuse la cicluri de imersare în apă urmate de păstrare în aer, cicluri care au început la vârsta betonului de aproape 3 ani.

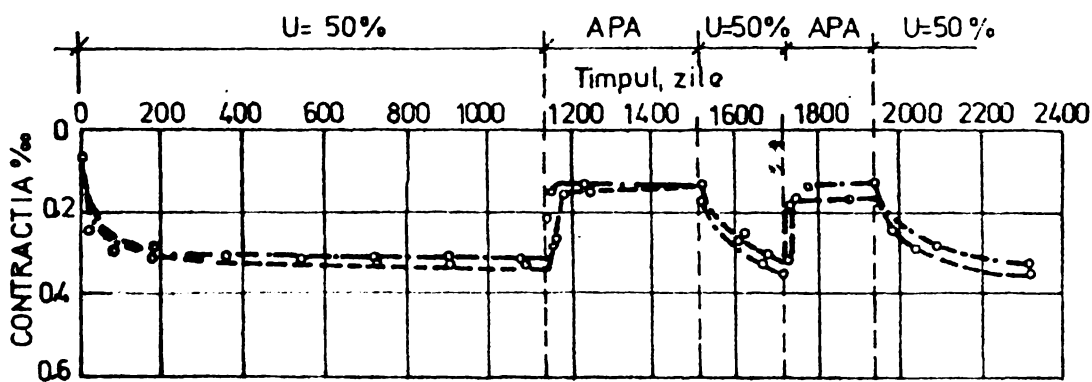


Fig. 2.3.12.

### INFLUENTA MEDIULUI DE PASTRARE A BETONULUI ASUPRA BETONULUI

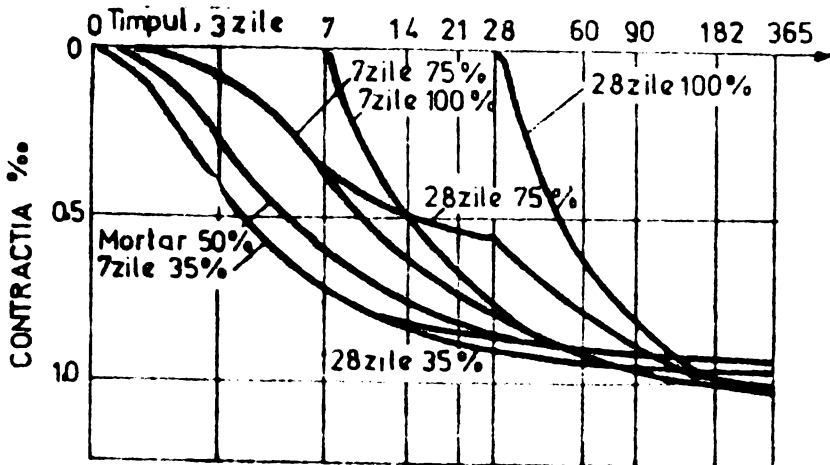


Fig. 2.3.13.

INFLUENTA UMIDITĂȚII RELATIVE A MEDIULUI DE CONSERVARE A BETONULUI ÎN PRIMELE ZILE ASUPRA CONTRACTIEI

Păstrarea betonului în primele zile într-un mediu cu o umiditate relativ ridicată amână manifestarea deformațiilor de contracție, reducând efectele defavorabile (fisurarea) ale eforturilor care pot apărea în această perioadă, când rezistențele betonului sînt mici. Reținem însă faptul că indiferent de

regimul de conservare inițial, contracția finală corespunzătoare unei umidități relative date este aceeași. Rezultatele prezentate în fig.2.3.13 de M.M. Lefuma asupra mortarului de ciment, rămân valabile calitativ și în cazul betonului [2.2].

Temperatura influențează contracția mai puțin. Acțiunea ei se reduce la influența umidității relative, care depinde de temperatură.

Ar fi interesant de găsit răspuns la întrebarea cum se produce contracția betonului la temperaturi joase (sub zero grade) deoarece în unele lucrări [2.9] se afirmă că deformațiile de curgere lentă a betonului încetează la asemenea temperaturi și continuă când temperatura crește din nou. Cum cele două fenomene sînt covalente, se poate presupune că și contracția este influențată de temperaturile joase.

Tratamentul termic al betonului se folosește pentru accelerarea întăririi betonului. În acelaș timp apar modificări în procesul contracției și umflării betonului. Nu există însă concluzii bine fundamentate despre influența tratamentului termic asupra contracției. Se pare că tratarea energetică cu aburi de temperatură ridicată ( $170^{\circ}$ - $180^{\circ}$ ) și presiune ridicată (8-10 atm) reduce contracția ulterioară a betonului. În timpul autoclavizării se produc umflări.

### 2.3.5. Timpul.

În condiții de temperatură și umiditate constante, contracția betonului în timp se produce după o curbă a cărei alură este aceeași indiferent de factorii care influențează cantitativ contracția. Este bine cunoscută această alură, deformațiile se manifestă la început cu o viteză mare, care scade apoi cu timpul, fenomenul amortizîndu-se după un număr de ani.

S-au căutat diferite expresii matematice care să exprime curba contracției în timp. Frecvent este folosită legea exponențială :

$$\epsilon_{ct} = \epsilon_c (1 - e^{-\beta t}) \quad (2.1)$$

în care :  $\epsilon_{ct}$  - contracția specifică la timpul  $t$ ;  
{ , - contracția specifică maximă;  
 $t$  - timpul (în ani sau fracțiuni de ani);  
 $\beta$  - parametru experimental.

Recomandările CEB indică o evoluție a contracției betonului în timp într-un interval de încredere de 95 %, după diagrama din fig.2.3.14. Permite calcularea contracției betonului ce se produce într-un interval de timp  $t_n - t_1$ , cu relația :

$$\Delta \epsilon_{eb} = \epsilon_{cb} (\rho_{tn} - \rho_{ti}) \quad (2.2)$$

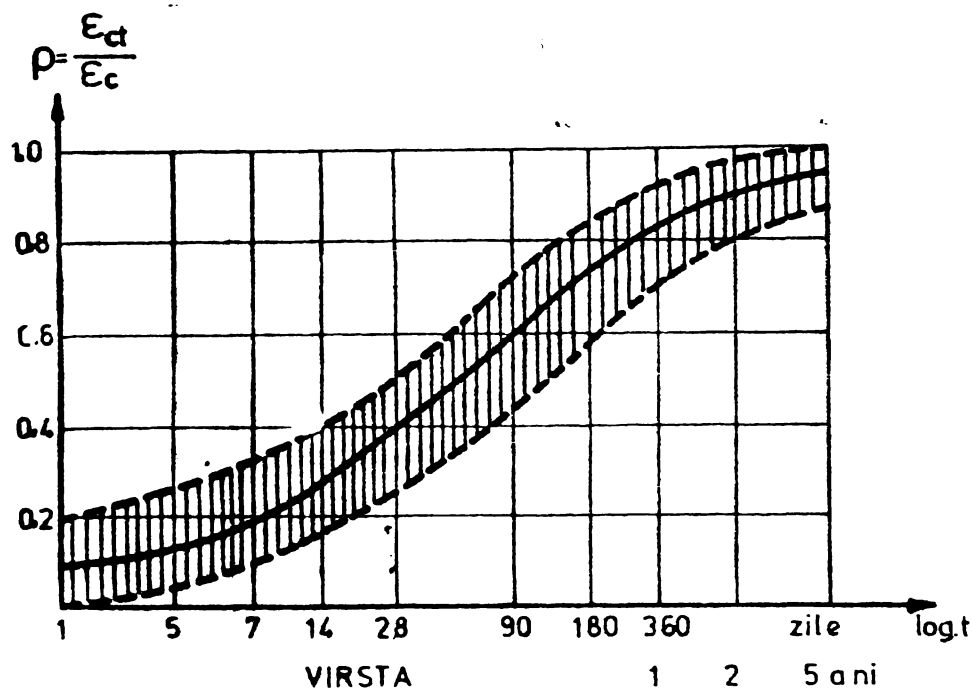


Fig. 2.3.14.

### EVOLUTIA CONTRACTIEI BETONULUI IN TIMP DUPA C.E.B.

unde  $\epsilon_{cb}$  este contracția maximă determinată ca la pct.2.4. Valoarea coeficientului  $\rho$  se citește direct din diagrama 2.3.14 pentru vârsta respectivă;  $t_i$  și  $t_n$  reprezintă vârsta la începutul respectiv sfârșitul intervalului pentru care se calculează contracția.

Adesea se ivește necesitatea de a cunoaște mărimea contracției măsurată începînd de la o anumită vîrstă și nu din

origine. Dacă admitem că viteza cu care se produce contracția depinde de vârsta betonului de la confecționare și nu de vârsta de la care se începe măsurătoarea, rezultă că diagramele de contracție pentru diferite vârste sînt afine între ele, și se pot obține printr-o translație pe verticală. Această simplificare ușurează și calculul acestor contracții parțiale.

x            x  
x

In concluzie, contracția ca fenomen și manifestare este cunoscută, de asemenea se cunoaște modul în care influențează diferiții factori asupra contracției. Această tratare a fenomenului este însă generală și se referă la elemente liniare simple, independente. In cazul elementelor complexe, static nedeterminate, a structurilor spațiale, contracția se manifestă diferit și este însoțită de aspecte noi.

De asemenea în cazul construcțiilor pot să apară condiții diferite de cele din laborator. Pe cînd in laborator pentru studiul contracției și a curgerii lente a betonului se realizează condiții idealizate - regim de umiditate și temperatură constant în camere de

climatizare - în practica execuției poate să apară un microclimat propriu.

Acestea toate conduc la un grad de dificultate în plus la evaluarea comportării betonului.

#### 2.4. Mărimea contracției betonului și evaluarea ei.

Fenomenul contracției este influențat de numeroși factori, care fiecare poate să acționeze independent. Acesta este motivul pentru care determinarea exactă prin calcul a contracțiilor probabile nu este posibilă. Adesea în calculele statice ale structurilor este necesar să cunoaștem valoarea deformației din contracție.

La calculul podurilor din beton precomprimat de exemplu, unde se cer calcule cât mai exacte, pierderile de tensiune cele mai mari se datoresc contracției și curgerii lente a betonului. Luarea în considerare a acestora se face în modul cel mai arbitrar. Astfel, pierderea de tensiune în armătura pretensionată, din contracția betonului, se ia sub formă de valoare constantă, care depinde numai de faptul că tensionarea se face înainte sau după betonare. Se neglijează o serie de proprietăți ale betonului care reflectă comportarea reală, elasto-plastică a elementului de construcție.

S-au făcut încercări de evaluare a contracției folosind relații între mărimea contracției betonului și un număr mai mic sau mai mare de factori. De asemenea, pentru calcule practice, normele din diferite țări dau valori mai mult sau mai puțin empirice. Acestea vor fi prezentate pe scurt în cele ce urmează.

Conform datelor acceptate în literatura de specialitate, contracția betonului în elemente uzuale și în condiții obișnuite de exploatare variază între 0,2 - 0,5 mm/m, ceea ce reprezintă limite destul de largi.

##### 2.4.1. Relații matematice de evaluare a contracției betonului.

Relația lui G. Pickett, propune o relație între contracția betonului  $\epsilon_{cb}$ , contracția finală a pastei de ciment  $\epsilon_{cc}$  și volumul relativ al agregatului  $A_g$  :

$$\epsilon_{cb} = \epsilon_{cc} (1 - A_g)^n \quad (2.3)$$

unde :  $n$  - este o constantă referitoare la proprietățile elastice ale agregatului și ale pietrei de ciment și variază în limite destul de largi 1,0 - 2,4 (1,7 în cazul mortarului confecționat cu nisip silicios).

Contractia betonului calculată cu relația lui Pickett pentru cazurile obișnuite, rezultă între limitele 0,3 - 0,8 mm/m [2.2].

Relația anterioară între aceleași variabile prezentate mai înainte, se mai poate utiliza și sub forma :

$$\epsilon_{cb} = \epsilon_{cc} \frac{C}{C + \alpha A_g} \quad (2.4)$$

în care : C - este volumul cimentului;  $A_g$  - volumul agregatului;  $\alpha$  - coeficient care ține seama de compoziția granulometrică a agregatului ( $\alpha = 0,8 - 1,0$ ).

Volumul agregatului se stabilește cu relația (după L'Hermite

$$A_g = 1 - (C + A + A_e + N_f) \quad (2.5)$$

în care : A - este volumul apei de amestecare;  $A_e$  - este volumul porilor de aer;  $N_f$  - este volumul nisipului fin (sub 0,1 mm).

T.C. Hansen și K. Nielsen, au stabilit teoretic și au verificat experimental o relație între contractia betonului  $\epsilon_{cb}$ , contractia pastei de ciment  $\epsilon_{cc}$ , contractia agregatului  $\epsilon_{ca}$  și proprietățile elastice ale agregatelor și pietrei de ciment:

$$\epsilon_{cb} = \epsilon_{ca} + (\epsilon_{cc} - \epsilon_{ca}) k \quad (2.6)$$

unde k este un coeficient ce depinde de moduli de elasticitate ai agregatului și pietrei de ciment.

E. Freyssinet calculează contractia betonului ca fiind scurtaarea pseudosolidului provocată de presiunea capilară:

$$\epsilon_{cb} = \frac{P_c}{1 \cdot E_b} \quad (2.7)$$

unde :  $E_b$  - este modulul de elasticitate al betonului;  $P_c = q \cdot \omega_c$  - este forța de contracție în care  $\omega_c$  este partea din suprafața unitară ocupată de porii în care apa formează meniscuri; 1 - aria unitară ( $1 \text{ cm}^2$ ).

#### 2.4.2. Prescripții privitoare la mărimea contractiei.

Din necesitatea de a simplifica calculele și pentru a ușura evaluarea mărimii contractiei betoanelor în cazul calculelor la care trebuie să se țină cont de acestea, normativele de calcul dau metode de determinare a contractiei. Aceste prescripții diferă de la țară la țară, toate însă au un caracter empiric.

STAS 10107/0-76 prevede evaluarea contractiei betoanelor obișnuite cu relația :



$$\bar{\epsilon}_c = K_3 \cdot K_4 \cdot K_c \cdot \epsilon_c \quad (2.8)$$

- în care :  $\epsilon_c$  - este valoarea de bază a deformației specifice din contracție pentru un beton păstrat la umiditate relativă de 50-60 % și avînd dimensiunea minimă a secțiunii transversale  $b$  mai mare de 10 cm;
- $K_c$  - coeficient care ține cont de modul de realizare al elementului și are valoarea după cum urmează :
- 0,1 - pentru elemente de beton armat,
  - 0,8 - pentru elemente precomprimate cu armătură preîntinsă,
  - 0,6 - pentru elemente precomprimate cu armătură postîntinsă;
- $K_3$  - coeficient care ține cont de umiditatea mediului și are următoarele valori :
- 1,3 - pentru umiditate relativă de 40 %,
  - 1,0 - pentru umiditate relativă de 60 %,
  - 0,5 - pentru umiditate relativă de 100 %;
- $K_4$  - coeficient care ține cont de dimensiunea minimă a secțiunii și are valoarea :
- 1,3 - 0,001  $b$  - pentru elemente la care  $b < 30$  cm,
  - 1,0 - pentru elemente la care  $b \geq 30$  cm.

Normele germane DIN 1045 și TGL 0-1045 prescriu valori diferite pentru contracția betonului după natura construcțiilor. La construcții de beton și beton armat static nedeterminate contracția se asimilează cu o scădere de temperatură de 25°C după DIN 1045 și 15°-20°C (după natura construcției) după TGL 0-1045. Aceasta echivalează cu o contracție de 0,15 - 0,25 mm/m.

Pentru construcții din beton precomprimat atît TGL 0-4227 cît și DIN 4227 prevăd ca mărimea contracției de bază a betonului să se ia diferit după umiditatea mediului în care se află, și anume :

- $\epsilon_{cb} = 0$  în apă;
- $\epsilon_{cb} = 0,1$  mm/m - în aer umed (deasupra apei);
- $\epsilon_{cb} = 0,2$  mm/m - în general în aer liber;
- $\epsilon_{cb} = 0,3$  mm/m - în aer uscat (încăperi închise).

Aceste valori se referă la elemente cu dimensiunea minimă a laturii de 20 cm. La elemente mai subțiri, valorile de mai sus se înmulțesc cu 1,25. La elemente de beton precomprimat cu armătură postîntinsă, mărimile contracției de bază se reduc cu 10-70 % funcție de momentul cînd se face tensionarea

Normele franceze pentru calculul construcțiilor de beton armat prevăd asimilarea efectelor contracției cu o scurtare uniformă

de :  $\epsilon_{cb} = 0,2 \dots 0,3$  mm/m - în regiuni relativ umede;

$\epsilon_{cb} = 0,4 \dots 0,5$  mm/m - în regiunile uscate.

Recomandările Asociației Științifice a Precomprimării din Franța indică următoarele valori pentru contracția maximă a betonului :

$\epsilon_{cb} = 0,15$  mm/m - în regiunile umede;

$\epsilon_{cb} = 0,20$  mm/m - în regiunile temperate;

$\epsilon_{cb} = 0,30$  mm/m - în regiunile uscate;

$\epsilon_{cb} = 0,40$  mm/m - în regiunile foarte uscate (deșerturi).

Recomandările Comitetului European pentru Beton (CEB) indică următoarea soluție pentru determinarea contracției maxime :

$$\epsilon'_{cb} = \alpha_c \beta_c (1 - 0,1\mu) \epsilon_c \quad (2.9)$$

unde :

$\epsilon_c$  - este contracția de bază dată în funcție de umiditatea relativă a aerului în figura 2.4.1;

$\alpha_c$  - coeficient care ține cont de influența dimensiunilor piesei care se contractă, dat în figura 2.4.2, în funcție de "grosimea fictivă"  $d_m$  a elementului, definită ca raport între aria secțiunii transversale și semiperimetrul ei;

$\beta_c$  - coeficient care ține seama de raportul apă/ciment și de

dozajul de ciment la metru cub de beton; valorile sale sînt date în figura 2.4.3;  $\mu$  - procentul de armare.

Recomandările de standardizare CAER propun pentru calcularea pierderilor de tensiune în armăturile pretensionate scurtări din contracție egale cu :

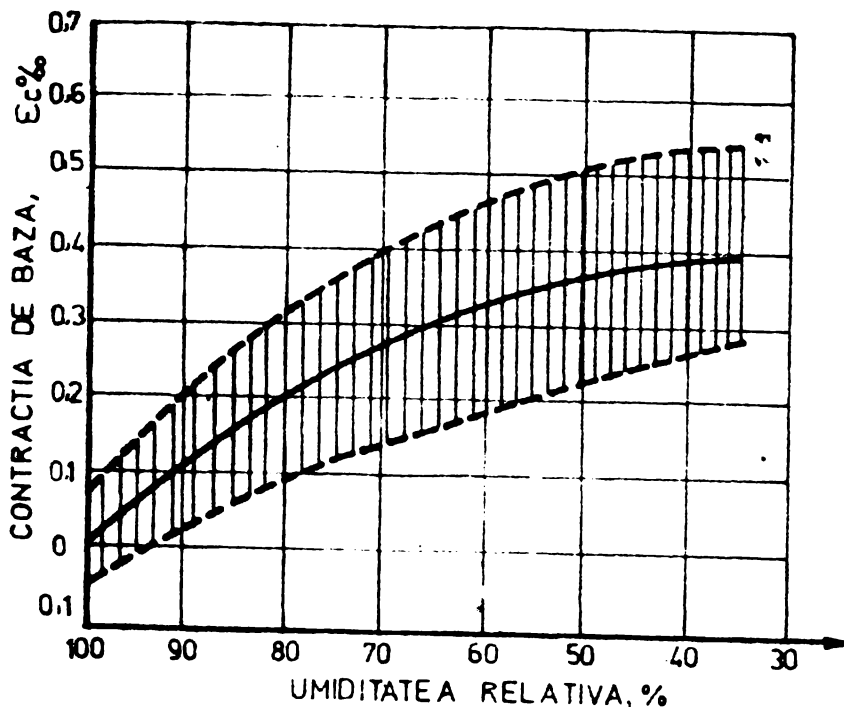


Fig. 2.4.1.

VARIATIA CONTRACTIEI DE BAZA  
IN FUNCTIE DE UMIDITATEA RELATIVA  
A AERULUI (CEB)

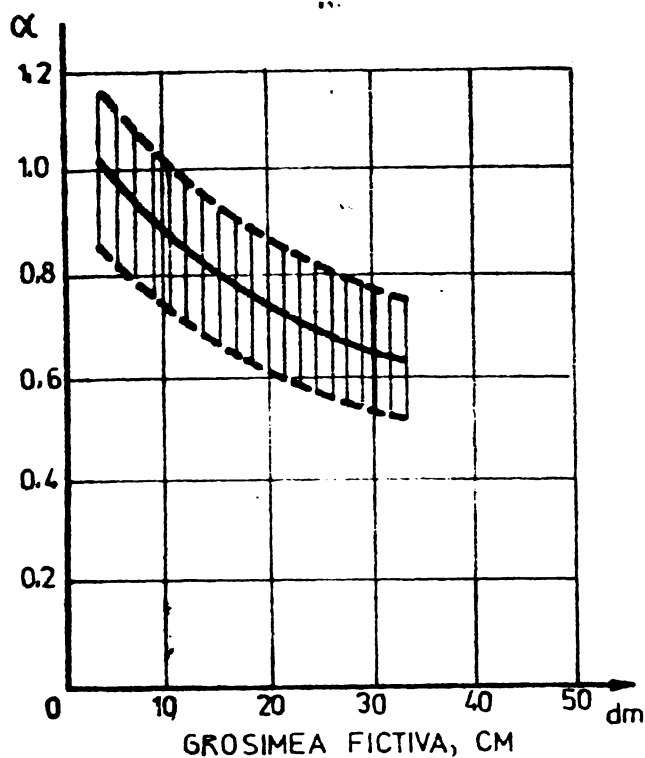


Fig. 2.4.2.  
EVALUAREA COEFICIENTULUI  $\alpha_c$

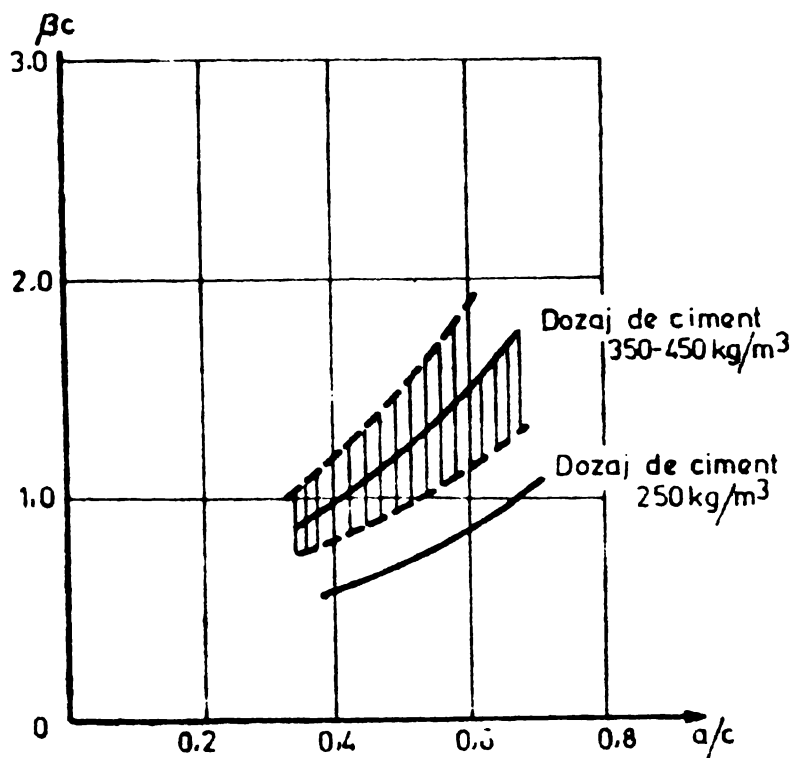


Fig. 2.4.3.  
DETERMINAREA COEFICIENTULUI  $\beta_c$

$$\epsilon_{cb} = \beta \epsilon_c \quad (2.10)$$

unde :

$$\epsilon_c = 0,15 \dots 0,20 \text{ mm/m} \quad (2.11)$$

iar :

$$\beta = \frac{4t}{100 + 3t} \quad (2.12)$$

t fiind vîrsta betonului în zile.

E.E.Gibşman [2.9] pentru calculul podurilor dă următoarele valori ale contracţiei, cuprinse în tabelul 2.3.

În condiţiile regiunilor călduroase şi secetoase valoarea  $\epsilon_{fin}$  trebuie sporită cu 30 %.

De remarcat că se face o corelare între valoarea

probabilă a contracţiei şi caracteristica finală a curgerii lente a betonului ( $\phi_{fin}$  (pentru  $\tau = 0$ )).

În cazul elementelor de beton armat Gibşman reduce contracţia betonului simplu cu un coeficient de reducere  $\eta_{contr}$ . Acest coeficient ţine cont de raportul dintre modulul de elasticitate a armăturii şi a betonului  $n$ , coeficientul de armare  $\mu$  şi caracteristica

curgerii lente  $\varphi_{fin}$ . Valorile lui  $\eta_{contr.}$  se dau într-un tabel (vezi [2.9]).

Tabelul 2.3.

Deformația relativă finală din contracția betonului nearmat

Mediul care înconjoară betonul	$\varphi_{fin}$	$\epsilon_{fin}$
Apă . . . . .	0,5 - 1,0	
Aer foarte umed deasupra apei	1,0 - 2,0	0,00005 - 0,00015
In aer liber . . . . .	2,0 - 3,0	0,00015 - 0,00020
Aer uscat, încăpere uscată	2,5 - 4,0	0,00020 - 0,00030

2.5. Apariția tensiunilor de întindere în betonul tînăr.

Prin întărirea betonului proaspăt se formează betonul întărit. În stadiul de tranzit, care se numește beton tînăr, acesta este supus diferitelor acțiuni ale mediului ambiant, care produc în beton tensiuni de întindere. Dacă aceste tensiuni depășesc foarte mica rezistență la întindere a acestuia, apar fisuri. De aceea, betonul tînăr este mai puțin rezistent la acțiunile mediului ambiant, decît betonul proaspăt sau cel întărit.

Tensiunile de întindere din betonul tînăr se datoresc mai multor cauze. Literatura de specialitate din ultima perioadă subliniază trei influențe care s-au dovedit notăritoare la betonul tînăr. Este vorba de efectul de cofrag (tasarea, așezarea și modificarea formei), variația de temperatură rapidă a betonului întărit, ca și uscarea rapidă a betonului proaspăt compactat.

Trecerea de la beton proaspăt la beton întărit nu se face instantaneu ci cuprins într-un interval de cîteva ore pînă la o zi, funcție de compoziția betonului și condițiile de întărire. Diferitele stadii ale acestei faze de trecere sînt caracterizate prin niște noțiuni date în fig.2.5.1. Betonul proaspăt turnat și compactat este numit beton "crud" pînă cînd întărirea nu se manifestă vizibil. Ca beton "tînăr" se înțelege betonul întărit în prima sa fază. Betonul "crud" și "tînăr" caracterizează două faze succesive, dar nediferențiate precis în timp.

Betonul proaspăt cu consistență vîscos - plastică pînă la moale, beton care este uzual folosit nu are practic rigiditate, dar are o deformabilitate mare. Influențe externe nu atrag încă în acea-





în elementele de beton apar fisuri, numărul lor depinzând de o serie de factori.

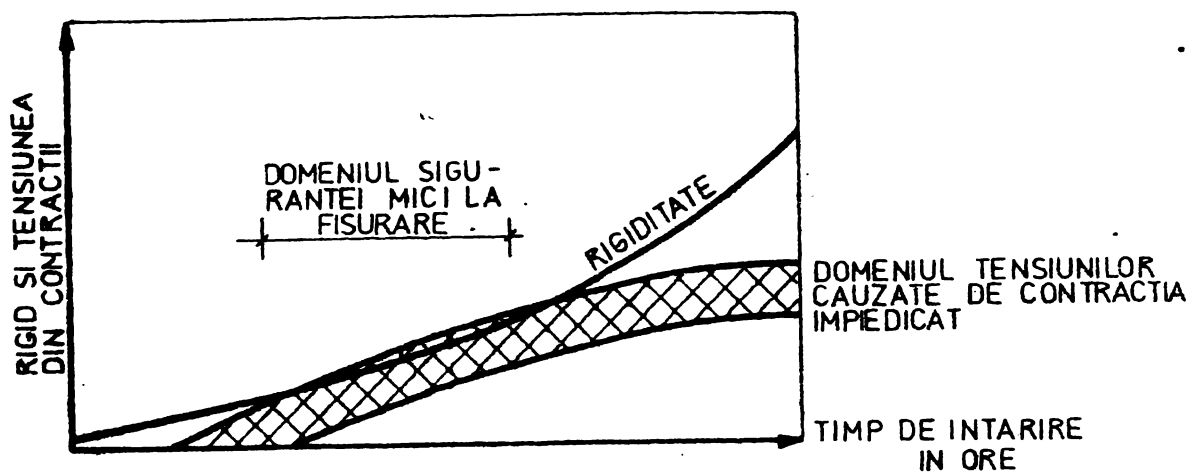


Fig. 2.53.

În timpul prizei și întăririi betonului, nu apare permanent pericolul ca tensiunile din contracție să depășească rezistența betonului.

Acest pericol există doar într-un domeniu critic, a cărui început și mărime diferă de la caz la caz.

Acest domeniu ar trebui să înceapă la 2 ore de la turnarea betonului și nu va dura mai mult de (4-16) ore. În timp ce rezistența betonului se mărește încontinuu ca urmare a hidratării, s-ar părea că tensiunile din contracție sînt diminuate de către relaxarea betonului. De aici ar rezulta că dezvoltarea tensiunilor din contracție după parcurgerea domeniului critic ar rămîne în urma dezvoltării rezistenței betonului, afirmație susținută de [2.20], dar cu valabilitate doar în cazul dezvoltării libere a contracției.

În interiorul domeniului critic betonul tînăr stă probabil des în fața fazei de fisurare, fără ca să se poată observa ceva aparent. În astfel de cazuri ajunge doar o mică acțiune exterioară de orice natură care să ducă la depășirea rezistenței betonului de către tensiunile de contracție, și implicit la apariția unor fisuri. Una din pregnantele acțiuni exterioare care provoacă fisurarea betonului este împiedecarea dezvoltării libere a deformațiilor din contracție.

Pe aceste constatări se bazează și părerile împărțite în ceea ce privește cauzele apariției fisurilor și constatarea că în condiții aparent identice cîteodată fisurile apar și altădată nu. Din experiențele din practică se știe că fisurile din betonul tînăr apar cu precădere în plăci cu suprafețe mari la construcții civile și industriale, la construcții de poduri și la construcții de dru-

In urma experientelor efectuate in ultimii ani [2.10], [2.15] [2.18], [2.20], se poate conchide că tensiunile mari in betonul tînar și astfel și pericolul de fisurare sînt datorate a trei cauze diferite. aceste cauze fiind :

- schimbarea formei cofrajului;
- schimbarea bruscă a temperaturii mediului ambiant;
- pierderea apei prin uscare rapidă cu consecința contracției rapide.

In mod normal aceste cauze, chiar dacă apar simultan cu intensitate medie, nu produc fisuri. Dacă însă una din aceste cauze este predominantă, atunci, conjugată cu celelalte cauze, poate produce fisuri, mai ales atunci cînd betonul nu are o compoziție corespunzătoare relativă la aceea cauză și dacă betonul nu a fost tratat corespunzător.

De aceea mecanismul de acțiune al acestor trei motive potențiale de tensiuni, în special în condițiile contracției împiedicate trebuie cunoscut amănunțit și pe cît posibil, diminuate

Apariția acestor tensiuni în elementele de beton de suprafață mare, avînd uneori ca și consecință apariția primelor fisuri, constituie un factor important de atenționare, în special în condițiile în care deformațiile din contracție sau variație de temperatură sînt împiedecate să se dezvolte.

Diminuarea tensiunilor in betonul tînar, analizate în mod detaliat în [2.20], presupune măsuri simple, la îndemna oricărui executant.

Pornind de la capacitatea mare de deformare a betonului crud capacitatea limită de întindere a betonului la solicitări de întindere scade în decurs de cîteva ore, funcție de compoziția betonului și condițiile mediului ambiant la 0,02 pînă la 0,1 ‰ pentru a crește apoi în timp pînă la 0,1 - 0,2 ‰. (Vezi fig.2.5.4).

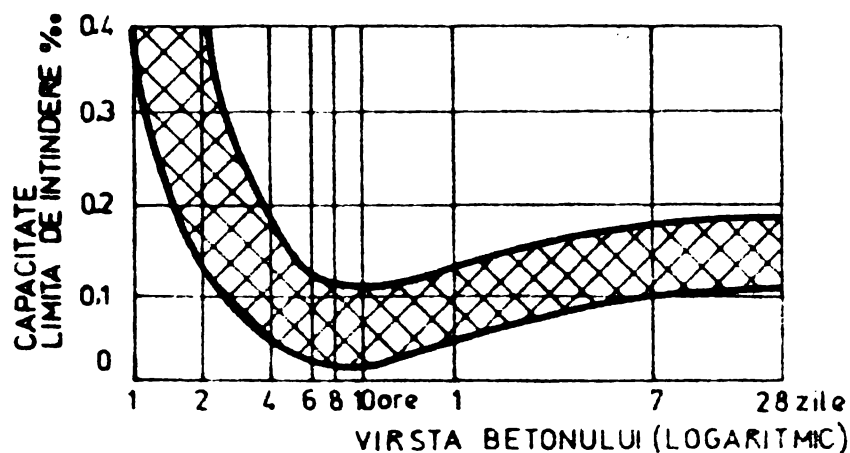


Fig. 2.5.4.

Intervalul de deformabilitate redusă durează la 2 pînă la 6 ore, începutul minimului de capacitate de deformare fiind de obicei între ora a patra și a zecea de la compactare.

O temperatură mai ridicată a betonului proaspăt și o amestecare mai îndelungată a betonului au ca rezultat apariția mai rapidă a minimului limitei capacității de întindere, în schimb temperaturi joase ale betonului proaspăt și o păstrare umedă a suprafeței betonului produce o întârziere a acestui minim.

Evitarea apariției fisurilor datorită schimbării formei cofrajului, a tasării acestuia și a schelelor se poate realiza în mod sigur luînd măsurile necesare, măsuri care țin de mult de apanajul tehnicii.

Celelalte două influențe pot fi și ele reduse ușor ca și intensitate, fie prin acoperirea suprafețelor cu folii (transparente de preferință) sau straturi termoizolante (rogojini, etc), fie rostuirea suprafețelor orizontale. Evident, o tratare ulterioară prin umezire sau acoperire cu rogojini ude, diminuează în mod considerabil uscarea rapidă, cu consecință imediată a apariției de fisuri, chiar și în cazul unui beton cu conținut ridicat de apă.

Majoritatea măsurilor enunțate mai sus sau prezentate în literatura de specialitate se pretează ușor și convenabil la suprafețe orizontale, dar pierd din eficiență, fiind nepRACTICE la suprafețe verticale mari (pereți).

De asemenea, aceste măsuri sînt ineficiente în condițiile în care dezvoltarea deformațiilor din contracții sau variații de temperatură sînt împiedecate.

## CAPITOLUL 3.

=====

### CONTRACTIA IMPIEDECATA A BETONULUI CA GENERATOR

#### DE EFORURI

#### 3.1. Clasificarea eforturilor inițiale datorită contractiei

Contractia generează în elementele de beton eforturi unitare interne, fără ca acesta să fie supus la încărcări exterioare. Ca natură, aceste eforturi sînt de întindere, de aceea se mai numesc și tensiuni inițiale. Apariția lor nu se poate evita. Ele grăbesc sau chiar provoacă fisurarea betonului [3.1], [3,21].

Existența eforturilor din contractie a fost pusă în evidență pentru prima dată de către White în anul 1911, [3.1], dar nici pînă în prezent nu s-a reușit să se rezolve satisfăcător problema determinării precise a mărimii acestor eforturi.

Studiul contractiei se poate aborda la diferite nivele de studiu, după cum și structura betonului se poate aprofunda la diferite nivele. Si în cazul eforturilor interioare găsim corespondență cu aceste nivele de studiu. S.E. Freifeld face o clasificare precisă a eforturilor unitare din acest punct de vedere. El consideră trei categorii de eforturi interne și anume :

- eforturi de categoria I - apar în construcții de beton și beton armat, sînt orientate după o direcție cunoscută și se echilibrează în limitele macrostructurii definită de dimensiunile elementelor construcției;
- eforturi de categoria II - apar la nivelul microstructurii betonului. Agregatele se opun contractiei mai mari a pietrei de ciment. În piatra de ciment apar deci sollicitări de întindere. Aceste eforturi nu sînt orientate, nu există o direcție preferențială. Aceste eforturi influențează caracteristicile mecanice, în general defavorabil;
- eforturi de categoria III - apar la nivelul canalelor și porilor microcapilari din piatra de ciment ce se datoresc tensiunilor superficiale care apar la nivelul meniscului apei în porii udați cu apă. Sînt tot neorientate. Nu se cunoaște ordinul de mărime al acestor eforturi, din cauza dificultăților de măsurare directă.

Dintre categoriile de eforturi interioare enumerate mai sus, din punctul de vedere al inginerului constructor interesează, în primul rînd cele din prima categorie. Acestea pot fi cauzate de :

- diferența între contracția fibrelor de la suprafața elementelor și cele din interiorul lui. Acestea sînt cu atît mai mari cu cît dimensiunile secțiunii sînt mai mari. La elementele cu dimensiuni relativ mici (bare, plăci) eforturile proprii din această grupă sînt neglijabile;
- prezența armăturii care se opune contracției betonului în cazul elementelor de beton armat;
- legăturile suplimentare ale structurilor de beton sau beton armat, în primul rînd la structurile static nedeterminate. În cazul structurilor static determinate contracția se poate manifesta liber și în acest caz contracția nu generează tensiuni proprii. Această categorie de eforturi poate să apară concomitent cu celelalte enumerate mai sus.

### 3.2. Contracții reținute. Exemple.

Analizînd cauzele care produc eforturi interioare în beton, cele încadrate de Freifeld în primele două categorii, sînt provocate de împiedecarea contracției, fie că este vorba de împiedecarea contracției pietrei de ciment de către agregate la nivelul structurii betonului - fie că este vorba de diferite legături care împiedică dezvoltarea contracției la nivelul elementelor de construcții.

Cînd ne referim la legături suplimentare care produc împiedecarea contracției, trebuie să ne gîndim la orice factor care se opune la manifestarea liberă a contracției sau care cauzează diferențe între mărimea contracției fibrelor învecinate.

În cazul structurilor din bare, prin aceste legături trebuie să înțelegem legăturile de rezemare. În cazul structurilor static determinate nu se produc eforturi din contracție. Structurile static nedeterminate sînt sensibile la eforturi din contracție (fig.3.2.1a).

Nedeterminarea interioară nu se opune la dezvoltarea contracției. De exemplu, într-un cadru cu contur închis, dar static determinat exterior, nu apar solicitări din contracție (fig.3.2.1b).

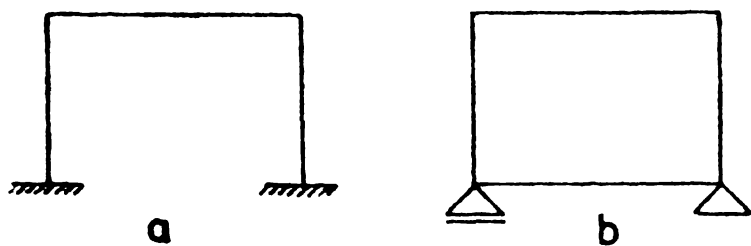


Fig. 3.2.1



În cazul structurilor din bare efectul contracției este similar cu efectul variației de temperatură. Acesta permite ca și pentru calcul să se procedeze similar, contracția echivalându-se cu o scădere de temperatură. Astfel, pentru construcții de beton și beton armat static nedeterminate, normele germane DIN 1045 dau direct echivalentul contracției în °C, și anume 25°.

În ultimii ani în țara noastră precum și pe plan mondial a luat amploare tot mai mare construcția clădirilor de locuit și social culturale cu pereți portanți din beton monolit, executate cu diferite metode tehnologice noi, moderne. Dacă în cazul structurilor din bare, efectul contracției a fost studiat suficient pentru a se putea ține cont de aceasta în calcul, în cazul construcțiilor cu pereți din beton, problema este relativ nouă, mult mai complexă și a fost studiată mai puțin. Pereții de beton care alcătuiesc diafragmele de rezistență ale clădirii constituie elemente plane. Efectul contracției nu se mai poate studia ca o problemă liniară ci ca o stare de tensiune plană. Cauza principală care produce eforturi inițiale în beton este și în acest caz contracția împiedecată. Dar, de data aceasta, cauzele care produc împiedecarea contracției sînt mai variate. Ele trebuie cautate în :

- legătura diafragmei cu fundația;
- prezența planșeelor mai puternic armate decît pereții verticali;
- betonarea în etape succesive, cu pauze între ele;
- folosirea concomitentă în structura de rezistență a elementelor din beton monolit și prefabricat;
- tratarea termică a betonului în coraje metalice, etc.

### 3.2.1. Influența legăturii dintre diafragmă și fundație.

În zona legăturii cu fundația în diafragmă apar solicitări mari care adesea duc la fisurarea betonului. Acest lucru a fost observat de nenumărate ori în practică și semnalat în diferite articole [3.8], [3.17], [3.11], [3.7]. Astfel, M. Diver într-un articol despre primele clădiri cu diafragme executate în capitală [3.8], arată că s-au observat fisuri de 0,1 - 0,5 mm deschidere. N. Laszlo [3.17], de asemenea prezintă cazuri de fisurare chiar și la diafragme de numai 6,50 m lungime, armate orizontal cu 2 Ø 8 la 25 cm. Aceste fisuri au direcția verticală, ceea ce denotă că direcția principală a eforturilor de întindere este orizontală. Cauza principală a acestor forțe orizontale constă în efectul puternic de retenere a

La aceasta contribuie următoarele cauze principale :

- decalaj în timp între turnarea fundației și a peretelui (rezultă din condiții de tehnologie). Când se toarnă peretele, betonul din fundație și-a consumat deja o bună parte din contracția sa;
- grad de masivitate diferit. Fundația este mult mai masivă decât peretele, a cărui grosime este de numai 15 cm. Raportul suprafață de evaporare/volum - în cazul peretelui - este mai mare de aproximativ 5 ori decât pentru fundație;
- mediu ambiant diferit. Fundația este îngropată în teren, menținându-se un mediu umed care micșorează contracția, pe când peretele este în aer liber, expus curenților (de aer) care favorizează producerea contracției;
- procent de armare foarte mic. Numai 0,03 - 0,05 % pentru diafragmele din beton simplu, respectiv 0,15 % pentru diafragmele de beton armat [3.8 , 3.5].

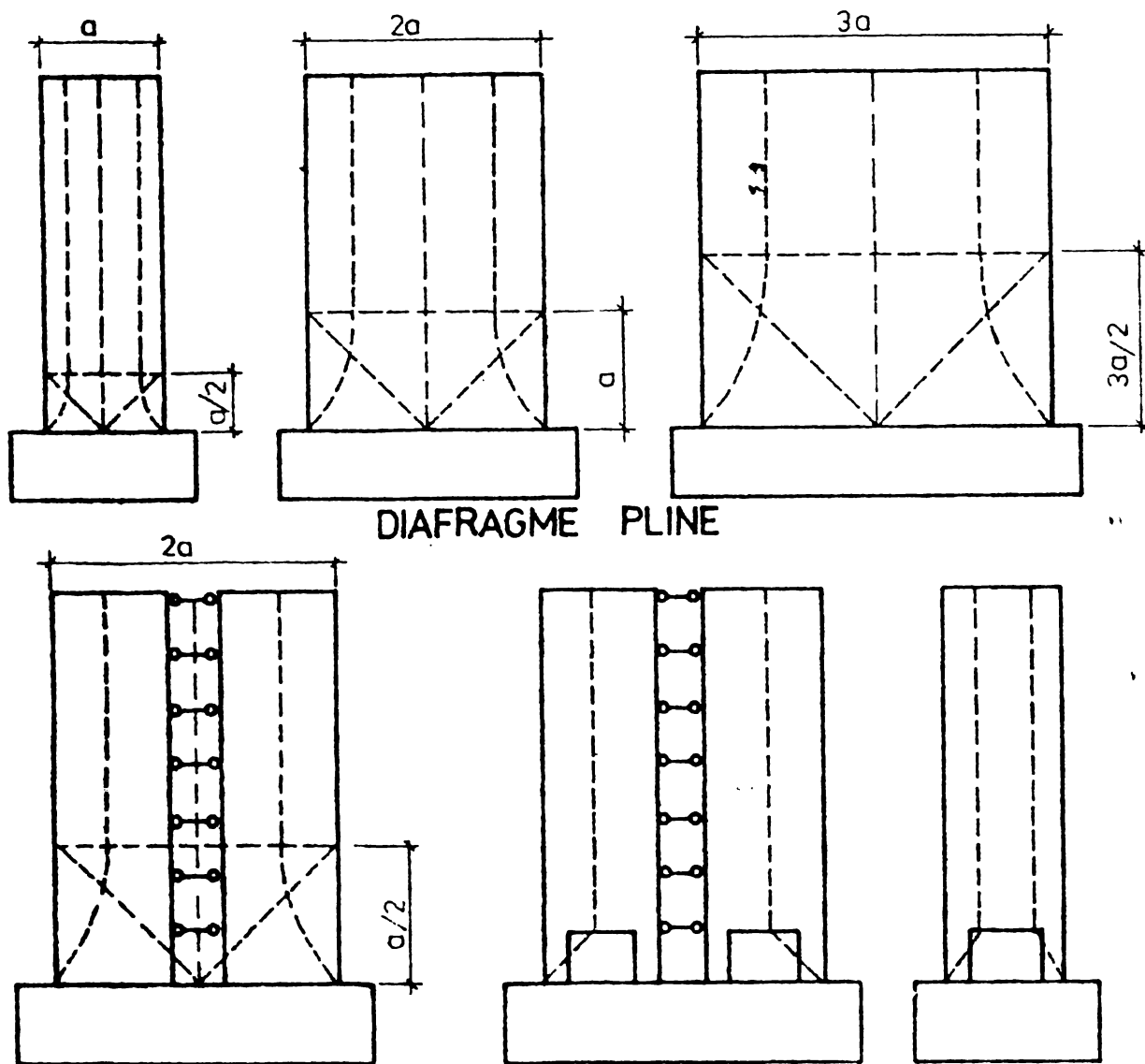


Fig. 3.22

DIAFRAME CU GOLURI

MPEDICAREA CONTRACTIEI DE CATRE FUNDATIE IN DIFERITE CAZURI

Pentru preluarea eforturilor din zona inferioară a diafragmelor, acestea se armează. Armarea se face în general constructiv, fără vreo regulă bine stabilită [3.17]. Pe când diafragmele verticale ale unei clădiri executată în 1960 au fost armate pentru contracție cu bare orizontale  $\emptyset 8$  la 0,90 m și bare verticale pentru montaj la 1,5 m, în 1963 se folosesc plase duble pe 5 nivele, cu ochiuri de 30/30 cm din bare  $\emptyset 8$  mm pe verticală și  $\emptyset 6$  mm pe orizontală [3.23]. Această armare se apropie de fapt de cea prevăzută și în normativele apărute mai târziu [3.6], [3.5], (fig.3.3.2).

### 3.2.2. Influența de reținere a planșeului.

La clădirile la care atât pereții portanți cât și planșeele sînt din beton, planșeul constituie o frînă în producerea contracției pereților. Aceasta se datorește faptului că planșeul este armat mai puternic decît peretele, din care cauză va avea o contracție proprie mai mică decît aceasta din urmă. Va apărea o diferență de contracție între planșeu și perete, cauză care va determina eforturi interioare în perete. La stabilirea mărimii acestei diferențe trebuie să se țină cont atât de procentul de armare al planșeului, cât și de soluția constructivă a acestuia, precum și de succesiunea de betonare a peretelui, respectiv a planșeului.

În funcție de tehnologia de execuție adoptată pentru executarea structurii de rezistență, pot să apară diferite situații privind interacțiunea planșeu-perete.

3.2.2.1. Structuri cu pereți și planșee din beton monolit, (executate în cofraje de inventar - :structura celulară, structura fagure la număr redus de nivele - structuri executate prin glisare pe nivele sau în cofraje metalice spațiale).

La aceste construcții gradul de împiedecare a contracției de către planșeu - rigiditatea lui la contracție - se datorește armării mai puternice a acestuia. La structurile monolite este posibil ca betonarea planșeului să se facă cu un decalaj de cîteva zile față de perete (întrerupere tehnologică pentru montarea armăturii planșeului). Acest decalaj este favorabil pentru perete deoarece în acest timp o parte din contracția sa se poate produce liber, neîmpiedecat. Astfel, cînd intră în acțiune efectul de împiedecare al planșeului, diferența de contracție se va face între restul de contracție al peretelui considerat de la timpul  $\tau_1$  și contracția totală a planșeului. Cu notațiile din fig.3.2.3, această diferență de contracție  $\Delta \epsilon_0$  are valoarea :

$$\Delta \epsilon_c = (\bar{\epsilon}_p - \bar{\epsilon}_{p\tau_1}) - \bar{\epsilon}_{pl} \quad (3.1)$$

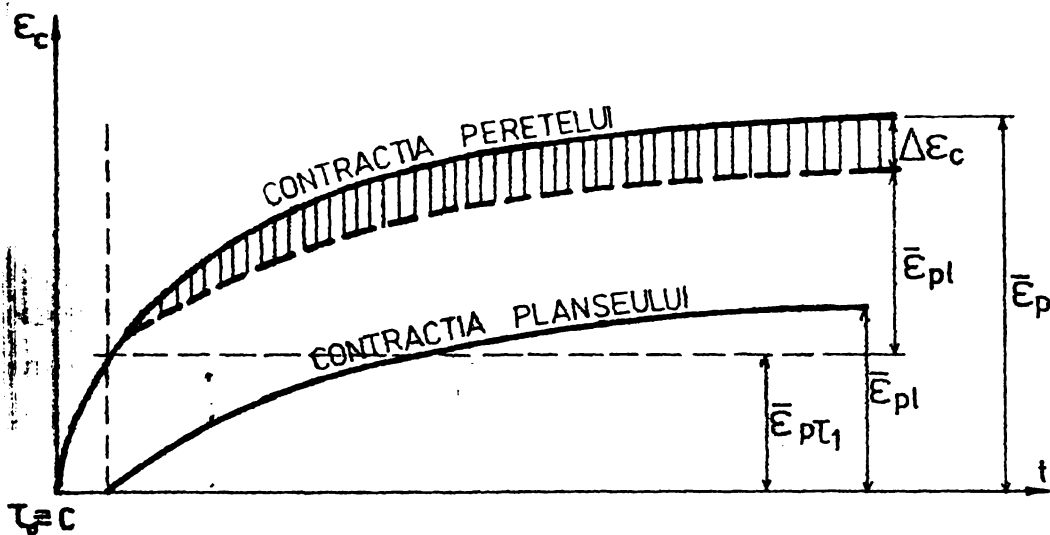


Fig. 3.2.3

- unde :
- $\tau_0$  - momentul betonării peretelui, originea pentru axa timpului;
  - $\tau_1$  - vîrsta în momentul betonării planșeului;
  - $\bar{\epsilon}_p$  - contracția finală a peretelui;
  - $\bar{\epsilon}_{p\tau_1}$  - contracția liberă a peretelui în intervalul  $\tau_0 - \tau_1$ ;
  - $\bar{\epsilon}_{pl}$  - contracția finală a planșeului;
  - $\Delta \epsilon_c$  - mărimea contracției împiedecate;

ceea ce se poate scrie și sub forma :

$$\Delta \epsilon_c = (\bar{\epsilon}_p - \bar{\epsilon}_{pl}) - \epsilon_p \tau_1 \quad (3.2)$$

ceea ce scoate și mai mult în evidență efectul favorabil al decalajului la betonarea planșeului.

Dacă :

$$(\bar{\epsilon}_p - \bar{\epsilon}_{pl}) = \bar{\epsilon}_p \tau_1 \quad (3.3)$$

rezultă că :

$$\Delta \epsilon_c = 0 \quad (3.4)$$

adică efectul de reținere al planșeului se anulează.

În cazul construcțiilor turnate în cofraje metalice spațiale (cunoscute în străinătate sub denumirea de SECTRA) se folosește

accelerarea întăririi betonului prin introducerea agentului încălzitor în pereții dubli ai cofrajului. Acest tratament termic are un efect nefavorabil asupra betonului. Accelerarea întăririi betonului produce și accelerarea fenomenului de contracție. Dar cofrajul metalic este foarte rigid și împiedică producerea contracției chiar de la început, când aceasta are viteză maximă. Din această cauză betonul este puternic fisurat. Aceasta s-a observat frecvent și la clădirile experimentale executate în București (un cămin studentesc și un bloc de locuințe) [3.7]. Pentru blocul din Bd. Armata Poporului nr.72, Institutul Proiect București a întocmit un studiu amănunțit privind fisurarea pereților, admițând ca una dintre cauze, diferența de temperatură dintre betonul proaspăt și cel vechi.

De asemenea, și la prefabricatele spațiale pentru cladiri de locuit executate de către Intreprinderea de Construcții Industriale și Montaj - ICIM - Brașov [3.35], turnate în tipare metalice încălzitoare, în pereții subțiri de 3-4 cm, au apărut fisuri din cauza contracției. Explicația este și în acest caz împiedecarea contracției de către cofrajul metalic. La aceasta contribuie și geometria elementului, prevazut cu nervuri proeminente la intersecțiile pereților. De altrei, tratamentul termic al betonului în cofraje încălzitoare este o problemă deschisă în literatura de specialitate.

La construcțiile monolite care se încadrează în această categorie trebuie să se țină cont și de faptul că trecerea la execuția etajului următor se face tot cu un decalaj în timp ce poate să ajungă pînă în jur de o săptămînă. Din cauza acestui decalaj, apare un efect de reținere a contracției la partea inferioară a peretelui etajului superior [3.12], [3.14]. Această reținere este cu atît mai mare cu cît decalajul în timp este mai mare. Diferența de contracție este egală tocmai cu contracția peretelui care se produce în intervalul de timp dintre cele două turnări.

3.2.2.2. Construcții glisate continuu cu executarea ulterioară a planșeelor. La acest sistem tehnologic planșeele se execută după terminarea glisării pe toată înălțimea clădirii și demontarea cofrajului glisant, deci cu un decalaj în timp destul de mare. Din această cauză efectul de împiedecare a contracției de către planșeu, este mic. Cînd intră în acțiune "frîna", rămîne doar o mică parte din contracția peretelui care urmează să fie împiedecată.

3.2.2.3. Structuri cu pereți monoliți executați în cofraje metalice plane și planșee tip dală prefabricată. Aplicarea lor în practica a rezultat în urma tendinței de simplificarea a tehnologiei



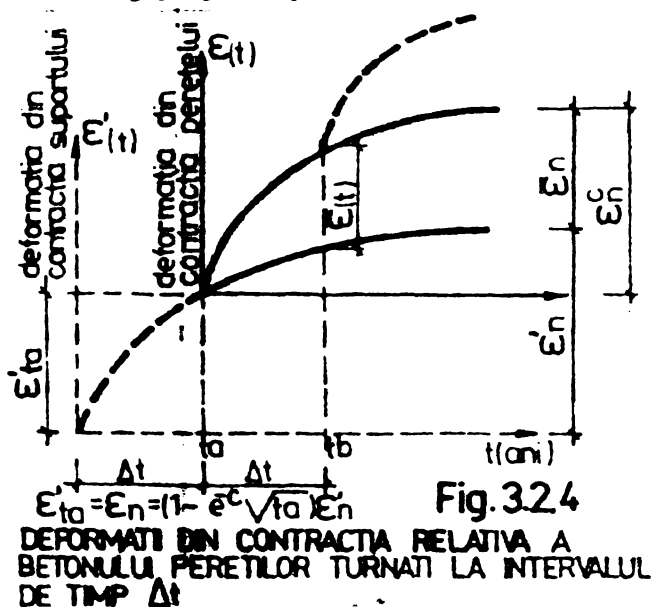
prin eliminarea operațiunilor de cofrare și montarea armăturilor la planșee.

Din punctul de vedere al contracției, structura se comportă foarte nefavorabil. Planșeul fiind prefabricat, și avînd în momentul introducerii în construcție contracțiile proprii consumate integral sau în foarte mare măsură, exercită un efect de frînă foarte puternic.

Efectul de împiedecare a contracției de către planșeu este cel mai puternic la acest tip de structură. Efectul de împiedecare se exercită atît asupra peretelui inferior, cît și asupra celui superior. Pentru peretele superior efectul de împiedecare este total (considerînd contracția planșeului prefabricat nul) iar pentru cel inferior efectul de reținere poate fi diminuat de decalajul în timp ce are loc între betonarea peretelui și montarea planșeului prefabricat.

### 3.2.3. Efectul betonării pe nivele.

La clădirile cu multe nivele, din motive de execuție, pereții din beton nu se pot executa pe toată înălțimea deodată. La toate procedeele tehnologice - cu excepția glisării continue - structura de rezistență se betonează pe etaje. Astfel, între turnarea betonului în perețele etajului inferior și în cel al etajului superior, apare un decalaj în timp ce poate să ajungă la mai mult de o săptămînă (2 - 14 zile). În aceste condiții, va apare un efect de reținere a contracției betonului din perețele superior de către cel inferior, reținere cu atît mai mare cu cît decalajul la betonare este mai mare (fig.3.2.4). Situația este asemănătoare cu cea expusă la punctul 3.2.2.1.



Comparînd cu efectul unei rețineri totale a contracției se poate evalua (Fierlinger) efectul turnării succesive a nivelelor la o reținere de 25 - 40 % din valoarea totală pentru o întărire normală respectiv la 40 - 50 % în cazul unei întăririi accelerate prin tratament termic.

### 3.2.4. structuri realizate din elemente prefabricate și monolite.

Multe clădiri înalte sînt realizate din elemente prefabricate cum sînt panourile mari sau elementele spațiale, rigidizate cu un miez central din beton monolit, cu rolul de a prelua încărcările orizontale. O astfel de structură este un așa numit "core building". De obicei miezul monolit este glisat, îmbinîndu-se astfel avantajele prefabricării și ale glisării (de exemplu : cunoscutul Marina Tower din Chicago, clădire de birouri în San José, bloc turn P + 10 proiect IGIM - Brașov), [3.35].

La acest tip de structură contracția unui perete de beton este împiedecată atît în dreptul legăturii cu fundația, cît și pe toată înălțimea sa, datorită legăturii de-a-lungul marginilor verticale cu elementele prefabricate. Se consideră că prefabricatele au contracția consumată. Dimensiunea peretelui după înălțime fiind foarte mare, și forța care rezultă din împiedecarea contracției va fi foarte mare. Aceasta, pe de o parte, produce compresiuni suplimentare în elementele marginale prefabricate și întinderi în miezul monolit, pe de altă parte. Mai periculoase sînt aceste întinderi pentru că betonul are rezistențe mici la întindere, de asemenea, vîrsta betonului este mică și din cauza glisării se pot produce afînări și antrenări care de asemenea micșorează rezistența betonului [3.13], [3.2], [3.3].

Efectul contracției miezului asupra construcției în ansamblu este complex. Din efectul vertical rezultă o forță de compresiune ce se aplica pereților marginali excentric de-a-lungul marginii interioare, ceea ce dă naștere la o solicitare de compresiune excentrică. Același efect în miezul central dă naștere la solicitări de întindere, la care, după cum se știe, betonul nu rezistă bine. În același timp componenta orizontală a contracției produce o încovoiere. Cele două efecte acționează în același sens, cumulîndu-se. Componenta orizontală produce și forțe de alunecare în rosturile orizontale dintre panouri care solicită suplimentar îmbinările. Aceste alunecări au valoarea maximă înspre bază. O imagine intuitivă a acestor efecte se vede în fig.3.2.5, rezultatele experimentale confirmînd fenomenul.

Decalajul de timp care are loc între executarea miezului monolit și montarea prefabricatelor, are un efect favorabil în sensul că diminuează efectul retinerii contracției

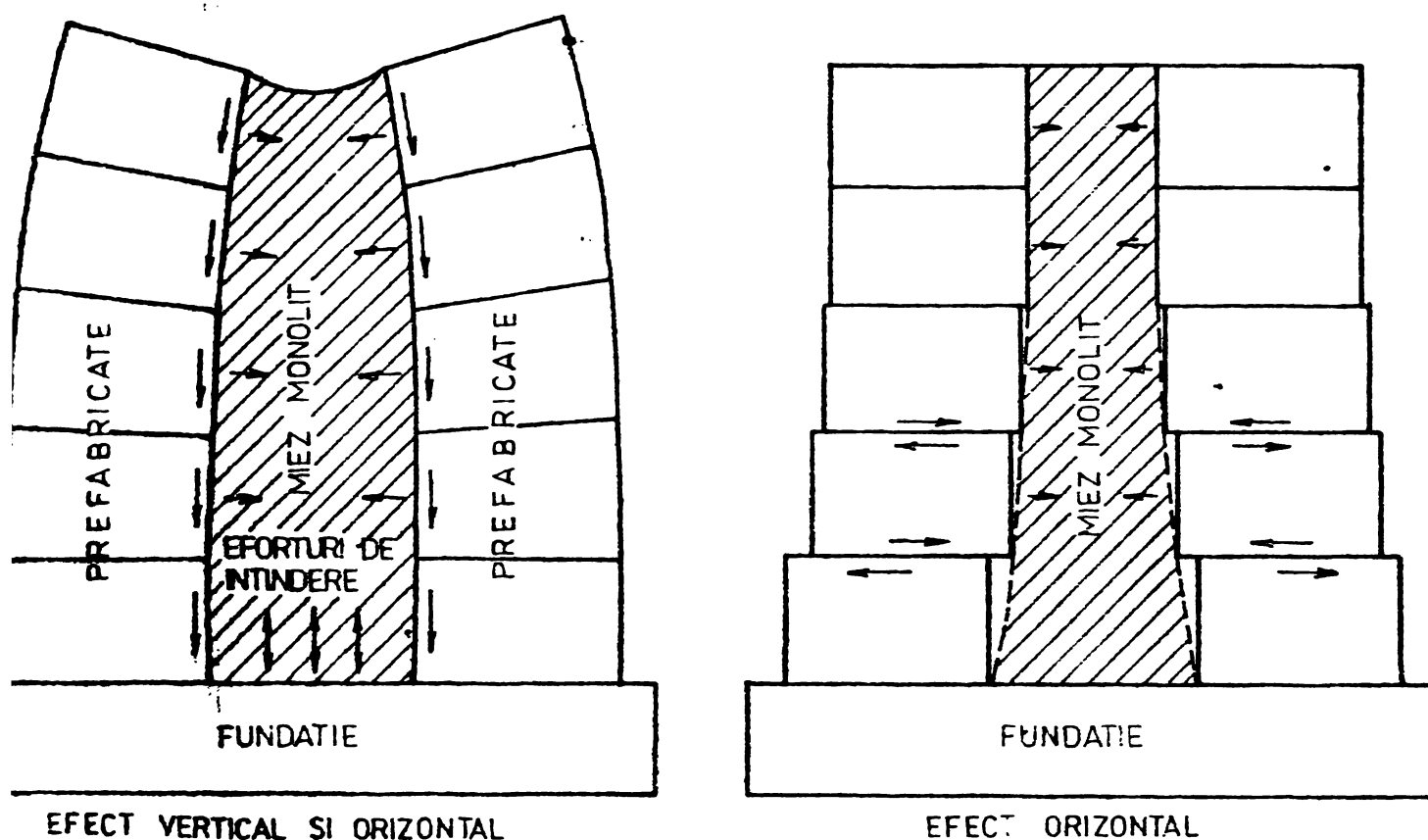


Fig. 3.2.5

### 3.2.5. Efectul cumulat al reținerilor.

Intr-un caz real asupra unui perete pot acționa concomitent mai multe cauze care produc împiedecări ale contracției, fiecare având o intensitate mai mică sau mai mare. Acestea vor crea în perete o stare de eforturi foarte complexă.

In paragrafele anterioare cauzele posibile au fost analizate individual. Suprapunându-le vom putea obține o imagine intuitivă a efectelor de împiedecare a contracției, deci a cauzelor care determină starea de eforturi inițiale în perete. S-a recurs la această suprapunere a efectelor, deoarece modelarea simultană a tuturor efectelor ar fi imposibil de realizat.

In figura 3.2.6, sînt reprezentate efectele separate ale fundației, ale planșeelor și a turnării în etape. Discontinuitatea din diagrama de reținere a fundației se datorește întreruperii la betonarea peretelui. Efectul de reținere al planșeului acționează asupra ambilor pereți, inferior și superior. Curba de variație a reținerii este tot de formă exponențială ca și în cazul fundației.

Efectul betonării în etape a pereților s-a redistribuit între cei doi pereți, cu alte cuvinte s-a luat în considerare efectul de majorare a contracției peretelui inferior de către cel superior.

Aceasta s-a notat cu semnul plus.

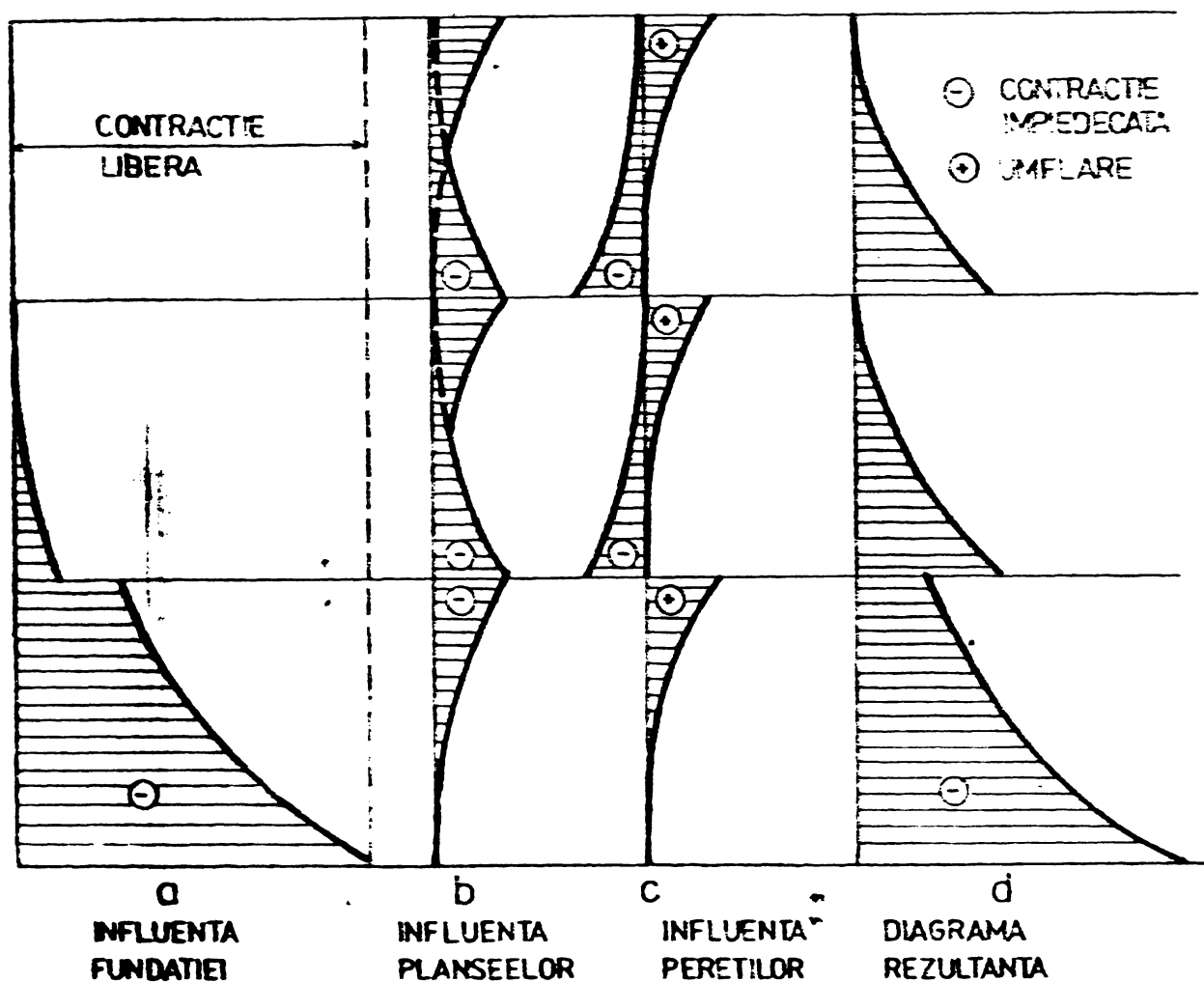


Fig. 3.2.6

Interacțiunea dintre pereți este posibilă deoarece ei au rigidități proprii egale. La această redistribuire trebuie să se țină seama însă și de rigiditatea planșeului care se opune și ea contracției peretelui superior.

Suprapunând aceste efecte, se obține diagrama rezultantă a reținerilor. Se observă că acțiunea fundației se limitează doar la partea inferioară a diafragmei, pe când acțiunea de reținere a planșeelor și a peretilor se resimte la toate nivelele cu intensitate constantă. De remarcat este faptul că în dreptul planșeului, apare o discontinuitate în diagrama reținerilor. Aceasta se datorește faptului că deasupra planșeului cele două efecte, adică efectul de reținere al planșeului și cel al peretelui se cumulează, în timp ce la un nivel imediat inferior, ele acționează în sens contrar, diminuându-se.

Imaginea obținută evidențiază valorile maxime ale reținerilor contracției, corespunzătoare lungimii totale a peretelui. Repar-

tizarea acestor rețineri de-alungul peretelui se face după o lege care nu este încă definitivată.

Studiul contracției este dificil din cauză că contracția se dezvoltă în timp, deci, încercările sînt de durată foarte mare. Pe de altă parte fenomenul nefiind reversibil, experiența odată efectuată, nu se mai poate repeta. Pe o epruvetă se poate face numai o singură încercare. Pentru a înlătura aceste deficiențe, unii cercetători [3.11], au modelat fenomenul de contracție prin efectul variației de temperatură. Analogia celor două fenomene este foarte bună, singura deficiență fiind faptul că nu se poate modela comportarea viscos-plastică a betonului și nici modificarea în timp a modului de elasticitate și rezistenței betonului.

### 3.3. Considerații teoretice privind dezvoltarea eforturilor inițiale provenite din contracția împiedecată.

#### 3.3.1. Prezentarea fenomenului.

Pentru a putea aprofunda problema eforturilor din contracție, trebuie să se treacă în revistă unele aspecte, chiar dacă o parte dintre ele se cunosc, iar altele de abea urmează să fie studiate.

Se știe că fenomenul de contracție a betonului se produce în mod inevitabil, indiferent dacă este sau nu supus unei încărcări exterioare. Mărimea finală a contracției precum și modul de dezvoltare în timp sînt determinate de concurența unui mare număr de factori.

Contracția generează eforturi unitare de întindere în beton care pot provoca fisurarea acestuia, sau în orice caz consumă o parte din rezerva de capacitate portantă la încărcările exterioare. Se reduce durabilitatea și siguranța construcției. Acest lucru este arătat și de A.M. Neville în [3.21] : "Interesul pentru contracție provine de acolo că este probabil cea mai frecventă cauză a fisurării, și în același timp cel mai greu de remediat. Trebuie să știm să precizăm dacă se va produce fisurarea sau nu și cum să prevenim formarea fisurilor largi".

Mărimea finală a contracției betonului este de 0,2 - 0,5 mm/m, deci mai mare decît deformația specifică limită la întindere, egală cu 0,10 - 0,15 mm/m.

Eforturile interioare sînt provocate numai de contracția împiedecată. După [3.21], "împiedecarea este produsă de prezența armăturii, a legăturilor cu alte elemente, respectiv cu terenul. O alta



reținere provine din efectul diferențial dintre contracția superficială și cea a miezului".

Foarte rar avem o împiedecare totală a contracției, deoarece în cazurile reale elementul "frână" are o rigiditate proprie diferită de  $\infty$ , deci se va deforma sub acțiunea forței care acționează asupra ei. Aceasta se poate considera ca o cedare (elastică sau plastică). Putem considera contracția compusă din două componente :

$$\epsilon_c = \epsilon_i + \epsilon_l \quad (3.5)$$

în care :  $\epsilon_c$  - deformația specifică din contracție (liberă sau totală);

$\epsilon_i$  - componenta împiedecată (reținută) a contracției;

$\epsilon_l$  - componenta liberă a contracției, adică acea parte a contracției care se produce efectiv, care se poate măsura pe element.

Eforturi interioare dă numai componenta  $\epsilon_i$ .

Cu cât elementul de legătură care produce împiedecarea are o rigiditate de deformație mai mare, (este mai rigid) componenta  $\epsilon_l$  scade, deci  $\epsilon_i$  crește și împreună cu ea crește și efortul generat de contracție. Deci cu cât gradul de împiedecare a contracției este mai mare, și eforturile din contracție sînt mai mari.

În general pentru a determina efortul într-un punct, după o direcție oarecare cunoscută, se aplică legea lui Hooke. În cazul efortului din contracția împiedecată, formula ar avea forma :

$$\sigma_i = \epsilon_i \cdot E_{bt} \quad (3.6)$$

în care :  $\sigma_i$  - efort inițial din contracția împiedecată;

$\epsilon_i$  - mărimea contracției care dă efort (împiedecată);

$E_{bt}$  - modulul de elasticitate la întindere a betonului.

Aplicarea legii lui Hooke la beton trebuie însă făcută cu anumite rezerve, avînd în vedere o serie de factori care se prezintă anterior. Calculînd efortul unitar cu ajutorul formulei de mai sus, introducînd în calcul valorile finale ale deformației specifice  $\epsilon_l$  și a modulului de elasticitate  $E_{bt}$ , se obțin valori mult mai mari decît cele reale, decît cele pe care le poate prelua betonul. Dar practica arată că betonul lucrează mult mai favorabil, pentru că eforturile din contracție pot fi diminuate de curgerea lentă. Betonul este caracterizat de faptul că are o capacitate de deformare mult mai mare decît agregatele. Aceste deformații de natură vîscoasă și plastică explică multe aspecte din comportarea betonului

### 3.3.2. Particularitățile calculului eforturilor inițiale din contracția betonului.

Pentru studiul stării de eforturi din contracție prezintă importanță deosebită, perioada de început a formării betonului, chiar din primele ore, deoarece în această perioadă toate fenomenele caracteristice betonului, se produc cu intensitate maximă.

Betonul în acest stadiu nu satisface ipotezele fundamentale care permit aplicarea legii lui Hooke. Cauzele sînt enumerate mai jos :

- betonul nu este un corp elastic, mai ales la vîrsta fragedă cînd deformațiile de natură vîscos-plastice sînt preponderente;
- deformațiile din contracție se dezvoltă în timp după o lege de creștere arătată în capitolele anterioare;

- modulul de elasticitate la întindere a betonului nu este bine cunoscut. După unii autori are aceeași valoare cu cel la compresiune, iar după unii cercetători (de la Universitatea din Liège) ar fi mai mic;

- modulul de elasticitate nu este cunoscut, crește și el în timp, odată cu creșterea rezistențelor. Dacă pentru modulul de elasticitate la compresiune există date privind creșterea în timp [3.21], [3.29], pentru modulul la întindere nu se cunoaște legea de variație;

- curgerea lentă a betonului afectează starea de eforturi, In cazul betonului deformațiile din curgere lentă au pondere mare, mai ales cînd încărcarea acționează la o vîrstă fragedă. In cazul elementelor la care deformațiile sînt împiedecate, efectul curgerii lente se manifestă prin relaxarea eforturilor generate de contracție;

- eforturile din contracție variază în timp, deci și curgerea lentă are loc sub efectul unui efort variabil (variază și raportul  $\sigma/R_t$ ). De asemenea variază și modulul de elasticitate, ceea ce îngreunează și mai mult evaluarea efectului curgerii. In literatură se găsesc tratate numai cazuri de curgere lentă sub efectul unor încărcări constante în timp. De asemenea și modulul se consideră constant;

- curgerea lentă la solicitări de întindere nu este cunoscută suricient. In literatură există puține date referitoare la curgerea la întindere. Există părerea că valoarea finală este egală atît la întindere cît și la compresiune, doar că la întindere se produc cu viteză mai mare la început;

- efectul curgerii lente la vîrsta fragedă

apar solicitările din contracție, nu se cunoaște nici măcar la compresiune. În literatura de specialitate curgerea lentă se tratează începând doar de la vârsta de 28 zile când se consideră că betonul a devenit matur, și-a atins marca și a devenit apt pentru a prelua încărcările din contracție. Se presupune că la vîrstă fragedă betonul are o capacitate de deformație foarte mare, deci și deformațiile de curgere vor fi mari, respectiv efectul de relaxare va fi mare.

Mai există un aspect de care trebuie să se țină seama, și anume : deformația din contracție este independentă de încărcare, pe cînd cea de curgere depinde de ea. La compresiune putem realiza eforturi unitare mari, deci și deformațiile de curgere lentă vor fi mari. În schimb la întindere valoarea efortului este mult mai mic (chiar dacă raportat la rezistența de rupere se obține aceeași încărcare specifică) deci și deformația de curgere va fi mica în comparație cu cea din contracție.

Rezultă deci că, curgerea are un efect favorabil asupra comportării structurilor de beton, în special a celor static nedeterminate, deoarece diminuează eforturile interioare. Toți marii cercetători care au pus bazele teoriei betonului, acordă mare importanță comportării viscos-plastice a betonului, deoarece aceasta constituie rezerva internă a betonului. În cazul betonului armat aceste deformații mari înainte de rupere, determină o rupere lentă (cu preaviz) deci se mărește siguranța construcției. Dezvoltarea metodelor de calcul a betonului de la cea care a admis o comportare perfect elastică la cele în discuție în prezent, au de fapt la bază luarea în considerare a comportării reale a betonului.

În cazul eforturilor cauzate de contracție, nu se poate separa efectul contracției de cel al curgerii lente. Aceasta însă nu reprezintă un inconvenient, deoarece ele acționează întotdeauna simultan, elementul de construcție fiind supus tocmai acțiunii rezultantei celor două fenomene. Pe cercetător îl interesează tocmai acest efect final. De fapt separarea curgerii lente și a contracției este arbitrară. Determinarea deformației de curgere ca diferența dintre deformația unei probe încărcate și a unui martor neîncărcat (care se contractă) este pusă sub semnul întrebării de către mulți cercetători.

Rezultă deci că, comportarea betonului depinde de corelația care există între creșterile contracției, a rezistenței la întindere, dezvoltarea curgerii lente, începînd imediat după turnare, cînd variațiile fiecăruia sînt încă mari. Faptul că toate mărimile variază în timp îngreunează studiul. Nu există nici o măsură

care să fie luată drept factor de referință.

Pentru ca betonul să nu fisureze, esențial este ca efortul rezultat din contracție (în cazul când există și încărcări exterioare, rezultanta lor) să nu depășească rezistența limită a elementului în momentul respectiv. Ambele mărimi cresc în timp. Cît timp curba efortului unitar din contracție este sub cea a rezistenței la întindere, betonul nu fisurează.

Revenind la calculul eforturilor din contracție, un rezultat mai apropiat de realitate s-ar obține efectuînd calculul pe intervale de timp scurte  $\Delta t$ , pentru care modulul de elasticitate se poate considera constant. Valoarea efortului unitar final se obține prin însumare :

$$\sigma = \sum_{j=1}^n \Delta \sigma_j = \sum_{j=1}^n \Delta \epsilon_{ij} \cdot E_{btj} \quad (3.7)$$

unde :  $\sigma$  - efortul unitar obținut din contracția împiedecată;

$\Delta \epsilon_{ij}$  - mărimea contracției împiedecate care s-a produs în intervalul  $\Delta t$ ;

$E_{bt}$  - valoarea medie a modulului de elasticitate la întindere a betonului, pentru intervalul de timp  $\Delta t$ .

Dar nici această valoare nu este cea mai reală deoarece nu s-a ținut cont de efectul curgerii lente. Trebuie să se scadă valoarea  $\sigma_{relax}$  corespunzător efortului  $\sigma$  calculat :

$$\sigma_{ef} = \sigma - \sigma_{relax} = \sum_{j=1}^n E_{btj} \cdot \Delta \epsilon_{ij} - \varphi_{relax} \cdot \sigma \quad (3.8)$$

$$\sigma_{ef} = (1 - \varphi_{relax}) \sum_{j=1}^n E_{btj} \cdot \Delta \epsilon_{ij} \quad (3.9)$$

unde :  $\sigma_{ef}$  - efortul inițial efectiv în element;

$\sigma_{relax}$  - scăderea de efort datorită relaxării;

$\varphi_{relax}$  - caracteristica relaxării; se admite că este proporțional cu caracteristica curgerii lente.

$\varphi_{relax} = k \cdot \varphi$  unde  $k$  este un coeficient subunitar.

### 3.3.3. Influența curgerii lente asupra eforturilor interioare provocate de contracția betonului.

Legăturile suplimentare ale unui sistem static nedeterminat împiedică unele deplasări datorită contracției ceea ce are drept urmare apariția de eforturi (N, M, T) și a forțelor suplimentare de legătură (X).

La determinarea eforturilor în elementele de beton și beton armat este necesar să se analizeze și aspectul reologic, ținând cont și de proprietățile viscos-plastice ale betonului legat de factorul timp.

Asimilînd fenomenul contracției cu cel al unei variații de temperatură  $T$ , atunci, la o deplasare  $s_n$  intervenită la o bară din beton încastrată la extremități, forța de legătură  $X_n^e$  dezvoltată în stadiul elastic se determină cu relația :

$$X_n^e \cdot \delta_{11} + \Delta_{no} = 0 ; \quad X_n^e = - \frac{\Delta_{no}}{\delta_{11}} \quad (3.10)$$

$$\Delta_{no} = s_n = \alpha_t \cdot T_n \cdot l ; \quad \delta_{11} = \frac{l}{AE} \quad (3.11)$$

$$X_n^e = - AE \alpha_t T_n \quad (3.12)$$

indicele  $n$  indică valoarea finală.

Eforturile calculate nu-și mențin în timp mărimea inițială datorită fenomenului de curgere lentă.

Curgerea lentă a betonului este o proprietate ce se manifestă sub efectul solicitărilor de lungă durată, datorită deformațiilor viscos-plastice ale pietrei de ciment. Durata fenomenului de curgere lentă depinde în cea mai mare măsură de natura chimică, mineralogică și granulometrică a cimenturilor și de factorii care influențează pierderea de apă din piatra de ciment.

Domeniul de variație în timp a curgerii lente indicat de CKB este dată de curbele :

$$\varphi_t = (1 - e^{-c \sqrt{t}}) \cdot \varphi_n \quad (3.13)$$

unde :  $c = 1,4 - 2,4$

iar după Dichinger :

$$\varphi_{t=1,4} = (1 - e^{-t}) \cdot \varphi_n = (1 - e^{-1,4}) \cdot \varphi_n = 0,75 \varphi_n \quad (3.14)$$

unde caracteristica finală a curgerii lente  $\varphi_n$  se definește ca raportul dintre deformația specifică viscos-plastică finală  $\epsilon_n^p$  și deformația specifică elasto-plastică a betonului  $\epsilon_n^e$  :

$$\epsilon_n^{\text{tot}} = \epsilon_n^e + \epsilon_n^p (1 - \varphi_n) ; \quad \varphi_n = \frac{\epsilon_n^p}{\epsilon_n^e} \quad (3.15)$$



Prescripțiile DIN recomandă formula - pentru solicitarea de compresiune -  $\varphi_{n=\infty} = (2,5 \div 4,0) K$  unde  $K = 0,5 - 1,5$  în funcție de treapta de încărcare, literatura tehnică neindicând date pentru solicitările de întindere progresive din contracție împiedecată.

Acceptînd pentru contracție deplasări dezvoltate lent în timp, după legerea  $s_t = s_u(1 - e^{-\varphi t})$  cauzele care produc eforturi interioare și forța de legătură cresc de la zero la valoarea finală  $X_n^e$ , iar variația efortului urmărește legea :

$$X_t = X_n^e \frac{1}{\varphi_n} (1 - e^{-\varphi t}) \quad (3.16)$$

deci cînd :

$$t = 0 \quad \varphi_t = 0 \quad X_t = X_0 = 0 \quad (3.17)$$

$$t = \infty \quad \varphi_t = \varphi_n \quad X_t = X_n = X_n^e \frac{1}{\varphi_n} (1 - e^{-\varphi_n}) \quad (3.18)$$

În funcție de mărimea curgerii lente finale valoarea finală a eforturilor se reduce conform valorilor din tabelul 3.1.

Tabelul 3.1.

$\varphi_n$	0	1	1,5	2	2,5	5
$\frac{X_n^e}{X_n} = \frac{1}{\varphi_n} (1 - e^{-\varphi_n})$	1	0,632	0,518	0,432	0,367	0,2

Discuția matematică își are limitele ei, particularizînd dezvoltarea deplasărilor din contracție după o lege identică cu curgerea lentă.

Practic, procesul de curgere lentă și contracție sînt sincronizate, eforturile  $X_t$  atîngînd valoarea finală de intensitate la sfîrșitul procesului. Viteze mai mari de dezvoltare a contracției se pot obține în cazuri de tratare a betonului, care pot să aibă ca efect uscări accelerate ale acestuia.

Deformația betonului la întindere pînă la limita de rupere ( $\epsilon_{lim}$ ), este formată dintr-o deformație elastică a căror pondere se poate exprima în raportul  $\lambda = \epsilon_{pl} / \epsilon_{el}$  a cărui valoare practică se poate aprecia la 0,5.

În funcție de acest raport se poate exprima :

$$\epsilon_{lim} = \frac{\epsilon_{el}}{1 - \lambda^{\frac{1}{E}}} = \frac{I''}{1 - \lambda^{\frac{1}{E}}} \cdot \frac{\sigma_{lim}}{E} \quad \text{sau} \quad (3.19)$$

$$\epsilon_{lim} = \frac{R_{bt}}{(1 - \lambda^{\frac{1}{E}}) E} = \frac{1}{1 - \lambda^{\frac{1}{E}}} \cdot \frac{\beta \sqrt{B}}{\alpha \sqrt{B}} = \frac{\beta}{(1 - \lambda^{\frac{1}{E}}) \alpha} \quad (3.20)$$

unde : B - marca betonului;

$\alpha = 17000 - 19000$ ;

$\beta = 1,05 - 1,25$ .

Cu aceste valori :

$$\epsilon_{lim} = (0,105 - 0,145) 10^{-3}$$

acceptînd ca valoare medie

$$\epsilon_{lim} = 0,12 \cdot 10^{-3}.$$

Deoarece în practica de proiectare deformațiile din contracție sînt echivalente cu cele produse de o variație de temperatură, se poate deduce o temperatură limită de fisurare :

$$T_{lim} = \frac{\epsilon_{lim}}{\alpha_t} = \frac{0,12 \cdot 10^{-3}}{10^{-5}} = 12^{\circ} \quad (3.21)$$

Aceste valori limită caracterizează un beton maturizat, care a pierdut capacitatea de adaptare prin curgere lentă.

Tinînd cont de curgerea lentă, cu dezvoltare afină deformațiilor din contracție :

$$\epsilon_{lim} = \frac{1}{\eta_t} \cdot 0,12 \cdot 10^{-3} \quad (3.22)$$

$$T_{lim} = \frac{1}{\eta_t} \cdot 12^{\circ} \quad (3.23)$$

Factorii care influențează mărimea contracției betonului sînt cuprinși în criteriul de contracție stabilit de Leonhardt :

$$C_B = a/c_1 \cdot \frac{M_0 \cdot c_1}{\sqrt[3]{d}} \quad (3.24)$$

unde :  $a/c_1$  - raport apă/ciment;

$M_0$  - conținutul relativ de mortar ca raport al fracțiunii de agregat pînă la 7 mm la total agregat;

d - grosimea medie a elementului.

Cu ajutorul criteriului de contracție se poate determina coeficientul de contracție :

$$K_C \cong 0,6 \sqrt{\frac{C_B}{10}} \quad (3.25)$$

care dă indicații asupra mărimii contracției în raport cu etalonul stabilit pentru un beton de criterii 30.

În tabelul 3.2 sînt prezentate, pentru diferite criterii de contracție, valorile fizice ale contracției pentru pereți de grosime 16 - 25 cm, influența curgerii lente precum și temperaturii echivalente, pentru o întărire normală a betonului.

Tabelul 3.2.

Caracteristicile beton.			Valori fizice			Valori convenționale		
Mar- ca	Caract. de contr.	Grosime element	Contr. $\bar{\epsilon}_c$	Curgere lentă $\eta_t$	$\psi_u$	Contracție redușă $\epsilon_c$	Temperatură echivalentă T	
B	$C_B$	$K_c$	%			%		
200	30	1	16 cm	0,45	0,32	3,0	0,14	14
200	50	1,35	16 cm	0,60	0,28	3,50	0,17	17
200	58	1,45	10 cm	0,65	0,28	3,50	0,18	18
200	68	1,57	16 cm	0,70	0,26	3,75	0,18	18
150	39	1,18	16 cm	0,55	0,3	3,25	0,16	16
150	19,5	0,84	25 cm	0,37	0,34	2,75	0,12	12

### 3.4. Bazele calculului eforturilor unitare în diafragmele

de beton armat monolit sub efectul contracției

împiedecate

Dezvoltarea unor deformații din contracția betonului, la structurile cu diafragme monolite, este împiedecată atât prin legătura rigidă existentă între diafragmă cât și între diafragme și alte elemente de rezistență ale construcției ca fundații, planșee etc.

Pentru cercetarea eforturilor interioare ce apar ca și consecință a împiedecării dezvoltării libere a deformațiilor din contracție, se echivalează fenomenul cu acțiunea unor "forțe generalizate" (T) asupra elementelor sistemului general static nedeterminat (fig.3.4.1).

Se acceptă valoarea finală, liberă, a deformației din contracție  $\bar{\epsilon}_c$ , a unui perete din beton armat.

Fierlinger A. [3.11] efectuează studiul stării de eforturi din diafragme datorită unei diferențe de temperatură generalizată pe diferite scheme, din care reținem (fig.3.4.2) :

- cazul A - perete plin fără placă;
- cazul B - perete plin cu placă.

S-a considerat deformația din contracție aplicată :

- peretelui în cazul A;
- peretelui și plăcii în cazul B;
- aplicată numai peretelui în cazul B.

În ceea ce privește condițiile de rezemare ale peretelui sînt tratate următoarele cazuri :

- legăturile de împiedecare a deformațiilor liniare ale fibrei de bază  $F_r = 0$  sau  $F_r = \infty$  ;
- legăturile de împiedecare a deformațiilor de încovoiere ale fibrei de bază  $I_r = 0$  sau  $I_r = \infty$  .

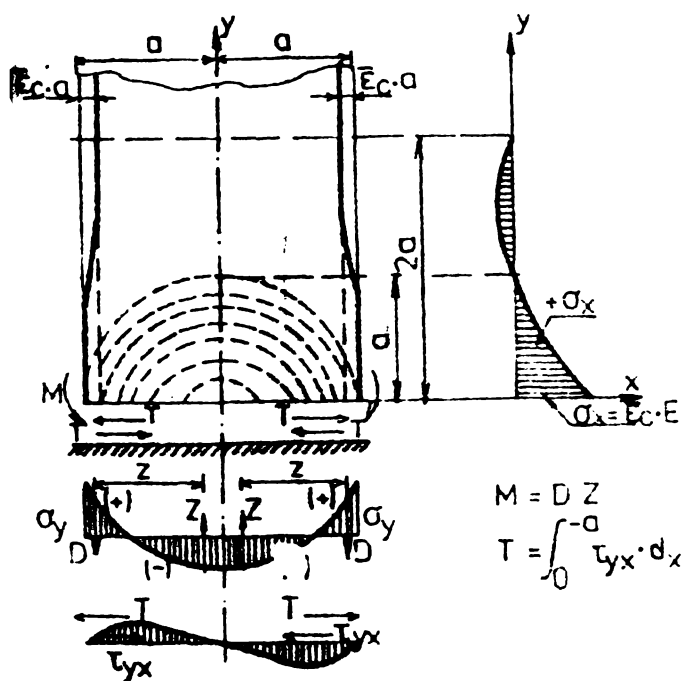


Fig.3.4.1

STAREA DE EFORTURI  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{yx}$  DATORITA ÎMPIEDICĂRII DEFORMĂȚILOR PRODUSE DE CONTRACȚIE ÎNTR-UN PERETE ÎNCASTRAT LA BAZA

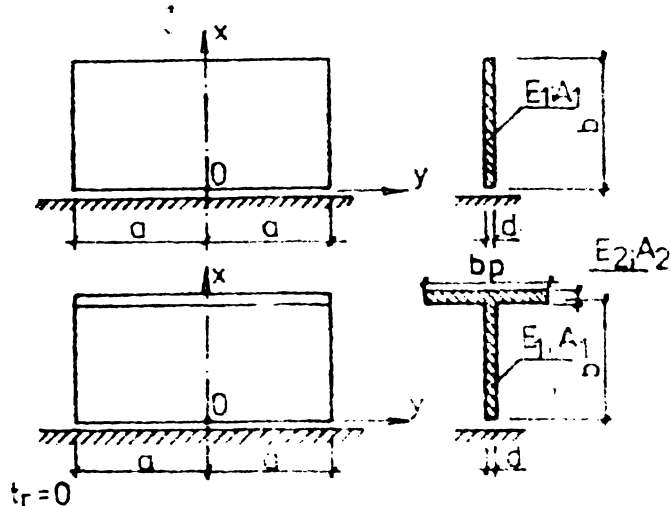


Fig. 3.4.2

SCHEME GENERALE DE STRUCTURA

Într-o primă aproximație, peretele este considerat ca o grădă lungă, rezemată continuu, supusă la întindere și încovoiere, datorită împiedecării deformațiilor produse de contracția betonului.

În fig.3.4.3 sînt prezentate solicitările interioare pe linia axei  $y-y$  pentru un perete plin fără placă, cu o contracție liberă  $\bar{\epsilon}_c$ , în diferite cazuri de rezemare perete - fundație.

În cazul rezemării peretelui fără împiedecarea rotirilor,

legătura perete - fundație este realizată de o pereche de forțe de fixare, ca rezultante ale forțelor tangențiale :

$$T = \int_0^a \tau \cdot d \cdot dx \quad (3.26)$$

În cazul rezemării cu împiedecarea rotirilor se dezvoltă și o pereche de cupluri de încastrare date de forțele D și Z.

În cazul conlucrării planșeului cu pereții, în ipoteza dezvoltării simultane a deformațiilor din contracție în placă și perete în situația de rezemare  $F_r = \infty$  și  $I_r = 0$  (fig. 3.4.5a), variația eforturilor în axul peretelui este de aceeași alură cu variația obținută pentru peretele fără planșeu, cu valoarea efortului de bază  $\sigma_{11} = E_1 \cdot \bar{\epsilon}_c$ . La fibra superioară valoarea efortului depinde de raportul secțiunilor  $\mu = A_2/A_1$  și raportul modulilor de elasticitate  $n = E_2/E_1$ .

În situația de rezemare  $F_r = \infty$  și  $I_r = \infty$ , eforturile sînt constante pe înălțime și depind de modulii de elasticitate ai elementelor :

$$\sigma_1 = E_1 \cdot \bar{\epsilon}_c \quad \text{și} \quad \sigma_2 = E_2 \cdot \bar{\epsilon}_c \quad (3.27)$$

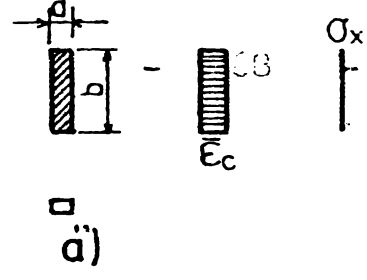
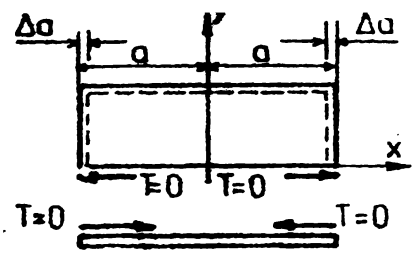
Dacă se presupune că deformațiile din contracție ale planșeului sînt integral consumate (ipoteza planșeului prefabricat), chiar cînd nu sînt legături suplimentare ale peretelui ( $F_r=0$ ;  $I_r=0$ ), conlucrarea face ca deformațiile din contracție ale peretelui să genereze eforturi interioare (fig.3.4.4), de întindere în fibra superioară și compresiune în fibra inferioară în pereți și de compresiune în placă.

Determinarea stării de eforturi într-un perete a cărui deformații din contracție sînt împiedecate pe una din cele patru laturi ale sale, se poate trata și ca o problemă plană a teoriei elasticității.

Starea de eforturi a fost determinată de ing. Scilicoh cu ajutorul soluțiilor aplicabile pentru fișii lungi în ipoteza că numai latura de bază are deformații împiedecate.

În fig.3.4.6 sînt prezentate eforturile  $\sigma_x$  în cazul peretelui, calculate pe baza teoriei elasticității pentru diferite rapoarte  $a/b$  iar în fig.3.4.7 și 3.4.8, diagramele de eforturi  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  și  $\tau_{xy}$  și eforturile principale din interiorul unui perete cu raportul laturilor  $a/b = 2$  (caz A).



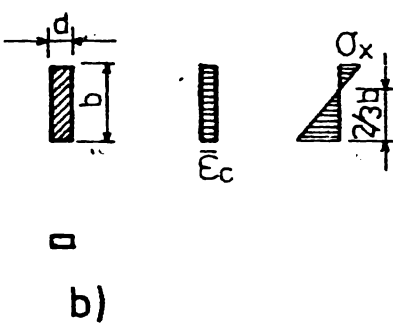
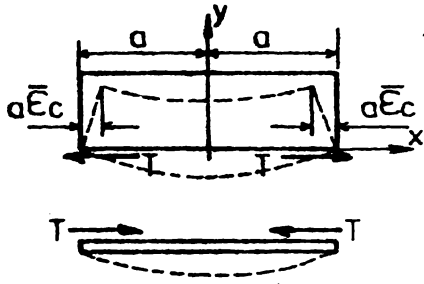


$$\Delta a = \bar{E}_c \cdot a$$

$$A = b \cdot d$$

$$\sigma_i = \sigma_s = 0$$

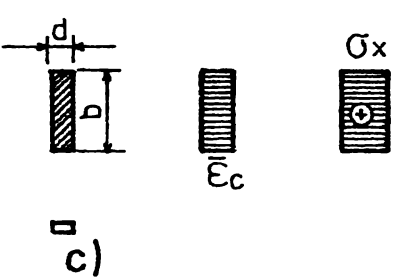
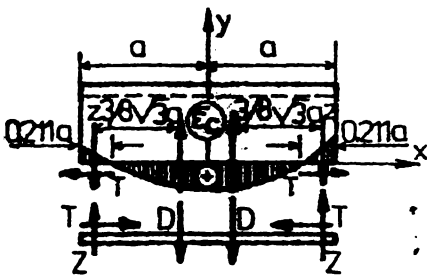
$$T = 0$$



$$\sigma_s = -\frac{1}{2} E \cdot \bar{E}_c$$

$$\sigma_i = E \cdot \bar{E}_c$$

$$T = \frac{1}{4} b d E \bar{E}_c = \frac{1}{4} A E \bar{E}_c$$



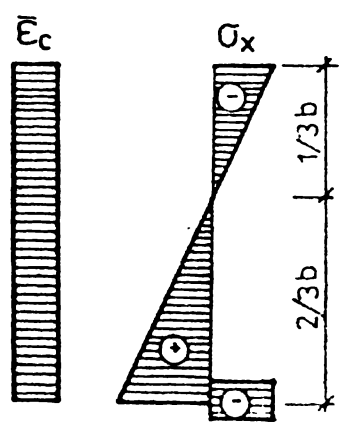
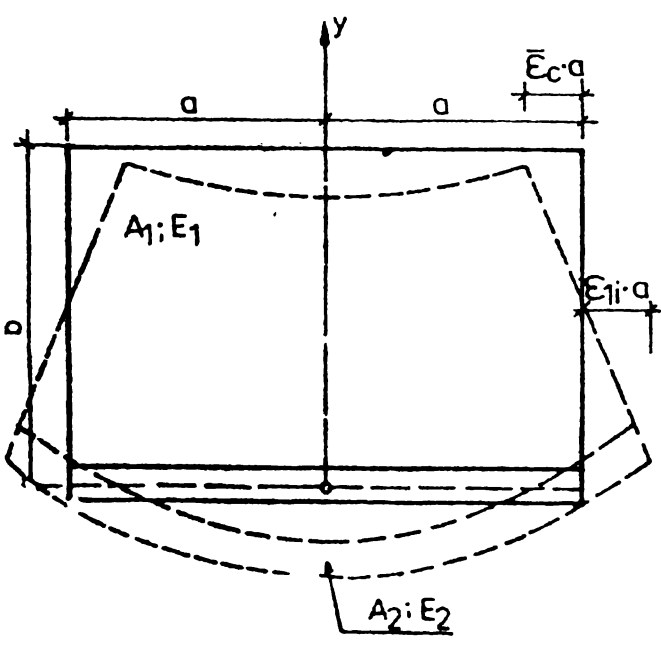
$$\sigma_s = \sigma_i = E \bar{E}_c$$

$$T = A E \bar{E}_c$$

$$Z = -D = 0.77 \frac{b}{d} A E \bar{E}_c$$

Fig. 3.4.3

SOLICITARI INTERIOARE  
 PERETE PLIN FARA PLACA (A):  
 a) REZEMARE 1 (Fr=0 ; lr=0)  
 b) REZEMARE 2 (Fr=∞ ; lr=0)  
 c) REZEMARE 3 (Fr=∞ ; lr=∞)



$$\sigma_2 = \frac{1}{1+4\mu n} E_2 \bar{E}_c$$

$$\sigma_{1i} = \frac{4\mu n}{1+4\mu n} E_1 \bar{E}_c$$

$$\sigma_{1s} = \frac{2\mu n}{1+4\mu n} E_1 \bar{E}_c$$

$$\bar{E}_c = \epsilon_{1i} + \epsilon_2$$

$$\mu E_2 \epsilon_2 = \epsilon_{1i} \cdot E_1 \cdot 1/4$$

$$\epsilon_{1s} = \frac{2\mu n}{1+4\mu n} \bar{E}_c$$

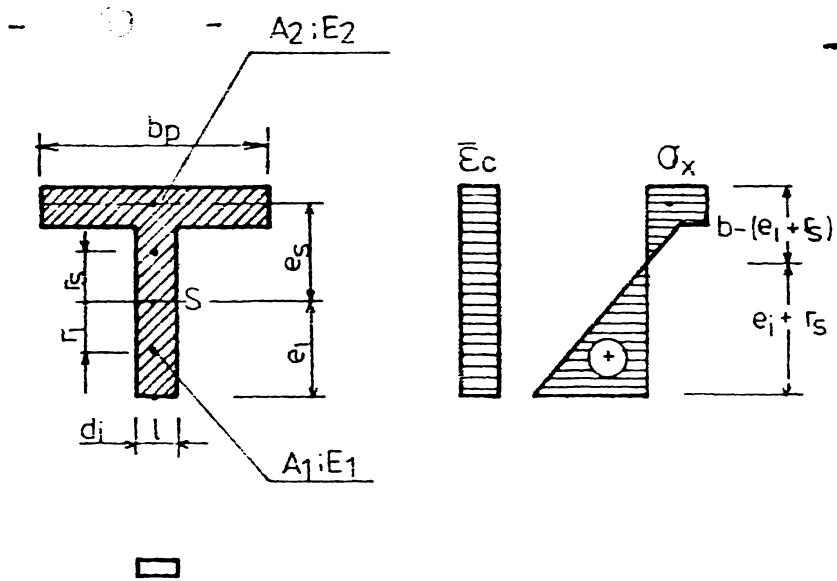
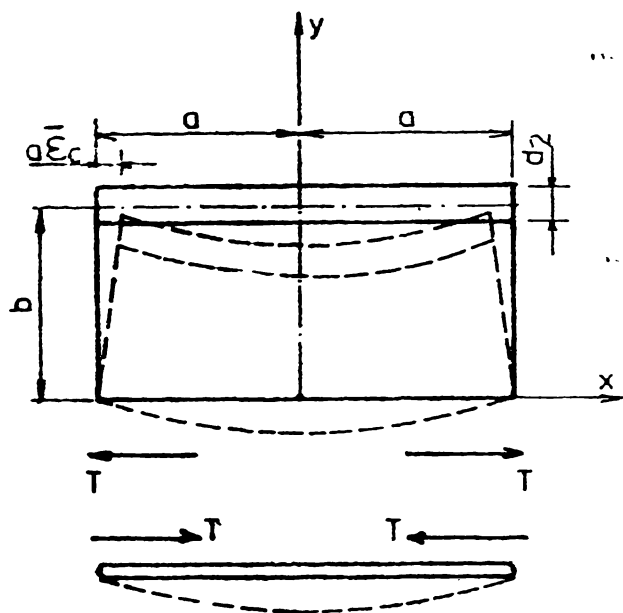
$$A_2 \sigma_2 + A_1 \cdot \frac{1}{6} \sigma_{1s} = A_1 \cdot \frac{1}{3} \sigma_{1i}$$

$$\epsilon_{1i} = 4\mu n \cdot \epsilon_2$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{1+4\mu n} \bar{E}_c$$

Fig. 3.4.4

SOLICITARI INTERIOARE LA PERETE PLIN CU PLACA (B)  
 DIN IMPIEDECAREA CONTRACTEI DE CATRE PLANSEU.



$$A_2/A_1 = \mu ; E_2/E_1 = n (d_2 \ll b)$$

$$A_c = A_1 + n A_2 = A_1 (1 + \mu n)$$

$$e_i = \frac{b}{2} \cdot \frac{1 + 2\mu n}{1 + \mu n} ; e_s = \frac{b}{2} \cdot \frac{1}{1 + \mu n}$$

$$r_i = \frac{i^2}{e_s} \cdot \frac{b}{6} \cdot \frac{(1 + 4\mu n)}{1 + \mu n} ; r_s = \frac{r_1}{1 + 2\mu n}$$

$$e_s + r_1 = \frac{2}{3} b$$

$$A_1 = d_1 b \quad A_2 = d_2 b p$$

$$\sigma_2 = n \sigma_{1s}$$

$$\sigma_{1s} = r \sigma_{1i}$$

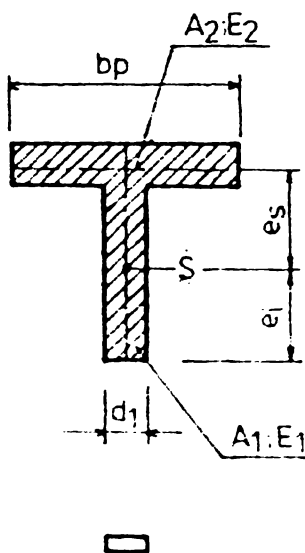
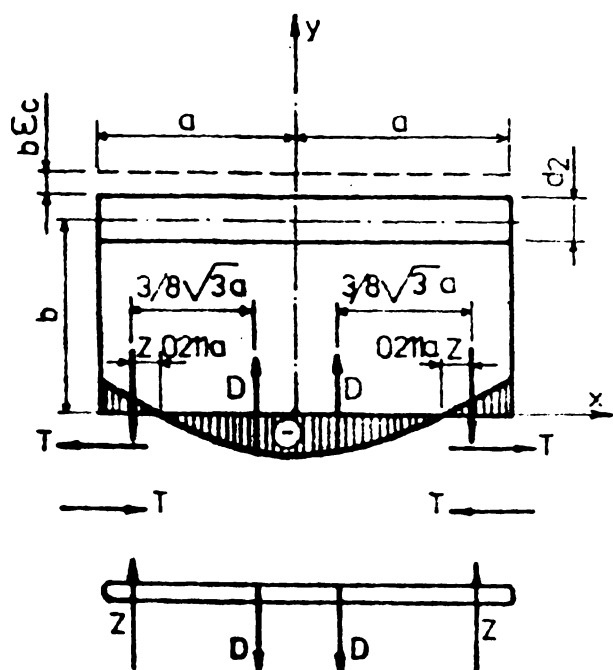
$$\sigma_{1i} = E_1 \bar{\epsilon}_c$$

$$T = \frac{1 + \mu n}{1 + r_1/r_s} A_1 E_1 \bar{\epsilon}_c$$

$$\epsilon_{1i} = \frac{\sigma_{1i}}{E_1} = \bar{\epsilon}_c$$

$$r = \frac{b - (e_1 + r_s)}{e_1 + r_s}$$

a)



$$\sigma_2 = E_2 \bar{\epsilon}_c$$

$$\sigma_1 = E_1 \bar{\epsilon}_c$$

$$\sigma_1 = E_1 \bar{\epsilon}_c$$

$$T = (1 + \mu n) A_1 E_1 \bar{\epsilon}_c$$

$$z = \frac{b}{a} \cdot \frac{1}{3\sqrt{3}} (1 + 2\mu n) A_1 E_1 \bar{\epsilon}_c$$

b)

Fig. 34.5

SOLICITARI INTERIOARE - PERETE PLIN CU PLACA

a) rezemare ( $Fr = \infty, lr = 0$ )

b) rezemare ( $Fr = \infty, lr = \infty$ )

Din analiza stării de eforturi calculate pe baza teoriei elasticității și compararea cu rezultatele obținute prin asimilare cu o grindă rezultă următoarele aspecte :

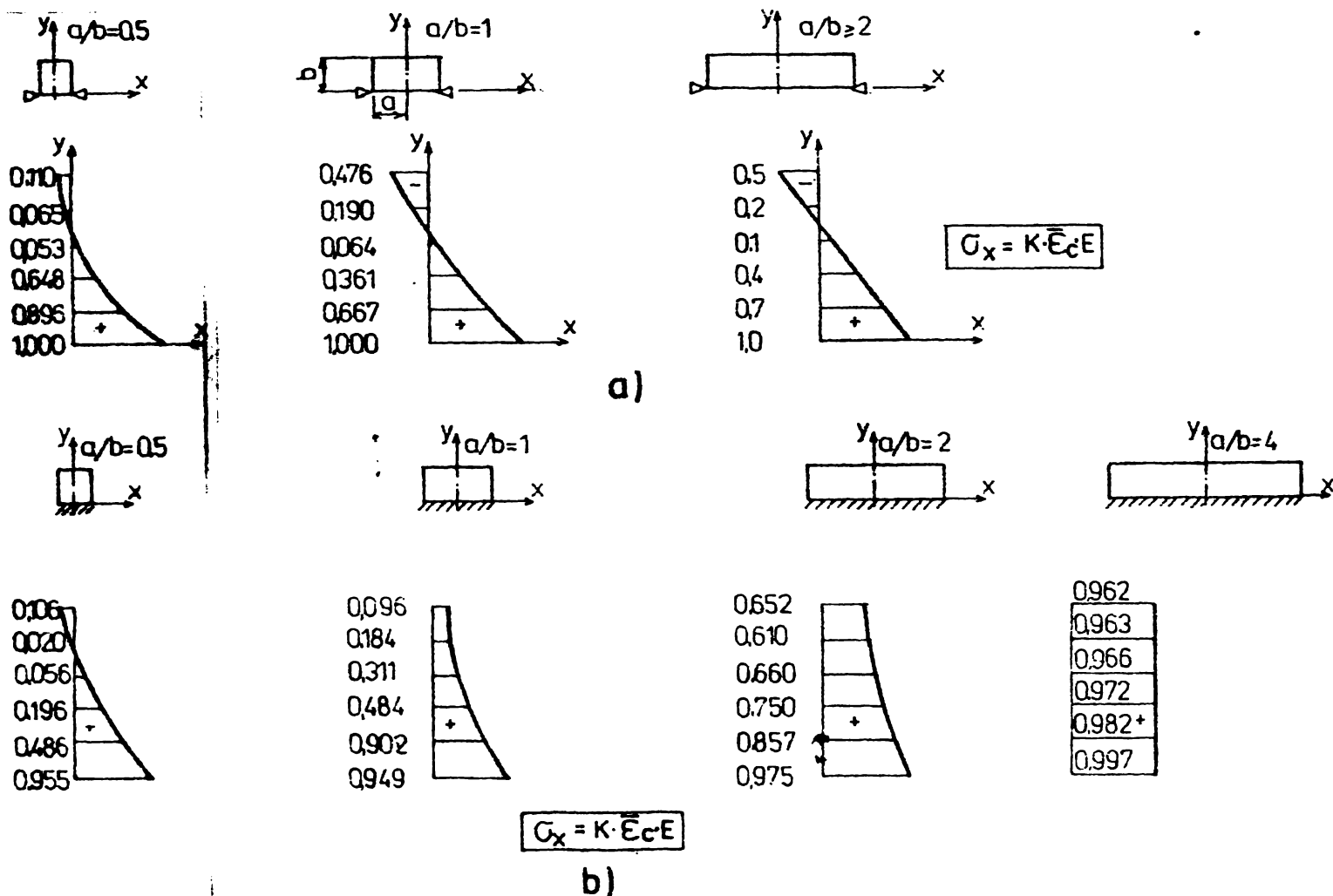


Fig. 3.4.6

EFORTURILE UNITARE  $G_x$  IN AXA PERTELUI ( $x=0$ ) PENTRU DIFERITE RAPORTURI DE LATURI  $a/b$ . (IN DIAGrame SINT INDICATE VALORILE COEFICIENTULUI  $K$ ) a) REZEMARE ( $F_r = \infty ; l_r = 0$ ) b) REZEMARE ( $F_r = \infty ; l_r = \infty$ )

- valoarea eforturilor unitare interioare, determinate pentru diferite raporturi  $a/b$ , pe baza teoriei elasticității, sînt influențate de raportul laturilor peretelui, în special în cazul de rezemare  $F_r = \infty$  și  $I_r = \infty$ ;

- în cazul peretelui, eforturile unitare  $\tau_x$  acționează cu o valoare practic constantă la partea inferioară, nefiind influențate practic de raportul laturilor;

- peretele este expus pericolului de fisurare pe o înălțime depinzînd de raportul laturilor;

- la pereții cu rezemare liberă la încovoiere, cu  $a/B > 1$  și pentru pereții încastrați cu  $a/b > 2$ , mărimea eforturilor  $G_x$  rezultate din calculele bazate pe teoria elasticității nu se deosebește practic de cea stabilită prin asimilare cu o grindă;

- eforturile principale de întindere (Fig. 3.4.8) se comportă

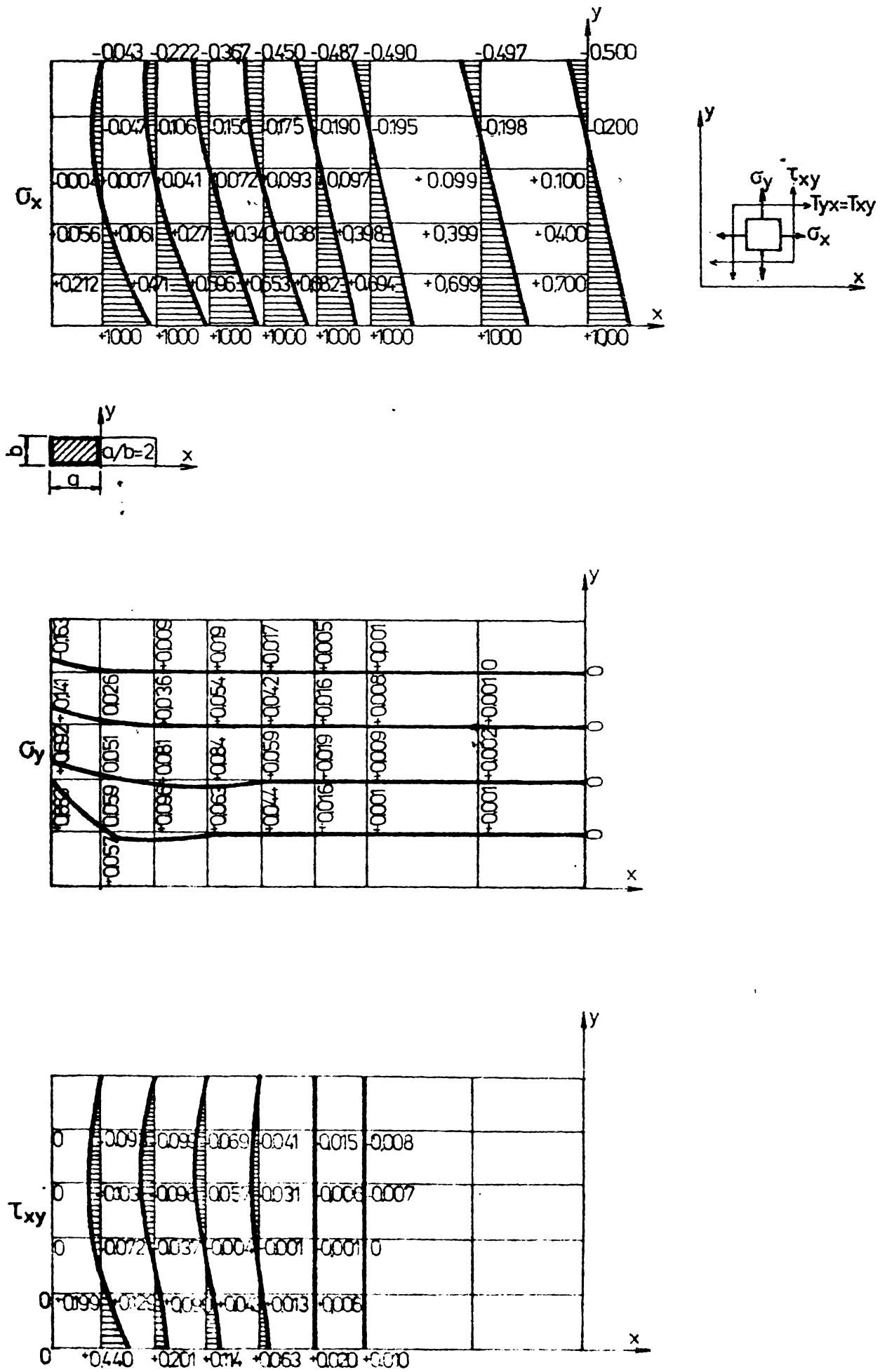


Fig. 3.4.7a

DIAGrameLE DE EFORTURI  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ , PENTRU RAPORTUL DE LATURI  $a/b = 2$ . REZEMARE ( $F_r = \infty; l_r = 0$ )

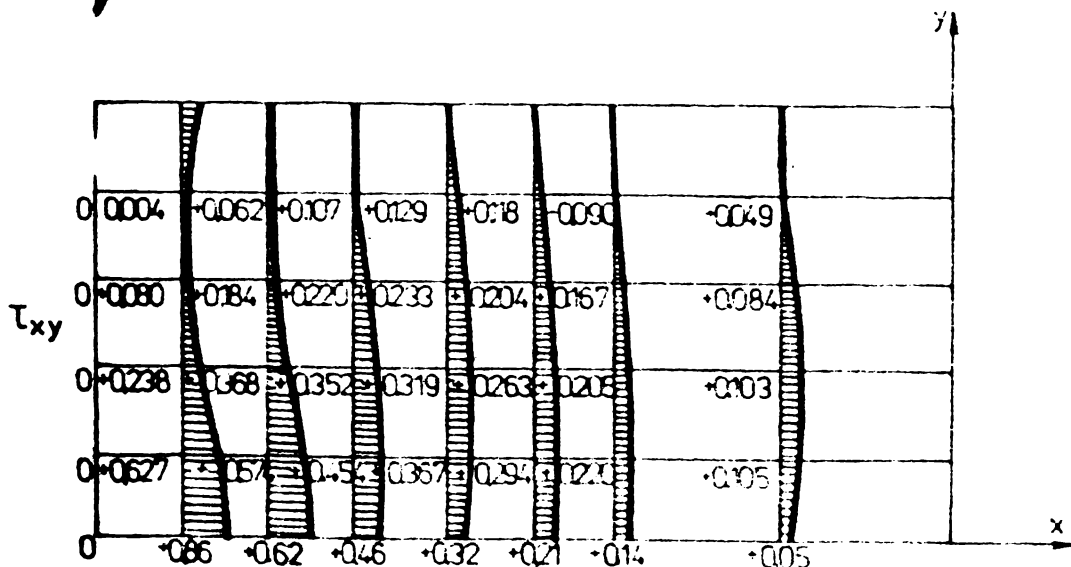
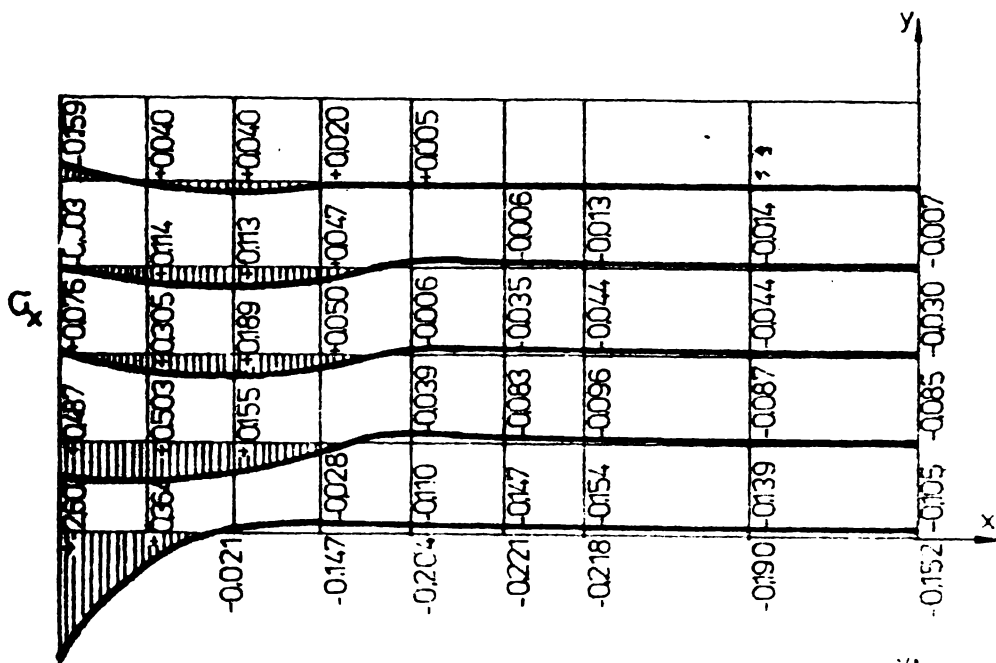
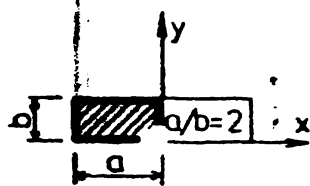
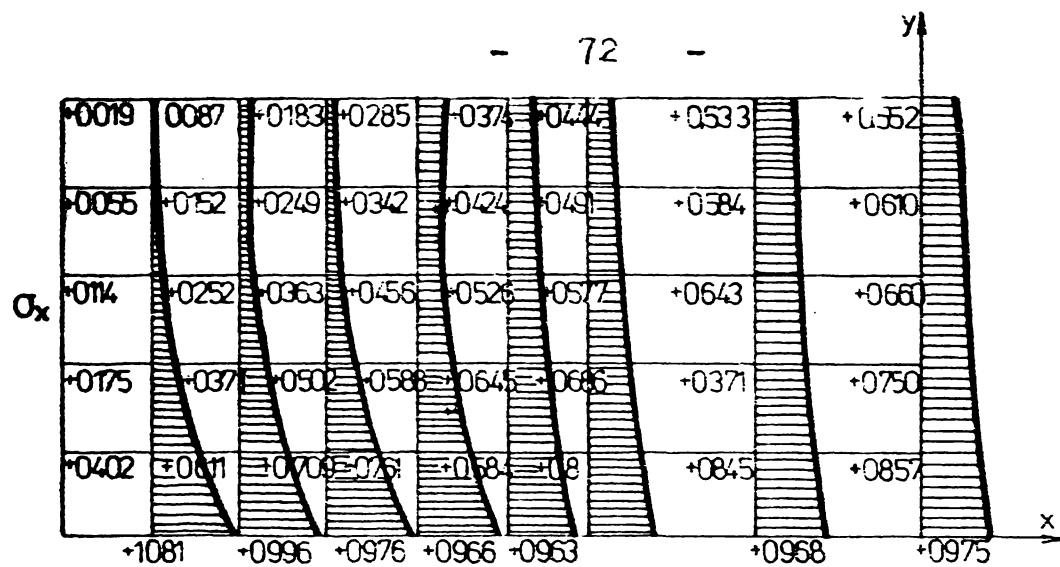


Fig. 3.4.7.b

DIAGrameLE DE EFORTURI  $G_x$ ,  $G_y$ ,  $T_{xy}$ , PENTRU RAPORTUL DE LATURI  $a/b=2$ .  
REZEMARE ( $Fr = \infty$ ;  $lr = \infty$ )



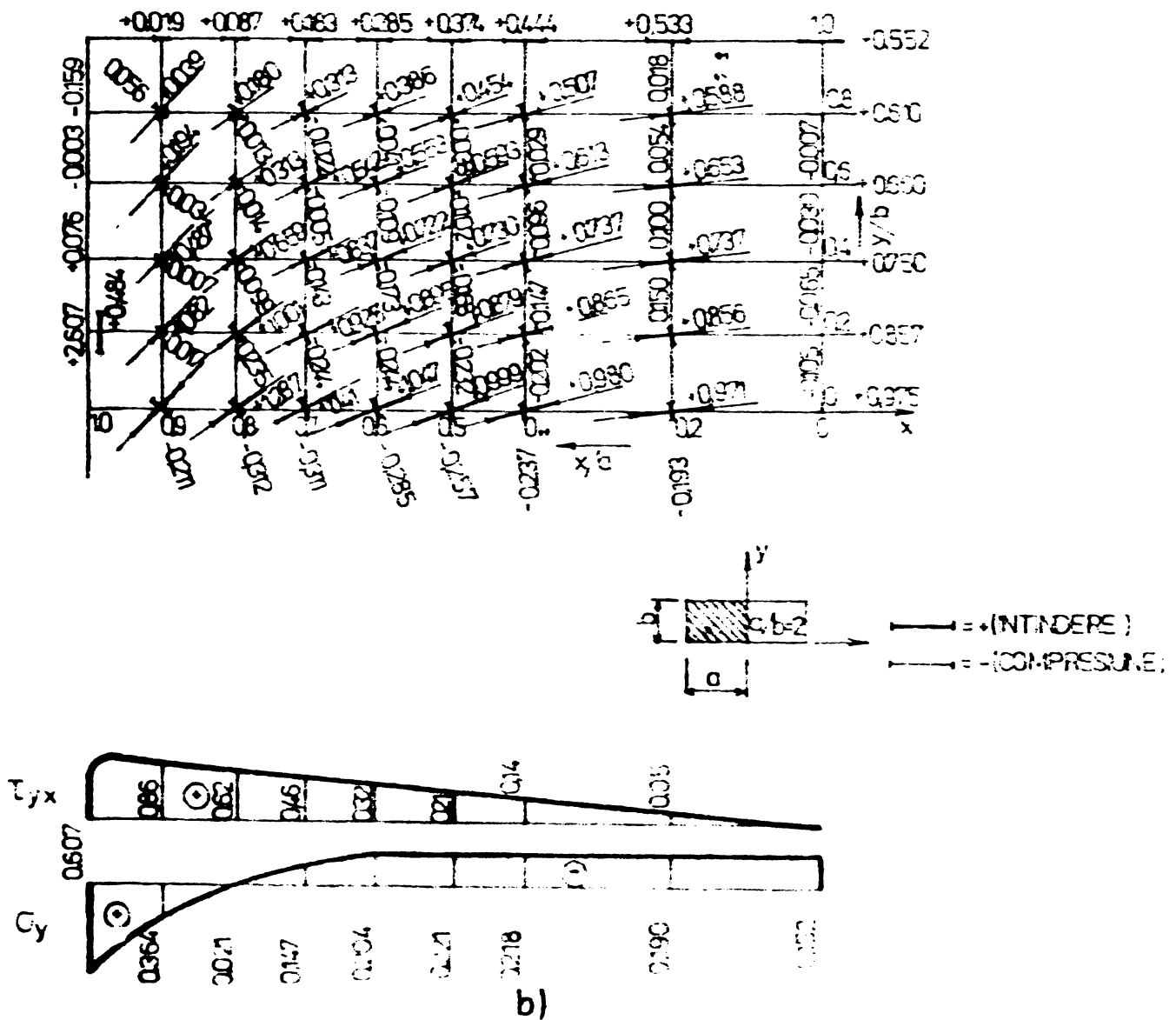
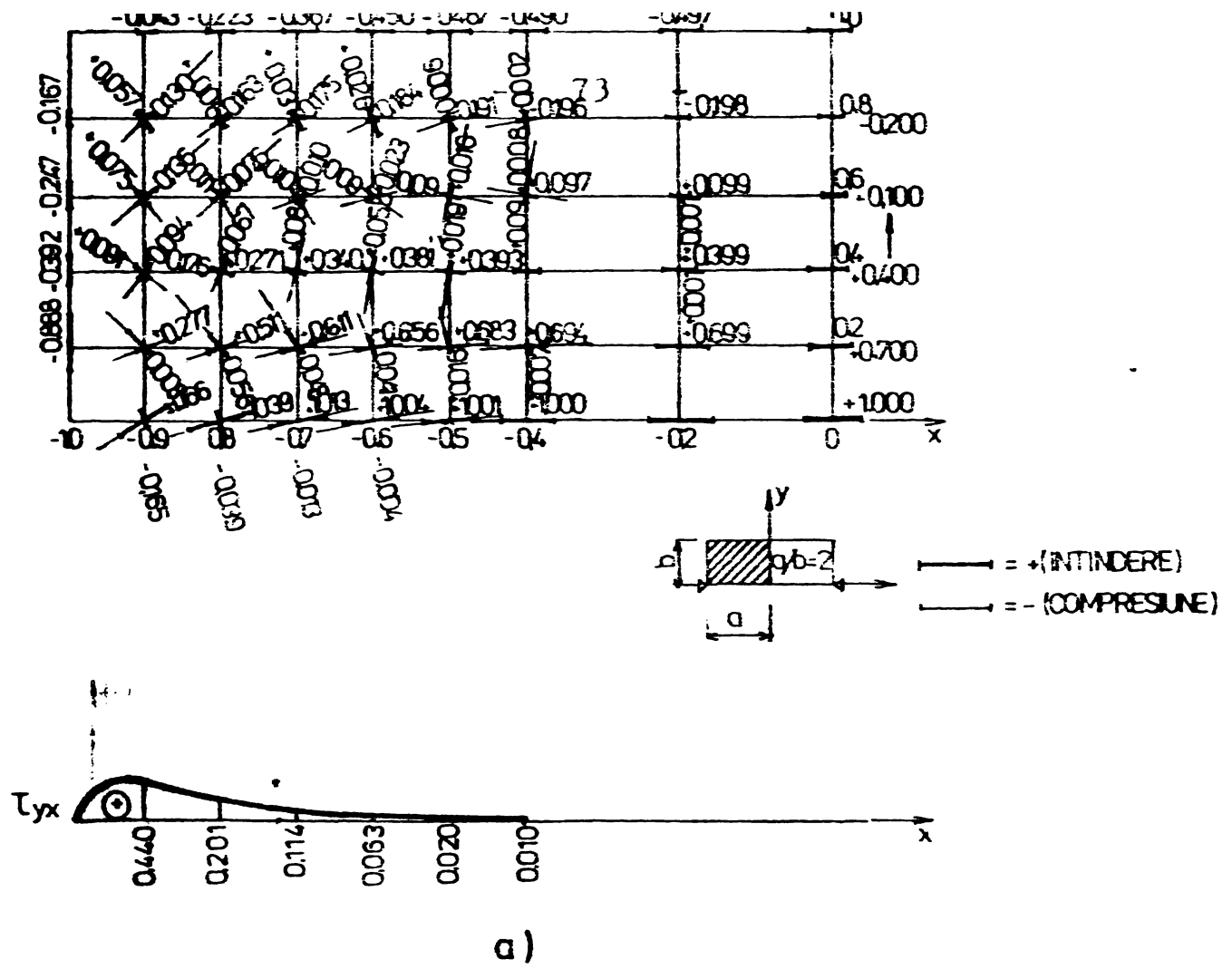


Fig. 3.48

EFORTURILE PRINCIPALE PENTRU RAPORTUL DE LATIME  $a/b = 2$   
 REZEMARE ( $F_r = \infty, k = 0$ )  
 REZEMARE

trează în zona colțurilor inferioare unde ating valori de 1,6 - 2,6 ori mai mari decât eforturile maxime din zona centrală;

alegerea ipotezei de rezemare  $F_r = \infty$ ,  $I_r = \infty$  este reală în situația pereților situați la nivelele inferioare unde eforturile verticale rezultate din sarcinile gravitaționale cumulate exercită o încleștare puternică a peretelui. În celelalte cazuri, combinarea rezultatelor stabilite pentru cele două situații limită de rezemare conduce la valori și concluzii suficient de exacte;

- în cazul raporturilor  $a/b = 2$ , eforturile de întindere domină în situația încastrării pe toată înălțimea peretelui, cu intensitate maximă la bază ( $K = 1,00$ ) și  $K = 0,55$  la partea superioară;

- concentrările de eforturi principale de întindere în zona colțurilor inferioare au o importanță mai redusă, datorită prezenței eforturilor de compresiune din sarcini gravitaționale care se suprapun peste componenta verticală a eforturilor de întindere.

Studiile prezentate mai sus, corespund pentru rapoarte uzuale, dintre lungimea și înălțimea unui nivel, al unei diafragme. Suprapunerea eforturilor necesar pentru studiul unei diafragme pe toată înălțimea ei întâmpină dificultăți datorită multitudinii parametrilor care variază - înălțime etaj, lungime diafragmă, rigiditate planșeu sau fundație, modul de elasticitate variabil, etc.

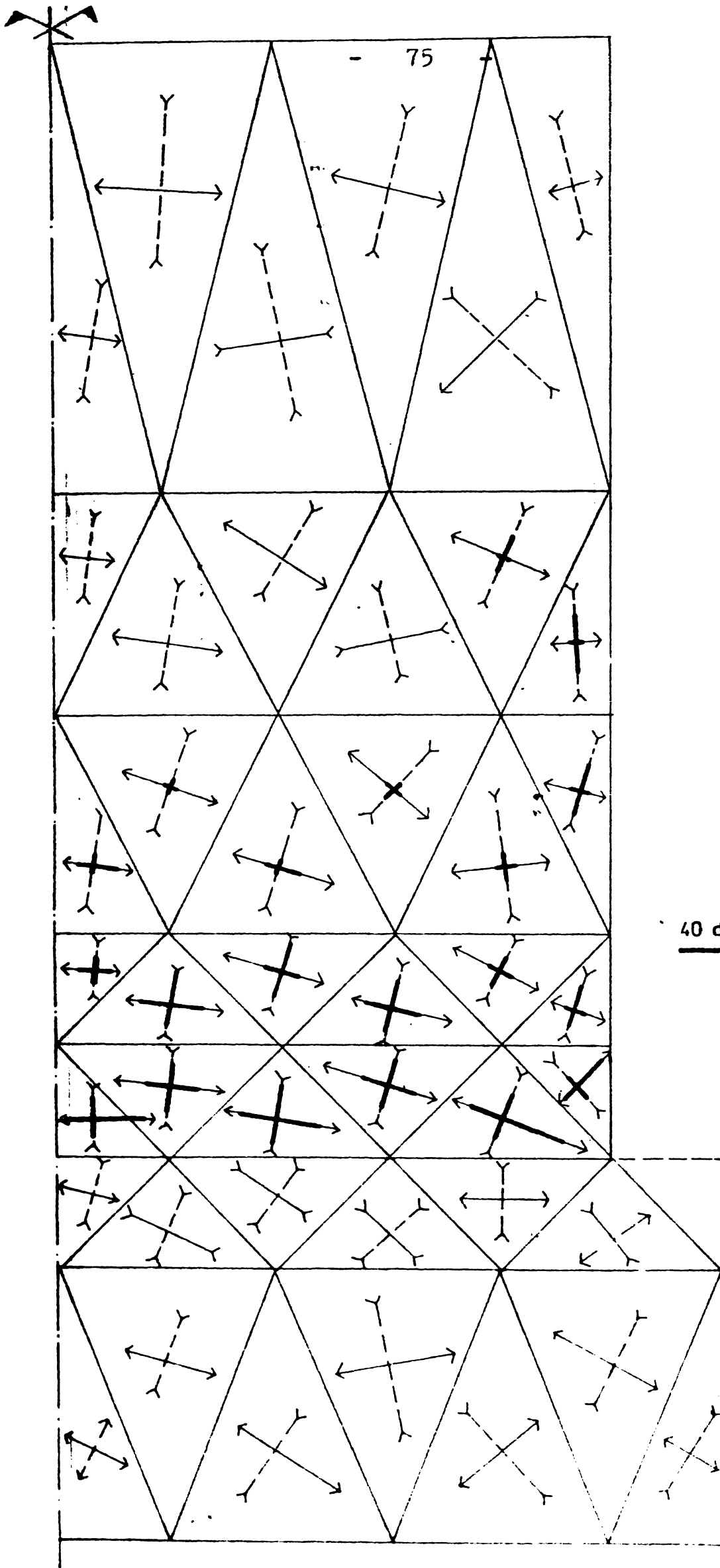
Studiile experimentale prezentate în Cap.IV au fost verificate în [3.30] folosind o metodă de calcul bazată pe o discretizare fizică a structurii studiate. Modelul studiat reprezintă o diafragmă cu șase nivele la scara 1:15, cu deformațiile din contracție împiedecate de fundație și planșee prefabricate. Au fost studiate două modele, perete plin și perete cu un gir de goluri dispus în axul de simetrie.

Calcululele au fost efectuate în domeniul elastic, folosind pentru modulii de elasticitate și caracteristica curgerii lente, valori determinate experimental, pe prisme de  $2 \times 2 \times 8$  cm, din același material ca și modelele experimentale.

Valorile de calcul a modurilor de elasticitate s-au calculat după Bazant și Rasemerer cu relația :

$$E_{\text{calc}} = \frac{E}{1 + \varphi_t} \quad (3.28)$$

rezultând modulul eficace corespunzător unei deformații specifice variabile în timp.



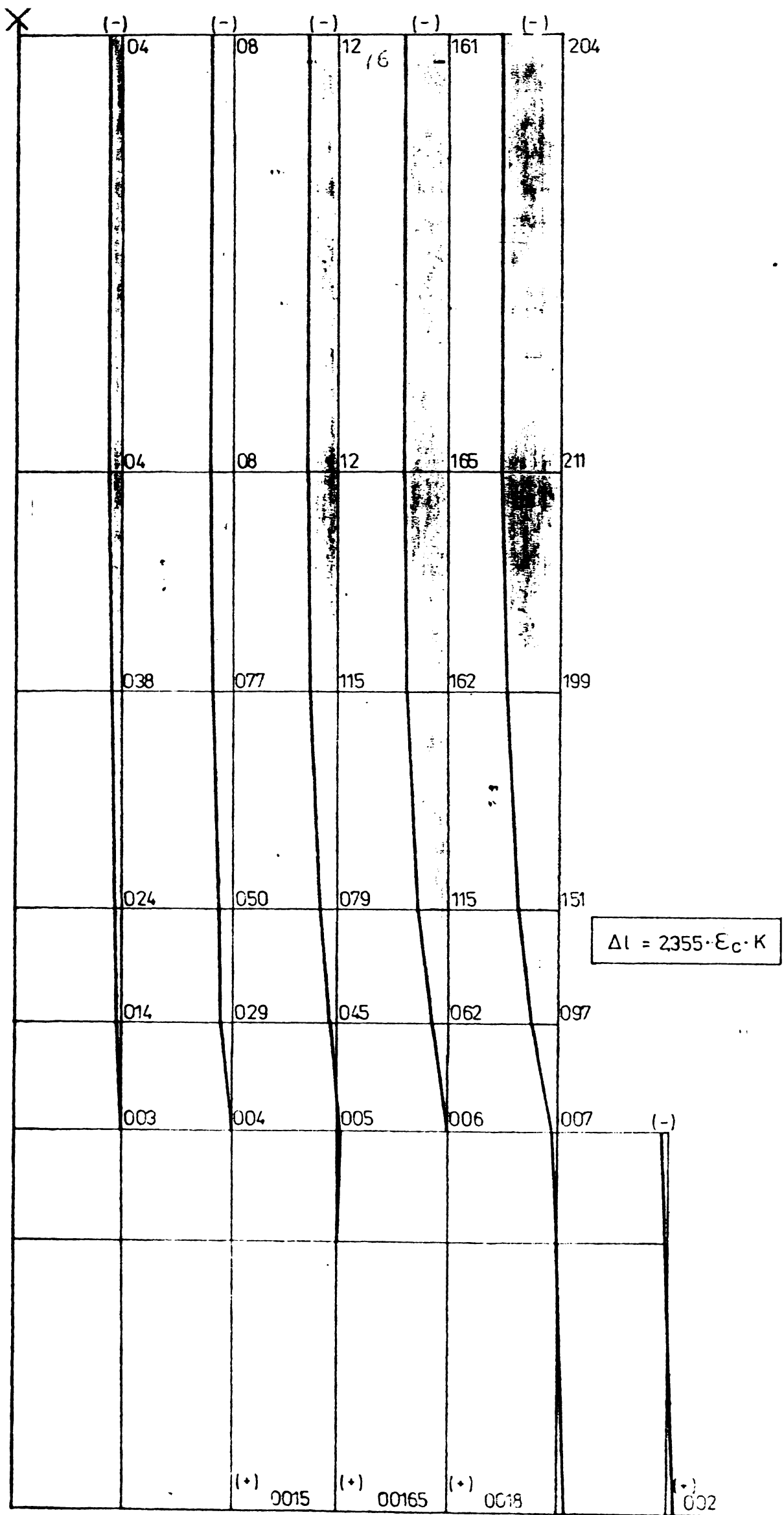


Fig. 3.4.10

Mărimea deformațiilor pereților, precum și cea a eforturilor unitare sînt determinate la limita stadiului I, rezultînd valori corespunzătoare momentului apariției primei fisuri, mărimi care sînt necesare pentru comparare cu valorile experimentale la 1 - 2 zile de la turnate, cît și pentru determinarea deschiderii fisurilor primare.

Valorile eforturilor unitare astfel determinate sînt prezentate în fig.3.4.9, iar deformațiile în fig.3.4.10.

Pentru a corela rezultatele calculului, întocmit pe bază teoretică cu fenomenul real s-au făcut următoarele considerații :

- condițiile de margine - respectiv deformațiile conturului să prezinte curbe afine;
- rapoartele dintre săgețile curbelor de deformație a conturului între două planșee curente și deformațiile proprii ale planșeelor adiacente pentru elementele experimentale și cele calculate să fie egale;
- variația deformațiilor s-a admis cea obținută experimental în momentul apariției primei fisuri, la 1 - 2 zile de la turnarea modelelor experimentale.

Valoarea eforturilor unitare la limita stadiului I, prezintă importanță pentru studiul deschiderii fisurilor primare. Odată cu apariția primei fisuri, valoarea eforturilor unitare scade, prin scăderea rigidității peretelui.

### 3.5. Considerații teoretice privind fisurarea și limitarea

deschiderii fisurilor provocate de contracția

împiedecată

#### 3.5.1. Fisurarea diafragmelor sub efectul împiedecării deformațiilor din contracție.

Starea critică a deformațiilor unitare de întindere este determinată de deformația limită de rupere la întindere a betonului.

Deformația limită de rupere la întindere are valoare redusă, practic constantă și neinfluențată de vîrsta și marca betonului.

Deformațiile provocate de contracția betonului depășesc în mod curent valoarea deformațiilor limită de rupere la întindere a betonului ceea ce provoacă, în cazul împiedecării dezvoltării acestor deformații, fisurarea betonului.

Atît recomandările naționale cît și cele europene...



conțin prescripții privind limitarea deschiderii fisurilor sub încărcări directe. Formulele de fisurare cuprinse în norme se bazează pe rezultate a numeroase serii de încercări. Normele nu conțin însă soluții similare pentru fisurarea elementelor din beton armat solicitate la încărcări indirecte - deformații împiedecate.

În cazul pereților din beton armat efectul reținerii deformațiilor constă în împiedecarea de-a-lungul liniei de contact, dintre perete și elementul de reținere, a deformațiilor din contracție. datorită interacțiunii, pe linia de contact se produc reacțiuni tangențiale de sens opus, de-o parte și de alta a axei, care au tendința de a readuce toate punctele din perete în poziția inițială nedeformată. Aceasta are ca efect provocarea eforturilor de întindere iar pe conturul liber o reținere a deformațiilor. În punctele mai îndepărtate de linia de contact, conturul se retrage liber iar în câmp nu mai apar eforturi de întindere. Extinderea câmpului de împiedecare a deformațiilor este denumită zonă de reținere.

Dezvoltarea deformațiilor din contracție, împiedecate de elementul de reținere, peste valoarea limită de rupere a deformației la întindere a betonului provoacă apariția primei fisuri (fig. 3.5.1) și concomitent reacțiuni tangențiale care au tendința de a închide fisura formată. Aceste eforturi tangențiale provoacă eforturi de întindere în panourile nou create. Prin crearea primei fisuri, înălțimea bazei de reținere scade, de asemenea și eforturile de întindere, prin micșorarea rigidității peretelui. Dezvoltarea în continuare a deformațiilor din contracție, duce din nou la atingerea deformației limită de rupere, creindu-se o a doua generație de fisuri. Fenomenul continuă până la stabilizare. Deci, elementul de reținere provoacă eforturi de întindere prin împiedecarea dezvoltării deformațiilor din contracția peretelui și totodată se opune deplasării marginii libere sau nou create de fisură, limitând deschiderea ei.

Prima fisură apare sub efectul forței primare de fisurare care limitează stadiul I, producând o scădere a forței de constrângere din cauza scăderii rigidității. La o sporire a deformației, crește forța de constrângere din nou și se produce o nouă fisură. Astfel curba  $N - \epsilon_m$  (fig.3.5.2) are o alură dințată, cu o înfășurătoare la valorile ei superioare, care depinde de repartizarea eforturilor de-a-lungul peretelui, de procentul de armare și de caracteristicile de aderență a armăturilor.

Curba  $N - \epsilon_{em}$  caracterizează comportarea elementelor cu deformație reținută. Distanța  $\Delta\epsilon_n$  de la curba  $N - \epsilon_m$  la curba  $N - \epsilon$

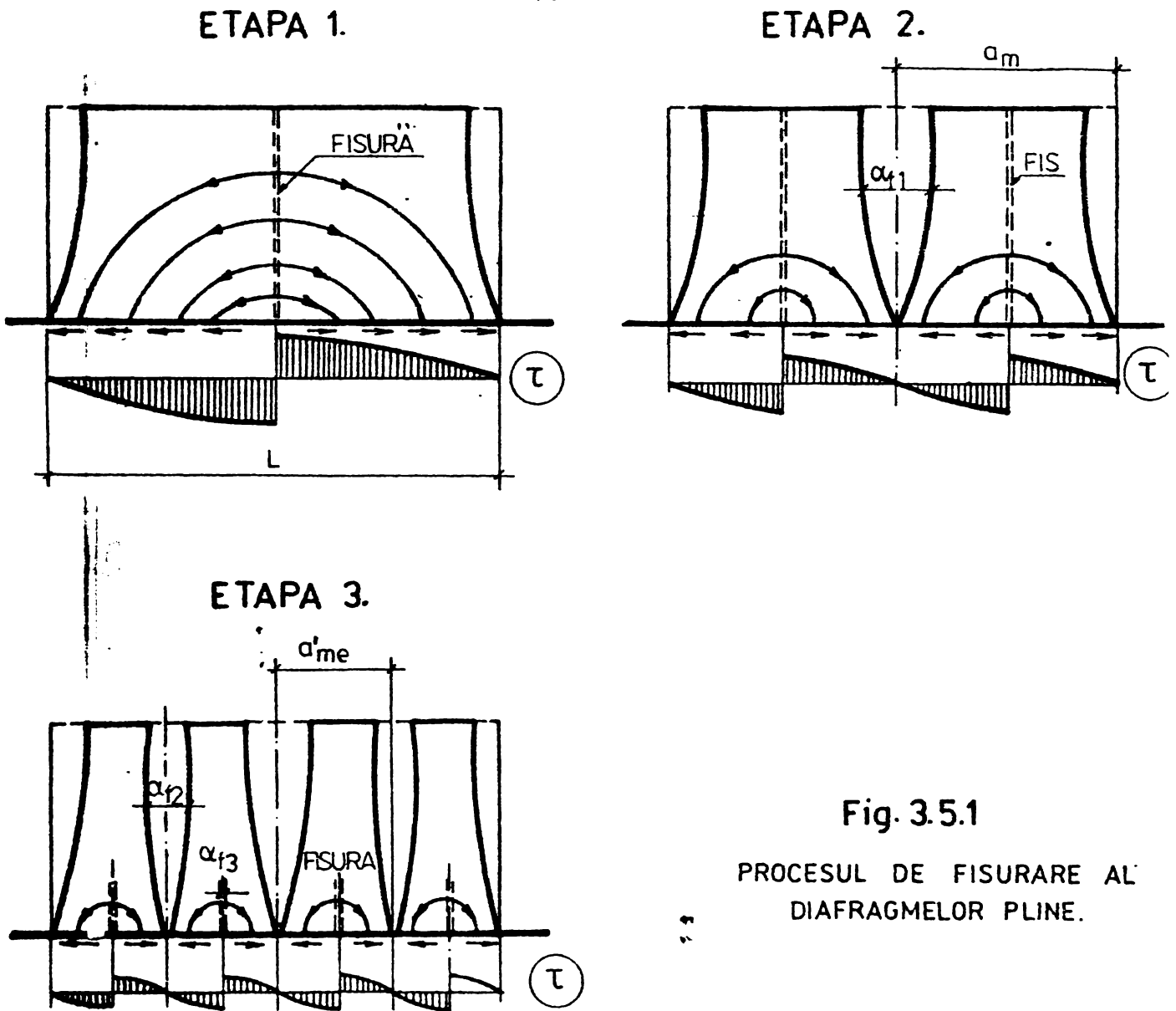


Fig. 3.5.1

PROCESUL DE FISURARE AL DIAFRAGMELOR PLINE.

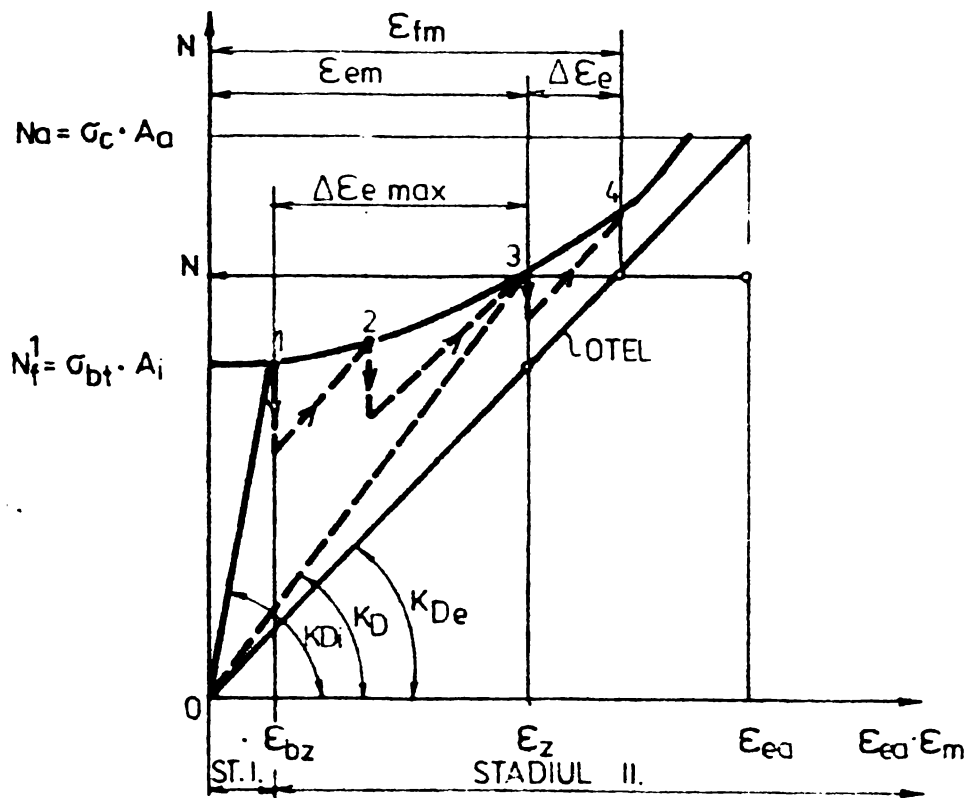


Fig. 3.5.2

a oțelului liber, indică valoarea conlucrării betonului întins între fisuri. Conlucrarea se realizează datorită scăderii efortului unitar în oțel prin aderență și sporirea celui din beton. Valoarea  $\Delta E_e$  este maximă la prima fisură și scade cu creșterea solicitărilor. Diverși autori (Rao, Rabich, Rastasy) încearcă să stabilească o relație simplă, reală pentru curba  $N - \epsilon_{am}$ .

Efortul de apariția primei fisuri :

$$N_f^1 = \sigma_{bt} \cdot A_i = \sigma_{bt} \cdot A_b(1 + n\mu) \quad (3.29)$$

și la curgerea oțelului :

$$N_a = \sigma_c \cdot A_a \quad (3.30)$$

care reprezintă stadiul II de comportare al elementului, aproape de realitate pentru procente ridicate de armare, mai puțin însă pentru procente reduse.

Valoarea deformației specifice medii a oțelului  $\epsilon_{em}$ , rezultă din relația :

$$\epsilon_{em} = \frac{\sigma_{ef}}{E_a} - \Delta E_e \quad (3.31)$$

pe care Rao o pune sub forma :

$$\epsilon_{em} = \frac{\sigma_{ef}}{E_a} - K \cdot \sigma_{ef} \frac{\sigma_{bt}}{E_a} \quad (3.32)$$

care după transformări ia forma :

$$\epsilon_{em} = \frac{\sigma_{ef}}{E_a} - \left( \frac{\sigma_{bt}}{\mu} \right)^2 \frac{1 + n\mu}{\sigma_{ef}} \quad (3.33)$$

Inlocuind valoarea efortului în armătură în prima fisură :

$$\sigma_{ef}^1 = \frac{\sigma_{bt}}{\mu} (1 + n\mu) \quad (3.34)$$

rezultă relația dintre efort unitar în oțel și deformația specifică medie a elementelor din beton armat ( $\epsilon_{em}$ ) în stadiul II ( $\epsilon_m$ ) :

$$\frac{\sigma_{ef}}{\sigma_{ef}^1} = \frac{N}{N_f^1} = \frac{\epsilon_m E_a}{2} \cdot \frac{\mu}{\sigma_{bt}(1 + n\mu)} \left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{2\sigma_{bt}}{\epsilon_m E_a \mu} \right)^2 (1 + n\mu)^2} \right] \quad (3.35)$$

In fig.3.5.3 se observă ca saltul de efort unitar în oțel de la stadiul I la II este cu atât mai pronunțat cu cât procentul de

armare este mai redus. Pentru a preveni curgerea oțelului la fisurare este necesar ca :

$$\mu > \mu_{\min} = \frac{\sigma_{bt}}{\sigma_c} \quad (3.36)$$

Pentru oțelul OB 38 și microbetonul folosit în faza experimentală (cap.4)  $\sigma_{bt} = 28 \text{ daN/cm}^2$  se obține :

$$\mu_{\min} = 1 \%$$

deci foarte ridicat.

Folosirea oțelului superior, la be oane B 200 - B 250 este rațională, rezultând :

$$\mu_{\min} = \frac{20}{4000} \div \frac{28}{4000} = 0,5 \div 0,6 \%$$

Aceste procente de armare sînt încă mult superioare față de cele folosite uzual la armarea diafragmelor, deci pericolul curgerii armăturii există.:

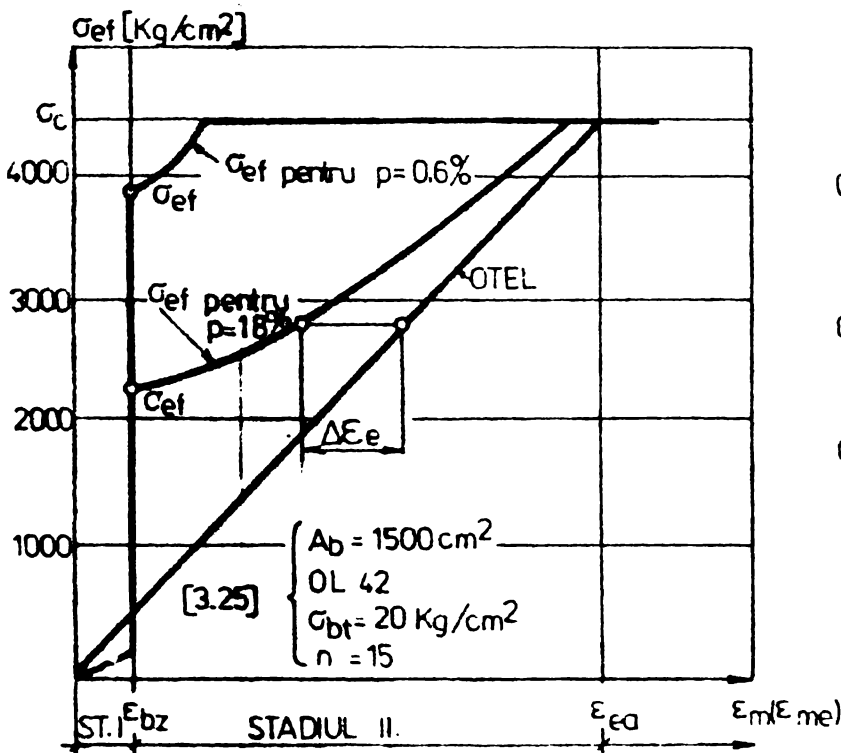


Fig. 3.5.3

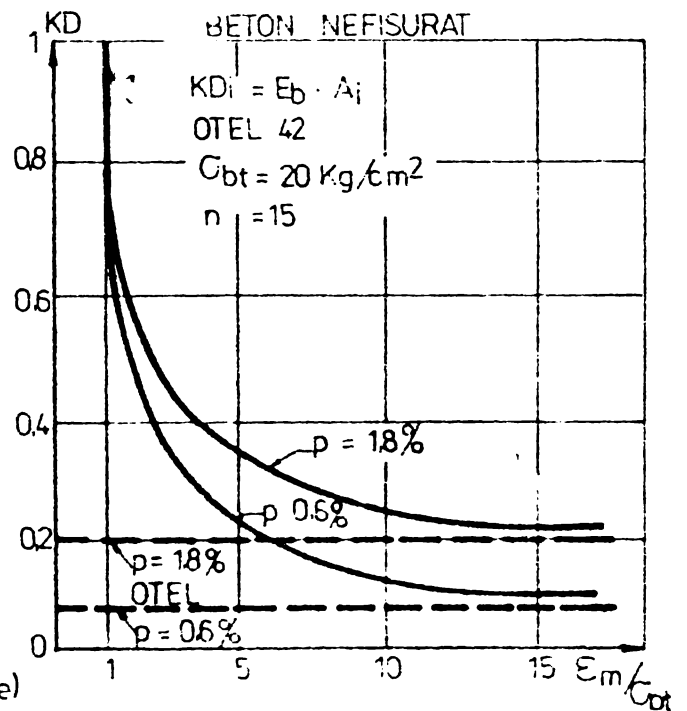


Fig. 3.5.4

Din fig.3.5.3 se poate remarca (după [3.25]) că și în cazul procentului de armare de 0,6 % valoarea efortului în armătură la prima fisură  $\sigma_{ef}^1$  este foarte aproape de ordonata limită de curgere a oțelului.

In cazul dianfragmelor, prezența planșeelor ameliorează situația în sensul măsurării deschiderii fisurilor.

Participarea betonului este cu atât mai mare cu cât procentul de armare este mai mic și  $\sigma_{bt}$  mai mare.

Pentru a avea o imagine asupra scăderii rigidității  $K_D$  în urma fisurării, în fig.3.5.4 este prezentată diagrama dată de Rostasy în funcție de  $\epsilon_m / \sigma_{bt}$ , pentru diferite procente de armare. Din figură se remarcă scăderea bruscă a rigidității elementului în urma apariției primei fisuri.

Odată cu creșterea deformațiilor din contracție, forța de fisurare provoacă creșterea numărului de fisuri. În mod corespunzător distanța medie dintre fisuri  $\lambda_m$  tinde către o valoare finală stabilizată,  $\lambda_{me}$ .

După [3.24], [3.20] :

$$\lambda_{me} = \ddot{U}_b K_1 + K_2 \cdot K_3 \cdot \frac{d}{\mu} \quad (3.37)$$

unde :  $\ddot{U}_b$  - acoperirea de beton;

$$K_1 = 1 - 1,5;$$

$$K_2, K_3 = 0,125 \text{ pentru B 250 [3.9].}$$

Pentru limitarea deschiderii fisurilor este necesară o relație care să țină seama de deformația și forța de constrângere pe de o parte, și distanța și deschiderea fisurii pe de altă parte.

Deschiderea fisurii se poate deduce din alunecările relative ale oțelului și betonului. La o fisurare complet dezvoltată (nestabilizată), cum este cazul la diafragme, cu deformația specifică de constrângere  $\epsilon_z = 0,5\% - 1\%$ , între fisuri rămân domenii fără alunecări (fig.3.5.5), deschiderea fisurii  $\alpha_f$  rezultând din o integrală a alunecării pe lungimea de distrugere a aderenței  $l_{em}$  :

$$\alpha_{fm} = 2 \int_0^{l_{em}} \epsilon_e(x) dx \approx 2 l_{em} \bar{\epsilon}_{em} \quad (3.38)$$

unde :  $\bar{\epsilon}_{em}$  este deformația specifică eficace în domeniul  $l_{em}$ , mult mai mare decât deformația specifică medie pe întreaga bară  $\epsilon_{em}$ . Odată cu dezvoltarea fisurării, intervalele devin tot mai scurte, pentru ca în momentul stabilizării fisurării să avem :

$$\alpha_{fm} = a_{me} \cdot \epsilon_{em} \quad (3.39)$$

În fig.3.5.6 se observă cum deschiderile fisurilor cresc inițial brusc ca apoi să se acomodeze lent la dreapta  $\lambda_{fme} \cdot \epsilon_{em}$ .

În prezent nu există o relație analitică care să reprezinte trecerea de la prima fisură la stadiul stabilizat. Se poate adopta



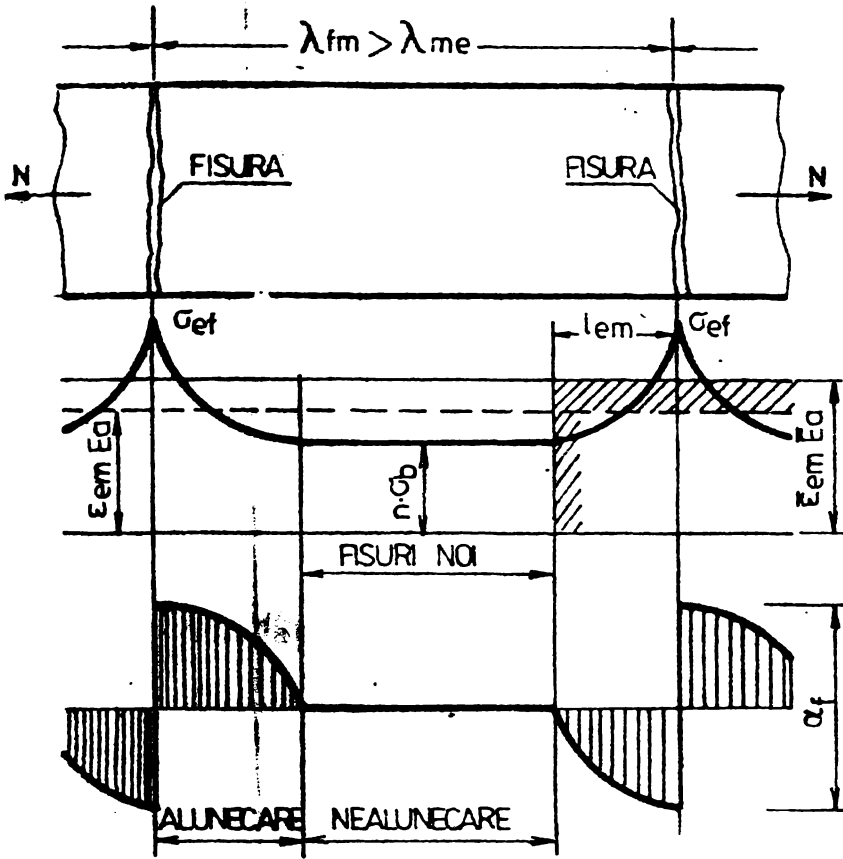


Fig. 3.5.5

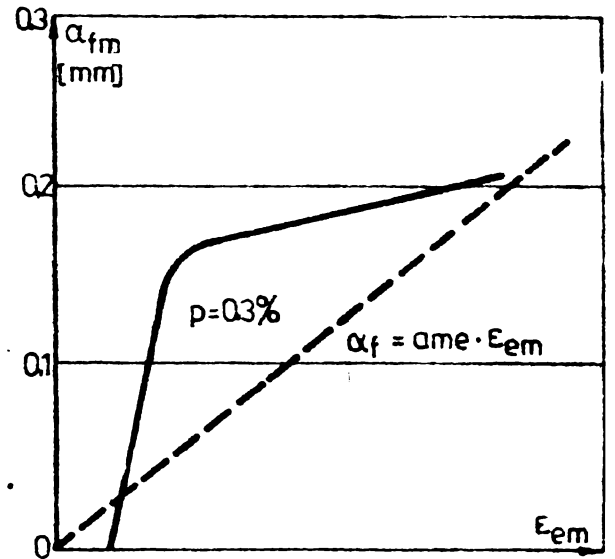


Fig. 3.5.6

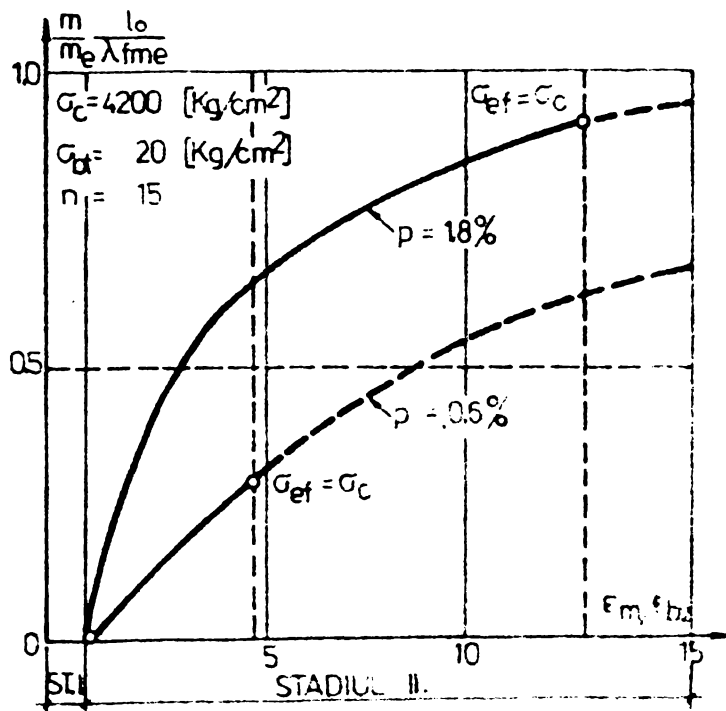


Fig. 3.5.7

o cale dată printr-o formulă empirică de CEB :

$$\alpha_{fm} = \lambda_{fme} \cdot \varepsilon_{ef} \left(1 - \frac{K_4}{\mu \sigma_{ef}}\right) \quad (3.40)$$

unde :  $\varepsilon_{ef}$  și  $\sigma_{ef}$  sînt deformația specifică respectiv efortul unitar al armăturii în fisură, iar  $K_4 = 10 - 12 \text{ daN/cm}^2$  pentru B 250.

Pentru a lămuri în ce măsură s-a stabilizat procesul de fisurare la o anumită treaptă de solicitare se poate considera o bară separată în tronsoane prin fisuri, considerîndu-se în dreptul fiecărei fisuri o zonă de aderență anulată. Se determină lungimea zonei din condiția că fisurile s-au stabilizat :

$$\alpha_{fm} = \lambda_{fme} \cdot \varepsilon_{em} \quad \text{și} \quad \alpha_{fm} = l_0 \cdot \varepsilon_{ef} \quad (3.41)$$

de unde :

$$l_0 = \frac{\lambda_{fme} \cdot \varepsilon_{em}}{\varepsilon_{ef}} = \left(1 - \frac{K_4}{\mu \cdot \sigma_{ef}}\right) \quad (3.42)$$

sau :

$$l_0 / \lambda_{fme} = \eta \leq 1 \quad (3.43)$$

Deci s-ar deduce că zona deranjată ar fi constantă, ceea ce poate fi acceptat numai cu aproximație, deoarece la o fisurare incompletă, deschiderea fisurii nu poate fi dedusă din deformația specifică medie a oțelului.

Considerațiunea poate fi folosită la explicarea fenomenului de fisurare.

Admițînd lungimea unei bare  $l$ , formată din  $m$  rosturi de oțel și  $m+1$  zone netulburate de beton de lungime  $l - m l_0$ , deformația specifică medie rezultă :

$$\varepsilon_m = \frac{N_f^m}{E_b \cdot A_1} \cdot \frac{1}{l} (l - m l_0) + \frac{N_f^m}{E_a \cdot A_a} \cdot \frac{m l_0}{l} \quad (3.44)$$

de unde numărul fisurilor :

$$m = \frac{E_b \cdot A_1 \cdot \varepsilon_m - N_f^m}{N_f^m} \cdot n \mu \frac{l}{l_0} \quad (4.45)$$

unde :  $N_f^m$  - este forța de fisurare înaintea fisurii "m".

La stabilizarea fenomenului, distanța dintre fisuri devine  $\lambda_{fme}$  iar numărul maxim de fisuri :

$$m_e = l / \lambda f_{me} \quad (3.46)$$

Reportînd numărul de fisuri  $m$  la numărul maxim obținem :

$$\frac{m}{m_e} = \frac{1}{\eta} \left[ \frac{2(1 + n\mu)}{1 + \sqrt{1 + \frac{4}{1+n\mu} \left( \frac{\epsilon_{bz}}{\epsilon_m} \right)^2 \cdot \left( \frac{1+n\mu}{n\mu} \right)^2}} - n\mu \right] \leq 1 \quad (3.47)$$

relație care pentru două procente de armare (după Rostasy) este reprezentată în fig.3.5.7. Ordonatele reprezentate cu linie întreruptă delimitează acele rapoarte  $\epsilon_m / \epsilon_{bz}$  de la care armătura curge în fisură.

Se recunoaște că pentru procente de armare reduse, la atingerea limitei de curgere a armăturii, stabilizarea s-a realizat aproximativ pe jumătate, spre deosebire de procente mari unde stabilizarea este atinsă mult înainte. Deci, în cazul diaframelor de beton armat cu deformație din contracție împiedecată nu se ajunge la o formă stabilizată a fisurării.

Teoriile dezvoltate de diferiți autori, avînd ca bază, experimentală elemente liniare cu împiedecare la extremități, nu redau cantitativ procesul de fisurare al pereților cu împiedecare pe contur. Ele explică calitativ etapele de fisurare precum și fenomenul de stabilizare ceea ce ajută la cunoașterea fenomenului.

### 3.5.2. Limitarea deschiderii risurilor provocate de contracție.

Un sistem eficient de armare, care să asigure limitarea fisurilor produse prin împiedecarea deformațiilor mari de contracții în structurile rigide este o problemă care nu a găsit pînă în prezent o soluționare satisfăcătoare, fundamentată prin suficiente date experimentale.

Limitarea deschiderii risurilor la 0,1 - 0,3 mm este tratată de diferite lucrări, pur teoretic sau, în cel mai bun caz, pe baza unor experimentări asupra elementelor liniare, supuse variației de temperatură, cu blocare la extremități. Se fac propuneri, în consecință, de armare și a pereților din diafragme de beton armat monolit.

Tabelele publicate de Leonhardt [3.18] indică procentele minime de armare pentru bare netede și profilate în funcție de marca betonului și oțelului utilizat, în vederea limitării deschiderii fisurilor produse de efectul contractiei și variații de temperatură

( $\bar{\epsilon}_c + \alpha \Delta t = 0,4 + 0,3 = 0,7 \%$ ) la 0,3 mm. Procentele de armare indicate au fost determinate din următoarele condiții :

$$\mu \geq \frac{1}{2,9} \sqrt[3]{\frac{d \cdot B_w}{b}} \quad (3.48)$$

$$\mu \geq \frac{\sqrt{B_w}}{B_s} \cdot 100 \quad (3.49)$$

unde : d - diametrul barelor, în mm;

$B_w$  - marca betonului;

$B_s$  - limita de curgere a oțelului;

$\sqrt{B_w} = B_{bs}$  - rezistența betonului la întindere;

b - parametrul de aderență al oțelului.

Propunerea lui Leonhardt pentru procentele minime de armare este prezentată în tabelul 3.3.

Tabelul 3.3.

Tipuri de armături	B 150 $\mu \geq$	B 225 $\mu \geq$	B 300 $\mu \geq$	Condiții
Ø 6 neted	0,83	0,97	1,08	$\mu \geq \frac{1}{2,9} \sqrt[3]{\frac{d \cdot B_w}{b}}$
Ø 6 profilat	0,63	0,76	0,81	
Ø 10 neted	1,00	1,15	1,28	
Ø 10 profilat	0,75	0,86	0,96	
ST I $B_s = 2400 \text{ daN/cm}^2$	0,51	0,62	0,72	$\mu \geq \frac{\sqrt{B_w}}{B_s} \cdot 100$
ST III $B_s = 4200 \text{ daN/cm}^2$	0,29	0,36	0,41	

Aplicarea procentelor de armare propuse nu se pot aplica pentru construcții civile decât în cazuri speciale, ele presupunând un consum prea mare de oțel, nejustificat de comportarea reală a pereților din beton armat monolit.

Fierlinger A., [3.11] pornind de la analiza unei bare liniare din beton armat, expuse contracției și avînd ambele extremități blocate, determină procentele unitare de armare, eficiente din punct de vedere al deschiderii fisurilor, tot din două condiții :

- armătura trebuie să aibă în dreptul fisurilor capacitatea necesară de a prelua forța care se dezvoltă fără a depăși limita de

curgere; această condiție determină procentele minime de armare pe baza relațiilor de echilibru :

$$R_{bt}^n \cdot A_b \leq R_a^n \cdot A_a \quad (3.50)$$

de unde :

$$p > \frac{R_{bt}^n}{R_a^n} \cdot 100 \quad (3.51)$$

- deschiderea fisurilor să nu depășească limita admisă de 0,3 mm.

A doua condiție presupune analiza stării de eforturi exterioare ce se produc datorită contracției.

Intre fisuri betonul și armătura prezintă deformații variabile  $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_b$ , în calcule putîndu-se considera deformații medii :

$$\epsilon_{ac} = 1/3 \epsilon_a \cong 0,35 \epsilon_a = 0,35 \frac{R_a^n}{E_a} \quad (3.52)$$

$$\epsilon_{bc} = 2/3 \epsilon_{lim} = 2/3 \cdot 0,12 \times 10^{-3} \cong 0,08 \cdot 10^{-3} \quad (3.53)$$

Deschiderea fisurii rezultă din alungirile totale ale betonului și armăturii :

$$\alpha_f = \lambda_f (\epsilon_{ac} - \epsilon_{bc}) = \lambda_f (0,35 \frac{R_a^n}{E_a} - 0,08 \cdot 10^{-3}) \psi_\epsilon \quad (3.54)$$

Valoarea lui  $\psi_\epsilon$ , în funcție de natura oțelului, este :

- pentru OB 38 cu  $R_a^n = 2400$  este  $\psi_\epsilon = 0,32 \cdot 10^{-3}$ ;
- pentru PC 52 cu  $R_a^n = 3800$  este  $\psi_\epsilon = 0,56 \cdot 10^{-3}$ ;
- pentru PC 60 cu  $R_a^n = 4400$  este  $\psi_\epsilon = 0,64 \cdot 10^{-3}$ .

Descărcarea în beton a solicitării conduce la :

$$\tau_a \cdot \lambda_f \cdot n \cdot \tau \cdot d \geq R_{bt}^n \cdot A_b = R_{bt}^n \frac{A_a}{p} \cdot 100 \quad (3.55)$$

și notînd cu  $K = \frac{R_{bt}^n}{\tau_a}$ , rezultă :

$$d < \frac{4 \cdot \alpha_f}{100} \cdot \frac{p}{K \psi_\epsilon} = \frac{1,2}{100} \cdot \frac{p}{K \psi_\epsilon} \quad (3.56)$$



Alegând pentru K valorile date în literatură și anume K = 1,20 pentru bare netede și K = 0,8 pentru bare profilate, rezultă diametrii maximi :

- pentru OL 38  $d \leq 30$  p mm
- pentru PC 52 și TOR 47  $d \leq 27$  p mm
- pentru PC 60  $d \leq 23$  p mm

Valorile procentelor de armare minime propuse sînt date în tabelul 3.4.

Tabelul 3.4.

Oțel-beton maroa	$R_a^n$	Diame- trul barelor	B 100		B 150		B 200		B 300	
			$R_{bt}^n = 10$	$R_{bt}^n = 13$	$R_{bt}^n = 16$	$R_{bt}^n = 21$	$R_{bt}^n = 16$	$R_{bt}^n = 21$		
			p ≥ %	d ≤	p ≥ %	d ≤	p ≥ %	d ≤	p ≥ %	d ≤
OL 38	2400	d < 30 p	0,42	∅ 12	0,54	∅ 16	0,67	∅ 20	0,88	∅ 25
PC 52 TOR 47	3800	d < 27 p	0,26	∅ 7	0,34	∅ 9	0,42	∅ 10	0,55	∅ 14
PC 60	4000	d < 23 p	0,23	∅ 6	0,30	∅ 7	0,36	∅ 8	0,48	∅ 10

Rezultatele prezentate se referă la armarea unor elemente liniare sub efectul contracției, cu blocare la extremități, unde elementul de reținere nu intervine în discuția cantitativă și calitativă a fisurării. Starea de eforturi într-o diafragmă de beton armat monolit, cu împiedecare a deformațiilor pe contur diferă de această situație, elementul de reținere provocînd fisurarea, dar totodată constituind un element de împiedecare a deschiderii fisurilor, ceea ce oferă condiții de reducere a procentului de armare.

Pornind de la aceleași premize, acelea de a preveni curgerea armăturii în fisură și de a limita deschiderea fisurilor la 0,1 - 0 mm, Neubauer [3.22], propune două relații pentru determinarea procentului minim de armare :

$$\mu_1\% = \frac{\beta_{bz}}{\beta_s} \cdot 100 ; \quad \mu_2\% = \sqrt[3]{\frac{d_e \beta_{bz}^2}{175 r}} \quad (3.57)$$

- unde :
- $\beta_{bz}$  - rezistența la întindere a betonului;
  - $\beta_s$  - limita de curgere a oțelului;
  - r - coeficient de aderență;
  - $d_e$  - diametrul armaturii.

Valorile procentelor de armare calculate pentru betoane și armături uzual folosite sînt date în tabelul 3.5.

Tabelul 3.5.

Diame- trul	r = 120		r = 80		r = 50	
	$\alpha_f = 0,3 \text{ mm}$		$\alpha_f = 0,2 \text{ mm}$		$\alpha_f = 0,1-0,13$	
	Beton		Beton		Beton	
mm	B 150	B 250	B 150	B 250	B 150	B 250
4	0,36	0,43	0,41	0,49	0,48	0,57
5	0,38	0,46	0,44	0,53	0,51	0,61
6	0,41	0,49	0,47	0,56	0,55	0,66
8	0,45	0,54	0,51	0,61	0,60	0,72
10	0,48	0,58	0,55	0,66	0,65	0,77
12	0,51	0,61	0,59	0,70	0,69	0,82

Ambele relații propuse subliniază în mod deosebit rezistența la întindere a betonului, care influențează deschiderea fisurilor. Comentînd comportarea pereților cu împiedecarea deformațiilor din contracție pe contur se propune ca pe înălțimea unui nivel, armarea să satisfacă procentele minime date de :

- $\mu_1$  - pe  $0,15 h_{\text{etaj}}$  ;
- $\mu_2$  - pe  $0,50 h_{\text{etaj}}$  ;
- armarea de contur pe restul înălțimii, sau cu  $\mu_2$  pentru pereți lungi de 5 - 15 m.

Procentele de armare calculate, sînt determinate în situația unei solicitări de întindere centrică. În zona fundațiilor, comportarea pereților însă nu satisface această condiție, situația fiind acceptabilă, ca solicitare, pentru nivele curente, cu împiedecare provocată de planșea prefabricate.

Este interesant de remarcat faptul că se sesizează o armare diferențiată pe înălțimea unui nivel.

Pornind de la experiențele efectuate de Falkner pentru elemente liniare supuse variației de temperatură, Schiesl face un studiu [3.31] asupra influenței rezistenței la întindere a betonului asupra deschiderii fisurilor. Determinarea efortului unitar într-o fisură, imediat înaintea apariției unei noi fisuri, rezultă din relațiile :

$$\sigma_{e \text{ II}} = \frac{\beta_z}{\mu} (1 + n \cdot \mu) - \text{pentru întindere centrică; (3.58)}$$

$$\sigma_{eII} = \frac{3 m_I}{\mu(3 - K_{xII})} - \text{pentru încovoiere pură} \quad (3.59)$$

unde :  $\beta_z$  - rezistența betonului la întindere;

$m_I$  - momentul capabil în stadiul I;

$K_{xII}$  - înălțimea relativă a zonei comprimate în stadiul II.

Pentru rezistența la întindere a betonului se acceptă relația stabilită de Heilman [3.15] :

$$\beta_z = K \cdot \beta_w^{2/3} \quad (3.60)$$

unde pentru întindere centrică valorile lui K sînt cuprinse între 0,36 și 0,68, cu valoarea medie  $K_m = 0,52$ , iar  $\beta_w$  este marca betonului.

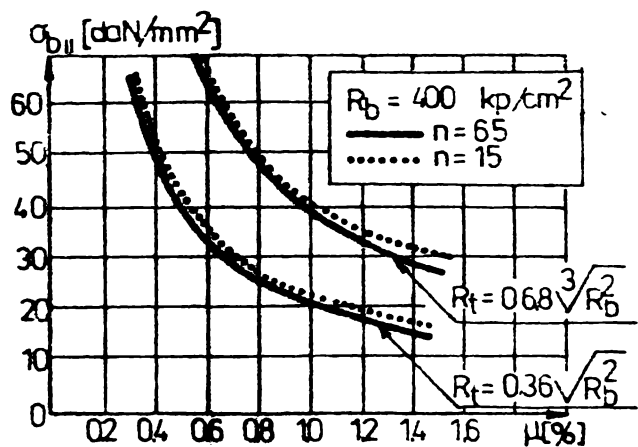
Din fig. 3.5.8 se remarcă relația dintre efortul unitar  $\sigma_{eII}$  în armătura din fisură. funcție de procentul de armare, pentru diferite valori ale rezistenței la întindere ale betonului. Se remarcă foarte clar că pentru același beton, la împrăștiari mari ale rezistenței la întindere, valorile efortului în armătura din fisură diferă foarte mult.

Se constată, pentru diferite mărci de beton (fig.3.5.9) că rezistența la compresiune influențează practic nesemnificativ deschiderea  $w$  a fisurilor, spre deosebire de împrăștierea posibilă ale rezistenței la întindere în intervalul  $K = 0,36 - K = 0,68$ .

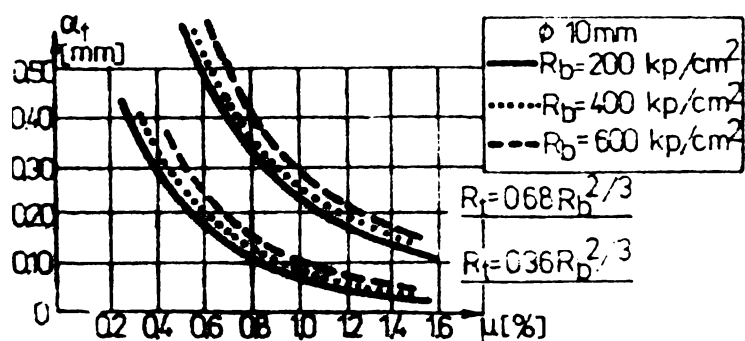
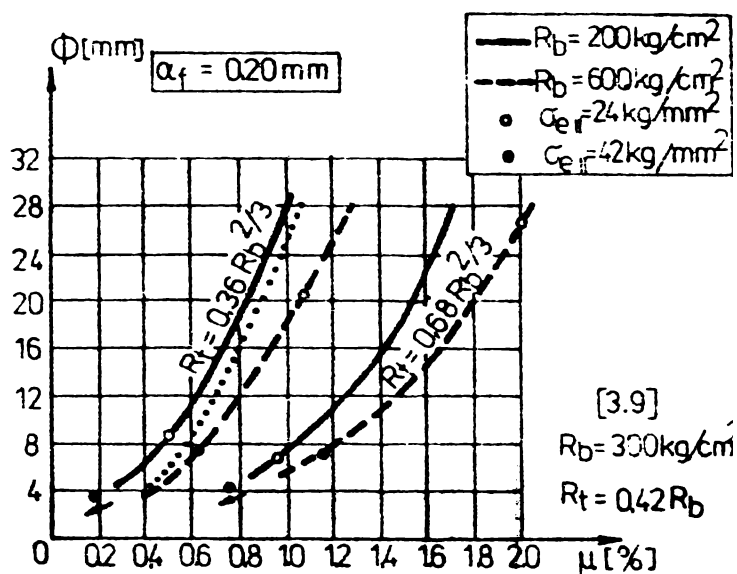
Se propun în fig.3.5.10 diagrame de dimensionare pentru limitarea deschiderii fisurilor, la 0,2 și 0,3 mm. In aceste diagrame sînt trecute și propunerile de diagrame ale lui Falkner, pentru elemente solicitate centric. Aceste diagrame cuprind un domeniu larg de tipuri de betoane, cu împrăștiari posibile mari ale rezistențelor la întindere. O dimensionare mai practică este propusă în fig. 3.5.11 unde diagramele sînt trasate pentru o valoare medie de rezistență la întindere, deci  $K = 0,52$  pentru solicitare de întindere centrică și  $K = 0,80$  pentru încovoiere.

Față de diagrama prezentată în fig.3.5.11 situațiile reale pot prezenta betoane cu rezistențe la întindere mai mici sau mai mari. In consecință, dacă se cunosc rezistențele reale la întindere ale betoanelor utilizate, se pot aduce corecții procentului de armare rezultat din diagrame, suficient de exact cu relația :

$$\bar{\mu} = \frac{\beta_z}{0,52 \beta_w^{2/3}} \cdot \mu \quad (3.61)$$



RELATIA INTRE EFORTUL UNITAR  $\sigma_d$  IN FISURA SI PROCENTUL DE ARMARE PENTRU DIFERITE REZISTENTE LA INTINDERE A BETONULUI.



RELATIA DESCHIDERII FISURII SI PROCENTUL DE ARMARE PENTRU DIFERITE TIPURI DE BETOANE.

DIAGRAMA DE DIMENSIONARE PENTRU LIMITAREA DESCHIDERII FISURILOR.

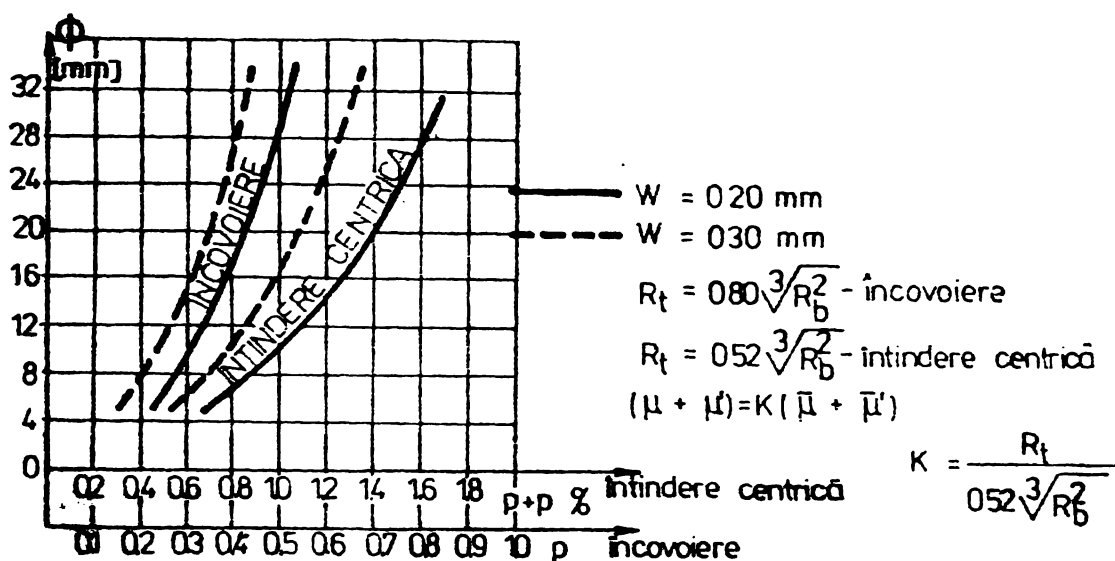


Fig. 35.11

DIAGRAMA DE DIMENSIONARE LA EFORTURI DIN TEMPERATURA SI CONTRACȚIE ÎMPIEDECATĂ.

unde :  $\mu$  - procent de armare rezultat din diagrame;  
 $\bar{\mu}$  - procent de armare corectat;  
 $\beta_z$  - rezistența la întindere reală a betonului.

### 3.5.3. Concluzii privind fisurarea.

Din discuția fenomenului de fisurare sub încărcări indirecte, se poate trage concluzia că diafragmele de beton armat, prin procentele mici de armare sînt armate la ora actuală nu satisfac condiția ca armătura din fisură să nu depășească limita de curgere. De asemenea la aceste procente de armare, nu are loc stabilizarea fenomenului de fisurare.

Relațiile propuse pentru determinarea procentului de armare, nu conțin mărimea forței generate de constrîngere. Din studiul fenomenului de fisurare se poate concluda că forța generată de împiedecarea deformațiilor poate să crească peste valoarea forței de fisurare numai după ce fisurarea s-a stabilizat. În situația contracției betoanelor obișnuite, asemenea deformații, care să producă stabilizarea fisurării, în cazul concret al unor procente mici de armare, nu apar.

În condițiile unei fisurări nestabilizate rezultă deci că valoarea maximă a forței generate de constrîngere este aproape independentă de gradul de reținere (mărimea constrîngerii). În consecință, mărimea deformației reținute influențează numai numărul fisurilor de importanță redusă în raționamentele privind limitarea deschiderii fisurilor.



Din fig.3.5.9 și fig.3.5.10 rezultă clar că rezistența betonului la întindere, influențează, în cazul constrîngerilor, deschiderea fisurilor mult mai puternic decît rezistența la compresiune. Pentru rezistența la întindere situația la limita superioară a domeniului de împrăștiere, rezultă fisuri cu deschideri aproape duble față de cele într-un beton cu aceeași rezistență la compresiune și rezistență la întindere situată la limita superioară a domeniului de împrăștiere, fapt ce trebuie avut în vedere la proiectarea construcțiilor proiectate la deformații împiedecate.

Deci, luarea în considerare a rezistenței betonului la compresiune, nu pare necesară, fiind suficient construirea unei singure curbe pentru toate clasele de rezistență.

De asemenea, nu pare necesară, introducerea valorii maxime a rezistenței la întindere deoarece armătura împiedică contracția liberă, fapt ce provoacă o reducere a tensiunilor de întindere ce trebuie preluate.

Studiile efectuate de diferiți cercetători au la bază cercetări asupra comportării unor elemente liniare, la care împiedecarea deformațiilor din contracție sau temperatură este realizată prin blocare la extremități. Extrapolarea datelor obținute, la comportarea elementelor plane, cu rețineri pe contur poate fi acceptată cu rezerva unui consum prea ridicat de armătură. De asemenea, starea de eforturi într-o diagramă de beton armat monolit cu împiedecarea deformațiilor de către elemente de construcții dispuse pe contur, diferă, tocmai prin efectul dublu al elementului de reținere, de generator de eforturi și totodată de împiedecare a deschiderii fisurilor pe linia de reținere.

De asemenea, procentele de armare propuse nu sînt diferențiate pe înălțimea diafragmelor, lungimea de reținere, respectiv zona de reținere nefiind sesizată în propunerile de armare.

Propunerea de armare diferențiată pe înălțime a lui Neubauer [3.22] poate fi acceptată în situația împiedecării deformațiilor de către fundații, la pereți scurți, între 3 - 5 m.

La lungimi de 5 - 15 m, zona de întindere se extinde peste zona armată, propunerea de armare situîndu-se în domeniul nesigur.

În cazul împiedecării deformațiilor din contracție de către planșee prefabricate, zona de reținere se extinde pe întreaga înălțime a peretelui, deschiderea fisurilor fiind variabilă pe înălțimea unui nivel, datorită prezenței planșeelor, care includ fisurile pe linia de reținere.

De asemenea, studiile efectuate, pe elemente liniare, nu au posibilitatea de a surprinde comportarea buiandrugilor diafragmelor cu goluri, la efectul împiedecării deformațiilor din contracție.

Concluziile prezentate, justifică necesitatea adoptării unui program experimental, pe elemente de suprafață, care să completeze cunoștințele actuale, în majoritate prezentate, la cazul concret al diafragmelor din beton armat monolit cu deformații împiedecate de fundații și planșee prefabricate.

Cap. 1.

=====

## CERCETARI EXPERIMENTALE PRIVIND COMPORTAREA STRUCTURILOR

### CU DIAFRAGME SUB EFECTUL DEFORMATIILOR DIN CONTRACTIE,

#### IMPIEDEDATE

#### 4.1. Scopul programului experimental.

Literatura tehnică de specialitate oferă un număr mare de lucrări referitoare la calculul și comportarea structurilor alcătuite din diafragme de beton armat. Aceste lucrări se referă însă numai la influența acțiunilor exterioare (vânt, cutremur) în timp ce, lucrări care să se refere la efectele contracției împiedecate și a variațiilor de temperatură - care în cazul elementelor bidimensionale, trebuie tratate în mod diferit de cele liniare - există într-un număr extrem de redus. Problema este complexă datorită numărului relativ mare de factori care influențează starea de solicitare în diafragmele de beton armat.

Datorită conlucrării cu elementele adiacente care au o contracție mai redusă (sau nu au deloc) este provocată o stare de solicitare ce duce la fisurarea diafragmelor slab armate sau nearmate. Fundațiile, planșeele prefabricate, panouri de pereți prefabricați, reprezintă elemente de reținere a deformației din contracție. Acelaș efect se obține în cazul structurilor formate din panouri prefabricate rigidizate printr-un miez monolit sau datorită turnării succesive a nivelelor.

Programul experimental a cuprins studiul unor aspecte care intervin frecvent în practica de execuție, urmărindu-se în special următoarele probleme :

- studiul deformațiilor și al extinderii domeniului de influență (zonă de reținere), pe suprafața diafragmei, în funcție de tipul de reținere (fundație, planșeu) și în funcție de dimensiunile geometrice ale diafragmelor;
- tipul solicitărilor în diferite puncte ale domeniului de influență;
- procesul de formare și deschidere a fisurilor, respectiv poziția fisurilor, lungimea lor, deschiderea, și poziția deschiderii maxime;

- influența procentului de armare și a dimensiunilor geometrice asupra comportării diafragmelor pline, a montanților și buiandrugilor diafragmelor cu goluri;
- soluție de dispunere a armăturilor în inima diafragmelor (uniform repartizată, concentrată);
- aspecte ale conlucrării în structură a diafragmelor monolite și prefabricate precum și efectul turnării succesive pe nivele a diafragmelor din beton.

Cele de mai sus au fost studiate pe modele la scară redusă, pentru cazul diafragmelor pline sau cu goluri, prevăzute cu elemente de reținere de tipul fundațiilor, planșeelor prefabricate și panourilor de pereți prefabricați.

## 4.2. Alcătuirea și execuția elementelor experimentale.

### 4.2.1. Reținere de tip fundație.

Ansamblul elementelor experimentale este format din modele de 100 x 100 x 1 cm, încastrate la bază într-o fundație de 120 x 35 x 25 cm. Pereții sînt alcătuiți din microbeton armat cu diferite procente de armare, iar fundația executată din beton armat cu un procent de armare longitudinal  $p = 5,4 \%$ .

Legătura perete - fundație se realizează cu ajutorul unor mustăți din sîrmă de  $\emptyset 1$  mm dispuse la 1 cm, mustăți care pătrund în perete pe o înălțime de 10 cm.

O parte a lucrărilor experimentale, au avut ca scop punerea la punct a tehnologiei de turnare, măsurare, etc. La aceste experimente, s-au folosit compoziții diferite de mortare, metodă de provocare a fisurilor și armare diferită.

Pereții au fost armați cu procente diferite de armare, armătura fiind realizată cu plase cu același procent orizontal și vertical. Armarea pereților este prezentată în cap. Anexă în fig.A2, A3, A4.

Fundațiile, armate conform fig.A1, au fost confecționate cu 3 luni înainte de turnarea primei serii, fiind utilizate ulterior la toate seriile de încercări.

În tabelul 4.1 este prezentată o sinteză a principalelor caracteristici ale elementelor experimentale de tip diafragme pline. Se remarcă faptul că începînd cu elementul CF 11 a fost introdus la mijlocul secțiunii verticale - transversale cu scopul de a surprinde traseul fisurii (provocate) o peliculă de film iar la elementele CP 30-34 și în continuare la toate modelele experimentale a fost in-

clusă o cantitate de 3% CaCl<sub>2</sub>, în intenția de intensificare și accelerare a procesului de contracție.

Tabelul 4.1.

Simbol	Felul agregatului	Dozaj ciment agregat	Factor a/c	Timp de vibra-re sec.	Procent de armare		Film		Observații
					%	nr. plase	h cm	b mm	
CP 1	0,05+2	1 : 2	0,4	15	0,2	2	-	-	NEFISU-
CP 2	0,05+2	1 : 2	0,4	15	0,4	2	-	-	TE
CP 3	0,05+2	1 : 2	0,4	15	0,6	2	-	-	
CP 4	0,05+0,5	1 : 10	2	60	0,1	1	-	-	
CP 5	0,05+0,5	1 : 1	0,4	40	0,1	1	-	-	FUNDATIE
CP 6	0,05+0,5	2 : 1	0,34	60	0,1	1	-	-	INCAL-
CP 7	0,05+0,5	1 : 1	0,45	60	0,1	1	-	-	ZITE
CP 8	0,05+0,5	1 : 1	0,45	45	0,1	1	-	-	
CP 9	0,05+0,5	1 : 1	0,5	10	0,1	1	-	-	
CP 10	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,1	1	-	-	
CP 11	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,1	1	50	9	TRASEU
CP 12	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,1	1	50	7	DE
CP 13	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,1	1	50	6	
CP 14	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,1	1	50	5	FISURA
CP 15	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,2	2	50	8	
CP 16	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,6	2	50	6	PROVOCAT ..
CP 17	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,6	2	50	7	
CP 18	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,2	2	50	7	
CP 19	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,4	2	50	7	
CP 20	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,6	2	50	7	
CP 21	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,2	2	50	7	
CP 22	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,4	2	50	7	
CP 23	1 + 2	1 : 1	0,4	15	0,6	2	50	7	
CP 24	1 + 2	1 : 1	0,4	17	0,2	2	100	7	
CP 25	1 + 2	1 : 1	0,4	17	0,4	2	100	7	
CP 26	1 + 2	1 : 1	0,4	17	0,6	2	100	7	
CP 30	1 + 2	1 : 1	0,4	40	0,2	2	-	-	ADAOS
CP 30'	1 + 2	1 : 1	0,4	40	0,2	2	-	-	3 %
CP 30"	1 + 2	1 : 1	0,4	40	0,2	2	-	-	CaCl <sub>2</sub>
CP 31	1 + 2	1 : 1	0,4	40	0,4	2	-	-	
CP 32	1 + 2	1 : 1	0,4	40	0,4	2	-	-	
CP 34	1 + 2	1 : 1	0,4	40	0,1	1	-	-	



Pereții modelelor s-au turnat în poziție orizontală (fig.A5), la 24 h fiind ridicate pe verticală și decofrate.

Pentru studiul comportării diafragmelor cu goluri sub efectul reținerii contracției de către fundație s-au utilizat modele de aceeași dimensiuni dar prevăzute cu un șir de goluri în axul median al peretelui. Principalele caracteristici ale acestor elemente sînt prezentate în tabelul 4.2.

Tabelul 4.2.

Simbol	Procent de armare		Timp de vibrare	Observații
	Perete p %	Buiandrug p %		
CG 1	0,15	0,8	40"	ADAOS
CG 2	0,10	0,8	40"	3 %
CPG 3	0,20	0,8	40"	
CPG 4	0,15	1,2	40"	CaCl <sub>2</sub>

Armarea pereților este prezentată, pentru diferite procente de armare, în fig.A6 - A8, iar a buiandrugilor în fig.A9.

Stadiul deformării conturului din împiedecarea deformațiilor din contracție a necesitat turnarea unor elemente cu lățimi diferite de perete.

S-au turnat trei elemente experimentale, de lățimi diferite:

- CP 35 - lățime 25 cm;
- CP 36 - lățime 50 cm;
- CP 37 - lățime 75 cm.

Dispunerea aparaturii de măsurare și armarea diafragmelor este prezentată în fig.A.10.a,b.

Pentru măsurarea deformațiilor s-au utilizat microcompara-toare 1:100, 1:1000, deformetre Huggeuberger și timbre tensometrice, dispuse în punctele de interes (fig.A.11), pe conturul modelului (fixate pe un cadru exterior rigid), fie pe suprafața peretelui cu un sistem de tije.

La elementele cu goluri au fost dispuse suplimentar aparate de măsurare a deformațiilor în dreptul buiandrugilor și la mijlocul înălțimii golului.

#### 4.2.2. Reținere de tip planșee prefabricate.

Studiul reținerii deformațiilor din contracție s-a efectuat pe modele la scară redusă, cu un planșeu dispus la diferite nivele,

sau, modele cu un nivel și planșeele aferente.

La modelele cu un planșeu prefabricat, acesta a fost dispus la 4 nivele diferite, după cum urmează :

- poziția 1 - la baza peretelui,
- poziția 2 - la 1/6 din înălțime, de la bază;
- poziția 3 - la 1/3 din înălțime, de la bază;
- poziția 4 - la 1/2 din înălțime.

Pereții au fost alcătuiți similar pct.2.4.1.

Planșeele prefabricate sînt alcătuite din două jumătăți, fiecare de 100 x 20 x 1,5 cm. Legătura fiecărei jumătăți de planșeu cu peretele este realizată prin mustăți din prelungirea armăturilor planșeului (fig.A.12), de  $\varnothing = 1$  mm, dispuse la 2 cm, procentul de armare al planșeului fiind de  $p = 0,5$  %.

În tabelul 4.3 sînt prezentate sintetic principalele caracteristici ale modelelor fără goluri cu un singur planșeu.

Tabelul 4.3.

Simbol	Poziție plașeu	Procent de armare %	Timp de vibrare sec.	Observații
CPP 1	3	0,2	40	FARA
CPP 2	1	0,4	40	ADAOS
CPP 3	2	0,4	40	
CPP 4	3	0,4	40	
CPP 5	3	0,6	40	
CPP 6	4	0,4	40	
CPP 7	3	0,6	25	ADAOS
CPP 8	1	0,4	40	DE
CPP 9	2	0,4	40	3 %
CPP 10	3	0,4	40	CaCl <sub>2</sub>
CPP 11	3	0,6	40	
CPP 12	4	0,4	40	
CPP 23	3	0,1	40	
CPP 24	3	0	40	

Avînd la bază studiile efectuate pe elemente experimentale care modelează diafragme cu 6 nivele, s-au efectuat în continuare studii pe un nivel curent cu planșeele aferente, ceea ce a permis variația unor parametri ca :

- procente de armare ale montanților;
- înălțimea nivelului.

Inălțimea de referință liberă a etajului de 16,6 cm a fost aleasă astfel încît luînd în considerare lungimea diafragmei de 1 m raportul  $L/h = 6$  ceea ce corespunde în practică la o diafragmă cu lungime de 15 m, înălțime liberă a etajului de 2,5 m. Celelalte înălțimi de 11,1 și 33,3 cm au fost alese pentru a studia efectul înălțimii etajului asupra deformației de contur și a fenomenului de fisurare.

Cu și element suport al pereților s-a folosit un profil metalic I 22 întărit cu o platbandă de 20 mm. Legăturile dintre pereți și suport s-a realizat prin penduli - mustăți din suport, care intră în perete, acesta fiind distanțat de profil.

Pentru a avea o mai mare consecvență între diferite elemente privind gradul de reținere a contracției de către planșeu și pentru ușurarea și îmbunătățirea execuției elementelor, planșeele de beton au fost înlocuite cu planșee metalice, de aceeași rigiditate, legătura planșeu - perete realizîndu-se identic planșeelor de beton. Planșeele metalice au fost utilizate începînd de la experimentul CP 10.

În tabelul 4.4 sînt prezentate caracteristicile modelelor pline (fără goluri) cu un singur nivel, elementele fiind grupate pe serii de încercări.

Tabelul 4.4.



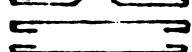
Simbol	Procent de armare %	Inălțime etaj cm	$\frac{h_{\text{etaj}}}{h_{\text{etaj.ref.}}}$	Observații
CP 12	0,15	16,6	1	ADAOS
CP 13	0,15	16,6	1	DE
CP 14	0,10	16,6	1	3 %
CP 15	0,20	16,6	1	
CP 17	0,15	11,1	0,66	CaCl <sub>2</sub>
CP 18	0,15	33,3	2	
CP 21	0,10	16,6	1	
CP 22	0,20	16,6	1	
CP 23	0,40	16,6	1	
CP 26	0	16,6	1	
CP 28	0	16,6	1	
CP 30	0,2	16,6	1	
CP 31	0,6	16,6	1	
CP 32	1	16,6	1	

Studiul diafragmelor cu goluri s-a efectuat pe modele cu un nivel și planșeele aferente, păstrînd procentul de armare al montanților la  $p = 0,15 \%$  și variînd o serie de parametrii ca :

- procentul de armare al buiandrugilor;
- lățimea golului (lungimea buiandrugului);
- înălțimea nivelului;
- lățimea planșeului;
- lățimea montanților;
- modul de armare al buiandrugilor.

Caracteristicile elementelor încercate sînt prezentate în tabelul 4.5, modelele fiind grupate pe serii de încercări.

Tabelul 4.5.

Simbol	Procent de armare		Lățime gol cm	Înălțime nivel cm	Observații
	montant %	buiandrug %			
C 1	0,15	0,8	6	20	
C 2	0,15	0,8	6	10	
C 3	0,15	0,8	6	16,6	
C 4	0,15	0,8	6	20	
C 5	0,15	0,8	6	10	
C 6	0,15	0,8	6	16,6	
					<u>Lățime planșeu</u>
CP 7	0,15	0,8	6	16,6	20 + 20 cm
CP 8	0,15	0,8	6	16,6	10 + 10 cm
CP 9	0,15	0,8	6	16,6	30 + 30 cm
CP 10	0,15	0,8	6	16,6	
CP 11	0,15	0,8	6	16,6	
CP 16	0,15	0,8	8	16,6	
CP 19	0,15	1,2	6	16,6	
CP 20	0,15	1,2	8	16,6	
					<u>Lățime montant</u>
CP 56	0,15	0,8	6	16,6	22 cm
CP 57	0,15	0,8	6	16,6	34,5 cm
CP 58	0,15	0,8	6	16,6	47 cm
					<u>Armare buiandrug</u>
CP 59	0,15	0,8	6	16,6	
CP 60	0,15	0,8	6	16,6	
CP 61	0,15	0,8	6	16,6	

Pentru măsurarea deformațiilor elementelor încercate s-au folosit microcomparatoare 1:100 și 1:1000, dispuse în zonele de interes, la nivelul planșeelor și între acestea. Dispunerea aparaturii este exemplificată în fig.A.13 și A.14.

#### 4.2.3. Reținere de tip fundație și planșeu prefabricat.

Suprapunerea efectelor de reținere a deformației din contracție de către fundație și planșee prefabricate s-a realizat pe modele de 100 x 100 x 1 cm prevăzute cu aceeași fundație utilizată la pct.4.2.1 și cu planșee dispuse la 6 nivele.

Au fost studiate modele de diafragmă plină (CPP 9) și cu goluri medii, dispuse în axul peretelui.

Caracteristicile modelelor încercate sînt prezentate în tabelul 4.6.

Tabelul 4.6.

Simbol	Procent de armare		Timp de vibrare	Număr planșee	Observații
	Perete p %	Buiandrug p %			
CPPG 5	0,15	0,8	60"	6	
CPPG 6	0,15	0,8	60"	6	
CPPG 7	0,15	0,4	60"	6	
CPPG 8	0,15	1,2	60"	6	
CPP 9	0,15	-	60"	6	

Din punct de vedere tehnologic, modelele prezintă un grad sporit de dificultate a execuției, datorită prezenței golurilor și simultan a fundației și planșeelor.

Dispunerea aparaturii de măsurare a deformațiilor s-a făcut pe contur, în dreptul planșeelor și pe buiandrugi (fig.A.15).

#### 4.2.4. Elemente cu armare concentrată.

În scopul studierii comportării elementelor experimentale la o concentrare a armăturilor în zonele cu deschiderea maximă a fisurilor s-au experimentat elemente cu dispunerea concentrată a armăturii orizontale. Cantitatea de armătură concentrată reprezintă echivalentul armării distribuite pentru diferite procente de armare, pentru un nivel.

Dispunerea armăturilor s-a efectuat în diferite zone ca de exemplu de o parte și de alta a planșeului pe 7,5 cm (CPP 13 și 16) sau între planșee (la mijloc) pe 5 cm la experimentele CPP 22.



CPP 24, CPP25.

Armătura verticală s-a păstrat uniform distribuită sau concentrată la extremități (fig.A.16).

Pentru comparație, încercarea elementelor s-a efectuat în prezența unor martori cu armătură distribuită.

În tabelul 4.7 sînt prezentate caracteristicile elementelor experimentale, precum și a martorilor, grupate pe serii de încercări.

Tabelul 4.7.

Simbol	Poziție planșeu	Procent de armare %	Procent de ar- mare concen- trat %	Zona de concentra- re.
CPP 13	3	0,2 concentr.	0,8	planșeu
CPP 19	3	0,2	-	-
CPP 16	3	0,4 concentr.	2	planșeu
CPP 20	3	0,4	-	-
CPP 22	3 + 4 + 5	0,4 concentr.	1,3	între planșee
CPP 21	3 + 4 + 5	0,4	-	-
CPP 24	2 pl.	0,1 concentr.	0,3	între planșee
CP 25	2 pl.	0,2 concentr.	0,6	-
CP 27	2 planșee	0,2 concentr.	0,6	între planșee
CP 28	2 planșee	0	0	-
CP 29	2 planșee	0,2	-	-

#### 4.2.5. Reținere de tip fundație și pereți prefabricați.

În scopul studierii comportării în structură a pereților monoliți cu prefabricate s-au experimentat 3 elemente alcătuite din fundație de 40 x 30 x 180 cm, doi pereți laterali turnați în etapa I de 5 x 50 x 150 cm și un perete (miez monolit) de aceleași dimensiuni, turnat în etapa II-a. La elementul CD 10 s-a redus înălțimea la 2/3 din CD 09, iar elementul CD 11 a avut pereții (prefabricați), laterali fragmentați în 4 subelemente, simulînd suprapunerea unor panouri prefabricate, prin creerea unor rosturi orizontale.

În tabelul 4.8 sînt prezentate dimensiunile modelelor și ale martorilor elementelor experimentale.

Tabelul 4.8.

Simbol	Dimensiuni ale elementelor		Observații
	Modele cm	Martor cm	
CD 09	3 x (5 x 50 x 150)	5 x 50 x 150	
CD 10	3 x (5 x 50 x 100)	5 x 50 x 100	
CD 11	3 x (5 x 50 x 150)	5 x 50 x 150	

Armarea modelelor experimentale, precum și realizarea legăturii dintre pereții laterali (prefabricați) și miezul monolit este prezentată în fig.A.17. Dispunerea aparaturii de măsură este prezentată în fig.A.18.

#### 4.2.6. Influența turnării succesive a nivelelor.

Pentru a pune în evidență acest fenomen s-au efectuat încercări pe o machetă în laborator, care a redat turnarea betonului în etape. Macheta experimentală a constatat dintr-o fundație, peste care s-au turnat patru straturi suprapuse de beton, modelând execuția în trepte a unei construcții reale.

Intre straturile succesive s-a asigurat o legătură prin muștăți de sîrmă. Concomitent s-au turnat martori cu dimensiunile unei trepte de turnare a modelului experimentale. Martorii au fost suprapuși fără legătură între ei.

Dispunerea aparaturii de măsură este prezentată în fig.A.19.

#### 4.2.7. Fragmente liniare cu blocare la capete.

Studiul comportării fragmentelor liniare are ca scop transformarea datelor experimentale, obținute pe modele de regulă la scara naturală a elementelor reale.

Datele experimentale, preluate din [4.4], [4.5], s-au obținut din studiul unor fragmente liniare, cu împiedecarea deformațiilor din contracție prin blocare la capete.

S-a urmărit comportarea elementelor de dimensiunea 10 x 15 x x (200) 600 cm, care modelează comportarea elementelor la scară naturală, (tabelul 4.9), elemente armate cu diferite procente de armare de 0,0; 0,2; 0,3; 0,4 %.

De asemenea, pentru comparație s-a urmărit comportarea unor elemente cu dimensiunea 1 x 0,8 x 40 cm care modelează comportarea elementelor la scara 1:15 cu caracteristicile prezentate în tabelul 4.10.

Tabelul 4.9.

Nr. crt.	Dimensiuni element cm.	Nr. elemente buc.	Procent de armare p %	Observații
1	10 x 15 x 200	6	0,2	
2	10 x 15 x 200	1	0	
3	10 x 15 x 200	1	0,2	Fără adaos
4	10 x 15 x 200	1	0,4	de
5	10 x 15 x 200	1	0,6	
6	10 x 15 x 600	1	0,2	CaCl <sub>2</sub>
7	10 x 15 x 600	1	0,2	
8	10 x 15 x 600	1	0,3	
9	10 x 15 x 600	1	0,4	

Prezentarea elementelor experimentale la scara naturală sau la scara 1:15, precum și dispunerea aparaturii de măsură sînt prezentate în fig.A.20 și respectiv A.21.

Tabelul 4.10.

Seria	Diafragma corespondentă	Numărul elementelor (buc)		
		p = 0 %	p = 0,2 %	p = 0,4 %
23	CPPG 5	2	4	-
24	-	2	4	-
25	CPPG 6	2	4	-
26	-	2	-	4
27	-	1	2	3
28	CPP 9	1	2	3
	CP 1	1	2	-
	CP 2	1	1	-
	CP 14	-	2	-
	CP 15	2	4	-
	CP 16	1	2	-
	CP 17	2	2	2
	CP 19	1	-	1
	CP 20	1	-	1

Impiedecarea deformațiilor din contracție s-a realizat prin blocare la capete, pe cofragul realizat din beton, tablă de oțel sau profile laminate.

#### 4.2.8. Caracteristicile materialelor utilizate.

Avînd în vedere grosimea mică (1 cm) a elementelor experimentale, acestea au fost alcătuite din mortar de ciment. Compoziția mortarului a fost realizată în scopul obținerii unei mărci de circa  $250 \text{ daN/cm}^2$ , utilizînd un raport ciment - agregat 1:1 și apă - ciment 0,4. Cimentul utilizat a fost, de regulă, ciment PZ 400, iar agregatul, nisip normal cu granulație 1 + 2 mm.

Pentru intensificarea procesului de contracție, avînd în vedere scara redusă a modelelor 1:15 în compoziția mortarului s-a inclus  $\text{CaCl}_2$ , în cantitate de 3 % din cea a cimentului.

Excepție fac unele elemente prezentate la cap.4.2.1, care au constituit elemente de tatonare a fazei experimentale.

Fragmentele liniare la scara modelului au fost turnate în paralel cu modelele, utilizînd aceeași compoziție a mortarului, inclusiv adaos de 3 %  $\text{CaCl}_2$ .

Fragmentele liniare la scara 1:1, care modelează comportarea unui element real, au fost realizate din beton de marcă B 250, preparat cu ciment PZ 400, raport apă - ciment 0,4 și agregat cu granulație 0 - 15 mm. În compoziția betonului nu s-a mai adăugat  $\text{CaCl}_2$ , tocmai pentru ca raportul de scară să elimine influența acestui adaos.

În paralel cu modelele experimentale au fost turnate cuburi de  $3 \times 3 \times 3$ ;  $7 \times 7 \times 7$  și  $20 \times 20 \times 20$  și prisme de  $5 \times 5 \times 30$  cm, pentru determinarea rezistenței la compresiune și întindere a materialelor utilizate.

În tabelul 4.11 sînt prezentate valorile rezistenței la compresiune și întindere determinate pentru serii de elemente experimentale, la diferite vârste.

Tabelul 4.11.

Simbol	Rezistența la compresiune			Rezistența la întindere		
	3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile
CP 1 + CP 34	150	180	235	15	15,5	18,5
CPP 1	133	168	223	15	15,5	
CPP 2 și CPP 5	160	168	183			
CPP 3 și CPP 6	160	210	175			
CPP 7	155	193	218			
CPP 8 și CPP 11	203	207	242	13,1	15	-
CPP 9 și CPP 12	250	280	241			
CPP 10	165	193	212			

Tabelul 4.11. (continuare)

CPP 13 și CPP 19	168	203	243		
CPP 16 și CPP 20	207	234	252		
CPP 21 și CPP 22	140	220	258		
CPG 1 - CPG 6	-	-	235	-	-
CPPG 5 - CPPG 8	-	-	235	-	-
CPP 9	-	-	235	-	-
Fragmente liniare de lungime :					
- 200 cm	-	-	226	-	20
- 60 cm	-	-	240	-	23

Includerea în calculul solicitărilor și deformațiilor a modulului de elasticitate variabil pe perioada experimentării a necesitat determinarea lui experimentală. Pe serii de încercări, valoarea modulului de elasticitate este prezentat în fig.A.22.

De asemenea, determinarea curgerii lente pentru materialul din care s-au executat modelele, s-a obținut pe cale experimentală, eliminând deformația de contracție și deformația elastică. Valori ale curgerii lente obținute sint prezentate în tabelul 4.12, iar un exemplu de determinare este ilustrat în fig.A.23.

Tabelul 4.12.

	Vîrsta probelor în zile								
	1	2	5	7	10	17	28	35	42
Contractia $\epsilon_0$ în mm/m	0,10	0,185	0,365	0,48	0,585	0,745	0,871	0,92	0,952
Curgera lentă $\epsilon_{cl}$ în mm/m	0,08	0,15	0,265	0,30	0,345	0,395	0,502	0,53	0,542
$\frac{\epsilon_{cl}}{\epsilon_0} \cdot 100$	80,0	81,0	72,6	63,6	59,0	53,0	57,3	57,6	57,0
Caracteristica curgerii lente $\varphi$	-	1,0	1,6	2,0	2,2	2,5	3,2	3,4	3,5

S-a încercat în permanență păstrarea constantă a caracteristicilor materialelor utilizate, în scopul comparării rezultatelor experimentale, care conțin variabil procentul de armare, dimensiunile geometrice ale modelelor, tipul de rețineră etc.

INSTITUTUL POLITEHNIC  
TIMIȘARA  
BIBLIOTECA CENTRALĂ

### 4.3. Incercarea elementelor experimentale.

Elementele experimentale au fost păstrate pe toată durata măsurătorilor într-un regim de umiditate (65 %) și temperatură (20°C) constant. Asigurarea unui regim climatic constant s-a făcut într-o cameră de climatizare, prevăzută cu două agregate de climatizare.

#### 4.3.1. Elemente de tip pereți.

Incercările au constat în urmărirea în timp a deformațiilor din contracție a elementelor, precum și modul de fisurare al pereților, din împiedecarea deformațiilor din contracție.

Au fost măsurate două tipuri de deformații :

- deformații locale - măsurate pe bază de 5(11,5)cm cu ajutorul microcomparatoarelor de precizie 1:1000 cu tijă prelungită fixate pe element;
- deplasări ale conturului peretelui față de un reper exterior fix, măsurate cu microcomparatoare fixate pe un cadru metalic rigid, independent de element. Pentru deformații mai mari s-au folosit microcomparatoare de precizie 1:100, iar pentru zonele de deformații mai mici, microcomparatoare de precizie 1:1000.

La 24 de ore de la turnare, elementele au fost ridicate în poziție verticală, procedându-se la montarea aparatelor de măsură. S-a efectuat prima citire a aparatelor, moment considerat inițial ( $t = 0$ ) în diagrame și tabele.

În continuare, măsurătorile au fost efectuate la fiecare 24 de ore până la vârsta de minimum  $t = 7$  zile, la unele serii (CP - 18 - 19 - 20) măsurătorile continuând până la  $t = 34$  zile.

S-a constatat că la  $t = 7$  zile, practic deformațiile din contracție au fost consumate, ceea ce a permis întreruperea experimentării, în scopul efectuării unui număr cât mai mare de încercări.

Releveele fisurilor, prezentate în Anexă, reprezintă fotografiile elementelor (față F și spate S), indicatoarele - triunghi, identificând valoarea deschiderii fisurii și poziția unde a fost măsurată.

În paralel cu măsurătorile efectuate pe modele au fost turnate elemente (cuburi, prisme) pe care s-au determinat rezistențele la compresiune și întindere, modulul de elasticitate și curgerea lentă, determinările efectuându-se la  $t = 3: 7: 14: 28$  zile.



#### 4.3.2. Modele cu miez monolit și pereți prefabricați.

Inercarea propriu zisă a constat din urmărirea în timp a deformațiilor modelului după anumite direcții. Principalele direcții de măsurare ale deformațiilor au fost :

- deformații pe verticală ale marginii superioare ale modelului, respectiv ale unor nivele intermediare;
- deformații pe direcție orizontală ale marginilor verticale;
- deformații ale rostului vertical dintre miezul monolit și prefabricat;
- deformații ale rosturilor orizontale (CD-11);
- deformații specifice de-a lungul marginilor verticale sau în câmp;
- deformații ale martorului.

#### 4.3.3. Turnarea succesivă a nivelelor.

Straturile succesive au fost turnate la intervale de 14 zile, pentru a accentua diferența de vîrstă dintre zonele alăturate.

Măsurarea deformațiilor din contracție s-a efectuat pe o bază de 20 cm. La începutul experimentărilor fundația a avut o vîrstă de 42 zile, consumînd o mare cantitate din contracție, constituind astfel o frînă în dezvoltarea deformațiilor din contracție a primului nivel.

S-au urmărit deformațiile din contracții a nivelelor elementului experimental și în paralel a martorilor.

#### 4.4. Prezentarea rezultatelor experimentale.

##### 4.4.1. Studiul deformațiilor.

Studiul experimental a constat în urmărirea în timp a deformațiilor din contracție a elementelor, deformații care sînt împiedecate să se dezvolte liber prin prezența unor elemente cu contracții consumate parțial - fundații, nivele turnate cu decalaj de timp, sau total - planșee prefabricate sau pereți prefabricați.

La 24 de ore de la turnare, elementele au fost ridicate în poziție verticală, procedîndu-se la montarea aparatului de măsură și efectuîndu-se prima citire a aparatelor, moment considerat inițial ( $t = 0$ ) în diagrame și tabele.

În continuare, măsurătorile au fost efectuate zilnic pînă la vîrsta de minimum  $t = 7$  zile, cînd se constată că practic, deformațiile din contracție au fost consumate.

Deformațiile din contracție ale conturului au fost reprezentate pe structură, în diagrame fiind reprezentate valorile medii ale celor două laturi.

În cazul elementelor cu deformații din contracție împiedecă de fundație s-au reprezentat deformațiile conturului în fig. A.27. Pentru stabilirea influenței lungimii de reținere, respectiv determinarea zonei de influență pe înălțimea elementului, din împiedecarea deformațiilor de către fundație s-au reprezentat în fig. A.28, deformațiile conturului pentru 3 elemente cu lățimi diferite.

Influența prezenței unui planșeu prefabricat, dispus la diferite înălțimi ale diafragmei, asupra deformațiilor conturului este prezentată în diagramele A.29 + A.31. Concentrarea armăturilor diferite pe un nivel, în dreptul planșeului, respectiv influența ei asupra deformațiilor conturului în situația prezenței unui planșeu prefabricat sau trei planșee este prezentată în fig. A.32 și A.33. În aceste figuri este prezentată și comportarea, pentru comparație, a marilor armați cu armătură uniform distribuită.

În scopul studiului comportării diaframelor din beton armat, supuse erectului împiedecării deformațiilor din contracție de către pereți prefabricați adiacenți s-au construit, pentru cele 3 elemente mixte (monolit - prefabricat) diagrame caracteristice de deformații.

Astfel, în figurile A.35, A.37 și A.39 au fost reprezentate deformațiile verticale și orizontale ale miezului monolit, măsurate la diferite nivele.

Deformațiile relative ale rosturilor verticale dintre miezul monolit și pereții adiacenți prefabricați au fost construite în diagramele A.36, A.38 și A.40.

Pentru elementul CD 11, la care pereții prefabricați au fost fragmentați în panouri s-a reprezentat în fig. A.40 și deformațiile relative ale rosturilor orizontale dintre panouri.

Studiul efectului turnării succesive a nivelelor s-a concretizat prin reprezentarea deformațiilor din contracție a acestora, comparativ cu a marilor în fig. A.41.

#### 4.2. Studiul fisurării.

Studiul fisurării diaframelor sub efectul deformațiilor din contracție împiedecată, a fost dezvoltat pe tipuri de reținere - fundații, planșee prefabricate, variindu-se totodată o serie de parametre.

trii ca procentele de armare și dimensiunile geometrice ale diafragmelor, montanților diafragmelor cu goluri sau riglelor de cuplare a acestora.

In acest scop au fost construite diafragme caracteristice pentru fiecare element experimental, care cuprind variația deschiderii medii a fisurilor pe înălțimea modelelor, indicându-se pe baza unei prelucrări statistice valoarea coeficientului de variație determinat fie pe element - în dreptul valorii maxime a deschiderii medii a fisurilor, fie pe fiecare nivel. Pentru unele elemente a fost prezentată și valoarea sumei deschiderii fisurilor, pentru a da o imagine asupra mărimii efortului din contracție la diferite nivele ale modelului.

Diagramele de variație a deschiderii fisurilor au fost construite pe baza releveelor - fotografii a fisurilor prezentate pe grupuri de elemente.

Astfel, pentru elementele experimentale cu fundații releveele fisurilor au fost prezentate în fig.A.42 + A.53 (diafragme pline) și A.54 + A.55 (diafragme cu un șir de goluri medii). O sinteză a comportării la fisurare a acestor elemente este prezentată, pe grupuri de elemente experimentale, în tabelele 4.13 și 4.14.

Tabelul 4.13.

Simbol	$\alpha_f$ max (mm)	Inălțimea fisurii $h_f/Lr$	Poziția des- chiderii ma- xime $h_{fmax}/Lr$	Observații
CP 11	0,11	0,48	0,07	
CP 12	0,20	0,50	0,33	elemente
CP 13	0,14	0,50	0,18	cu
CP 14	0,08	0,25	0,13	
CP 15	0,11	0,50	0,13	traseu
CP 16	0,05	0,38	0,13	
CP 17	0,04	0,10	0,07	de
CP 18	0,095	0,47	0,15	fisură
CP 19	0,06	0,40	0,15	
CP 20	0,047	0,36	0,15	provocat
CP 21	0,08	0,48	0,14	
CP 22	0,04	0,22	0,08	
CP 24	0,10	0,50	0,14	
CP 25	0,07	0,36	0,07	
CP 26	0,045	0,38	0,04	

Tabelul 4.14.

Simbol	$\alpha_f$ med max	Număr fisuri F + S	$\lambda_f$ med $h_{niv}$	Înălțimea fisurii $h_f/L_r$	Poziția des- chiderii ma- xime $h_f \text{ max}/L_r$
CP 30	0,174	8	1,2	0,30	0,15
CP 30'	0,116	10	1	0,30	0,10
CP 30*	0,14	4	1,5	0,40	0,15
CP 31	-	-	-	-	-
CP 32	0,063	10	1	0,25	0,10
CP 34	0,181	8	1,2	0,40	0,10
CPG 1	0,12	5	1,5	0,30	0,15
CPG 2	0,13	4	2	0,25	0,15
CPG 3	0,152	5	1,5	0,40	0,20
CPG 4	0,09	6	1,5	0,20	0,10

Releveele fisurilor pentru elementele experimentale cu un planșeu prefabricat dispus la diferite înălțimi sînt prezentate în fotografiile din figurile A.56 + A.60, iar pentru elementele cu un singur nivel în fig. A.61 + A.67 (diafragme pline) și A.68 + A.76, (diafragme cu un șir de goluri medii).

În tabelele 4.15 și 4.16 sînt prezentate principalele caractéristici ale fisurării acestor elemente. La modele experimentale cu un planșeu, înălțimea fisurilor și poziția deschiderii maxime a fisurii medii a fost raportată la lungimea de reținere  $L_r$ , iar la elemente cu un singur nivel, aceste mărimi s-au raportat la înălțimea nivelului  $h_{niv}$ .

Tabelul 4.15.

Simbol	$\alpha_f$ mediu max (mm)	Număr fisuri F + S	$\lambda_f$ med $h_{niv}$	Înălțimea fisurilor $h_f/L_r$	Poziția deschi- derii maxime $h_f \text{ max}/L_r$
CPP 7	0,108	10	1	0,30	0,10
	0,090	6	1,5	0,30	0,10
CPP 8	0,064	9	1,2	0,35	0,10
CPP 9	0,045	9	1	0,21	0,10
	0,044	9	0,86	0,16	0,05
CPP 10	0,074	14	0,75	0,30	0,10
	0,076	5	1,2	0,25	0,15

Tabelul 4.15. (continuare)

CPP 11	0,048	12	0,86	0,30	0,05
	0,054	11	0,67	0,30	0,05
CPP 12	0,050	11	0,86	0,25	0,10
	0,064	10	0,86	0,27	0,10
CPP 23	0,210	4	1,2	0,55	0,15
	0,168	6	1,5	0,30	0,15
CPP 24	0,42	2	3	0,55	0,20
	1,24	2	3	-	-

Tabelul 4.16.

Simbol	$\alpha_f$ mediu	Număr fisuri F + S	$\lambda_f$ med	Înălțimea fisurilor $h_f/h_{niv}$	Pozitia deschi- derii maxime $h_f$ max
	max (mm)		$h_{niv}$		
C 1	0,300	4	1,2	1	$h_{niv}/2$
C 3	0,250	6	1,1	1	$h_{niv}/2$
C 4	0,24	6	1,2	1	$h_{niv}/2$
C 5	0,170	12	0,75	1	$h_{niv}/2$
C 6	0,230	8	0,94	1	$h_{niv}/2$
C 7	0,188	8	0,94	1	$h_{niv}/2$
C 8	0,176	8	0,8	1	$h_{niv}/2$
C 9	0,220	8	0,94	1	$h_{niv}/2$
CP 10	0,166	8	0,94	1	$h_{niv}/2$
CP 11	0,147	10	0,7	1	$h_{niv}/2$
CP 12	0,220	12	0,86	1	$h_{niv}/2$
CP 13	0,215	8	0,86	1	$h_{niv}/2$
CP 14	0,212	10	0,67	1	$h_{niv}/2$
CP 15	0,133	12	0,50	1	$h_{niv}/2$
CP 16	0,120	10	0,7	1	$h_{niv}/2$
CP 17	0,139	12	0,80	1	$h_{niv}/2$
CP 18	0,261	6	0,75	1	$h_{niv}/2$
CP 19	0,198	8	0,94	1	$h_{niv}/2$

Tabelul 4.16. (continuare)

CP 20	0,216	6	0,7	1	$h_{niv}/2$
CP 21	0,242	14	0,74	1	$h_{niv}/2$
CP 22	0,147	16	0,53	1	$h_{niv}/2$
CP 23	0,143	14	0,425	1	$h_{niv}/2$
CP 26	0,580	8	1	1	$h_{niv}/2$
CP 30	0,182	18	0,6	1	$h_{niv}/2$
CP 31	0,088	22	0,5	1	$h_{niv}/2$
CP 32	0,085	22	0,43	1	$h_{niv}/2$
CP 56	0,147	8	0,94	1	$h_{niv}/2$
CP 57	0,075	8	0,94	1	$h_{niv}/2$
CP 58	fără fisuri pe înălțimea nivelului				
CP 59	0,233	8	0,82	1	$h_{niv}/2$
CP 60	0,258	6	0,89	1	$h_{niv}/2$
CP 61	0,245	8	0,95	1	$h_{niv}/2$

Modul de fisurare a unor diafragme cu șase nivele, cu fundație și planșee prefabricate, cu goluri sau pline, sînt prezentate în fig.A.77 + A.78, iar caracteristicile de fisurare, prezentate în tabelul 4.17.

Tabelul 4.17.

Simbol	$\alpha_f$ med max (mm)	Număr fisuri F + S	$\lambda_f$ med $h_{niv}$	Inălțimea fisurii $h_f/h_{niv}$	Poziția deschi- derii maxime $h_f \text{ max}/h_{niv}$
CPPG 6	0,142	12	0,86	1	0,5
	0,165	8	1,00	1	0,5
	0,186	10	0,86	1	0,5
	0,198	8	1,00	1	0,5
	0,167	10	0,86	1	0,5
	0,156	8	1,00	1	0,5
CPPG 7	0,167	8	1,00	1	0,5
	0,157	8	1,00	1	0,5
	0,119	12	0,75	1	0,5
	0,141	10	0,86	1	0,5
	0,184	12	0,75	1	0,5
	0,177	12	0,75	1	0,5



Tabelul 4.17. (continuare)

CPPG 8	0,171	8	1,00	1	0,5
	0,140	10	0,86	1	0,5
	0,160	8	1,00	1	0,5
	0,176	8	1,00	1	0,5
	0,145	10	0,86	1	0,5
	0,148	10	0,86	1	0,5
CPP 9	0,177	12	0,86	1	0,5
	0,150	14	0,75	1	0,5
	0,158	12	0,86	1	0,5
	0,20	10	1,00	1	0,5
	0,157	10	1,00	1	0,5
	0,165	12	0,86	1	0,5

Fisurarea elementelor armate cu armătură concentrată, paralel cu a martorilor armați cu același procent de armare, dar uniform distribuită se poate remarca în fig. A.79 + A.82. Pe baza releveelor, în tabelul 4.18 s-a prezentat sintetic, comportarea la fisurare a acestor elemente, armate cu armătură concentrată, precum și a martorilor, armați cu armătură uniform distribuită. La elementele cu un planșeu s-a prezentat fisurarea peretelui deasupra și dedesubtul planșeului, iar la elemente cu trei planșee, sînt prezentate caracteristicile fisurării pentru cele două nivele formate.

Tabelul 4.18.

Simbol	$\alpha_f$ med max (mm)	Număr fisuri F + S	$\lambda_f$ med $h_{niv}$	Înălțime fisuri $h_f/h_{niv}(L_r)$	Poziția des- chiderii ma- xime $h_{fmax}/h_{niv}(L_r)$
CPP 13	0,185	2	2	0,5	0,30
	0,150	2	2	0,35	0,15
CPP 19	0,100	8	0,67	0,45	0,10
	0,087	7	0,75	0,30	0,10
CPP 16	0,250	2	2	0,60	0,25
	0,105	2	2	0,35	0,15
CPP 20	0,051	10	0,55	0,50	0,10
	0,060	4	1,20	0,30	0,05
CPP 22	0,028	10	0,55	1	0,5
	0,024	13	0,43	1	0,5

Tabelul 4.18. (continuare).

CPP 21	0,046	16	0,35	1	0,5
	0,099	14	0,40	1	0,5
CP 24	0,154	20	0,28	1	0,5
CP 25	0,102	18	0,32	1	0,5
CP 27	0,146	16	0,67	1	0,5
CP 28	0,56	8	1,2	1	0,5
CP 29	0,193	16	0,67	1	0,5

În figurile de prezentare a releveelor fisurilor sînt marcate procentele de armare ale diafragmelor, montanților diafragmelor cu goluri și a buiandrugilor, numărul de plase și dimensiunile ochiurilor rețelei precum și scara fotografiei. Semnele în formă de triunghi identifică valoarea deschiderii fisurii ( $t = 7$  zile) și nivelul de măsurare a ei.

Pentru fragmentele liniare, utilizate pentru transformarea cantitativă a fenomenului de fisurare la scara naturală sînt prezentate în fig.A.83 + A.85, relevee ale fisurilor la elemente la scara 1:15 și evoluția fisurilor din contracție la elemente scara 1:1.

Pe baza releveelor - fotografii ale fisurilor au fost trasate diagramele de variație a deschiderii medii a fisurilor, prezentate pe grupuri de elemente experimentale.

Pentru studiul înălțimii fisurii la elemente cu fundații, precum și al poziției deschiderii maxime a fisurii au fost trasate diagramele din fig.A.86 + A.88.

În fig.A.89 + A.90, s-a reprezentat variația pe înălțime a valorii deschiderii medii a fisurilor pentru elemente cu fundație. Dezvoltarea sumei deschiderii fisurilor și a valorii deschiderii medii, la elemente cu un planșeu sînt prezentate în fig.A.91 + A.94.

Variația diferiților parametri ca procente de armare, lățime de conlucrare a planșeelor, dimensiuni geometrice ale montanților și nivelelor, sub aspectul influenței asupra fisurării la elemente cu un singur nivel sînt prezentate în fig.A.95 + A.103.

De asemenea, s-au construit diagramele de variație a deschiderii medii a fisurilor pentru elemente cu fundație și planșee prefabricate, cu șase nivele, în fig.A.104.

Figurile A.105 + A.108 conțin comportarea la fisurare a elementelor cu armare concentrată, elemente alcătuite cu un planșeu, trei planșee prefabricate sau un nivel curent cu planșeele aferente, alături de martori armati cu armare uniformă.

x x

x

Programul experimental prezentat, conține și unele elemente care au fost prelucrate, constituind parte din faza de punere la punct a tehnicii experimentale sau a unor rebuturi cauzate de defecțiuni de decofrare (CPPG 5), și ale condițiilor de climatizare.

## CAPITOLUL 5.

=====

### CONTRIBUTII LA STUDIUL COMPORTARII STRUCTURILOR CU

### DIAFRAGME DIN BETON ARMAT SUB EFECTUL DEFORMATIILOR

### IMPIEDECADE

#### 5.1. Studiul experimental al deformațiilor din contractie a diaframelor.

Toate elementele și structurile din beton sînt supuse la modificări de volum de diferite grade, depinzînd de compoziția, forma, dimensiunile elementului de beton, precum și de regimul climatic de păstrare, respectiv de exploatare. O modificare uniformă de volum, nu produce eforturi, acesta fiind cazul unui element care este liber a-și modifica forma în toate direcțiile. Această situație apare destul de rar în practică, orice împiedecare - reținere - fie internă fie externă, provoacă o stare de eforturi.

Reținerea acționează în sensul limitării modificărilor de dimensiune și produce o deformație specifică cu efort unitar corespunzător în elementul de beton. Cantitativ, deformația specifică depinde de gradul de reținere care există în punctul respectiv, ea fiind egală cu schimbarea lungimii unitare ce s-ar produce dacă betonul nu ar fi reținut.

Starea de deformare a diaframelor din beton armat, supuse efectului contractiei, împiedecate de elemente cu care acestea vin în contact în structură, reprezintă o caracteristică importantă a elementelor plane, reflectînd alături de gradul și tipul de reținere, riguros controlabile experimental, o imagine a stării de eforturi pe înălțimea diafragmei, respectiv extinderea domeniului de influență a reținerii.

#### 5.1.1. Elemente cu reținere de tip fundații.

La acest tip de elemente experimentale, s-a admis ipoteza că planșeele fiind monolite își consumă în principiu, contractiile paralel cu cele ale pereților, singurul factor de împiedecare fiind fundațiile.

După cum s-a arătat în cap.4.4, deformația conturului a fost reprezentată pe structură (la  $t = 7$  zile).

Această deformație depinde de gradul de reținere al fundației, de tipul de reținere - în cazul de față reținere pe o singură latură, de-alungul fundației.

Alura diagramei depinde numai de tipul de reținere, iar valorile deformației în diferite puncte sînt funcții de mărimea gradului de reținere, intensitatea contracției și evident, de poziția punctului unde este măsurată deformația.

Se constată că, la toate diagramele de acest tip (fig.A.24-A.28) deformațiile prezintă o creștere pronunțată în zona punctelor apropiate de linia de reținere, depărtîndu-se de aceasta diferențele deformațiilor a două puncte diferite scad, devenind la un moment dat nule, deformațiile păstrîndu-se practic ca valoare, pe înălțime, în continuare egale.

Alura curbelor la nivelele unde contracția nu este reținută sînt conforme celor cunoscute în tehnica betonului și anume o viteză mare de creștere în perioada inițială, pentru ca apoi creșterea să se amortizeze, după cum arată și aceste diagrame. Deformațiile după 7 zile sînt foarte mici, ceea ce confirmă posibilitatea înteruperii experimentării la  $t = 7$  zile, fapt justificat de grosimea echivalentă a elementelor experimentale ( $d_w$ ) mică, calculate după CEB sau DIN :

$$d_w = K_w \cdot 2 A/U \quad (5.1)$$

unde :  $K_w$  - coeficient dat de regimul climatic, pentru cazul de față egal cu 1;

A - aria secțiunii transversale ( $100 \text{ cm}^2$ );

U - perimetrul secțiunii transversale (202 cm).

Deci în cazul experimentărilor :

$$d_w = 1$$

față de situația reală, a diafragmelor la clădiri, unde grosimea echivalentă este  $d_w = 15$ .

Pe de altă parte, cantitatea mare de liant și regimul de climatizare duc la desfășurarea rapidă a contracției, însoțită de o curgere lentă de uscare, ținând seama de grosimea redusă a pereților.

Se remarcă faptul că abscisa diagramei deformațiilor la limita superioară este mai mică decît cea la o înălțime egală cu  $L_r/2$  ( $L_r$  = lungimea de reținere), confirmînd alura diagramei de variație

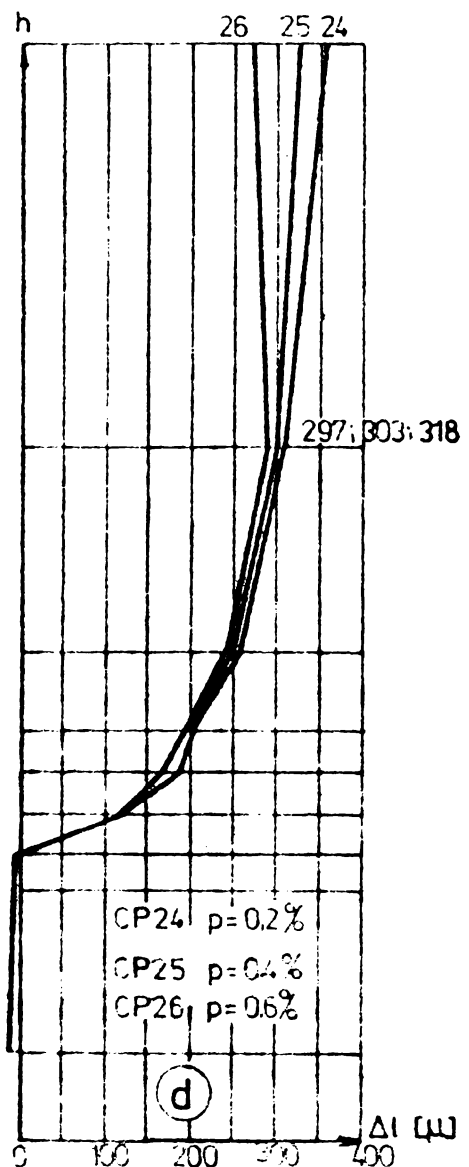
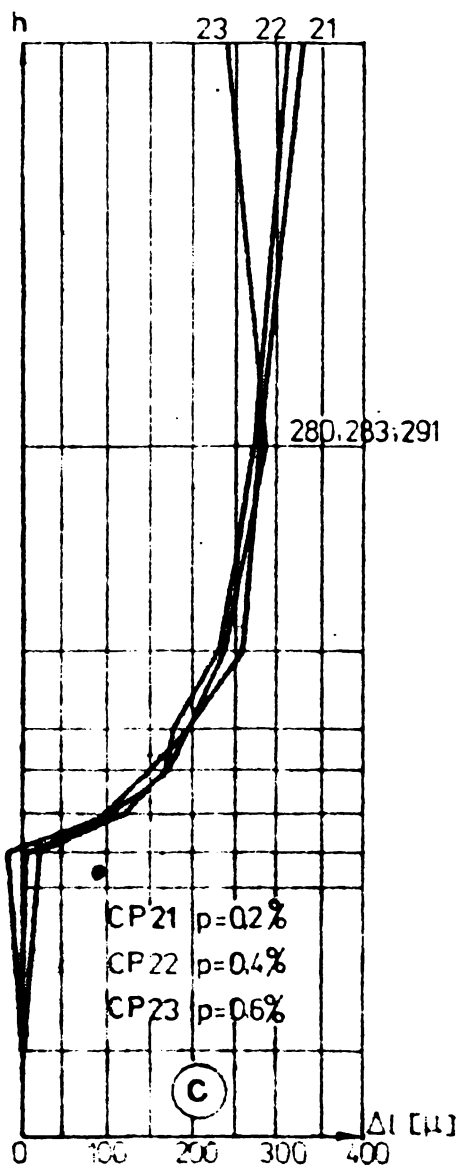
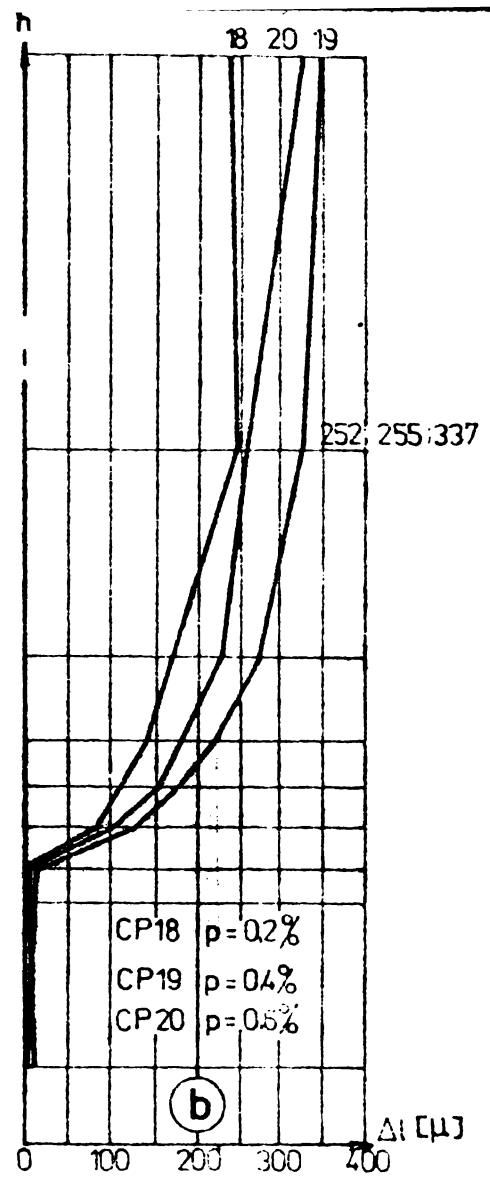
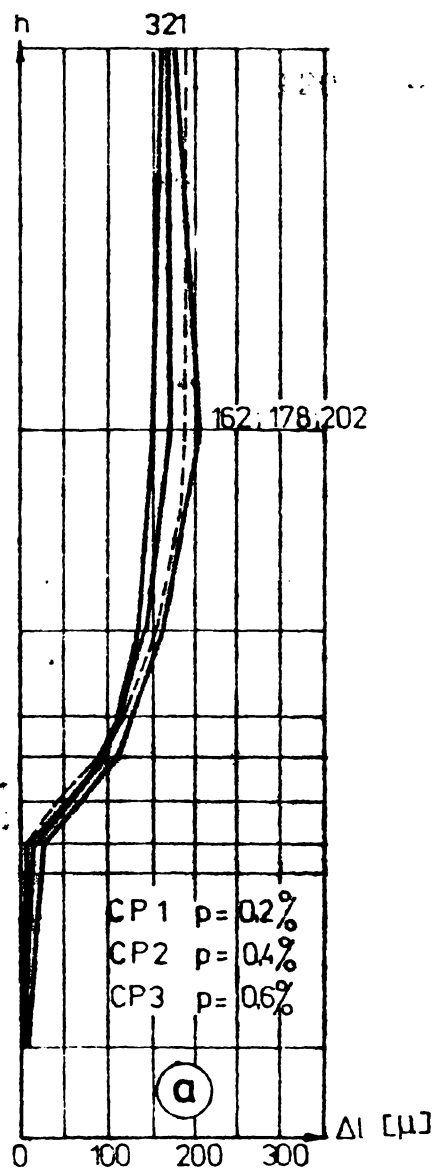


Fig.5.11  
DEFORMATII MEDII ALE CONTURULUI



« eforturilor  $G_x$ , calculate în teoria elasticității, pentru raportul  $a/b = 0,5$  ( $L_T/2/H = 0,5$ ) prezentat în fig.3.4.6.b.

Tinând seama că fundația are o rigiditate finită, la nivelul liniei de reținere, fundația prezintă o deformație de 1 - 2 % din deformația maximă a peretelui.

Comparînd mediile deformațiilor din contracție ale unei laturi verticale, pentru procente de armare diferite ( $p = 0,2; 0,4; 0,6$  %) se constată diferențe de ordinul 2 - 5 % la nivelul contracțiilor neîmpiedecate, (fig.5.1.1), ceea ce dovedește influența redusă asupra modificării deformațiilor specifice din contracție, cauzate de prezența armăturilor. Prescripțiile germane [5.3.] spre deosebire de recomandările CEB [5.5] neglijează aportul armăturii la aprecierea deformațiilor din contracție și curgere lentă. Starea de deformare, surprinsă experimental, este riguros modelată, pentru comparație fiind reprezentată cu linie întreruptă în fig. 5.1.1.a, diagrama de deformare determinată prin calcul cu metoda elementelor finite.

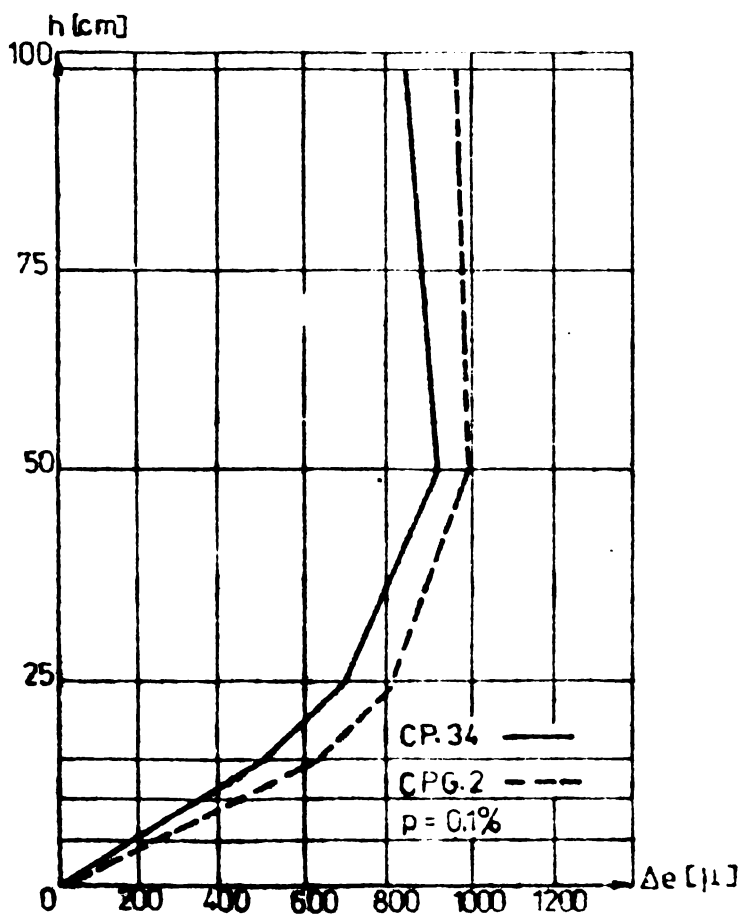


Fig.5.1.2

DEFORMAȚII ALE CONTURULUI  
PENTRU PERETI CU SI FARA GOLURI

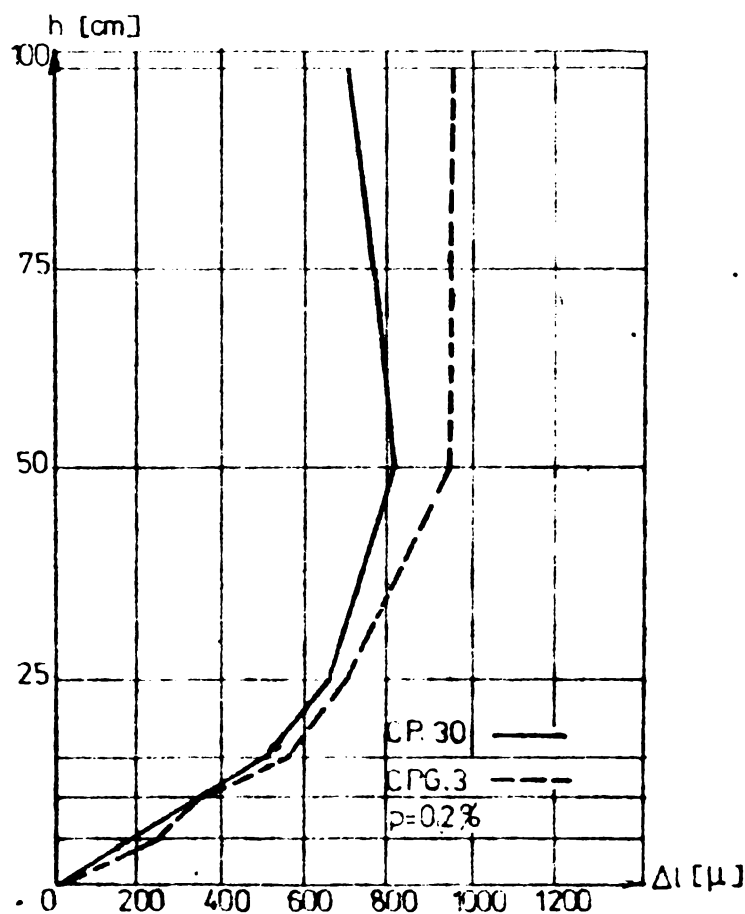


Fig.5.1.3

DEFORMAȚII ALE CONTURULUI  
PENTRU PERETI CU SI FARA GOLURI

Prezența unui șir vertical de goluri (medii) în axul de simetrie al peretelui nu modifică comportarea calitativă a deformațiilor conturului. Se constată în fig.5.1.2 și 5.1.3 o contracție mai accentuată a montanților diafragmei cu goluri comparativ cu diafragma plină cu pînă la 25 %, cauzat de relaxarea la marginea golului a efortului generat de împiedecare.

Urmărind deformațiile din contracție pentru doi montanți identici, cu buiandrugi de rigiditate diferită (fig.5.1.4) se constată deformații diferite, în sensul că montantul cu buiandrug mai slab se deformează mai mult.

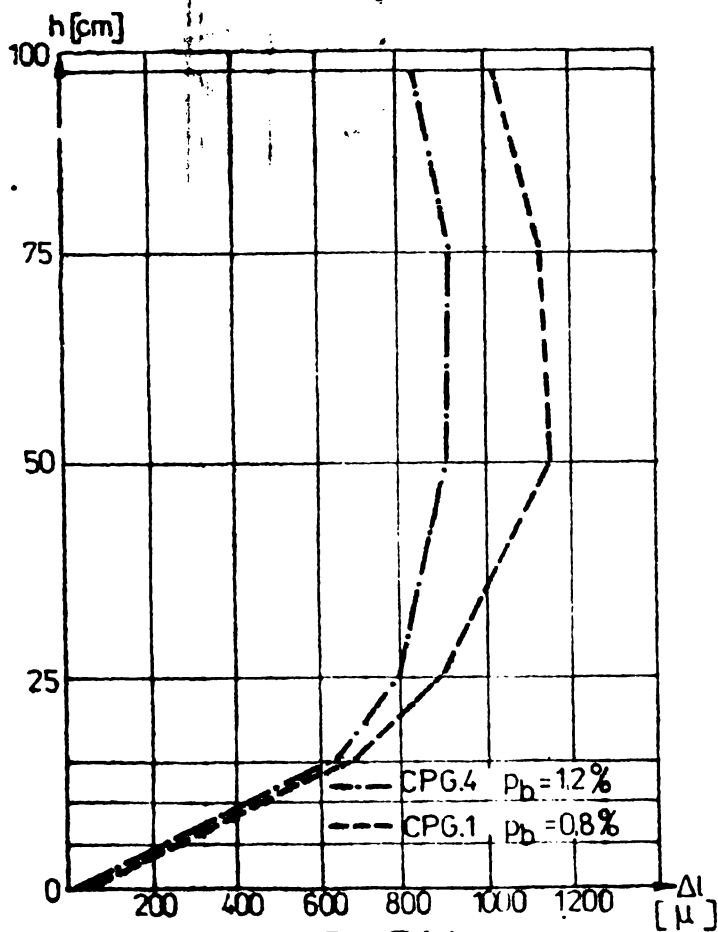
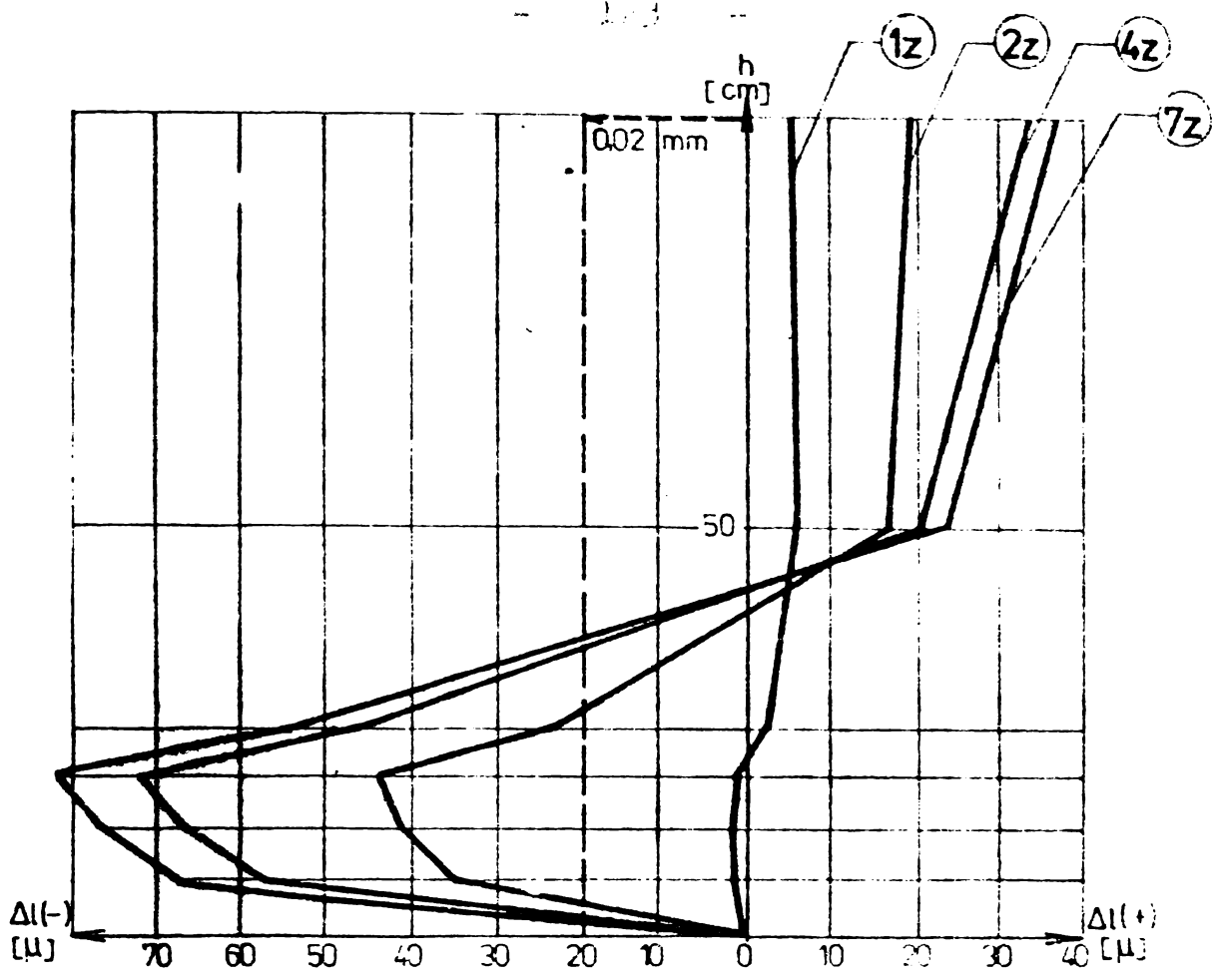


Fig.5.1.4

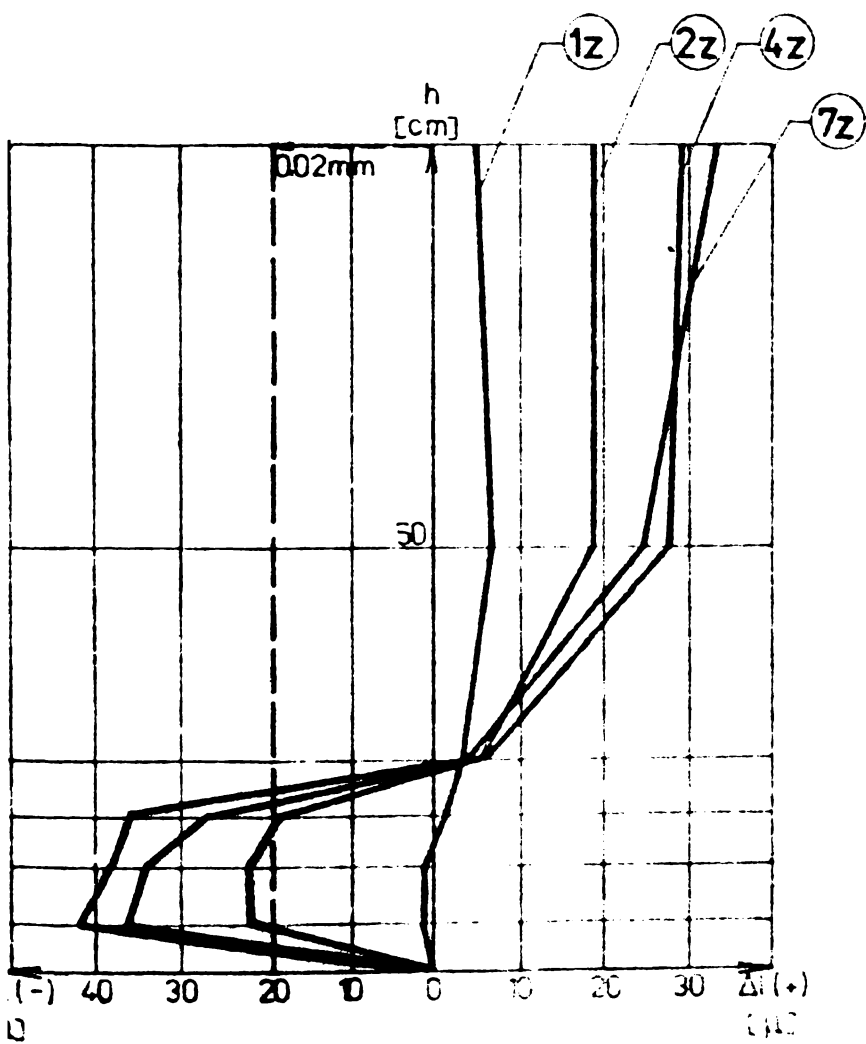
### DEFORMAȚII ALE CONTURULUI

În scopul urmăririi modului de deformare a diafragmei în axul vertical de simetrie, au fost urmărite deformațiile pe o bază de 5 cm, la vârste diferite  $t = 1; 2; 4; 7$  zile. A fost surprins astfel momentul apariției fisurii (la elemente cu traseu de fisură provocat), dezvoltarea ei în timp și deformația din contracție în zona superioară. Valoric, alungirea nu reprezintă deschiderea fisurii, aceasta fiind alterată de contracția celor 5 cm de beton. Din aceste diagrame (fig.5.1.5) se remarcă dezvoltarea calitativă a deschiderii fisurii, înălțimea și dezvoltarea ei în timp. Acceptînd o deformație  $\epsilon_c = 0,4 \%$ , determi-

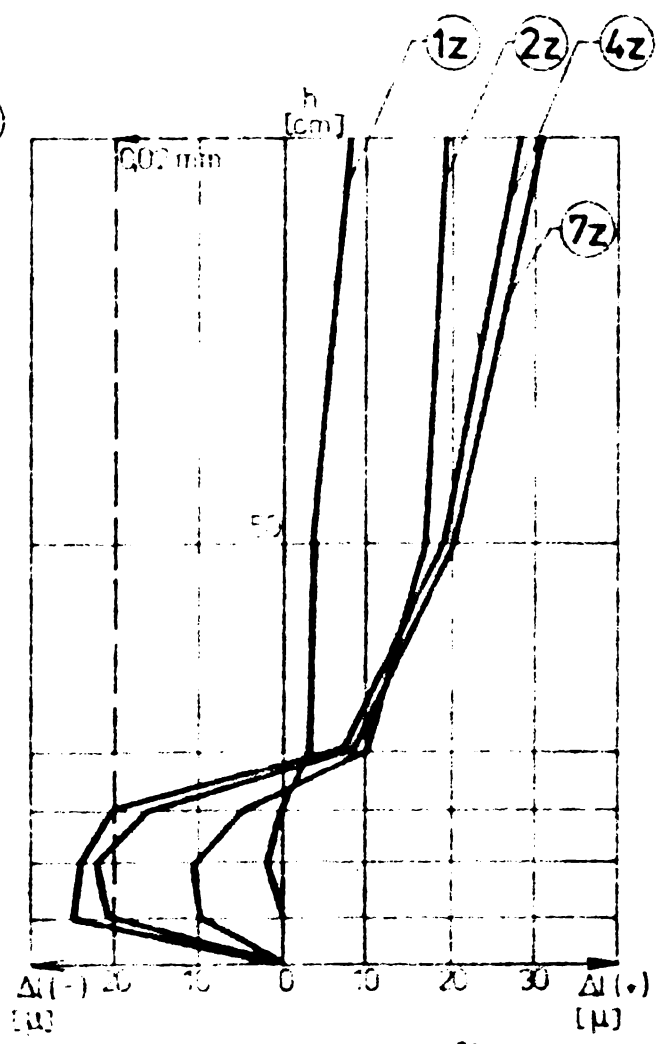
nată pe prisme - martori, s-a trasat la 0,02 mm o paralelă la ordonată care delimitează deschiderea fisurii. Din alura acestor curbe, se remarcă o pantă relativ mică în perioada de comportare elastică a peretelui (1 ÷ 3 zile), care poate reprezenta contracție sau alungire. Urmează o schimbare a pantei, corespunzătoare apariției fisurii, după care panta crește vertiginos, betonul fiind scos din lucru, armătura preluînd întregul efort. După fisurare, la 3 - 4 zile, începe să se amortizeze contracția, rezultînd o aplatizare a diagramelor. În fig.5.1.6 se reprezintă o schemă grafică a evo-



CP 24 (p = 0,2%)



CP 25 (p = 0,4%)



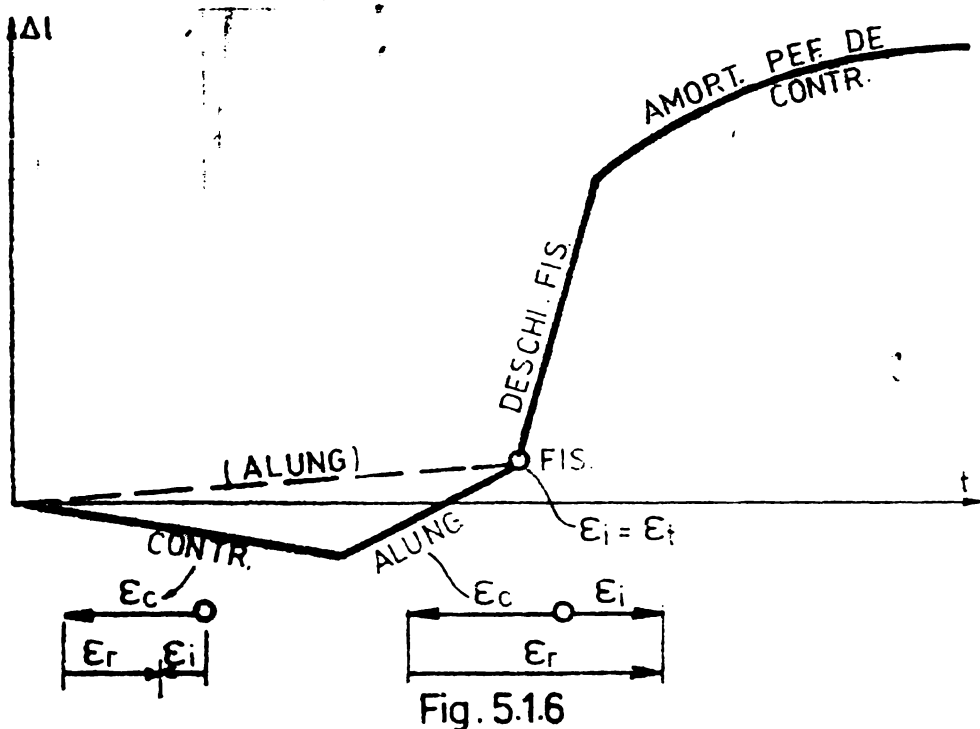
CP 26 (p = 0,6%)

Fig. 5.15  
DEFORMATII LOCALE

luției procesului de dezvoltare a deformațiilor din contracție, reținute, inclusiv a momentului de fisurare, linia întreruptă reprezentând varianta măsurată, din cauza intervalelor mai rare de înregistrare a deformațiilor. S-a notat cu :

- $\epsilon_r$  - deformația specifică datorită eforturilor de întindere cauzate de efectul de reținere;
- $\epsilon_t$  - deformația specifică corespunzătoare efortului unitar limită la întindere;
- $\epsilon_i$  - deformația specifică înregistrată, ca diferență dintre  $\epsilon_c$  și  $\epsilon_r$ .

Pentru a stabili o lege de variație a deformației conturu-



lui din contracție împiedecată de fundație s-au reprezentat în fig. 5.1.7. diagramele de deformație a 4 elemente cu lățimi diferite ale diafragmei ( $L_r = 25; 50; 75; 100$  cm).

Curba deformațiilor din contracție se poate exprima matematic, folo-

sind o variație exponențială, luînd drept abscisă maximă, valoarea contracției neîmpiedecate :

$$\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_{\max} (1 - e^{-\xi}) \quad (5.2)$$

unde :  $\Delta \epsilon_x$  - contracție la nivelul y;

$\Delta \epsilon_{\max}$  - contracție maximă;

$\xi$  - coeficient determinat experimental, egal cu 8

$$\xi = \frac{y}{r}$$

Domeniul de aplicabilitate a relației de mai sus a fost limitat la  $y_{\max} = L_r$ , indiferent de înălțimea totală a diafragmei. Exprimarea matematică a curbei presupune originea la nivelul liniei de reținere. Incercările experimentale efectuate pe elemente de lățimi diferite, cu împiedecarea deformațiilor din contracție,

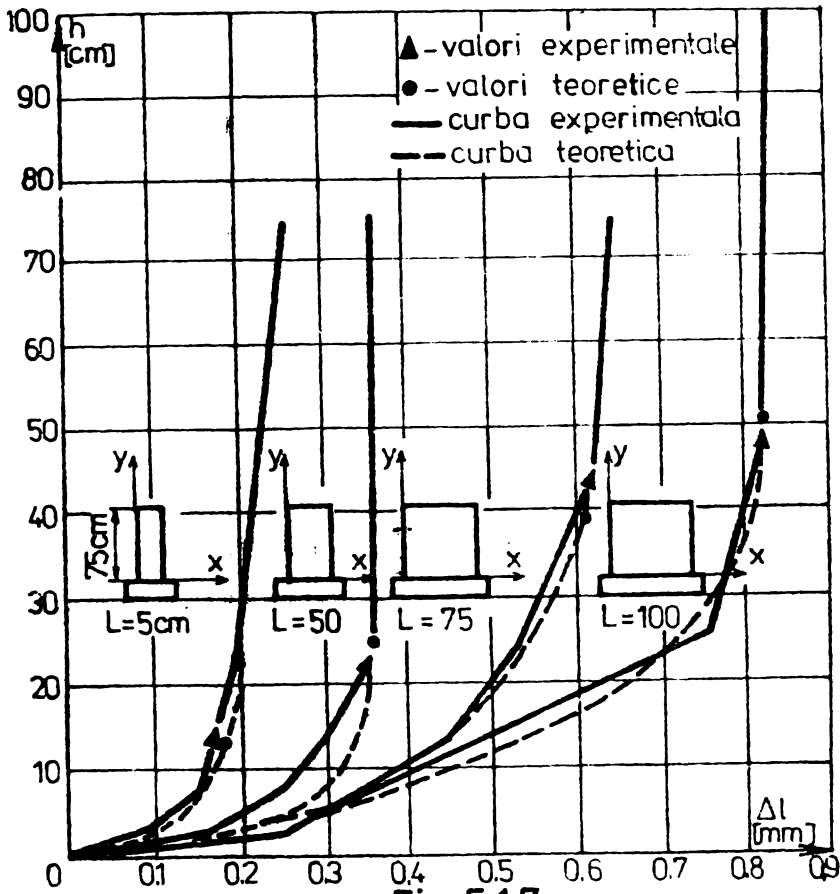


Fig. 5.17

VARIATIA DEFORMATIEI CONTURULUI PENTRU ELEMENTE CU LUNGIME DIFERITA DE RETINERE

ținere cu relația :

$$y = 1/2 x \quad (5.3)$$

unde : y - înălțimea zonei de reținere;

x - lungimea de reținere.

Teoretic depășirea acestei zone (fig.3.4.6) de reținere,

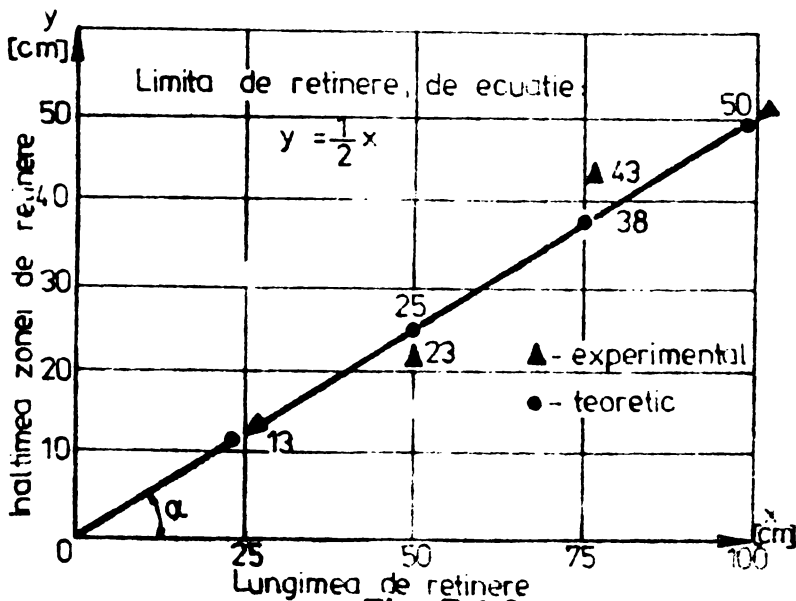


Fig 5.18

VARIATIA ÎNĂLȚIMII ZONEI DE RETINERE

care se extinde peste această limită, prin existența unui câmp de eforturi unitare de compresiune, generat de starea de încovoiere

confirmă alura de variație a eforturilor unitare pe înălțimea diafragmelor (fig.3.4.6), determinate în teoria elasticității, constatându-se o extindere pe înălțime a zonei de reținere, egală cu jumătate din lungimea de reținere. In fig.5.1.8 s-au reprezentat punctele care delimitează pe înălțime zona de reținere a deformațiilor din contracție, pentru elemente cu lățimi diferite (lungime de reținere diferită), putându-se evalua, practic, variația înălțimii zonei de influență, funcție de lungimea de re-

respectiv, existența unor foarte mici eforturi unitare de întindere, de ordinul a 10 % din efortul maxim, la nivelul liniei de reținere, nu mai are practic influență asupra comportării diafragmei, fapt confirmat și de înălțimea fisurilor.

Limita zonei de reținere nu se confundă cu înălțimea zonei de influență,



ansamblului, compresiuni care depășesc - pe înălțimea diafragmei - limita de  $L_p$ . Această stare de compresiune are un efect favorabil raportării diafragmelor la acțiunea forțelor orizontale exterioare. Existența eforturilor de compresiune, se remarcă, calitativ, în reducerea deformațiilor din contracție peste limita  $L_p/2$  (fig. 5.1.1) sau deformațiile de scurtare măsurate pe o bază de 5 cm, în verticala de simetrie al diafragmelor (fig. 5.1.5).

#### 5.1.2. Elemente cu reținere de tip planșeu prefabricat.

Prezența, în structură, a planșeelor prefabricate cu conexiunea parțial sau total consumată, generează o stare de deformație a peretelui turnat monolit, fundamental diferită de situația în care planșeele fiind monolite își consumă - în principiu - conexiunile paralel cu cele ale pereților (ipoteză admisă în cap. 5.1.1).

Se constată că planșeul având o rigiditate mai mare, din cauza vârstei (minimum 28 zile) și a alcătuirii, comparativ cu a reților, în dreptul lor are loc o reținere a deformației din contracție, respectiv o împiedecare a desfășurării lor.

Efectul împiedecării se extinde deasupra și dedesubtul planșeului, zona de reținere depinzând de lungimea de reținere.

Analizând alura curbei deformațiilor orizontale a conturului (fig. A.29 - A.32), se remarcă o creștere mai rapidă în vecinătatea planșeului, indiferent de poziția lui pe înălțimea diafragmei, tangenta curbei scăzând în zona îndepărtată de planșeu. Deci, experimental, unde curbele vor prezenta practic tangente egale cu zero, rezultă limita zonei de reținere. Se constată astfel că înălțimea totală a zonei de reținere, rămâne aceeași ca cea prezentată la cap. 5.1.1, respectiv  $L_p/2$ , indiferent dacă reținerea este pe contur sau la un nivel oarecare.

Înălțimea zonei de reținere, de o parte sau alta a planșeului, are o importanță mai redusă, în aceste considerații, având în vedere că, în cazul real al prezenței planșeelor prefabricate pe toată înălțimea diafragmei, efectele de reținere a celor puțină planșee consecutive se suprapun (fig. 5.1.9).

În fig. 5.1.9 sînt suprapuse diagramele de variație a deformațiilor conturului pentru elemente armate cu același procent de armare, dar în diferite poziții, (P1 + P4) ale planșeelor pe înălțimea. Se poate recunoaște identitatea fenomenului prin faptul că se pot obține curbele prin translatarea una față de cealaltă de exem-



plu pentru P4). Se remarcă egalitatea deformațiilor libere și a scurtării planșeelor.

Mărimea deformațiilor înregistrate experimental, cât și

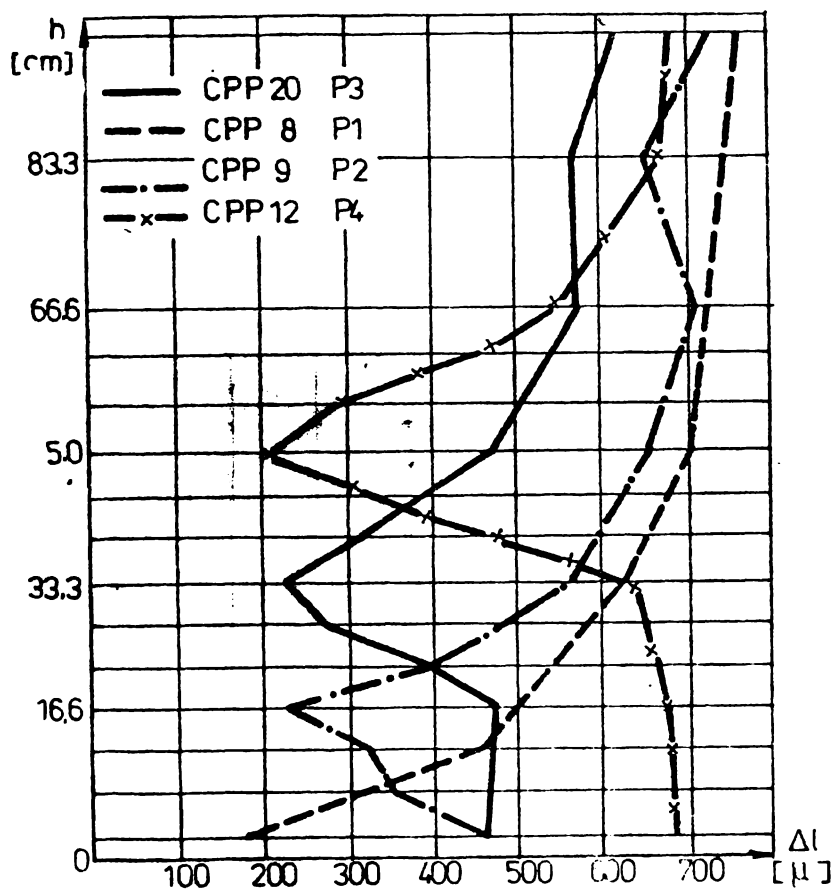


Fig. 5.1.9

DEFORMAȚII CONȚUR PENTRU POZITII ALE PLANȘEELOR (P1-P4)

curbele de deformații trăsate sînt caracteristice doar zonelor marginale, alura curbelor aplatizîndu-se în secțiunile mai apropiate de axul vertical de simetrie al diafragmei.

Confirmînd experiențele la care împiedecarea este generată de fundație, elementele experimentale cu un nivel și două planșee aferente, au scos în evidență că, pentru procentele de armare folosite (relativ mici), efectul de împiedecare al deformațiilor din contracție de către armătură există, dar, diagra-

mele de variație ale deformațiilor conturului fiind afectate într-o proporție mai mică decît împrăștierea valorilor experimentale.

Faptul că are loc o suprapunere a efectelor de reținere a cel puțin două planșee se remarcă și în fig.5.1.10, unde se constată diferențele între deformațiile de contur ale diafragmei cu reținere de un planșeu și respectiv suprapunerea efectelor a două planșee consecutive. Față de prima situație, planșeul al doilea se comportă ca o armătură foarte puternică, care împiedecă atât desfășurarea deformațiilor cît și deschiderea fisurilor. De asemenea, deformația planșeului împiedecat este mai mare cu circa 35 - 40 % față de situația suprapunerii efectelor planșeelor consecutive.

Rolul planșeului de generator de eforturi prin împiedecarea deformației din contracție (pe de o parte) și de preluare de eforturi prin prezența sa ca element rigid, este foarte bine evidențiat în figura 5.1.11. În figură sînt prezentate deformațiile marginilor libere, pentru înălțimi diferite de etaj. Valorile măsurate la  $h_{\text{etaj}}/2$ , comparativ, sînt prezentate în tabelul 5.1.

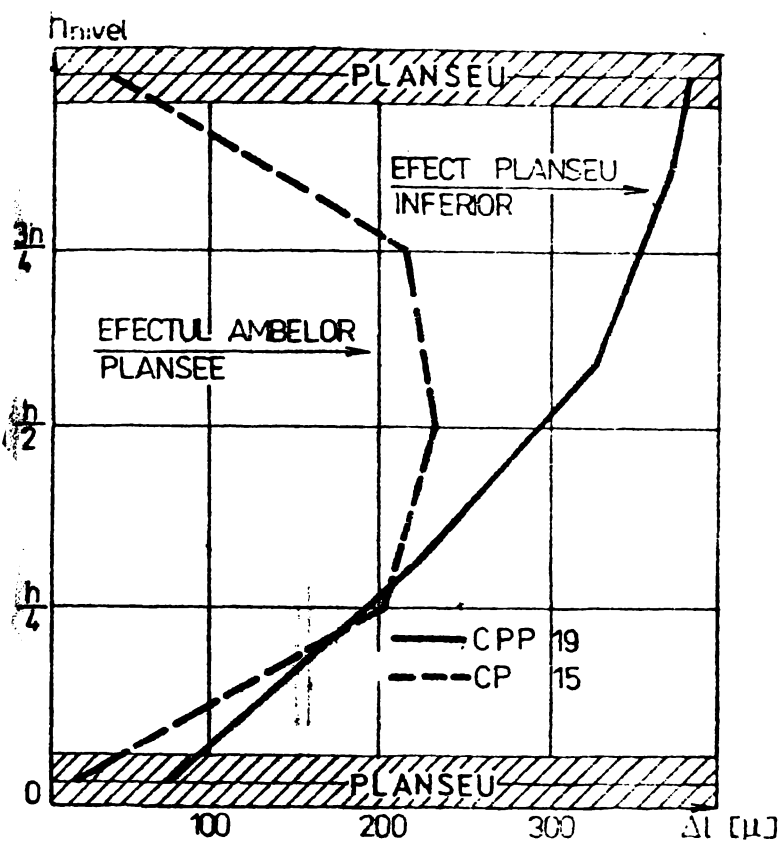


Fig. 5.1.10  
DEFORMATII CONTUR

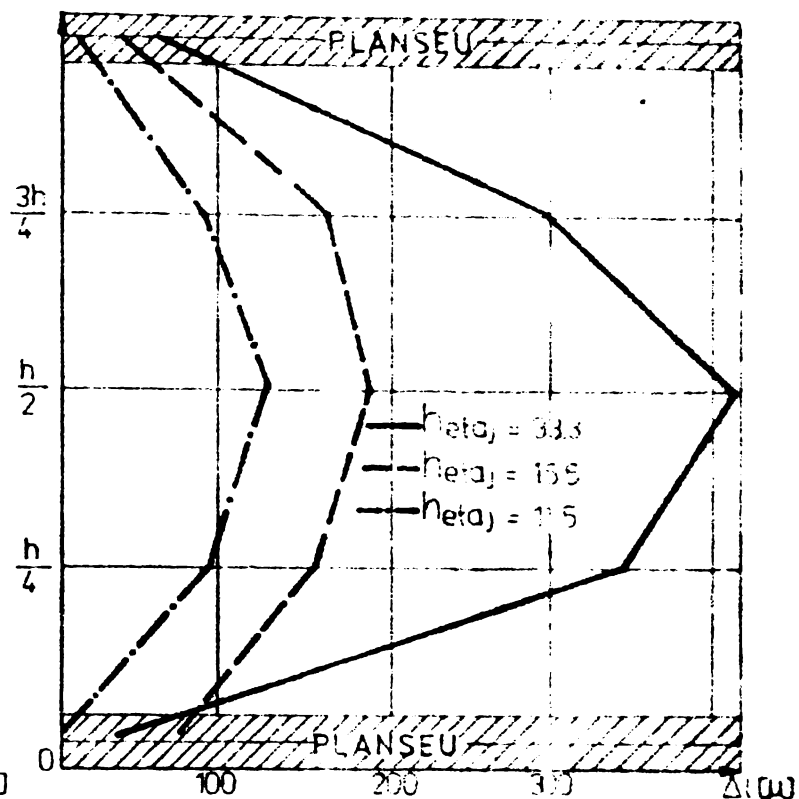


Fig. 5.1.11  
DEFORMATII CONTUR

Tabelul 5.1.

Inălțime etaj	$0,66 h_{etaj}$	$h_{etaj}$	$2 h_{etaj}$
$\Delta l$ la $h_{etaj}/2$ [ $\mu$ ]	130	100	415
$\Delta l \%$	70 %	100	220 %

Din tabel rezultă că, în limitele domeniului studiat există o dependență aproape liniară între înălțimea etajului și valoarea deformațiilor marginilor libere.

În cazul experimentului cu înălțime mică de etaj ( $0,66 h_{etaj}$ ), planșeele fiind apropiate, volumul deformațiilor din tracțiune care revin unui planșeu este mai mic, fapt demonstrat și de valorile scurtării planșeului. În același timp, are loc o suprapunere a efectelor de reținere ale celor două planșee în domeniul valorilor mari (ale reținerii) spre deosebire de experimentele cu înălțime mare de etaj ( $2 h_{etaj}$ ).

Studiul diafragmei cu un gol (mediu) în cazul de simetrie al diafragmei, confirmă rezultatele experimentale privind comporta-

rea calitativă similară reținerii de tip fundație. Majorarea deformațiilor din contracție cu maximum 25 % față de diafragmele pline, este cauzată de scăderea rigidității diafragmei cât și a relaxării efortului de reținere în zona golului.

Variația dimensiunilor golului în limitele uzuale, nu indică modificări ale comportării, păstrînd însă valori ale deformațiilor mai mari decît diafragmele pline.

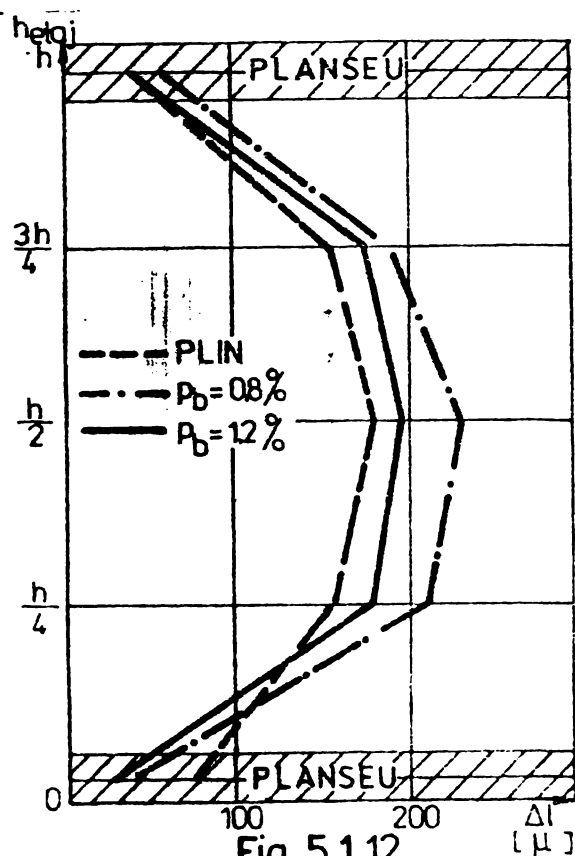


Fig. 5.1.12  
DEFORMATII CONTUR

Pentru a studia efectul rigidității planșeelor asupra comportării diaframelor s-au încercat trei elemente cu planșee de rigidități diferite, prin variația lățimii planșeului. Se constată, însă, că la rigiditățile mari ale planșeelor prefabricate adoptate, variația rigidității este mai puțin resimțită decît împrăștierea valorilor experimentale.

Prezența buiandrugilor cu procent relativ mare de armare asigură o bună continuitate de comportare între montanți. Creșterea rigidității buiandrugului,

prin creșterea procentului de armare, conduce la o comportare apropiată de cea a unei diafragme pline.

### 5.1.3. Elemente de reținere de tip fundații și planșee prefabricate.

Suprapunerea efectelor de reținere a fundației și a planșeelor prefabricate constituie o situație frecventă la structurile cu diafragme. Studiind deformația conturului la diafragme cu contracție împiedecată de fundație și planșee se recunoaște alura caracteristică dată de deformațiile reținute în dreptul planșeelor (fig.A.34) și a undelor care se formează datorită deformației dintre planșee.

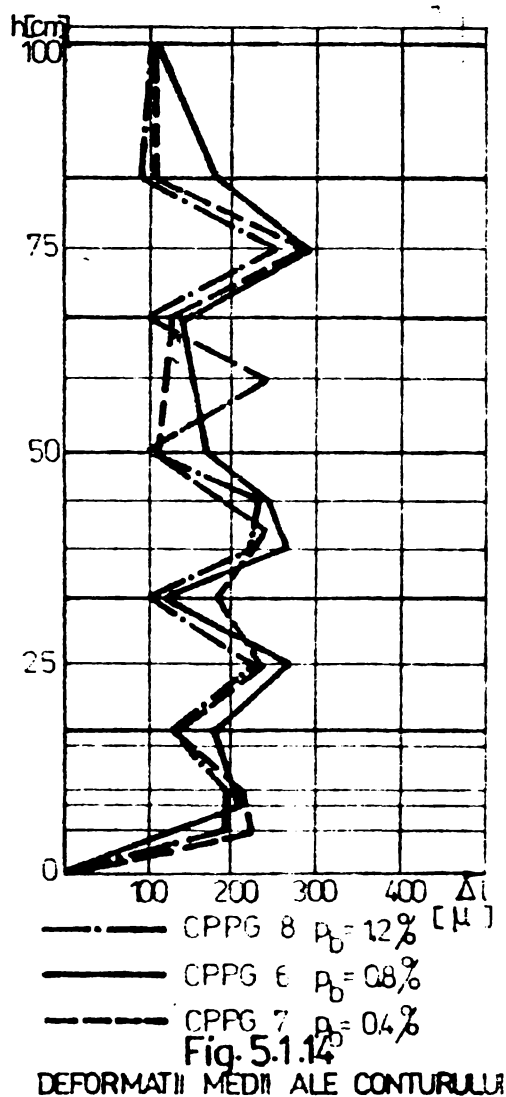
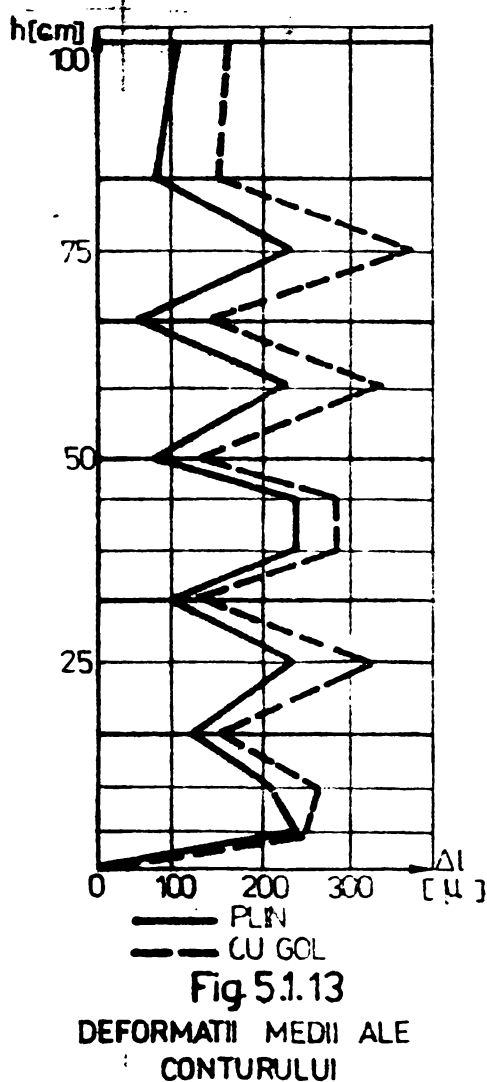
Această alură provine din suprapunerea efectului de reținere a fiecărui planșeu independent, fenomen scos în evidență în cap.5.1.2.

Mărimea contracției în dreptul și între planșee depinde de mărimea contracției libere și de raportul rigidităților planșeu -

diafragmă. Diferența între deformația diafragmei în dreptul planșei și între planșee dă ordinul de mărime al intensității efortului generat de reținere.

Se constată că la nivelul de mijloc al diafragmei, raportul dintre valoarea deformației între planșee și în dreptul planșeului este de 2,40, pe înălțimea diafragmei variind între 1,70 și 3,00 pentru nivelul inferior respectiv superior.

Deoarece distanțele mici și uniforme între planșee, atât deformația dintre planșee cât și forma undelor este sensibil apropiată pentru nivelele curente, cu excepția nivelului inferior și cel superior.



Prezența unui șir de goluri (medii) în axul de simetrie al diafragmei nu modifică comportarea elementelor, constatându-se aceeași majorare cu maximum 25% a deformațiilor, între planșee (fig. 5.1.13), armarea buiandrugilor cu procente ridicate 0,8 și 1,2%, apropiind deformațiile de cele a unei diafragme pline (fig. 5.1.14).

În concluzie, se remarcă faptul că, prezența planșeelor prefabricate, generează o stare de eforturi care se extinde pe întreaga înălțime a diafragmei.

#### 5.1.4. Elemente cu armare concentrată.

Concentrarea armăturilor aferente unui nivel pentru un anumit procent de armare, în diferite zone pe înălțimea nivelului, accentuează rolul armăturii în împiedecarea dezvoltării deformațiilor din contracție. In cazul concentrării armăturii pe o parte și alta a plășeului (fig.5.1.15) se constată scurtări ale plășeelor mai

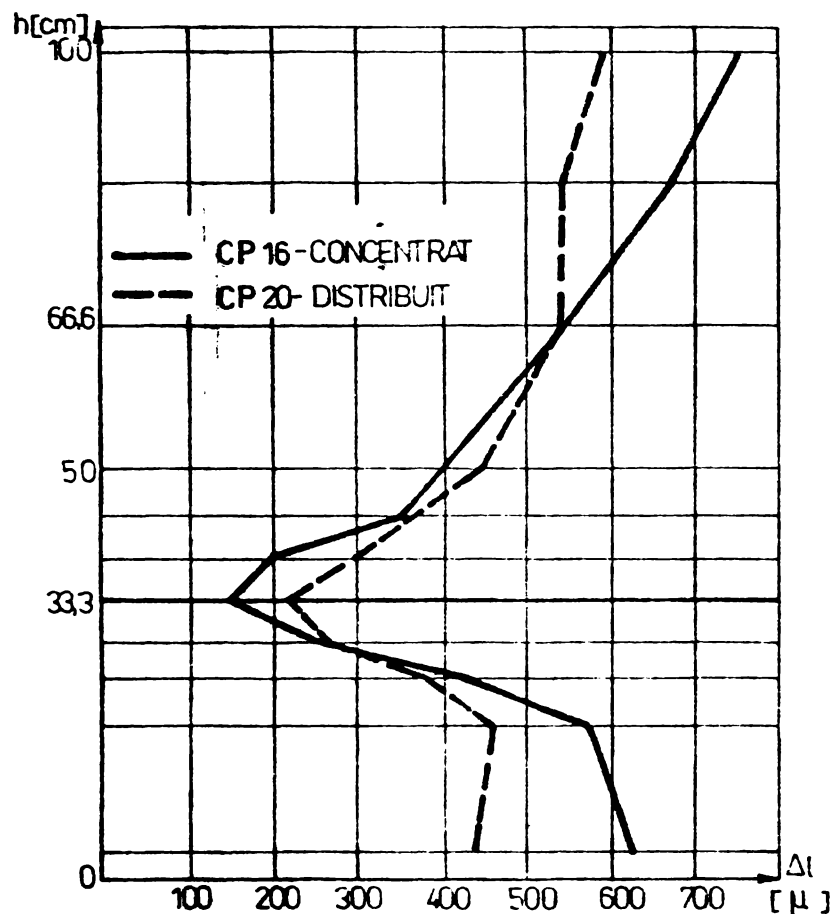


Fig. 5.1.15

DEFORMATII CONTUR

mici decât în cazul armării uniforme, cauzat de mărirea rigidității plășeului și a zonei imediat aferente. Dispunerea armăturii - concentrat - între plășee, are un efect puțin sesizabil în starea de deformare a ansamblului, prezența plășeelor la distanțe relativ mici având un efect preponderent asupra reținerii deformațiilor din contracție (fig.A.33), prezența armăturii fiind însă net sesizată în starea de fisurare.

#### 5.1.5. Deformarea buiandrugilor și a golurilor.

Sub efectul contracției împiedecate de fundație sau plășee, ansamblul montanți - buiandrugii suferă o deformare specifică unui sistem hiperstatic supus unor autotensiuni.

Starea de deformare axială a buiandrugilor, dă o imagine asupra variației stării de eforturi pe înălțimea ansamblului montanți, - buiandrugii, starea de deformare fiind sensibil afectată de rigiditatea variabilă la încovoiere și forță axială a buiandrugilor datorită procentelor de armare diferite.

Pentru a explica fenomenul de deformare pe înălțimea diafragmei a buiandrugilor, se prezintă în figura 5.1.16 schematic, efectul de reținere al ultimului plășeu și efectul de reținere al plășeelor intermediare.



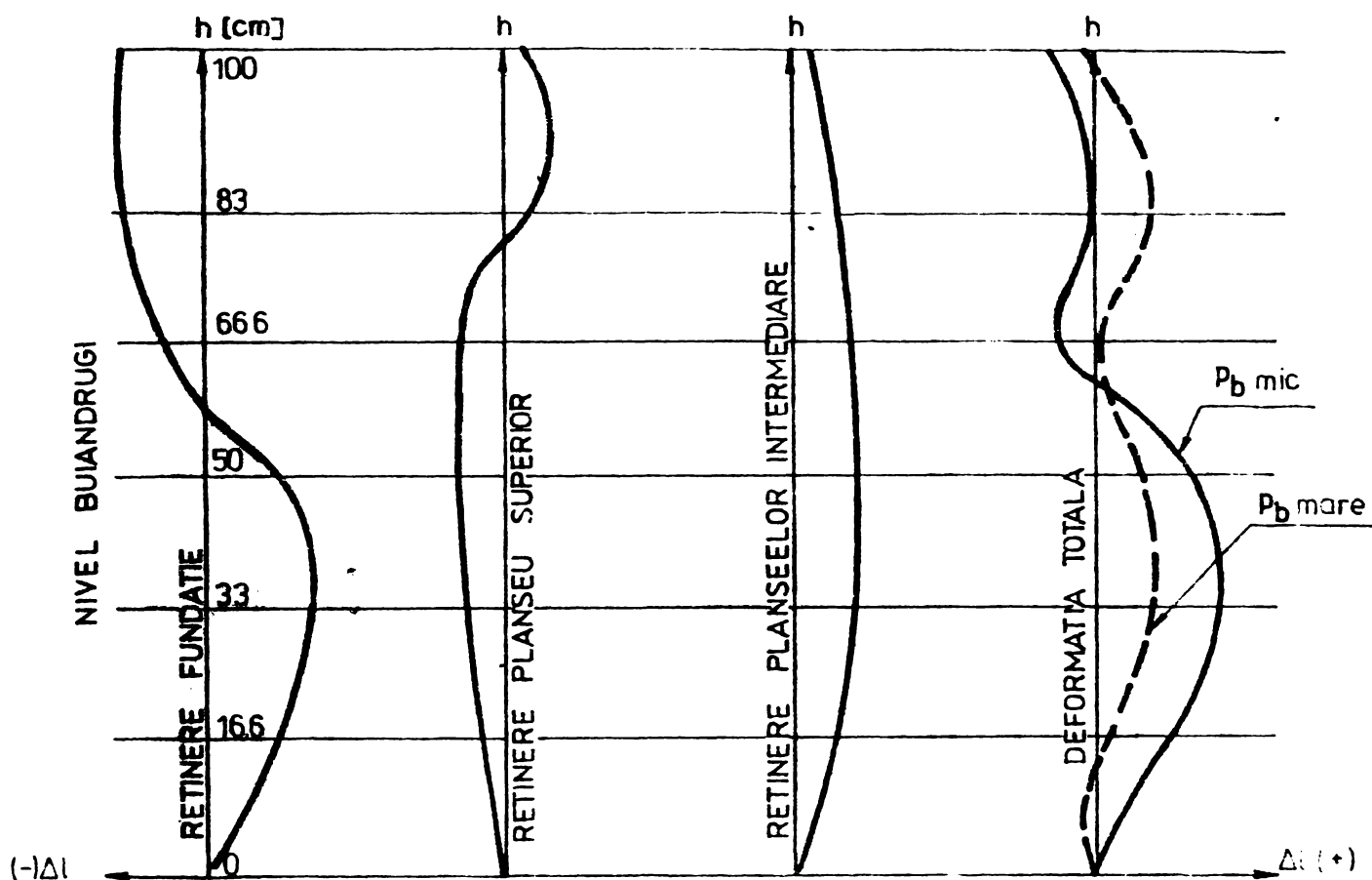


Fig. 5.1.16

De remarcat că efectul planșeului superior este similar cu cel al fundației dar mai redus, deoarece planșeului îi revine o cantitate mai redusă de energie de deformare, starea de eforturi fiind și ea diferită (vezi fig. 3.4.3 și 3.4.4). Efectul planșeelor intermediare dau o reținere aproximativ constantă pe nivelele curente. Suprapunerea acestor curbe, schematizează efectul total de reținere.

Efectul reținerii fundației asupra diafragmei cu un șir de goluri, fără planșee, a fost studiat pe elemente CPG1 - CPG4. Eforturile de întindere generate de contracția montanților, creează în buiandrugi o stare de solicitare similară întinderii centrice. Prezența planșeelor prefabricate (CPPG 6 - 8) generează o stare suplimentară de eforturi, atât în buiandrugi cât și în montanți. În timp ce montanții provoacă eforturi normale de întindere paralele cu axul buiandrugului, planșeele prefabricate dispuse asimetric față de secțiunea buiandrugului, împiedică deformațiile din contracție, generând o stare de solicitare similară întinderii excentrice.

Variația rigidității buiandrugilor prin utilizarea diferitelor procente de armare, relativ mari, prin comparație cu a montanților, se face simțită în starea de deformare a buiandrugilor,



alura deformației acestora, pe înălțimea diafragmei (fig.5.1.17) indică deformații axiale măsurate pe 100 mm, mai mari la procente mici de armare. In fig.5.1.18 este prezentată - prin comparație - deformația buiandrugilor pe înălțimea diafragmei, la elemente fără planșee și cu planșee prefabricate. Această comparație dă limitele celor două situații care pot interveni tehnologic : diafragmă cu goluri prevăzută cu planșee monolite executate simultan cu diafragma și de aceleași caracteristici fizico-mecanice cu ale acesteia, respectiv diafragmă cu goluri, cu planșee prefabricate de mare rigiditate.

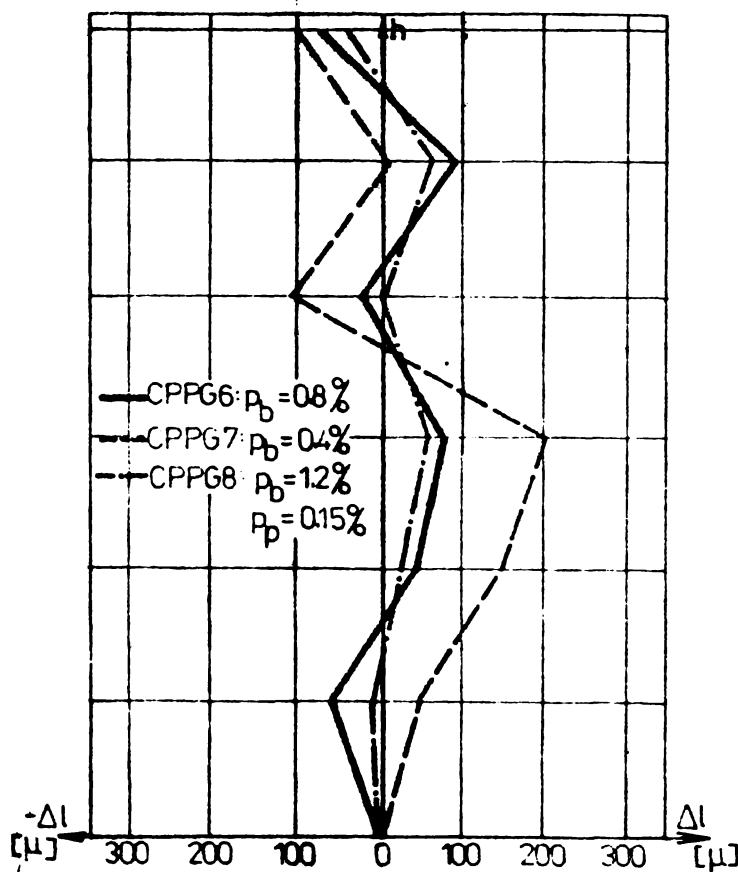


Fig.5.1.17

DEFORMAȚIA BUIANDRUGILOR MASURATA PE 100mm

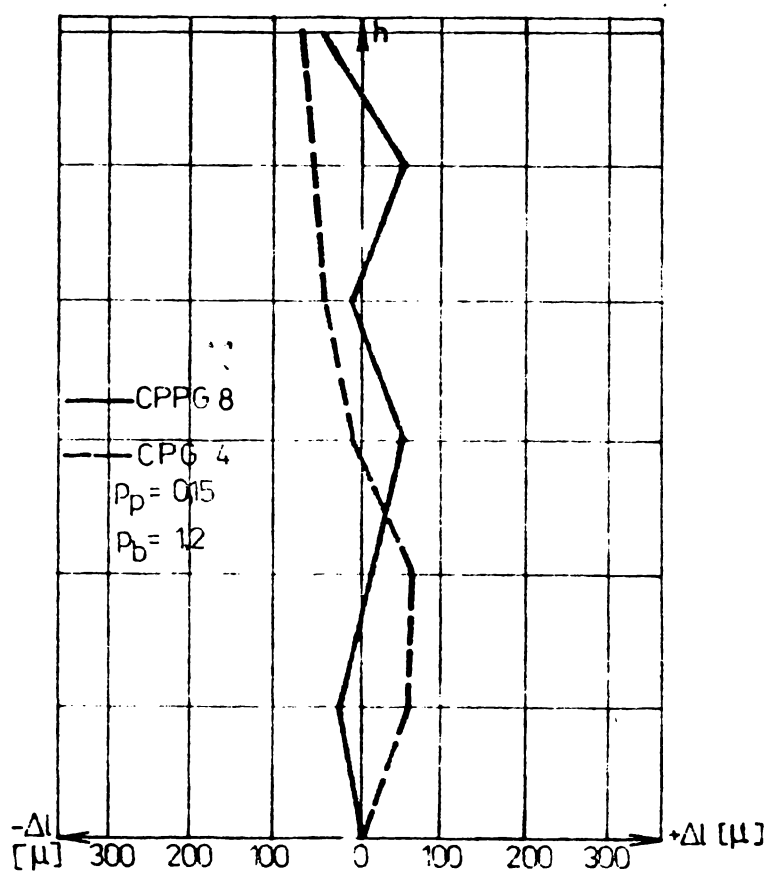


Fig. 5.1.18

DEFORMAȚIA BUIANDRUGILOR MASURATA PE 100 mm.

Pentru a constata evoluția în timp a deformațiilor buiandrugilor s-au reprezentat în fig.5.1.19 deformația din contracție a buiandrugilor nivelelor 2 și 3 (pe o bază de 100 mm) și a punctului de pe marginea golului situat la semidistanța dintre planșee.

Odată cu deformarea planșeelor adiacente, zona aferentă acestora se deformează sub forma unor curbe buclate, similare cu deformata conturului, dar de săgeată evident mai mică decât a acestuia. Se constată deformații în zona de mijloc a golului de 50 - 70 % din cele ale conturului.

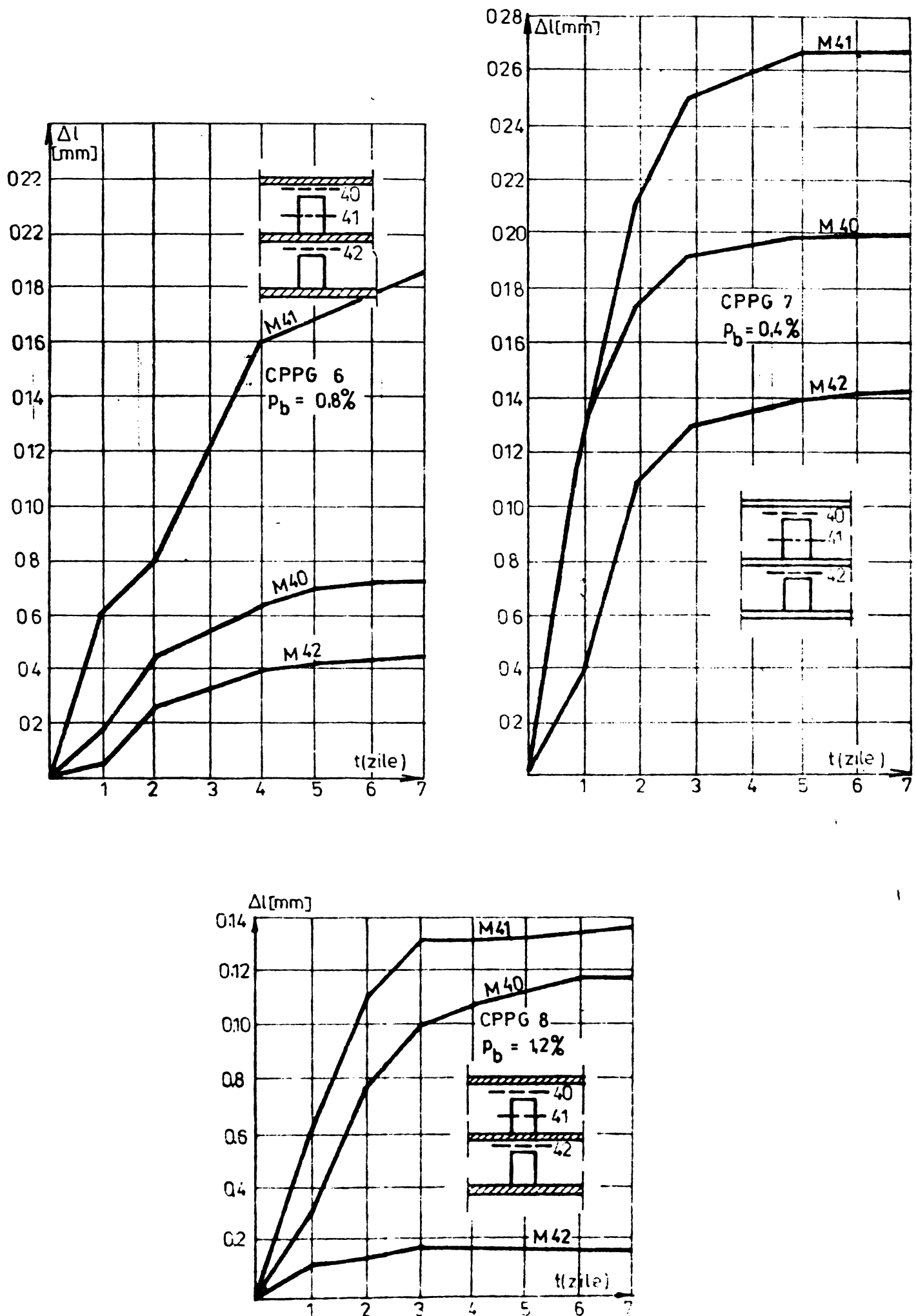


Fig. 5.1.19

Această stare de deformare, are ca și consecință o stare de eforturi care produce fisurarea buiandrugilor atât în ipoteza planșeelor monolite cât și prefabricate.

#### 5.1.6. Elemente cu miez monolit și pereți prefabricați.

Studiul efectuat se referă la influența contracției în cazul structurilor cu diafragme monolite și elemente prefabricate, deoarece la acestea are loc o puternică reținerea contracției, atât de către fundație cât și pe contur de pereții prefabricați.

Efectul contracției asupra structurii trebuie privit ca o interacțiune a celor două părți, cea monolită care generează contracția și cea prefabricată care se opune acestei deformații. Mărimea solicitărilor generate precum și comportarea ansamblului depinde de rigiditatea părților care interacționează. Modificarea rigidităților precum și a raportului dintre ele s-a realizat prin variația înălțimii peretelui sau prin creerea unor rosturi orizontale în pereții prefabricați (CD 11).

Din compararea rezultatelor (fig. A.35 - A.40) se constată că s-a produs același fenomen la toate trei modelele. Diferențele care apar sînt doar de intensitatea deformației din contracție și a rigidităților diferite a elementelor de reținere.

Din punct de vedere al rigidității, conform cu modificarea înălțimii, respectiv cu fragmentarea prin rosturi orizontale, elementul CD 10 are rigiditatea cea mai mare iar CD 11 cea mai mică. Această gradare a rigidității este confirmată de aspectul tuturor diagramelor. Pentru comparație sînt date în tabelul 5.2 deformațiile pereților marginali prefabricați respectiv a miezului pe perioada de timp  $t = 28 \dots 43$  zile, luîndu-se drept element de referință elementul CD 09, care are comun cu CD 10 modul de alcătuire iar cu CD 11, înălțimea.

Tabelul 5.2.

Element	Deformația medie a peretelui marginal		Deformația miezului		Diferența %
	[ $\mu$ ]	%	[ $\mu$ ]	%	
CD 10 <sup>*)</sup>	60	43	90	53,4	10,4
CD 09	140	100	170	100	-
CD 11	154	110	205	120,5	10,5

\*) Valorile reale au fost majorate cu raportul înălțimilor.

Deformația relativă mai mare a miezului față de cea a pe-

retelui marginal în cazul încercării CD 10 se datorește lunecărilor mai mari din rostul vertical, respectiv a deformațiilor plastice mai mari. La încercarea CD 11, deformația relativă a miezului este mai mare decât a peretelui datorită soăderii pronunțate a rigidității la încovoiere, prin fragmentarea cu rosturi orizontale a pereților marginali prefabricați.

Gradul efectiv de împiedecare exprimat ca raport între contracția împiedecată și contracția liberă este prezentată în procente în tabelul 5.3.

Tabelul 5.3.

Vîrsta (zile)	CD 09			CD 10		
	Contra- ție mar- tor[ $\mu$ ]	Contra- ție miez [ $\mu$ ]	Diferențe % [ $\mu$ ]	Contra- ție mar- tor[ $\mu$ ]	Contra- ție miez [ $\mu$ ]	Diferențe % [ $\mu$ ]
28	950	450	500 52,7	738	353	385 52,4
43	1035	620	415 40	824	413	411 50
68	-	-	- -	894	473	421 47
74	1045	725	320 30,5	-	-	- -

Influența rigidității la modelul CD 10, confirmată în tabelul 5.3, asupra deformațiilor miezului se remarcă și în figura 5.1.20, unde pentru comparație cele două modele au fost aduse la aceiași înălțime, reprezentîndu-se diferența dintre deformația pe verticală a miezului monolit și cea a pereților prefabricați la 28 de zile.

La modelul CD 11 alura deformației marginii superioare este mult mai aplatizată, datorită faptului că pereții marginali sînt mai puțin rigizi, diferența dintre deformația miezului și a matorului fiind doar de 4,7 % pentru perioada 28 - 43 zile.

Efectul contracției pe orizontală este mult denaturat de comportarea în ansamblu a modelului, constatîndu-se numai în zona superioară o deformație relativ liberă. La modelul CD 11 se constată (fig.4.39) salturi în dreptul rosturilor orizontale datorită lunecărilor din acestea.

Deformația rostului vertical (fig.5.1.21) este caracteristică acestui tip de reținere. Poziția punctului de schimbare de semn a diagramei, caracterizează în același timp rigiditatea peretelui "frînă", respectiv mărimea forței generată de contracția împiedecată.

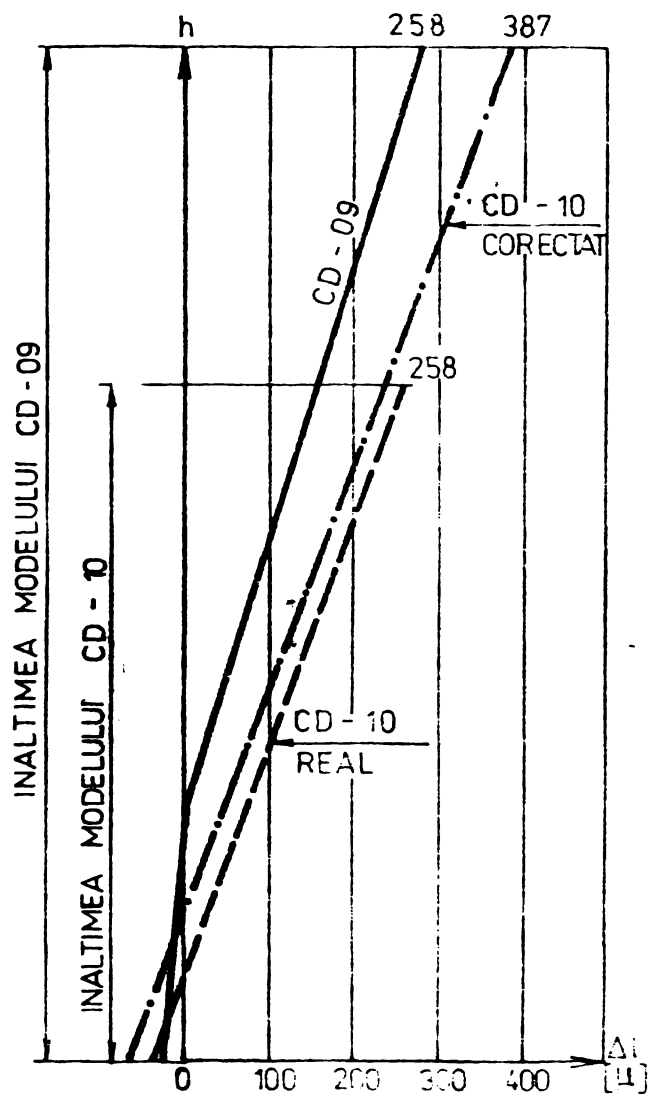


Fig. 5.1.20

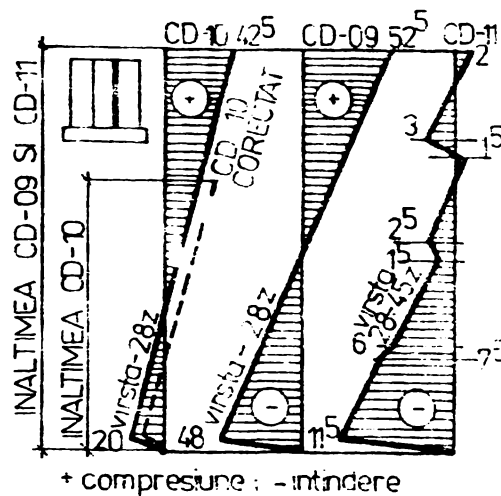


Fig. 5.1.21

DEFORMATIA ROSTULUI VERTICAL PENTRU MODELELE CD-10; CD-09; CD-11.

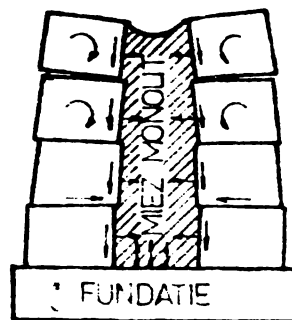


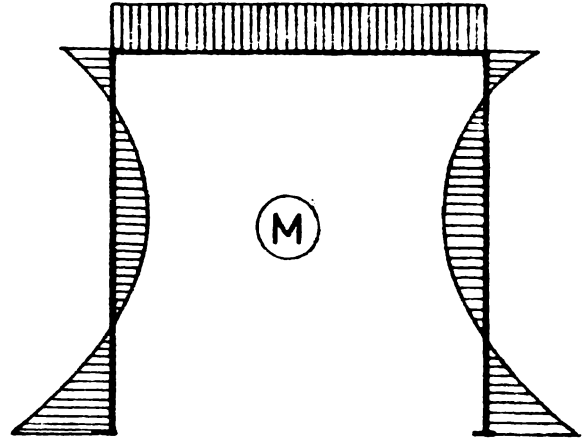
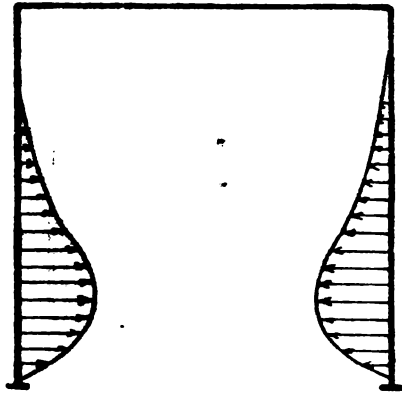
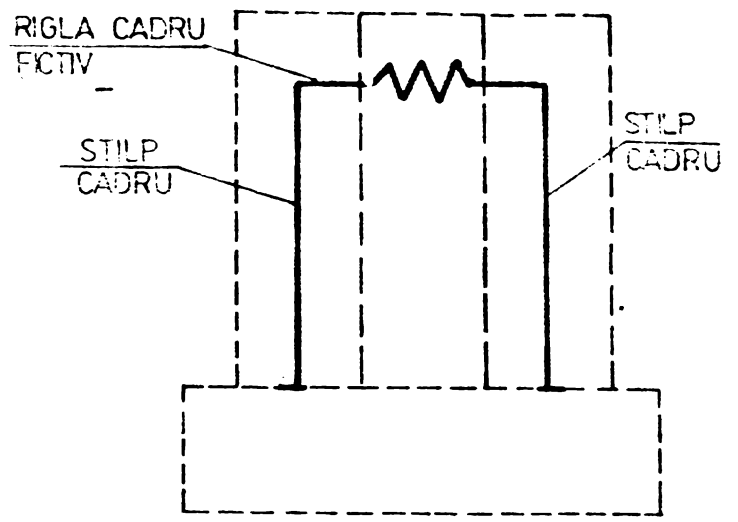
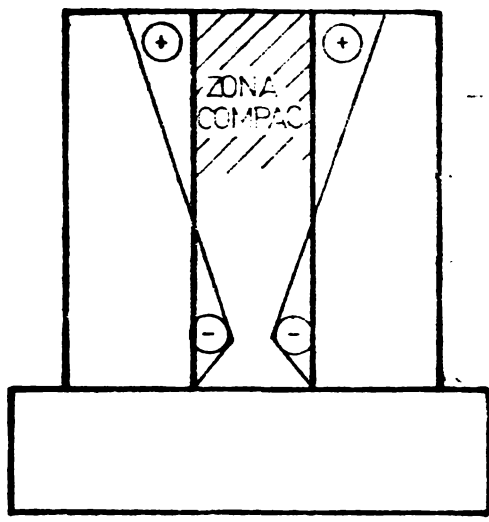
Fig. 5.1.22

DEFORMATIA DE ANSAMBLU IN CAZUL INCERCARII CD-11.

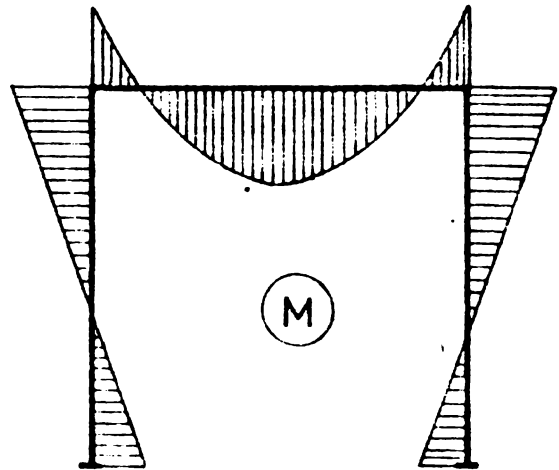
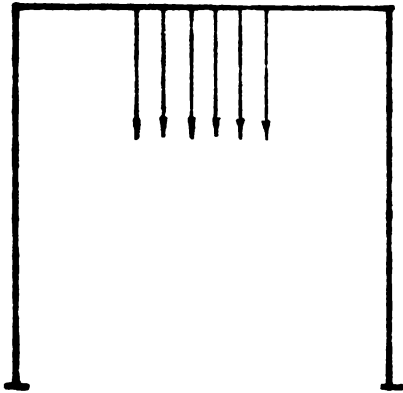
La modelul CD 11, datorită fragmentării pereților prefabricați apar deformații și ale rosturilor orizontale. Aceste deformații confirmă suprapunerea încovoierii cu compresiunea care crește spre bază, în rostul superior fiind preponderentă încovoierea.

O schemă de principiu a deformației din cele trei efecte este prezentată în figura 5.1.22.

Incercările CD 09, CD 10 și CD 11 duc la o concluzie importantă și anume că acest ansamblu format din doi pereți laterali și mulțind structura prefabricată rigidă și miezul monolit, turnat ulterior, se comportă similar unui cadru cu o riglă foarte puternică, constituită din porțiunea superioară comprimată. Înălțimea ei este variabilă, depinzând de mărimea solicitărilor generate de contracția împiedecată și de raportul rigidităților elementelor constitutive, stâlpii cadrului sînt constituiți din porțiunile marginale prefabricate (fig.5.1.23).



EFFECTUL FORTELOR ORIZONTALE



EFFECTUL FORTELOR VERTICALE

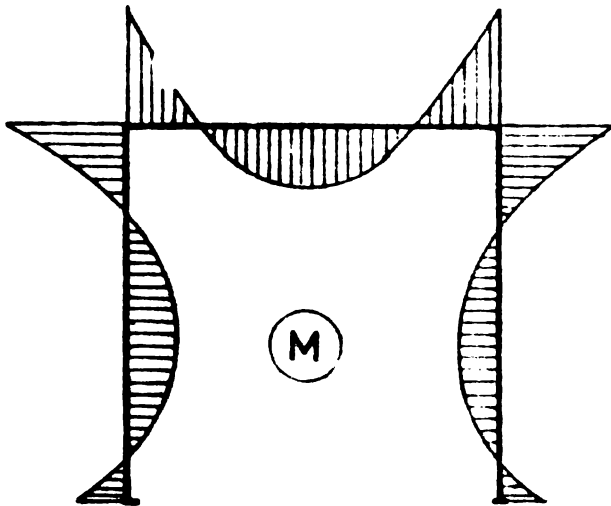
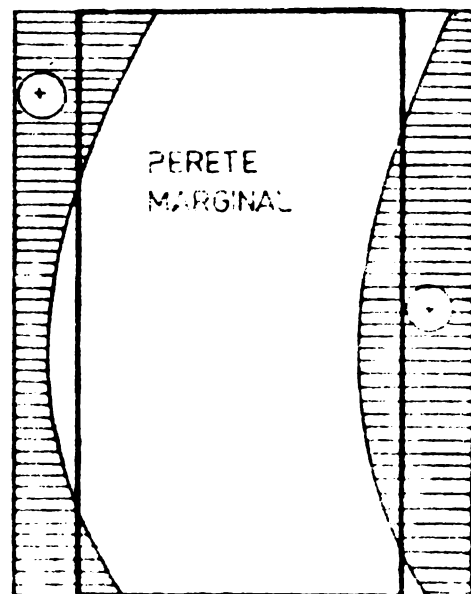


DIAGRAMA DE MOMENTE REZULTANTA



VARIATIA EFORTURILOR DE-A LUNGUL FIBRELOR MARGINALE IN URMA SUPRAPUNERII FORTEI AXIALE SI A MOMENTULUI INCOVOIETOR

Fig. 5.1.23



Această schimbare a schemei statice din consolă în cadru are repercursiuni asupra comportării ansamblului și asupra repartiției eforturilor de întindere de-a lungul fibrelor marginale.

Efectul contracției, asupra miezului monolit, produce în aceasta importante solicitări de întindere datorită particularităților de alcătuire a structurilor cu miez, diafragmelor monolite le revin forțele orizontale pentru întreaga clădire, iar ca forță axială numai cea aferentă diafragmei respective. Din această cauză efectul momentului încovoietor este preponderent, diagrama rezultantă prezentînd zone cu întinderi peste care trebuie suprapus efortul de întindere ce ia naștere din împiedecarea contracției pe verticală.

#### 5.1.7. Efectul turnării succesive a nivelelor.

O comportare asemănătoare cu interacțiunea planșeu - perete se petrece și în cazul unei discontinuități în turnarea pereților. Astfel de situații apar frecvent datorită procesului tehnologic, de exemplu la grisarea pe nivele, turnarea în cofraje de inventar sau la folosirea cofrajelor metalice spațiale.

În acest caz factorul esențial este diferența dintre proprietățile mecanice ale celor două straturi care vin în contact. Stratul inferior are rezistențe mai mari și contracția în parte consumată, deci constituie o sursă de împiedecare a contracției.

Încercările experimentale efectuate prin turnarea succesivă de nivele, la intervale de 14 zile, au pus în evidență acest fenomen.

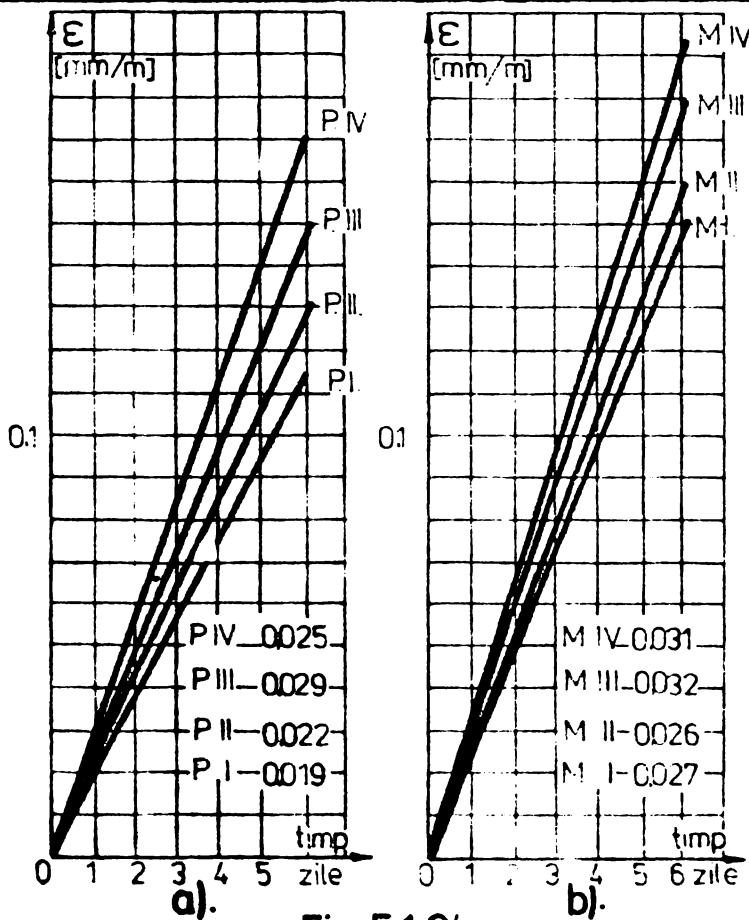
Din rezultatele măsurătorilor prezentate în diagramele din fig.A.41, se constată o diferență a mărimii contracției la "perete" și "martori". Din aceste diagrame se pot scoate în evidență succesiunea de turnare a straturilor precum și efectele acestei succesiuni. Se poate constata că la fiecare nivel martorii au contracții mai pronunțate decât pereții, în general martorii prezentînd aceleași deformații.

Sinteza de desfășurare a contracției rezultă din coeficientul unghiular al diagramei deformațiilor, prezentate în tabelul 5.4 și diagrama din figura 5.1.24.

Se re. arcă faptul că la nivelul I, legat de fundație, acest coeficient este mai mic decât la celelalte nivele, datorită efectului de reținere generat de fundație. Atît diferențele de vîrstă cît și raportul diferit al suprafețelor de evaporare contribuie la accentuarea acestui efect.

Tabelul 5.4.

N i v e l		$\epsilon_c$ t=0-13 zile (mm/m)	Coeficient unghiular pentru t=0-13 zile (mm/m zi)	Coeficient unghiular pentru t = 15-37 zile (mm/m zi)
I	Perete	0,248	0,019	0,012
	Martor	0,348	0,027	0,10
II	Perete	0,282	0,022	0,012
	Martor	0,336	0,026	0,009
III	Perete	0,376	0,029	0,020
	Martor	0,420	0,032	0,008
IV	Perete	0,347	0,025	-
	Martor	0,430	0,031	-



PANTELE MEDI PENTRU PRIMELE 14 ZILE LA STRATURILE PERETE (a) SI MARTORI (b).

dar cu viteze diferite. In permanență, stratul inferior va avea contractii mai mici decît cel superior ceea ce constituie o cauză a reținerii în timp. Diferențele procentuale ale pereților și mar-torilor cît și a nivelelor față de primul nivel, la două vîrste, sînt prezentate în tabelul 5.5.

La turnarea fiecărui nou nivel se constată că sub influența umidității din betonul proaspăt s-a produs umflări puternice ale betonului din stratul inferior. Se produce astfel o accentuare a efectului de reținere prin cumu-larea umflării și contracției, ele fiind de semne contrare. Această reținere este mai intensă în primele două zile. perioadă cît se manifestă umflarea, du-pă care, cu creșterea vîrstei, ambele straturi, a-tît cel inferior cît și cel superior se contractă,

Tabelul 5.5.

Nivel	$\Delta\%$	$\Delta\%$	$\Delta\%$	$\Delta\%$
	<u>perete martor</u> t = 13 zile	<u>perete martor</u> t = 13 zile	<u>perete martor</u> t = 13 zile	<u>perete nivel I</u> t = 91 zile
I	71	78	100	100
II	84	94	114	120
III	89	103	151	132
IV	81	81	140	107

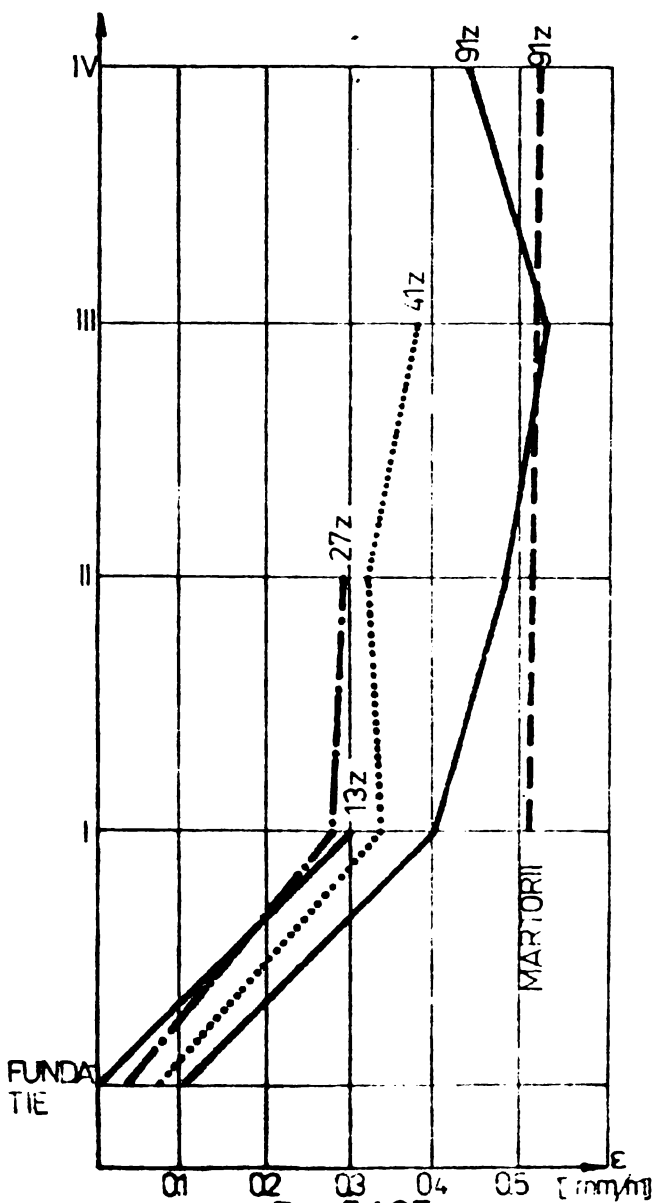


Fig. 5.1.25

DIAGRAMA DE VARIAȚIE A CONTRACTIILOR PE VERTICALA

Analizând diagramele de deformații (fig.A.41), se constată că la ultimul nivel, contracțiile sînt mai mici decît la nivelele anterioare. Explicația constă în interacțiunea reciprocă a celor două straturi, unde stratul inferior constituind o frînă iar cel superior un antrenant pentru contracția stratului inferior. Astfel contracțiile stratului inferior se majorează față de evoluția normală, iar a celui superior se diminuează (fig. 5.1.25).

În consecință, pe înălțimea peretelui apar contracții diferite, ca mărime scăzînd spre nivelele superioare.

Influența reciprocă a celor două straturi este de natură complexă ea depinzînd de : diferența de vîrstă, diferența de rezistență a betoanelor, diferența modurilor de elasticitate, curgerea lentă, condiții de umiditate.

Studiile efectuate prezintă importanță datorită scoaterii în evidență a fenomenului de împiedecare a deformațiilor din contracție în situația turnării succesive a nivelelor sau a rosturilor de lucru. Împiedecarea dezvoltării deformațiilor din contracție de ordinul 20 - 30 % (perete - martor) și între nivele de pînă

la 40 %, generează o stare suplimentară de eforturi care se suprapune peste starea de eforturi generată de alte tipuri de reținere.

## 5.2. Studiul experimental al fisurării din contracție a diafragmelor.

Fenomenul de fisurare al diafragmelor supuse efectului deformațiilor din contracție, împiedecate poate fi caracterizat prin întrecerea dintre viteza de creștere a eforturilor unitare provocate de reținerea contracției și viteza de creștere a rezistențelor.

Pentru a evita procesul de fisurare ar fi necesar ca rezistențele betonului să depășească întotdeauna eforturile care apar din cauza reținerii contracției.

Având în vedere modul de alcătuire al diafragmelor, aceste elemente de construcție sînt elemente cu procente mici de armare, iar procesul de fisurare și deschidere al fisurilor prezintă caracteristici speciale, tratate în capitolul 3.

După cum rezultă din literatura de specialitate, prin armare, la diafragme în situația împiedecării deformațiilor din contracție, nu se poate împiedeca fisurarea ci doar limitarea deschiderii fisurilor.

Se consideră că armătura din diafragme, dispusă sub formă de plase, trebuie să fie capabilă ca după apariția unei fisuri, indiferent de cauza care o provoacă, să preia eforturile care au provocat fisura și să asigure în același timp stabilizarea fenomenului de fisurare. Pe baza acestui principiu se poate stabili un procent minim de armare al diafragmelor.

De asemenea, se consideră că este necesar ca după formarea lor, fisurile să aibă o deschidere mai mică decît aceea care ar provoca coroziunea armăturii. Deschiderea fisurilor trebuie determinată ținînd seama de procentele mici de armare care se folosesc la diafragme și pentru care, relațiile folosite la elemente liniare de beton armat obișnuit, nu dau rezultate mulțumitoare.

### 5.2.1. Elemente de reținere de tip fundație.

Elementele experimentale au cuprins două categorii distincte, una la care traseul fisurii a fost provocat, iar alta la care fisurarea a urmat legile calitativ reale de comportare.

Prima categorie a avut ca scop stabilirea înălțimii pe care se dezvoltă fisura precum și poziția deschiderii maxime.

Din figurile A.86 - A.88 și tabelul 4.13 se constată influența procentului de armare asupra celor două caracteristici. În ciuda faptului că înălțimea fisurii a fost provocată diferit, la CP 11 - CP 23 pînă la  $L_r/2$  iar la CP 24 - CP 26 pe  $L_r$ , fisura s-a deschis pe o înălțime dictată de zona de reținere și procentul de armare. Se remarcă faptul că fisura nu depășește înălțimea zonei de reținere, chiar dacă, din punct de vedere teoretic, ea se extinde într-o zonă de eforturi unitare de întindere mici, chiar nule, ceea ce nu ar justifica fisurarea betonului. Cauza trebuie atribuită așa numitului "efect de fermoar" sesizat și în literatura de specialitate [5.9], care provoacă extinderea înălțimii fisurii.

Variația deschiderii pe înălțime a fisurii, prezintă o alură specifică. La bază, pe linia de reținere, deschiderea este nulă, pentru ca să crească brusc la valoarea maximă și apoi să descrească lent pînă la zero. Deschiderea maximă se află la o distanță relativ redusă față de linia de reținere :

$$h\alpha_{f \max} = (0,08 - 0,15) L_r \quad (5.4)$$

sau exprimată funcție de zona de reținere :

$$h\alpha_{f \max} = (0,15 - 0,3) \frac{L_r}{2} \quad (5.5)$$

unde  $L_r$  reprezintă lungimea de reținere.

Studiul calitativ real al fisurării s-a efectuat pe elemente cu fundație, pline sau cu goluri, variația deschiderii fisurilor fiind reprezentate în figurile A.89 - A.90.

Comportarea la fisurare a elementelor pline sau cu goluri este similară în acest caz (goluri medii) datorită legăturilor dese și monotone pe înălțimea diafragmei, legături cu rigiditate axială mare datorită armăturii sporite din buiandrugi.

Fisurile apar în zona de reținere, traseul lor fiind dirijat pe direcția eforturilor principale de întindere. La extremitățile secțiunilor horizontale fisurile sînt înclinate, în zona centrală ele fiind verticale. Evident, în cazul prezenței forțelor gravitaționale permanente, intensitatea și direcția fisurilor înclinate se modifică în consecință.

Se constată că pentru cazul montanților cu același procent de armare, iar buiandrugi cu procente de armare diferită se obține o deformație de contur mai mare la procent de armare mai mic. Dat fiind egalitatea tuturor celorlalți parametrii geometrici și elastici, solicitările de încastrare a diafragmei sînt mai mari în



cazul buiandrugilor mai slabi, în consecință și fisurile pe montanți au deschideri mai mari.

Valoarea înălțimii fisurilor respectă regulile impuse de zona de reținere și procentul de armare. Se constată din fig.5.2.1 că valorile experimentale se distribuie după o lege exprimată de relația :

$$h_f = 50 - 30 p \quad (5.6)$$

ceea ce la scara reală a diafragmelor este exprimată de relația :

$$h_f = (0,5 - 0,3 p) \cdot L_r \quad (5.7)$$

unde :  $h_f$  - înălțimea fisurii;  
 $p$  - procentul de armare ;  
 $L_r$  - lungimea de reținere.

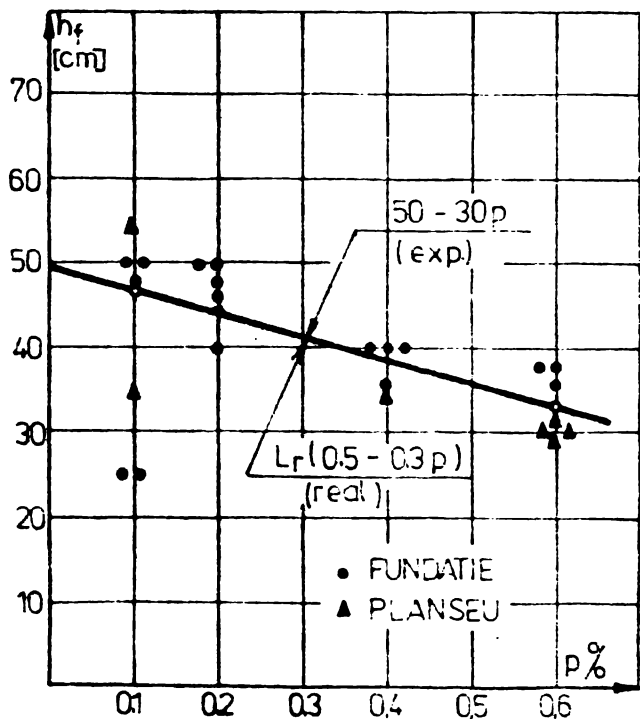


Fig. 5.2.1

VARIATIA ÎNĂLȚIMII FISURII LA ELEMENTE CU FUNDATIE SAU UN PLANSEU.

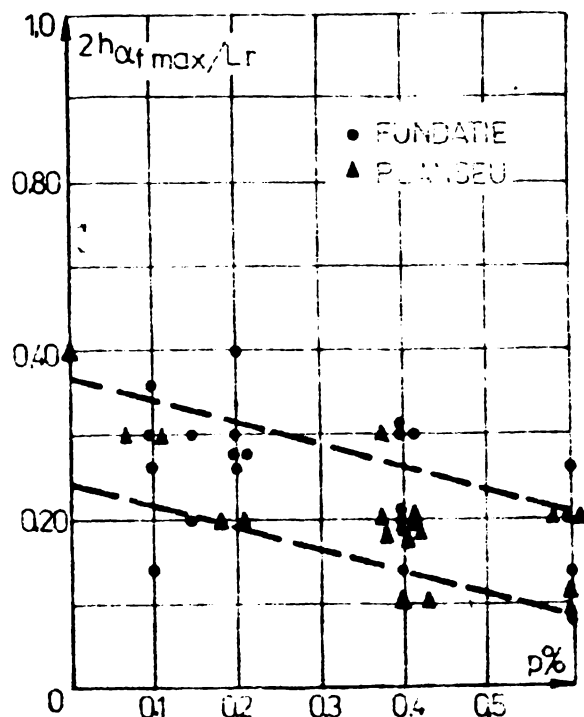


Fig. 5.2.2

DOMENIUL DE VĂRIATIE AL POZIȚIEI DESCHIDERII MAXIME A FISURII.

Poziția deschiderii maxime a fisurii se încadrează în domeniul (fig.5.2.2) limitat de relația (5.5), limitele domeniului fiind corespunzătoare procentelor de armare de 0,6 respectiv 0,1 %.

Valorile obținute pentru poziția deschiderii maxime a fisurii corespund poziției solicitării maxime remarcată în [5.4] în cazul împiedecării la schimbarea de volum a betonului masiv :

$$h_f'_{max} = 0,11 \cdot l \div 0,14 \cdot l \quad (5.8)$$

Această constatare sugerează folosirea unui spor de armare numai în vecinătatea elementului de reținere, pentru a controla deschiderea fisurii. Totuși trebuie remarcat că pe o înălțime de



65 - 75 % din cea a fisurii deschiderea este mai mare decât valoarea ei medie.

In cadrul aceluiași experimentări au fost studiate 7 elemente CP 4 - CP 10 la care intensitatea deformațiilor a fost majorată artificial prin alungirea forțată - dilatare din temperatură - a fundației.

Din cauza alungirilor provocate într-un interval de timp scurt paralelismul dintre desfășurarea contracției, variației de temperatură respectiv a curgerii lente a fost deranjat, eforturile neavând timp să se relaxeze. In consecință, eforturile mari, generate au provocat un număr mare de fisuri, repartizate pe toată suprafața zonei de reținere, dar cu deschideri similare elementelor încercate numai sub efectul contracției împiedecate. Se constată (fig.5.2.3) că zona de reținere se păstrează, indiferent de cauza

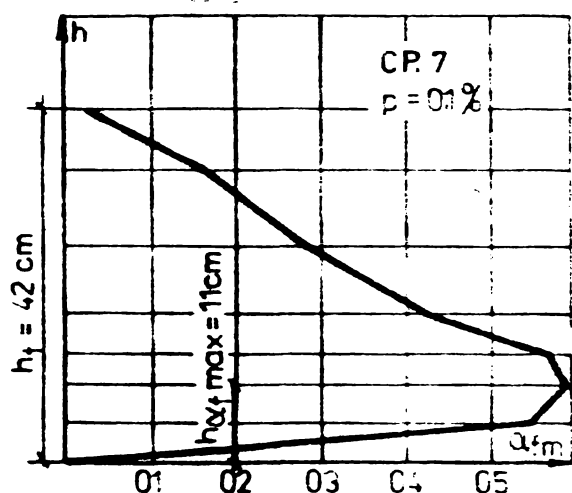


Fig.5.2.3

sau mărimea deformațiilor, iar poziția deschiderii maxime este dispusă în aceeași zonă ca și în cazul dezvoltării normale a curgerii lente. Aceste observații confirmă concluzia enunțată în capitolul 3, conform căreia, în acest caz de solicitare, mărimea eforturilor influențează numărul și distanța dintre fisuri și nu deschiderea fisurilor.

Teoria betonului armat acordă relației distanță - deschidere de fisură o importanță deosebită. Prezența, în acest caz de solicitare, a unor elemente de reținere, de tip fundație, de mare rigiditate, care în zona imediat învecinată se comportă ca o armătură foarte puternică, influențează preponderent distanța dintre fisuri, influența procentului de armare fiind mai puțin evidentă.

Raportată la înălțimea nivelului, distanța dintre fisuri, în zona deschiderii maxime se înscrie în domeniul :

$$\lambda_f = (0,75 - 1,25) h_{\text{etaj}} \quad (5.9)$$

ceea ce concordă cu distanțele reale, constatate in situ (cap.1).

### 5.2.2. Elemente cu reținere de tip planșeu prefabricat.

Studiul experimental s-a desfășurat pe elemente cu un planșeu prefabricat, un nivel cu planșeele aferente și elemente cu planșee multiple.

In cazul elementelor experimentale cu un planșeu, dispus în diferite poziții ale înălțimii peretelui s-a urmărit procesul de fisurare precum și extinderea fisurilor în zona de reținere. Se remarcă faptul că fisurile nu depășesc zona de reținere iar poziția deschiderii maxime se păstrează în domeniul definit de relația (5.5).

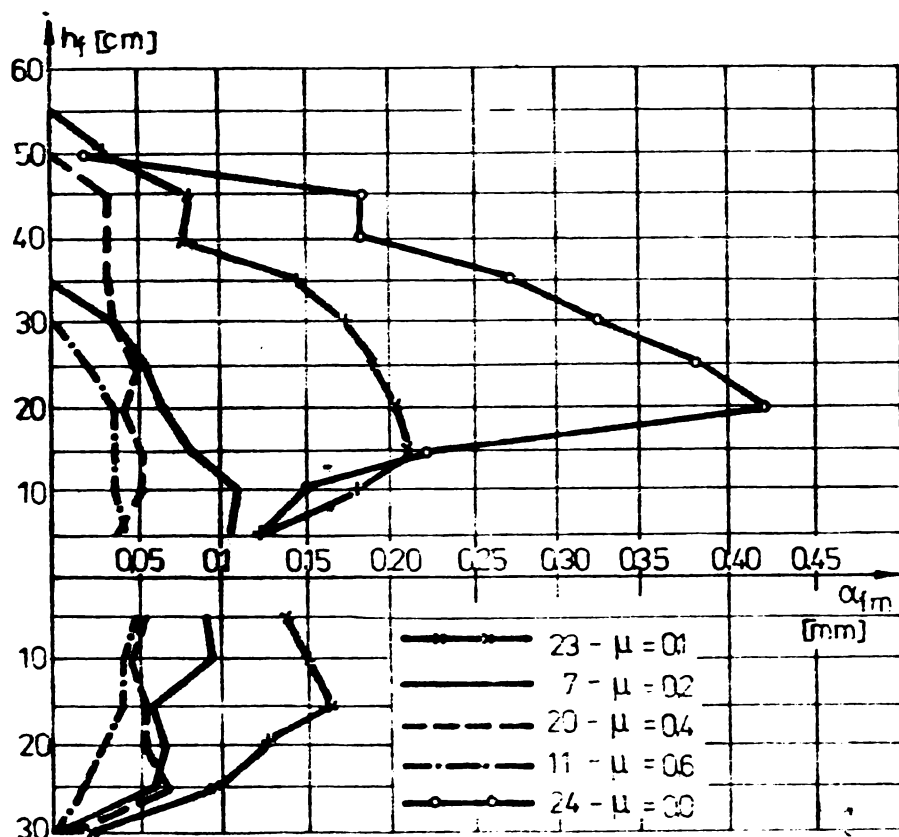


Fig. 5.2.4  
DESCHIDEREA FISURII MEDI.

In figura 5.2.4 sînt prezentate comparativ, variația deschiderii maxime a fisurilor pentru elemente cu procente diferite de armare cu planșeu în poziția P3.

In tabelul 5.6 sînt prezentate comparativ valorile maxime și poziția deschiderii maxime.

Tabelul 5.6.

Simbol	$\mu$ %	$\alpha_f$ max mm	$\alpha_f$ max %	$\frac{h \alpha_f \text{ max}}{L_f}$	Număr fisuri
CPP 24	0	0,420	100	0,20	1
CPP 23	0,1	0,210	50	0,15	3
CPP 7	0,2	0,108	26	0,10	5
CPP 20	0,4	0,060	14	0,10	5
CPP 11	0,6	0,048	12	0,05	6

In cazul împiedecării deformațiilor din contracție de către planșee prefabricate, rigiditatea acestora, mult mai redusă, atât axială cît și la încovoiere, comparativ cu aceea a fundațiilor, permite o influență mult sporită a procentului de armare asupra poziției deschiderii maxime.

La înălțimile uzuale ale nivelelor utilizate în practică, poziția deschiderii maxime a fisurilor generate de un planșeu, se

găsește sub mijlocul înălțimii etajului, dar la diafragme lungi, cu peste 10 - 15 m, această poziție se găsește în zona de împiedecare a deschiderii fisurilor de către planșeele învecinate. În consecință se impune determinarea influenței înălțimii etajului asupra deschiderii maxime a fisurilor.

Din tabelul 5.6 se constată că, odată cu reducerea procentului de armare, poziția deschiderii maxime se depărtează de linia de reținere, fără a depăși  $0,2 L_R$ . Din diagrama din figura 5.2.2 se poate accepta, funcție de procentul de armare, următoarele valori medii pentru poziția deschiderii maxime :

$$\text{-- pentru } p = 0 \% - 0,2 \% \quad h_{\alpha_F \text{ max}} = 0,15 L_R \quad (5.10)$$

$$\text{-- pentru } p = 0,2 - 0,6 \% \quad h_{\alpha_F \text{ max}} = 0,10 L_R \quad (5.11)$$

Studiul experimental la fisurare efectuat pe elemente cu un singur nivel și planșeele aferente a permis variația unor caracteristici geometrice ale modelelor experimentale.

La acest tip de elemente, se constată că diagrama de variație a deschiderii fisurilor pe înălțimea nivelului se prezintă sub forma unei bucle de valoare maximă în zona de mijloc a nivelului (fig.A.95 - A.103), zonă delimitată, superior și inferior de poziția deschiderii maxime generate de cele două planșee.

Diagramele prezentate în anexă surprind deschiderea fisurilor numai la trei nivele pe înălțimea nivelului.

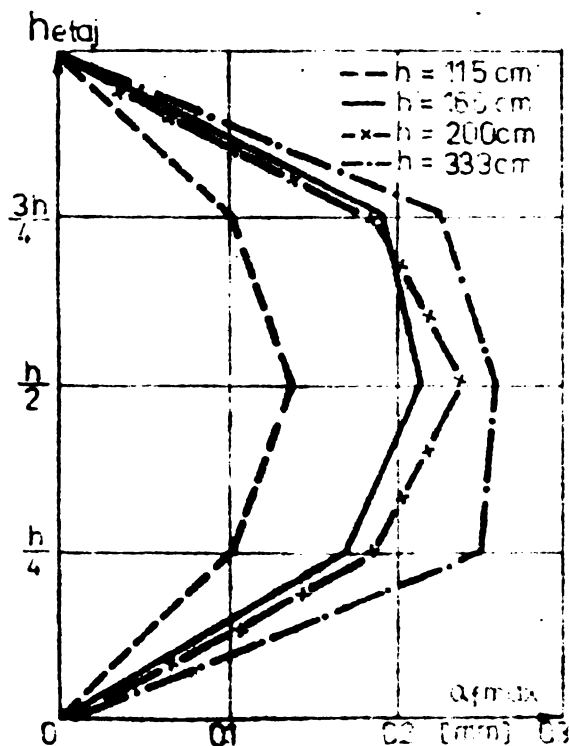


Fig. 5.25

VARIATIA DESCHIDERII FISURILOR.

Prin mărirea sau micșorarea distanței dintre planșee - fig.5.2.5 - apare diferențierea modului de suprapunere al efectelor eforturilor tangențiale de la nivelul de reținere.

Pentru experimentul cu  $h_{etaj} = 11,5 \text{ cm}$  pe toată înălțimea nivelului se face resimțită influența eforturilor tangențiale de la nivelul planșeelelor, efectul de împiedecare a deschiderii fisurilor, ale fiecărui planșeu, suprapunându-se, ceea ce duce la reduceri ale deschiderii fisurilor și la mijlocul înălțimii etajului. Acest fenomen nu are loc în cazul experimentului cu înălțime de e-

taj de 33,3 cm, unde conform relațiilor (5.10) valoarea maximă a

deschiderii fisurilor nu este împiedecată să se dezvolte. In tabelul 5.7 sînt prezentate diferențele procentuale ale deschiderilor maxime ale fisurilor, comparativ, pentru diferite înălțimi de etaj, respectiv  $h_{\text{etaj}}/L_r$ .

Tabelul 5.7.

$h_{\text{etaj}}$ (cm)	11,5	16,6	20	33,3
$h_{\text{etaj}}/L_r$	0,115	0,166	0,200	0,333
$\alpha_f \text{ max}$ (mm)	0,139	0,215	0,243	0,261
$\Delta \%$	65	100	113	120

Apariția și dezvoltarea fisurilor la montanții diafragmelor cu goluri (medii) are loc similar diafragmelor pline, în special la procente de armare ale buiandrugilor  $p_b = 0,8 - 1,2 \%$ , buiandrugii care asigură o legătură foarte bună între montanți

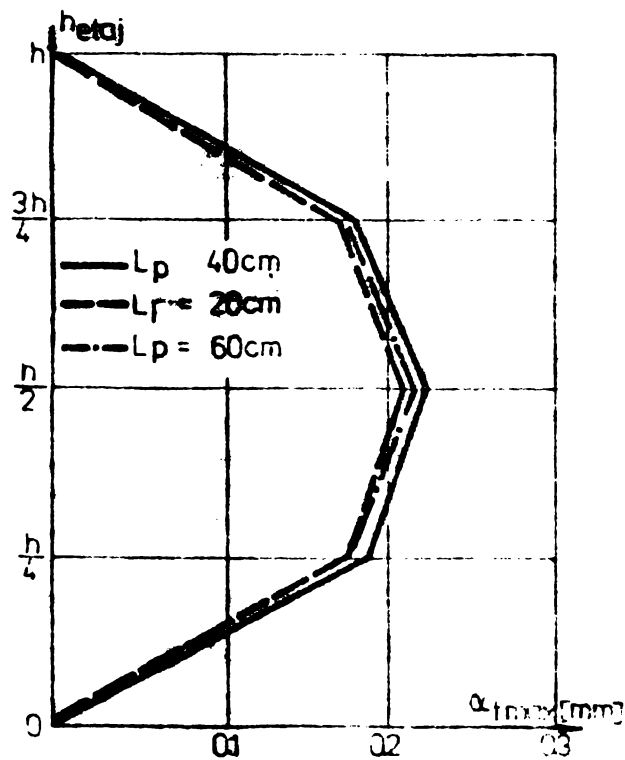


Fig. 5.2.6

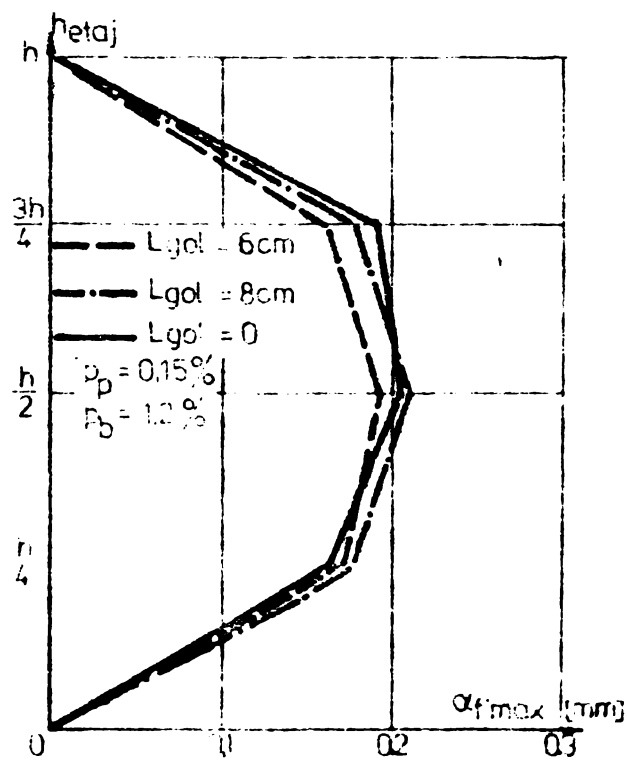


Fig. 5.2.7

Utilizarea plănșelor de rigiditate diferită nu influențează deschiderea fisurilor, rigiditatea plănșelor prefabricate fiind mare, în aceste limite nefiind sensibilă la variație a deschiderii (fig.5.2.6). De asemenea, variația golului în limitele utili-

zate în practică (90 - 120 cm) nu influențează sensibil deschiderea fisurilor (fig.5.2.7).

Studiul elementelor experimentale cu planșee prefabricate multiple și fundație, dă o imagine asupra comportării reale ale unei diafragme.

În cazul diaframelor cu un șir de goluri, prevăzute cu planșee prefabricate, deschiderea medie a fisurilor prezintă o variație curbilinie, de valori maxime la semidistanța dintre planșee și valori nule la nivelul planșeeilor (fig.5.2.8).

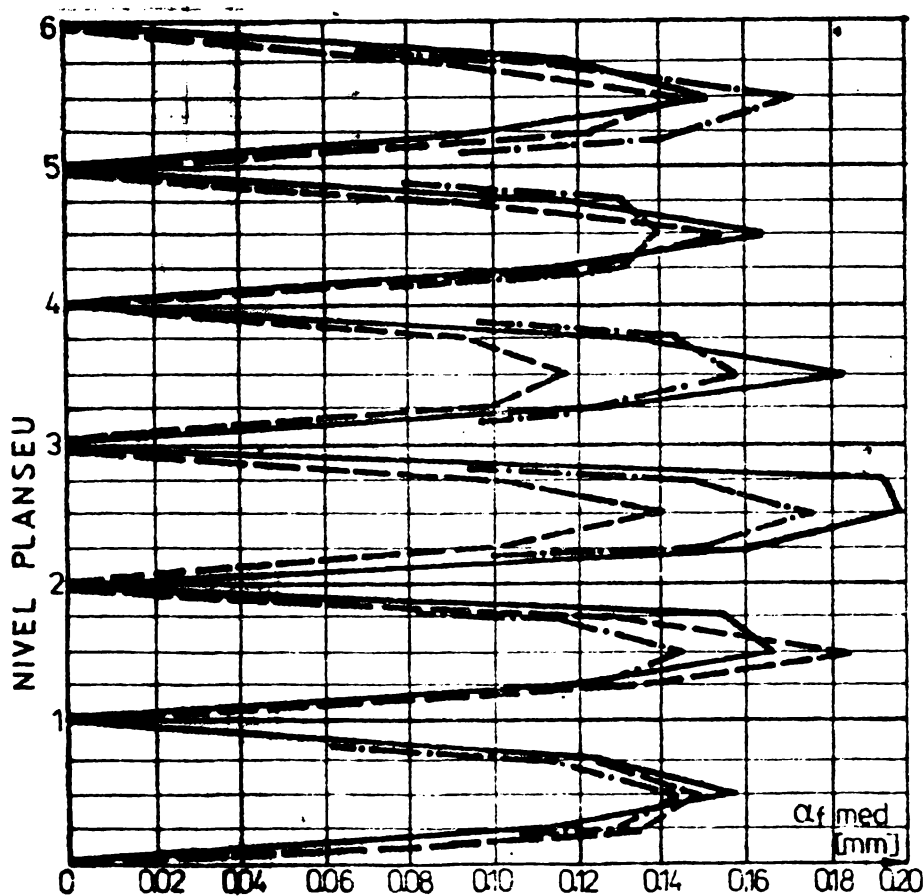


Fig. 5.2.8

VARIATIA $\alpha_f$ max PE ÎNĂLȚIMEA PERETELUI		
—	CPPG 6	$p_b = 0.8\%$
- - -	CPPG 7	$p_b = 0.4\%$
- · - · -	CPPG 8	$p_b = 1.2\%$
		$p_p = 0.15\%$

Se constată că planșeele curente au efect de uniformizare a deschiderii fisurilor, în special în zona nivelelor de mijloc, unde deschiderea fisurilor prezintă totodată valori maxime. Se remarcă faptul că fisurile apar la toate nivelele, fără a avea deschideri majorate în zona fundației.

Rigiditatea mai redusă a planșeeilor, comparativ cu a fundației, permite procentului de armare să influențeze distanța dintre fisuri. Astfel, pentru

geometria elementelor experimentale cu un nivel și nivele multiple, funcție de procente de armare, în tabelul 5.8 sînt prezentate distanțele dintre fisuri, raportate la înălțimea nivelului.

Variația înălțimii etajului, respectiv a raportului  $h_{etaj}/L_r$  influențează distanța dintre fisuri, valorile comparative fiind date în tabelul 5.9.

Se poate trage concluzia că, pentru rapoartele  $h_{etaj}/L_r$  utilizate la modelele experimentale, rolul armăturii, de a mări numărul de fisuri și micșora distanța dintre acestea, se desfășoară integral numai la rapoarte :



zate în practică (90 - 120 cm) nu influențează sensibil deschiderea fisurilor (fig.5.2.7).

Studiul elementelor experimentale cu planșee prefabricate multiple și fundație, dă o imagine asupra comportării reale ale unei diafragme.

În cazul diaframelor cu un șir de goluri, prevăzute cu planșee prefabricate, deschiderea medie a fisurilor prezintă o variație curbilinie, de valori maxime la semidistanța dintre planșee și valori nule la nivelul planșeelor (fig.5.2.8).

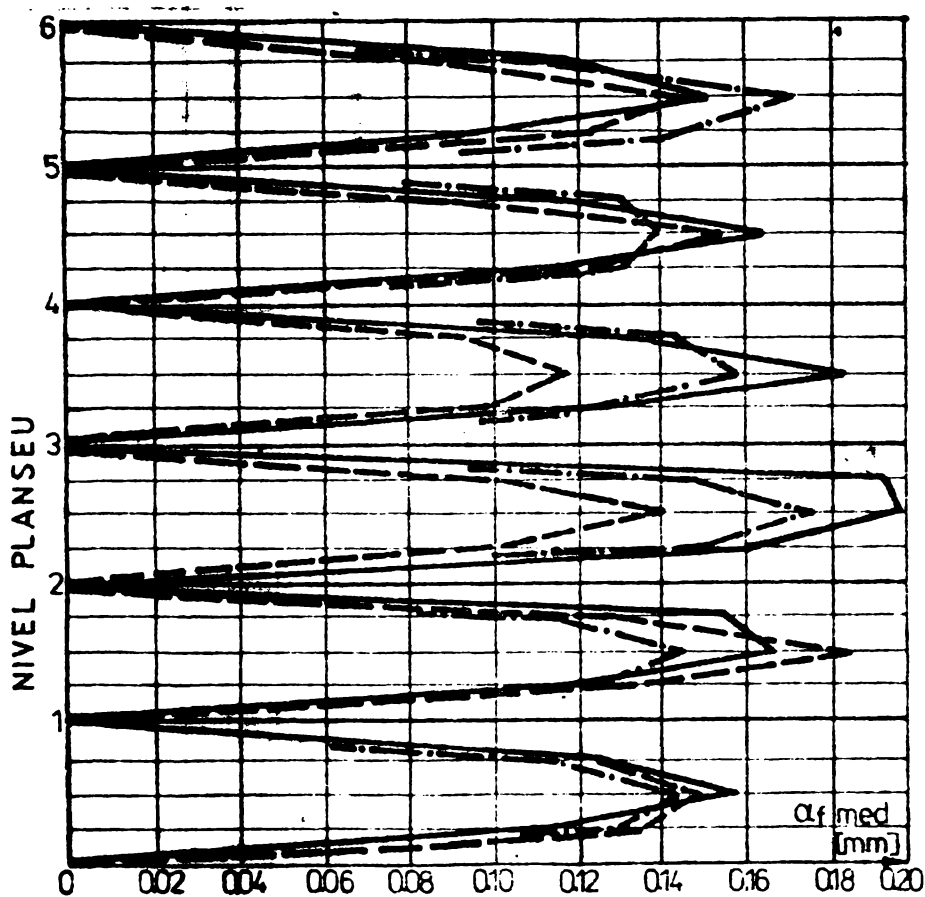


Fig. 5.2.8

VARIATIA $\alpha_{f \max}$ PE ÎNĂLȚIMEA PERETELUI		
—	CPPG 6	$p_b = 0.8\%$
- - -	CPPG 7	$p_b = 0.4\%$
- · - · -	CPPG 8	$p_b = 1.2\%$
		$p_p = 0.15\%$

Se constată că planșeele curente au efect de uniformizare a deschiderii fisurilor, în special în zona nivelelor de mijloc, unde deschiderea fisurilor prezintă totodată valori maxime. Se remarcă faptul că fisurile apar la toate nivelele, fără a avea deschideri majorate în zona fundației.

Rigiditatea mai redusă a planșeelor, comparativ cu a fundației, permite procentului de armare să influențeze distanța dintre fisuri. Astfel, pentru

geometria elementelor experimentale cu un nivel și nivele multiple, funcție de procente de armare, în tabelul 5.8 sînt prezentate distanțele dintre fisuri, raportate la înălțimea nivelului.

Variația înălțimii etajului, respectiv a raportului  $h_{\text{etaj}}/L_r$  influențează distanța dintre fisuri, valorile comparative fiind date în tabelul 5.9.

Se poate trage concluzia că, pentru rapoartele  $h_{\text{etaj}}/L_r$  utilizate la modelele experimentale, rolul armăturii, de a mări numărul de fisuri și micșora distanța dintre acestea, se desfășoară integral numai la rapoarte :



Tabelul 5.8.

p %	Număr fisuri	$\lambda_f$ mediu (cm)	$\frac{\lambda_f}{h_{etaj}}$
0,1	7 - 8	16,6 - 12,5	0,75 - 1
0,15	7	12,5	0,75
0,2	8	11,2	0,67
0,4	9	10	0,6

Tabelul 5.9.

$h_{etaj}$ (model) (cm)	$h_{etaj}$ (real) (m)	$h_{etaj}/L_r$	$\lambda_f/h_{etaj}$
11,5	1,25	0,115	0,81
16,6	2,5	0,166	0,76
33,3	5	0,333	0,75

$$\frac{h_{etaj}}{L_r} \geq 0,3 \text{ pentru } p = 0 - 0,2 \% \quad (5.12)$$

$$\frac{h_{etaj}}{L_r} \geq 0,2 \text{ pentru } p = 0,2 - 0,6 \% \quad (5.13)$$

La rapoarte mai mici, planșeele prefabricate se comportă similar unor armături foarte puternice, care generează fisuri noi, de deschideri mai mici.

Din studiul elementelor experimentale cu lățimi de montanți diferite, se constată că la diafragme cu  $h_{etaj}/L_r > 0,6 - 0,75$  (fig.A.74 - A.75) fisurile care apar nu mai traversează tot nivelul. Sub aceste valori, diafragma fisurează pe tot nivelul, împărțindu-se în panouri delimitate de fisuri, de dimensiuni relativ egale, funcție de raportul  $h_{etaj}/L_r$  și procentul de armare.

### 5.2.3. Elemente cu armare concentrată.

În scopul limitării deschiderii fisurilor s-a studiat comportarea la fisurare a unor elemente cu armare concentrată.

Una din aceste soluții prevede concentrarea unei cantități de armătură lângă și paralel cu linia de reținere pe o înălțime

de 7,5 cm de o parte și de alta a planșeului, la un element cu contracție împiedecată de un planșeu prefabricat dispus în poziția P3.

Procentele mari de armare au rezultat prin concentrarea armăturilor corespunzătoare procentelor 0,2 și 0,4 %, în rest păstrându-se o armare slabă, cu  $p = 0,06$  %.

După cum rezultă și din figura 5.2.9, elementele cu armătură concentrată prezintă în zona armăturii reduceri ale deschiderii fisurii cu 25 - 30 %, în schimb se constată o intensificare a fenomenului în câmpul foarte slab armat. Se remarcă creșteri cu 125-400% a deschiderii fisurilor față de armarea uniformă, în zona slab armată.

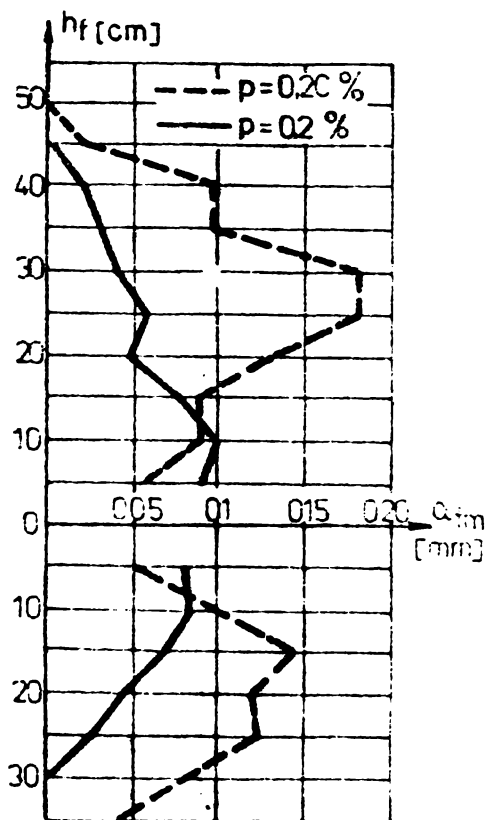


Fig. 5.2.9.a

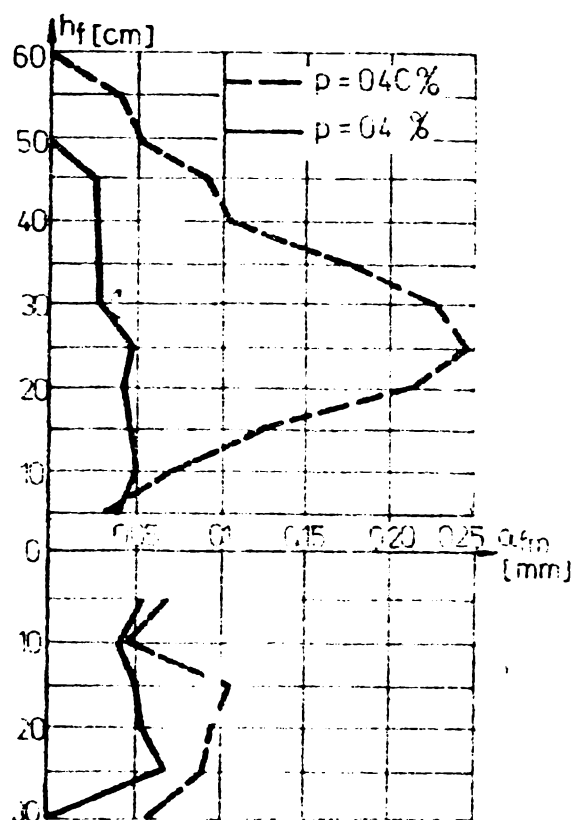


Fig. 5.2.9.b

În același timp deschiderea maximă a fisurilor s-a dezvoltat la o distanță de 0,25  $L_p$  față de 0,1  $L_p$ .

Constatănd că armarea concentrată într-o zonă adiacentă planșeului nu este eficientă, s-a studiat o variantă de armare cu armătură concentrată pe 5 cm în zona de mijloc a nivelului, procentul de armare local, realizându-se din comasarea armăturii corespunzătoare unui nivel.

După cum se remarcă din figurile A.106 - A.108 și din figura 5.2.10, în zona de mijloc au loc reduceri ale deschiderii fisurilor cu 25 - 27 %, fără ca fisurile să se majoreze în zona

nearmată. Aceste reduceri nu sînt însă proporționale cu creșterea, în zona centrală, a procentului de armare.

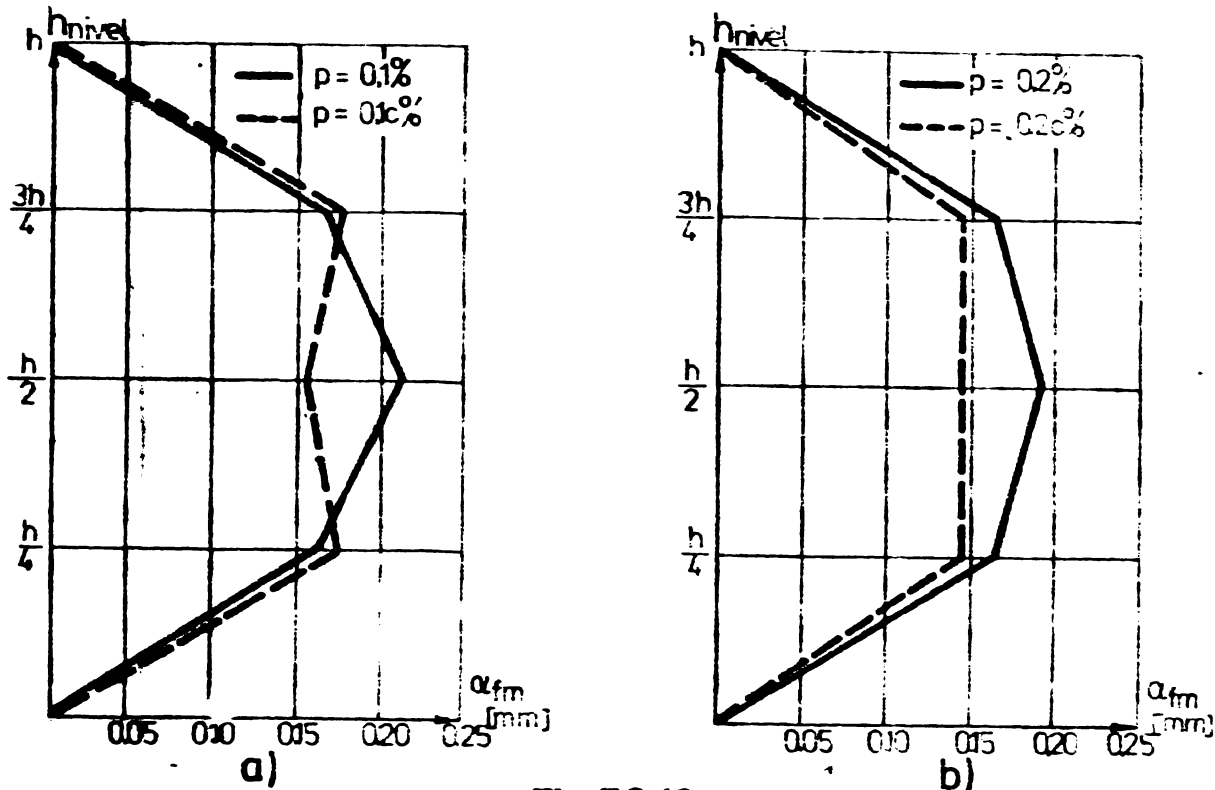


Fig. 52.10

VARIATIA DESCHIDERII FISURII LA ELEMENTE CU ARMARE UNIFORMA SI CONCENTRATA.

Din releveul fisurilor din figurile A.79 - A.82 se remarcă faptul că unele fisuri în zona centrală se întrerup, iar restul au o evidentă scădere a deschiderii, comparativ cu armarea uniformă.

Aceste observații oferă posibilitatea unei îmbunătățiri a alcătuirii diafragmelor, prin dispunerea cel puțin a unei centuri armate, în zona de mijloc a nivelului, zonă de deschideri maxime a fisurilor.

#### 5.2.4. Comportarea buiandrugilor sub efectul deformațiilor împiedecate.

Eforturile de întindere generate de contracția montanților, duc inevitabil la fisurarea buiandrugilor, chiar și în cazul împiedecării deformațiilor numai de fundație (fig. A.54 - A.55). În acest caz buiandrugii se comportă ca bare de cuplare supuse unei sollicitări similare întinderii centrice.

Se remarcă fisuri în colțuri și în câmpul buiandrugilor, cu deschidere maximă la nivelele extreme.

Prezența planșelor prefabricate, generează o stare suplimentară de eforturi. În figura 5.2.11, se prezintă schematizat tra-

iectoria eforturilor principale de întindere la un nivel curent.

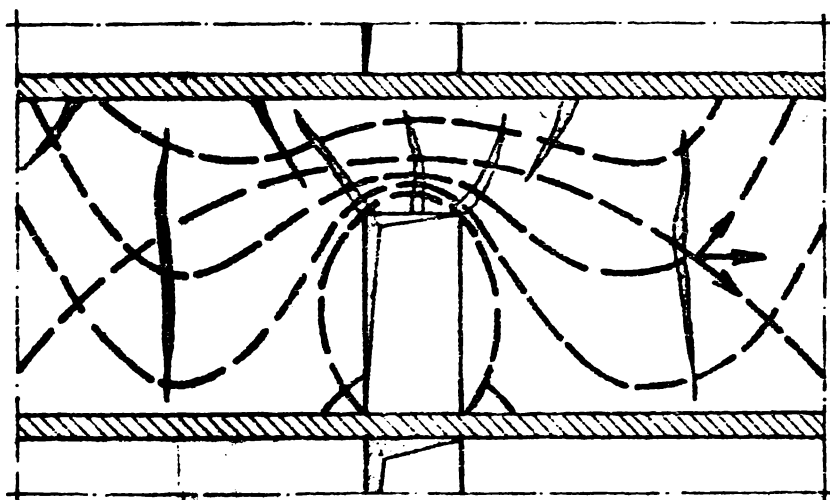


Fig. 5.2.11

Se constată o concentrare a eforturilor în buiangrugi, de traiectorie paralelă cu axul acestuia, iar la marginea golului înclinându-se.

În timp ce montanții provoacă eforturi normale de întindere, tulburate numai de încovoiera ansamblului, plânșeele pre-

fabricate dispuse asimetric față de axul buiandrugului, generează o stare de solicitare similară întinderii excentrice.

În acest caz fisurile prezintă deschiderea maximă la nivelul fibrei inferioare a buiandrugului și se închid la nivelul plânșeului prefabricat. Se remarcă astfel rolul dublu al elementelor de

reținere, acela de generator de eforturi și totodată de împiedecare a deschiderii fisurilor pe linia de reținere. Se constată (fig.5.2.12) sporirea deschiderii fisurilor cu până la 100 % în prezența plânșeelor prefabricate comparativ cu ipoteza plânșeelor monolite.

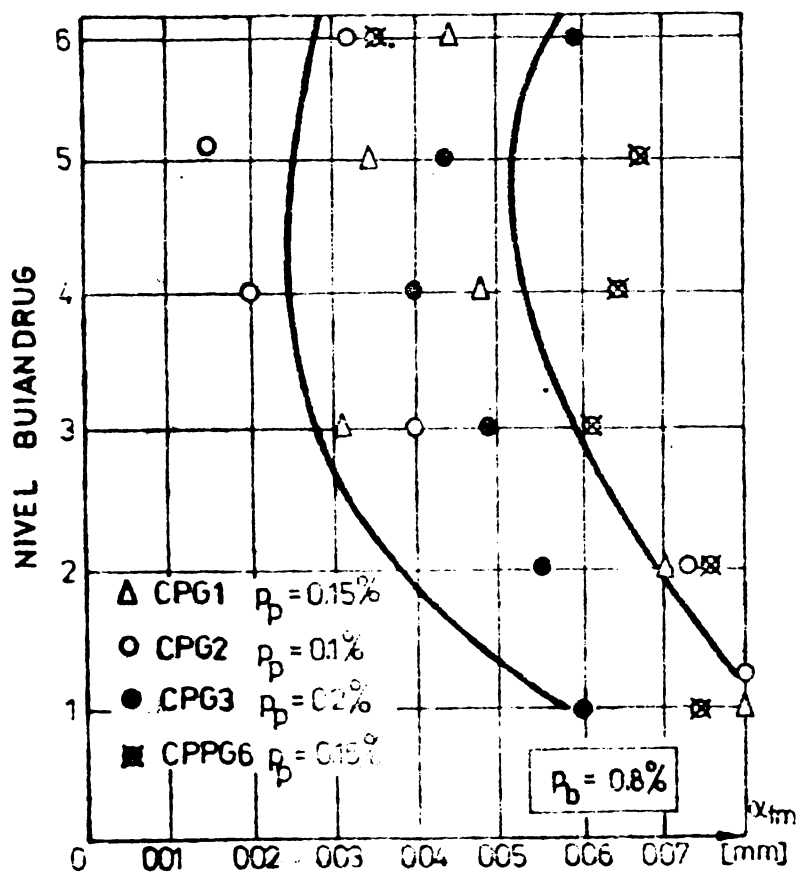


Fig. 5.2.12

Utilizarea procentelor de armate diferite a montanților a scos în evidență faptul că odată cu creșterea acestuia, cresc deschiderile fisurilor în buiandrugi (fig.5.2.12).

Dimensiunile variabile ale montanților nu influențează fisurarea buiandrugilor, păstrându-se aceeași configurație a fisurilor, datorită faptului că, asupra buiandrugilor acționează preponderent deformațiile din contracție ale panourilor care delimitează golul, panouri formate prin fisurarea montanților.

Procentele de armare ale buiandrugilor influențează evident procesul de fisurare, provocând apariția de noi fisuri în câmpul buiandrugilor.

Armarea buiandrugilor cu armături înclinate încrucișate conduce, prin comparație cu același procent de armare longitudinal la deschideri de fisuri sporite cu 30 - 40%.

Fisurarea buiandrugilor sub efectul contracției împiedecate are efecte negative asupra comportării acestora în structură. Constatările calitative făcute nu au putut fi transformate cantitativ datorită scării reduse la care buiandrugii au fost studiați.

Efectul încovoierii buiandrugilor datorită rotirii nodurilor din încovoierea ansamblului sau a solicitării de întindere excentrică generată de prezența planșeelor prefabricate, provoacă întinderi suplimentare în special în fibra inferioară a buiandrugilor, mai ales la nivelele extreme, unde sarcinile orizontale exterioare presupun o armare mai redusă.

La diafragma cu goluri, rigiditatea de ansamblu a diafragmei este influențată de rigiditatea buiandrugilor și de gradul lor de fisurare, folosirea planșeelor prefabricate reducând rigiditatea acestora.

#### 5.2.5. Fragmente liniare cu blocare la capete.

Studiul la fisurare al elementelor liniare cu blocare la capete a avut ca scop transformarea cantitativă a fenomenului de fisurare de la scara 1:5 la 1:1.

Factorul de scară  $K_g$  a fost determinat [5.30] ca raport dintre deschiderea fisurii măsurate pe elemente de 6,00 m lungime și elemente la scara 1:15.

Pentru elementele la scara 1:15, valorile deschiderii fisurilor, măsurate pentru procentele de armare de 0; 0,2 și 0,4 %, sînt prezentate în tabelul 5.10.

Tabelul 5.10.

Simbol Serie	Deschiderea fisurilor (mm)		
	p = 0,0 %	p = 0,2 %	p = 0,4 %
23	0,66	0,52	-
24	0,36	0,35	-
25	0,55	0,45	-
26	0,39	-	0,26
27	0,54	0,42	0,35

Tabelul 5.10.(continuare)

28	0,70	0,50	0,38
CP 2-1	0,71	0,54	-
CP 15-1	-	0,41	-
CP 15-1	-	0,41	-
CP 1-1	0,47	0,37	-
CP 1-1	-	0,34	-
CP 15	0,55	0,54	-
CP 16	0,48	0,475	-
CP 16	-	0,50	-
CP 14	-	0,33	-
CP 14	-	0,31	-
CP 17	0,85	0,485	0,395
CP 17	0,595	0,52	0,40
CP 19	0,54	-	0,475
CP 20	0,56	-	0,45

Cu aceste valori și cele prezentate în figura A.85 rezultă factorul de transformare la scară diferențiat pe procente uzuale de armare, prezentat în tabelul 5.11.

Tabelul 5.11.

p %	$\alpha_f$ (mm)		$K_S$
	Scara 1:1	Scara 1:15	
0,0	3,15	0,58	5,4
0,2	2,35	0,48	4,9
0,4	1,60	0,39	4,0

### 5.3. Limitarea deschiderii fisurilor generate de deformații împiedecate.

Din studiile efectuate cât și din literatura de specialitate rezultă că, prin armare, la diafragme, în cazul contracției împiedecate de fundație sau planșee prefabricate nu se poate împiedeca apariția fisurilor, ci doar limitarea deschiderii lor.

Din acest motiv, cercetătorului îi revine sarcina de a studia interdependența dintre efectul reținerii, formarea fisurilor și procentul minim de armare necesar.



Din studiul fenomenului de fisurare (cap.3.5) se poate con-clude că forța generată de împiedecarea deformațiilor poate să crea-scă peste valoarea forței de fisurare numai după ce fisurarea s-a stabilizat. In situația contracției betoanelor obișnuite, asemenea deformații, care să producă stabilizarea fisurării, în cazul con-cret al unor procente mici de armare, nu apar.

In condițiile unei fisurări nestabilizate rezultă deci că, valoarea maximă a forței generată de reținere este aproape indepen-dentă de gradul de împiedecare și în consecință, mărimea deformați-ei reținute influențează numai numărul fisurilor și nu deschiderea lor, ceea ce duce la concluzia că se poate stabili o relație pentru determinarea procentului de armare funcție de deschiderea fisurilor, relație care să nu conțină mărimea forței generată de reținere.

Extrapolarea rezultatelor experimentale obținute de diferi-ți cercetători pe elemente liniare la comportarea elementelor pla-ne cu rețineri pe contur poate fi acceptată cu rezerva unui consum prea ridicat de armătură.

De asemenea, starea de eforturi într-o diafragmă din beton armat monolit cu împiedecarea deformațiilor de către elemente de construcții dispuse pe contur, diferă tocmai prin efectul dublu al elementului de reținere, de generator, de eforturi și totodată de împiedecare a deschiderii lor, pe linia de reținere.

Programul experimental prezentat scoate în evidență carac-teristicile fisurării diafragmelor în cazul împiedecării deformați-ilor din contracție de către fundație, în ipoteza plangeelor turna-te monolit și simultan cu diafragmale, respectiv împiedecarea de către fundație și planșee prefabricate dispuse pe întreaga înălți-me a construcției.

Valorile deschiderii maxime a fisurilor prezentate de ele-mentele experimentale, funcție de procentele de armare sînt prezen-tate în fig.5.3.1, pentru valori experimentale și medie lor.

Variația lor poate fi exprimată sub forma unei curbe para-bolice, de forma :

$$\alpha_{f_{\max}} = 0,026 \left( 1 + \frac{1}{p} \right) \quad (\text{mm}) \quad (5.14)$$

unde :  $\alpha_f$  - deschiderea maximă, în mm;

p - procentul de armare, în %.

Pentru transformarea la scara naturală a rezultatelor ex-perimentale se utilizează coeficientul  $K_f$  definit la capitolul

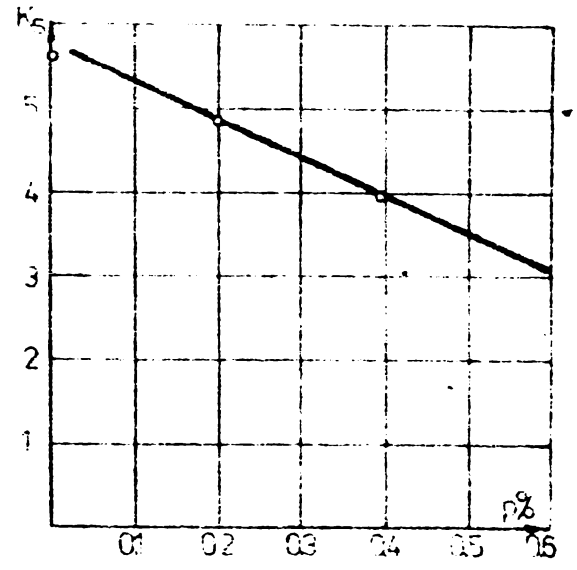
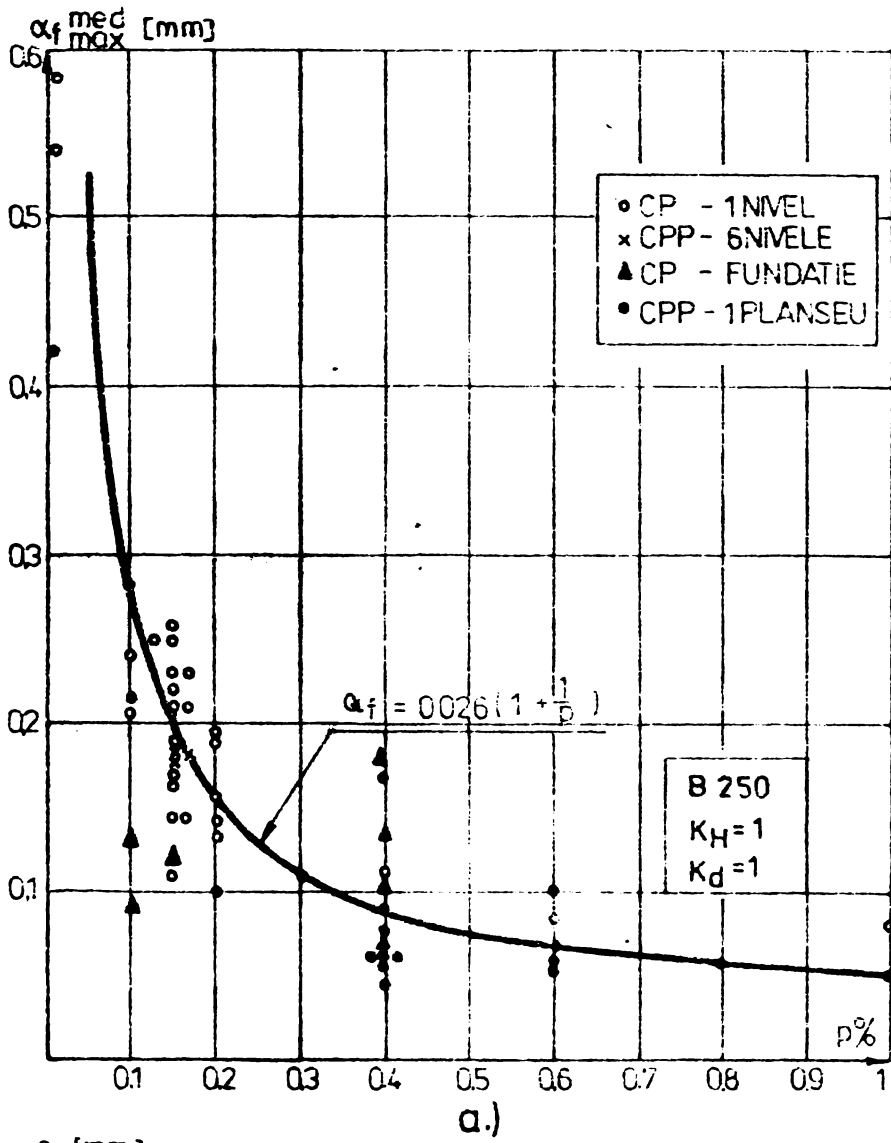
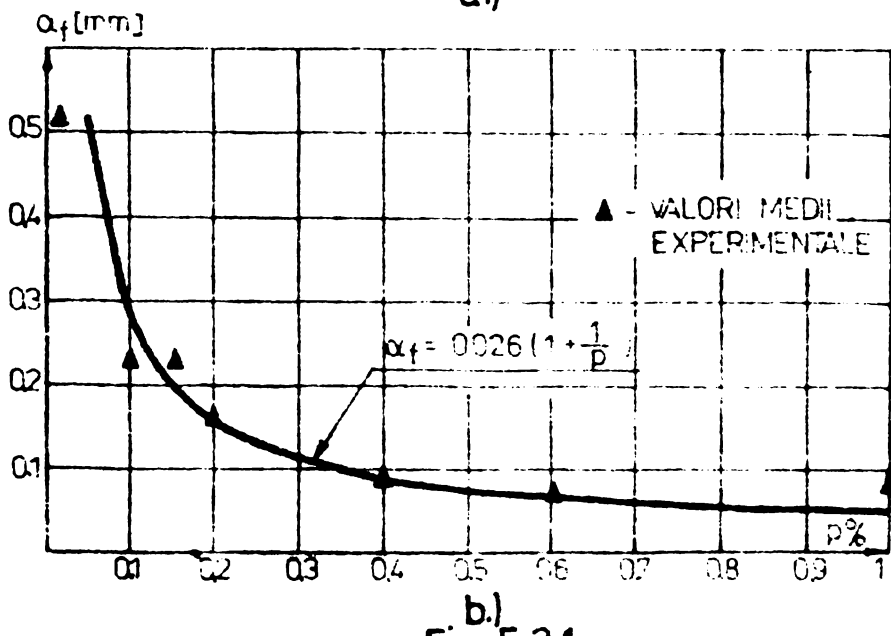


Fig. 5.3.2  
VARIATIA COEFICIENTULUI DE SCARA.



b.)  
Fig. 5.3.1  
VARIATIA DESCHIDERII MAXIME A FISURILOR.

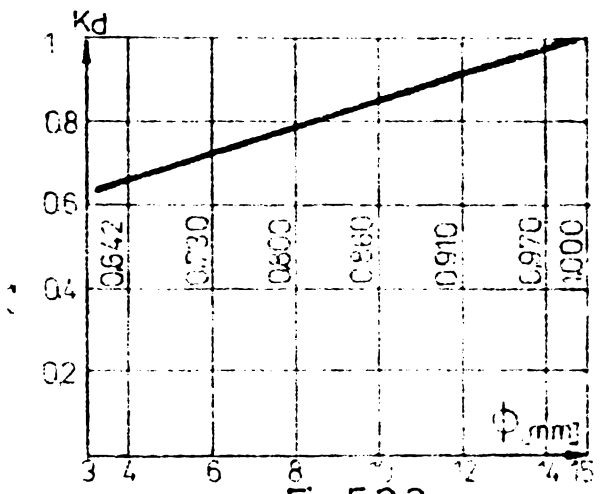


Fig. 5.3.3  
INFLUENTA DIAMETRULUI ARMATURII ASUPRA DESCHIDERII FISURILOR.

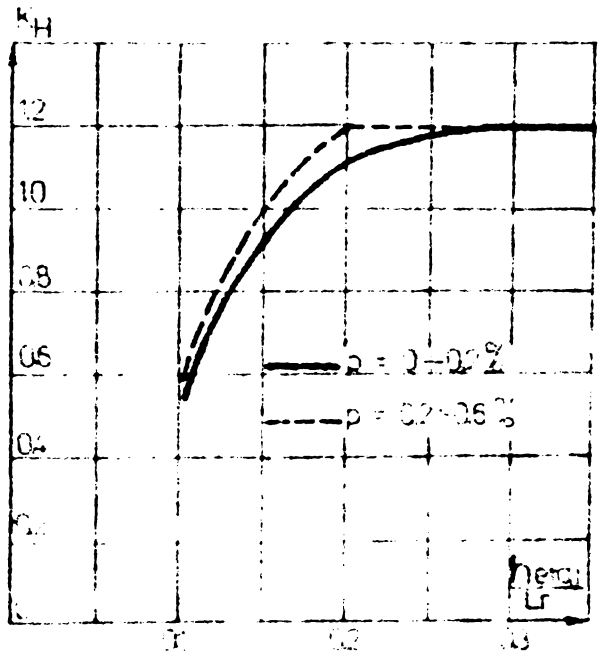


Fig. 5.3.4  
INFLUENTA INALTIMII ETAJULUI ASUPRA DESCHIDERII FISURILOR

5,2,5, pe elemente liniare a cărei variație este prezentată în figura 5.3.2.

Teoria betonului armat acceptă evident o influență importantă a diametrului armăturii asupra deschiderii fisurilor. Avînd în vedere diametrii folosiți pentru armarea elementelor experimentale, și acceptînd variația influenței diametrului dată de Holnberg [5.18], [5.19], [5.20], se poate trasa, în figura 5.3.3 variația coeficientului  $K_d$ .

Din studiile efectuate în capitolul 5.2.2, relațiile (5.10) și (5.11) și tabelul 5.7, duc la evidențierea influenței înălțimii etajului, la diafragme cu planșee prefabricate, asupra deschiderii fisurilor, influență exprimată prin variația coeficientului  $K_H$ , prezentată în figura 5.3.4.

Introducînd influența acestor elemente, cît și prin transformarea la scară, relația (5.14), pentru diafragme la care deformația din contracție este împiedecată de planșee prefabricate, devine :

$$\alpha_{f_{\max}} = 0,026 \left(1 + \frac{1}{p}\right) K_d \cdot K_S \cdot K_H \quad (\text{mm}) \quad (5.15)$$

unde :  $\alpha_{f_{\max}}$  - deschiderea maximă a fisurilor, în mm;

$p$  - procentul de armare, în %;

$K_d$  - coeficient de corecție care ține seama de diametrul armăturii, cu valori date în fig.5.3.3;

$K_S$  - coeficient experimental care face trecerea de la datele experimentale obținute pe modele, la cele reale, cu valori date în fig.5.3.2;

$K_H$  - coeficient experimental, care ia în considerare efectul înălțimii etajelor, cu valorile date în fig. 5.3.4.

Pentru cazul structurilor cu diafragme și planșee monolite, în relația (5.15) valoarea  $K_H = 1,2$ .

Valorile procentelor de armare determinate conform relației (5.15), se referă la armarea orizontală a diafragmelor.

Din studiile efectuate de diferiți autori, prezentate în capitolul 3, rezultă clar că rezistența betonului la întindere, influențează deschiderea fisurilor mult mai puternic decît rezistența la compresiune. Pentru rezistențe la întindere situate la limita superioară a domeniului de împrăștiere, rezultă fisuri cu deschideri aproape dublu față de cele într-un beton cu aceeași rezis-

tență la compresiune și rezistență la întindere situată la limita inferioară a domeniului de împrăștiere.

Având în vedere marca de beton utilizată în faza experimentală, respectiv rezistența la întindere a betonului folosit și relația (3.61), se poate corecta valoarea deschiderii fisurii, pentru orice tip de beton, relația (5.15) devenind :

$$\alpha_{f_{\max}} = 0,026 \left( 1 + \frac{R_t^n}{R_t^n \exp \cdot p} \right) K_d \cdot K_S \cdot K_H \quad (5.16)$$

sau, introducînd pentru valoarea rezistenței normate la întindere a betonului folosit în faza experimentală  $R_t^n \exp = 14 \text{ daN/cm}^2$ , rezultă :

$$\alpha_{f_{\max}} = 0,026 \left( 1 + \frac{R_t^n}{14 \cdot p} \right) K_d \cdot K_S \cdot K_H \quad (5.17)$$

unde  $R_t^n$  reprezintă valoarea rezistenței normate la întindere a betonului utilizat în diafragmaele verticale.

Cu relația (5.17) se pot determina procentele minime de armare necesare pentru limitarea deschiderii fisurilor, pentru diferite tipuri de betoane, respectiv diametrii de armătură. Aceste valori sînt prezentate în tabelul 5.12, fiind determinate pentru  $K_H = 1,2$  și  $\sigma_{el}$  lis.

Tabelul 5.12.

Diametrul armăturii (mm)	$\alpha_f = 0,1 \text{ mm}$			$\alpha_f = 0,2 \text{ mm}$			$\alpha_f = 0,3 \text{ mm}$		
	B 150	B 200	B 250	B 150	B 200	B 250	B 150	B 200	B 250
4	0,72	0,75	0,78	0,41	0,465	0,51	0,285	0,335	0,36
5	0,75	0,78	0,81	0,43	0,47	0,52	0,31	0,35	0,38
6	0,77	0,81	0,83	0,45	0,5	0,53	0,325	0,365	0,40
8	0,81	0,84	0,87	0,5	0,54	0,57	0,34	0,385	0,44

Se remarcă eficiența diametrilor mici ale armăturilor, respectiv utilizarea oțelului-beton de tip STMB, la care este respectată și condiția de curgere a armăturii în fisură. Valorile minime date de această condiție :

$$p \geq \frac{R_t^n}{R_a^n} 100 \quad (5.18)$$

prezentate în tabelul 5.13, impun procente de armare pentru oțel OB 37 mult prea mari, nejustificate de comportarea reală, ținând cont de faptul că prezența elementelor de reținere, prin rolul lor dublu, constituie și un factor de împiedecare a deschiderii fisurilor.

Tabelul 5.13.

Oțel-beton	M a r c a   b e t o n u l u i				
	B 100	B 150	B 200	B 250	B 300
P <sub>min</sub> conform (5.18), în %					
OB 37 d ≤ 12 mm	0,288	0,384	0,46	0,54	0,615
STNB d ≤ 7,1 mm	0,166	0,222	0,266	0,311	0,355
d > 7,1 mm	0,187	0,250	0,300	0,350	0,400

Limitarea deschiderii fisurilor la  $\alpha_f = 0,1$  mm în cazul diaframelor expuse acțiunii unui mediu agresiv, presupune armarea lor cu procente de armare mult prea mari, găsirea unor soluții de protecție al acestor elemente fiind mai economică.

Adoptarea soluțiilor de armare propuse de diferiți autori, pe baza unui studiu teoretic al fisurării sau experimental, pe elemente liniare conduce la procente de armare, în care nu este sesizat efectul elementelor de reținere la elemente de suprafață cât și zona de deschideri maxime a fisurilor.

Tabelul 5.14.

$\alpha_f = 0,3$ (mm)	cf. rel. (5.17)		F. Leonhardt		A. Fierlinger		P. Neubauer	
	6	8	6	8	6	8	6	8
p %	0,32	0,34	0,83	0,91	0,54	0,54	0,41	0,45
$\Delta$ %	100	100	259	267	168	158	128	132

În tabelul 5.14 este prezentată o comparație a valorilor procentelor de armare pentru beton B 150, oțel lis și  $K_{II} = 1,2$ , iar în diagrama din Figura 5.3.5, este determinată - comparativ-

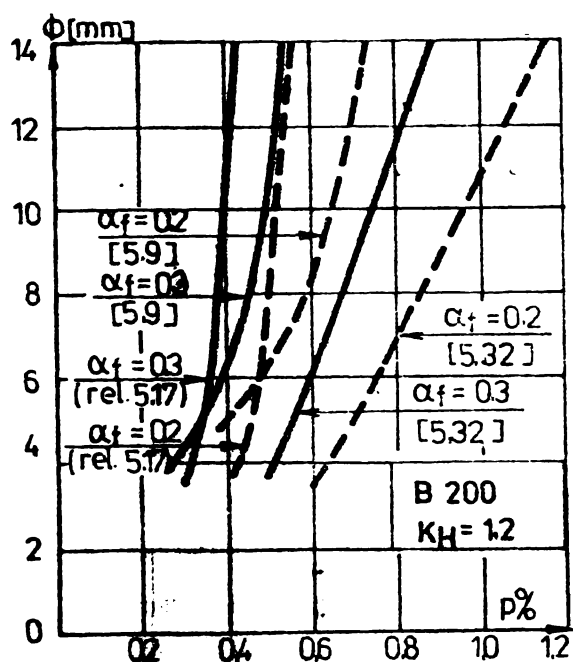


Fig. 535

variația procentului de armare pentru deschideri de 0,2 și 0,3 mm, pentru beton B 200, oțel lis și  $K_H = 1,2$ .

Se remarcă, procentele mai mici de armare determinate cu relația (5.17), comparativ cu a celorlalți autori.

Adoptarea procentelor de armare propuse prin relația (5.17), precum și dispunerea armăturilor conform distribuției reale pe suprafața diafragmei a eforturilor de întindere, funcție de zona de

reținere dictată de fundație sau planșee prefabricate, conferă elementului o alcătuire rezultată din comportarea reală sub efectul deformațiilor împiedecate.



## CAPITOLUL 6.

### CONCLUZII SI RECOMANDARI

Diafragmele din beton armat monolit sînt împiedecate să-și dezvolte liber deformațiile din contracție, din cauza legăturilor inevitabile cu elementele adiacente, a căror contracție este parțial sau total consumată. Asemenea elemente sînt :

- fundațiile sau infrastructura clădirilor;
- plancele prefabricate rezemate pe diafragme;
- panourile mari sau cadrele prefabricate rigidizate prin diafragme plane sau nuclee monolite;
- diafragme care se află într-un climat diferit de restul structurii.

In general, oriunde conlucrează părți constructive prefabricate și monolite, apare fenomenul de împiedecare a deformațiilor, care provoacă eforturi de întindere în elementele de beton monolit. La o anumită vîrstă, cînd betonul are rezistențe reduse, dar o valoare a contracției suficient de mare, eforturile depășesc rezistența la întindere a betonului și, inevitabil, se produc fisuri, atît în cîmpul diaframelor cît și în riglele de cuplare a montanșilor diaframelor cu goluri.

Studiile teoretice și programul experimental scot în evidență aspecte ale comportării diaframelor supuse efortului contracțiilor împiedecate, aspecte care se pot sintetiza în concluzii privind starea de deformare, respectiv procesul de fisurare și de deschidere a fisurilor.

#### 6.1. Concluzii și recomandări privind starea de deformare.

Starea de deformare a diaframelor din beton armat, supuse efectului contracției împiedecate de elemente cu care acestea vin în contact în structură reprezintă o caracteristică importantă a elementelor plane, reflectînd alături de gradul și tipul de reținere, o imagine a stării de eforturi pe înălțimea diafragmei, respectiv extinderea domeniului de influență a reținerii.

Din studiile experimentale elaborate, corelate cu observațiile teoretice, rezultă următoarele concluzii :

### 6.1.1. Deformații reținute de fundații.

1. Cur a deformațiilor din contracție a conturului, se poate exprima matematic, folosind o variație exponențială, considerînd drept abscisă maximă, valoarea contracției neîmpiedecate

$\Delta \ell_{\max}$  :

$$\Delta \ell_x = \Delta \ell_{\max} (1 - e^{-c \frac{x}{L_r}}) \quad (6.1)$$

unde :  $\Delta \ell_x$  - deformația din contracție la nivelul  $y$ ;

$c$  - coeficient determinat experimental egal cu 8, pentru cazul reținerilor de tip fundație;

$$\frac{x}{L_r} = \frac{y}{L_r} .$$

Domeniul de aplicabilitate al relației (6.1) este limitat la  $y_{\max} = L_r$  (lungimea de reținere), indiferent de înălțimea diafragmei.

2. Înălțimea zonei de reținere a deformațiilor din contracție, determinată experimental, corespunde variației eforturilor unitare determinate în teoria elasticității, pe înălțimea diafragmei conținându-se o extindere a acestei zone pe o înălțime de :

$$y = \frac{1}{2} L_r \quad (6.2)$$

indiferent de înălțimea diafragmei.

3. Zona de armare necesară preluării eforturilor din contracția împiedecată, trebuie corelată cu lungimea de reținere, indiferent de numărul de nivele. Se recomandă dispunerea acestor armături :

- pe nivelul subsolului și parterului la diafragme cu lungime  $L_r \leq 10$  m;
- pe nivelul subsolului, parterului și etajului I la diafragme cu lungimea  $10 \text{ m} < L_r < 25$  m;
- pe nivelul subsolului, parterului, etajului I și II la diafragme cu  $L_r \geq 25$  m.

4. Comparînd mediile deformațiilor din contracție ale diaframelor armate cu diferite procente de armare ( $p = 0,2; 0,4; 0,6$  %), rezultă diferențe de ordinul 2 - 5 %, la nivelul contracțiilor împiedecate, ceea ce dovedește influența redusă asupra modificării deformațiilor specifice din contracție, cauzată de prezența armăturilor.

5. Prezența unui șir vertical de goluri (medii) în axul de simetrie al diafragmelor nu modifică comportarea calitativă a deformațiilor conturului. Se constată o contracție mai accentuată cu 0 - 25 %, a montanților, comparativ cu diafragma plină, funcție de procentul de armare a buiandrugilor ( $p_b = 1,2; 0,8; 0,4 \%$ ). În cazul buiandrugilor armați cu  $p_b = 1,2 \%$ , se constată o deformație din contracție a conturului diafragmelor cu goluri (medii), identică cu aceea a diafragmelor pline.

#### 6.1.2. Deformații reținute de planșee prefabricate și fundații.

1. Prezența, în structură, a planșeelor prefabricate cu contracție parțial sau total consumată, generează o stare de eforturi, prin împiedecarea dezvoltării libere a deformațiilor din contracție a diafragmelor, care se extinde pe întreaga înălțime a diafragmelor. În consecință, zona de armare necesară preluării eforturilor din contracția împiedecată trebuie să se extindă pe întreaga înălțime a diafragmei.

2. Planșeele prefabricate au rol de generator de eforturi prin împiedecarea deformațiilor din contracție a diafragmelor și totodată de preluare de eforturi, prin prezența lor ca elemente de mare rigiditate. Raportul  $h_{\text{etaj}}/L_r$ , care caracterizează și distanța dintre planșee, influențează mărimea deformațiilor din contracție (fig. 5.1.11 și tabelul 5.1).

3. Variația lățimii golurilor în limitele utilizate în practică (0,90 - 1,20) la diafragme cu goluri (medii) dispuse în axul vertical de simetrie nu modifică comportarea calitativă a deformațiilor conturului. Armarea buiandrugilor cu procente de 0,8 % și 1,2 %, conduce la deformații ale diafragmelor cu goluri similare diafragmelor pline.

4. În limitele domeniului studiat, rigiditatea planșeului, respectiv variația lățimii de conlucrare a acestuia, nu produce modificări cantitative sau calitative asupra dezvoltării deformațiilor din contracție.

5. Realizarea unor centuri armate, prin concentrarea armăturilor în diafragmă în zona planșeului, mărește rigiditatea de reținere a planșeului și a zonei imediat aferente, fără a influența sensibil deformațiile conturului. Concentrarea armăturilor pe zona de mijloc a nivelelor, are de asemenea un efect neglijabil în starea de deformare a diafragmelor, prezența planșeelor la dis-

tanțe relativ mici avînd un efect preponderent asupra reținerii deformațiilor din contracție. Din același motiv, variația procentului de armare al diafragmelor nu influențează starea de deformare a ansamblului.

### 6.1.3. Deformații reținute de panouri mari prefabricate.

1. Ansamblul format din doi pereți laterali, simulînd structura prefabricată rigidă și miezul monolit, se comportă similar unui cadru cu o riglă foarte puternică, constituită din porțiunea superioară comprimată. Înălțimea riglei este variabilă, depinzînd de mărimea solicitărilor generate de contracția împiedecată și de raportul rigidităților elementelor constitutive. Stîlpii cadrului sînt formați din porțiunile verticale marginale prefabricate (fig.5.1.23).

2. Efectul contracției, asupra miezului monolit, produce în acesta solicitări de întindere care se suprapun peste eforturile de întindere generate de forțele exterioare horizontale.

3. Rosturile verticale dintre miezul monolit și pereții prefabricați prezintă solicitări de întindere în zonele inferioare și de compresiune în cele superioare, poziția punctului de schimbare de semn a diagramei fiind dictată de rigiditatea peretelui prefabricat și mărimea forței generată de contracția împiedecată (fig.5.1.21). Suprapunerea efectelor contracției verticale și orizontale, generează în rosturile orizontale de la nivelele superioare ale pereților prefabricați eforturi de întindere, eforturi care reduc din valoarea compresiunilor generate de sarcinile gravitaționale.

### 6.1.4. Efectul turnării succesive a nivelelor.

1. Utilizarea tehnologiilor de execuție a diafragmelor, cu întrerunere a turnării betonului la nivele, conduce la apariția unui nou element de reținere a deformațiilor din contracție. Nivelele inferioare își consumă, funcție de intervalul de timp între succesiunile de turnare o parte din deformațiile din contracție, constituind elemente de reținere pentru nivelele superioare.

2. Împiedecarea dezvoltării deformațiilor din contracție de ordinul 20 - 30 % din deformația totală, generează o stare suplimentară de eforturi care, chiar dacă singură nu produce fisuri în diafragme, se suprapune peste starea de eforturi generată de alte tipuri de reținere

## 6.2. Concluzii și recomandări privind starea de fisurare și de limitare a deschiderii fisurilor.

În situația deformațiilor din contracție, împiedecate de fundații sau planșee prefabricate, prin armare nu se poate împiedeca apariția fisurilor, ci doar limitarea deschiderii lor.

Din studiul fenomenului de fisurare se poate concluda că forța generată de împiedecarea deformațiilor poate să crească peste valoarea forței de fisurare, numai după ce fisurarea s-a stabilizat. În situația contracției betoanelor obișnuite, asemenea deformații, care să producă stabilizarea fisurării, în cazul concret al unor procente mici de armare, nu apar.

Rezultă deci că, valoarea maximă a forței generată de reținere, este aproape independentă de gradul de împiedecare și, în consecință, mărimea deformației reținute influențează numai numărul fisurilor și nu deschiderea lor.

În concluzie, se poate stabili o relație pentru determinarea procentului de armare funcție de deschiderea fisurilor, relație care să nu conțină mărimea forței generată de reținere.

La aprecierea zonei de armare a diafragmelor pentru preluarea eforturilor generate de împiedecarea deformațiilor din contracție trebuie avut în vedere tehnologia de execuție a structurii. În acest sens, tehnologia cea mai favorabilă, cu împiedecare numai de către fundație a deformațiilor o constituie turnarea continuă a diafragmelor cu planșee monolit executate ulterior, iar cea mai defavorabilă, turnarea diafragmelor în cofraje plane de inventar cu planșee prefabricate, tehnologie la care deformațiile sînt împiedecate de fundații, planșee prefabricate și de efectul turnării succesive a nivelelor.

### 6.2.1. Starea de fisurare provocată de fundații.

1. Dezvoltarea fisurilor generate de contracția împiedecată, pe înălțimea diafragmelor, respectă regulile impuse de zona de reținere și procentul de armare. Înălțimea fisurilor, nu depășește înălțimea zonei de reținere, fiind dată de relația :

$$h_f = (0,5 - 0,3 p) L_r \quad (6.3)$$

unde : p - procentul de armare, în %;

$L_r$  - lungimea de reținere, în m.



2. 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 este funcție de lungimea de reținere ( $L_r$ ) și anume :

$$h_{\alpha_f \max} = (0,08 \div 0,15) L_r \quad (6.4)$$

3. Distanța dintre fisuri variază, de la o valoare mică în imediata vecinătate a liniei de reținere, mărindu-se spre limita superioară a zonei de reținere. La nivelul deschiderii maxime a fisurilor, distanța dintre fisuri, raportată la înălțimea uzuală a unui nivel este dată de valorile :

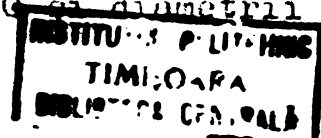
$$\lambda_f = (0,75 \div 1,25) h_{\text{etaj}} \quad (6.5)$$

4. Extrapolarea rezultatelor experimentale obținute de diferiți cercetători pe elemente liniare, la comportarea elementelor plane cu rețineri pe contur poate fi acceptată cu rezerva unui consum prea ridicat de armătură. Din studiile efectuate pe elemente de suprafață, a rezultat relația dintre deschiderea maximă a fisurilor și procentul de armare, în cazul împiedecării deformațiilor din contracție de către fundație :

$$\alpha_f \max = 0,031 \left( 1 + \frac{R_t^n}{14 \cdot p} \right) K_d \cdot K_S \quad (6.6)$$

- unde :
- $\alpha_f \max$  - deschiderea fisurii, în mm;
  - $R_t^n$  - rezistența normată, la întindere a betonului utilizat în diafragmele verticale, în  $\text{daN/cm}^2$ ;
  - $p$  - procentul de armare orizontal, în %;
  - $K_d$  - coeficient care ține seama de diametrul armăturii, cu valori date în fig.5.3.3;
  - $K_S$  - coeficient experimental cu valori date în fig. 5.3.2.

5. Din variația deschiderii fisurilor dată de relația (6.6) rezultă că utilizarea betoanelor cu rezistențe mici la întindere și a diametrilor mici de armătură, are efecte favorabile asupra limitării deschiderii fisurilor generate de contracția împiedecată. Utilizarea betoanelor de marcă B 250 și de diametrii de 8 mm, duce la majorări ale deschiderii fisurilor cu circa 50 - 60 % față de utilizarea de betoane cu marcă B 150 și diametrii de 4 mm.





6. Suprapunerea eforturilor generate de contracția împiedecată și variația de temperatură, generează un număr sporit de fisuri, la distanțe mai mici, fără a afecta deschiderea fisurilor sau poziția deschiderii maxime față de linia de reținere. Deci, armarea diafragmelor supuse efectului împiedecării deformațiilor din variații de temperatură, trebuie să respecte aceleași reguli ca și în cazul împiedecării deformațiilor din contracție.

6.2.2. Starea de fisurare provocată de planșee prefabricate.

1. Prezența planșeelor prefabricate în structură, introduce o stare de solicitare, din împiedecarea deformațiilor din contracție, care se extinde pe întreaga înălțime a diafragmelor. Prin prezența lor ca elemente rigide, se comportă ca niște armături foarte puternice, împiedecând deschiderea fisurilor în zona lor învecinată, din diafragmae.

2. Fisurile se dezvoltă pe toată înălțimea fiecărui nivel, închizându-se la nivelul planșeului și având deschiderea maximă, funcție de procentul de armare, la înălțimea față de planșeu :

$$h_{\alpha_f \max} = 0,15 L_r \quad \text{pentru } p = 0 \div 0,2 \% \quad (6.7)$$

$$h_{\alpha_f \max} = 0,10 L_r \quad \text{pentru } p = 0,2 \div 0,6 \% \quad (6.8)$$

3. Rolul armăturilor, de a mări numărul de fisuri și a micșora distanța și deschiderea fisurilor, se desfășoară integral, numai în situația când înălțimea nivelelor respectă condițiile:

$$\frac{h_{\text{etaj}}}{L_r} \geq 0,3 \quad \text{pentru } p = 0 \div 0,2 \% \quad (6.9)$$

$$\frac{h_{\text{etaj}}}{L_r} \geq 0,2 \quad \text{pentru } p = 0,2 \div 0,6 \% \quad (6.10)$$

La rapoarte mai mici, planșeele prefabricate, își suprapun efectele de împiedecare, micșorând deschiderea fisurilor.

4. Variația deschiderii fisurilor, funcție de procentul de armare, ținând cont și de efectul de reducere a deschiderii fisurilor funcție de înălțimea nivelelor rezultă din relația (6.6) :

$$\alpha_f \max = 0,020 \left( 1 + \frac{R_t^n}{14 \cdot p} \right) K_d \cdot K_{\alpha} \quad (6.11)$$

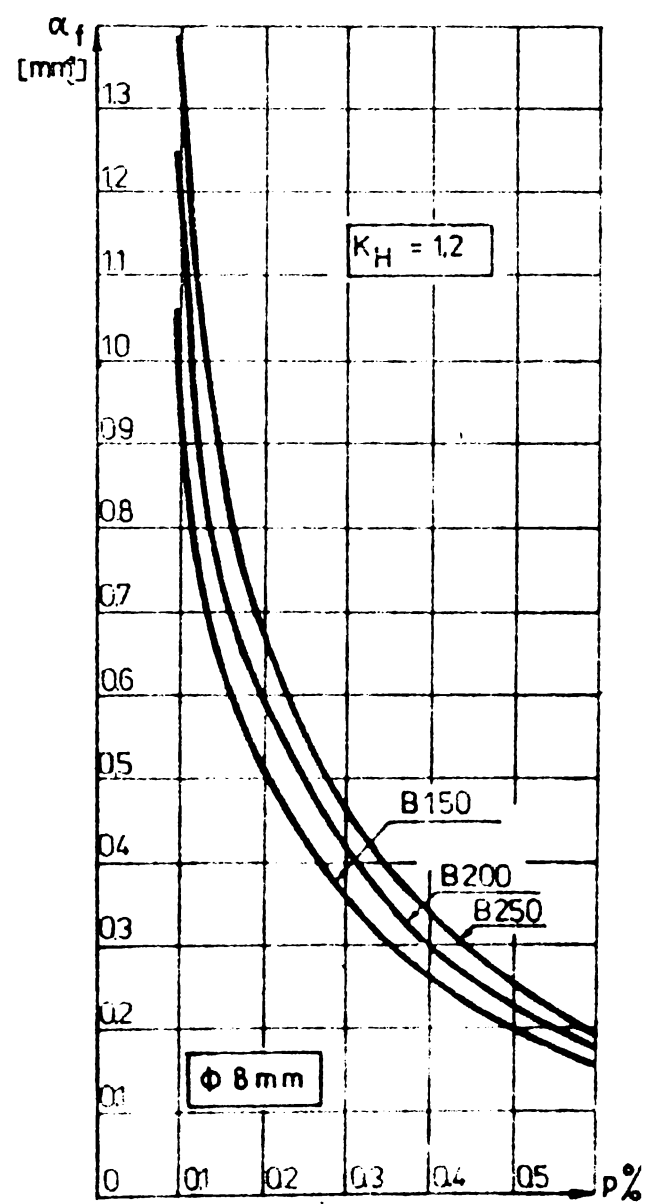
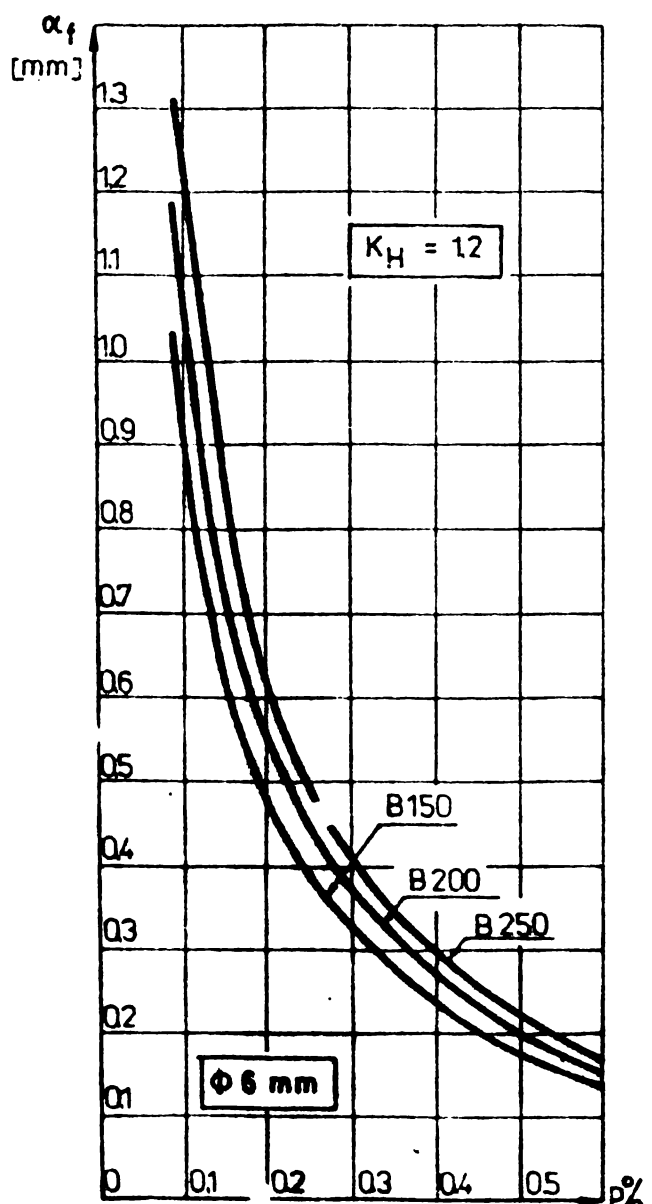
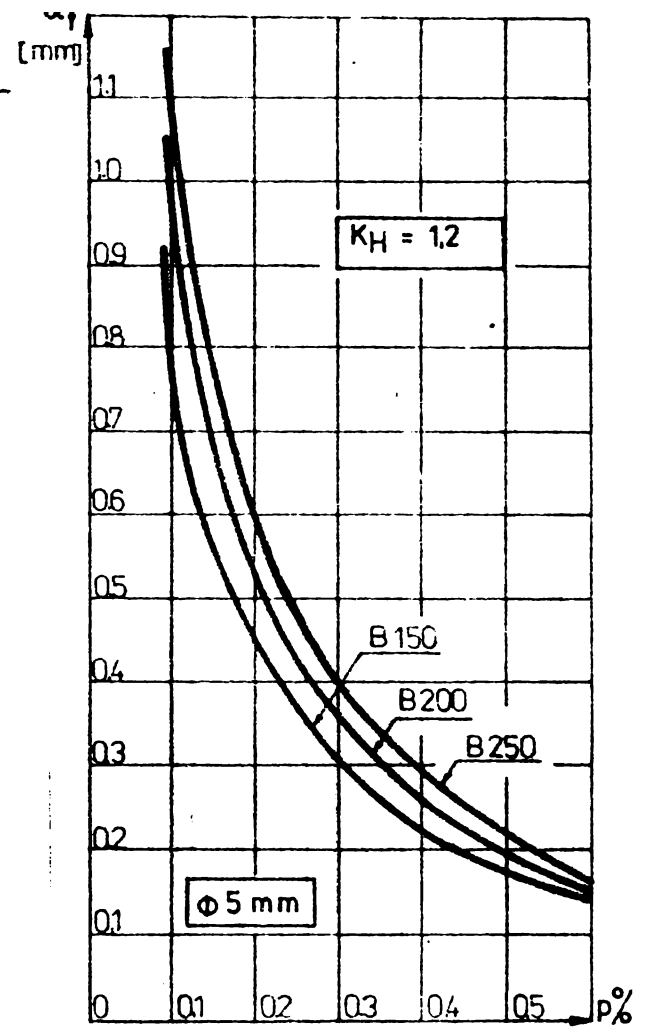
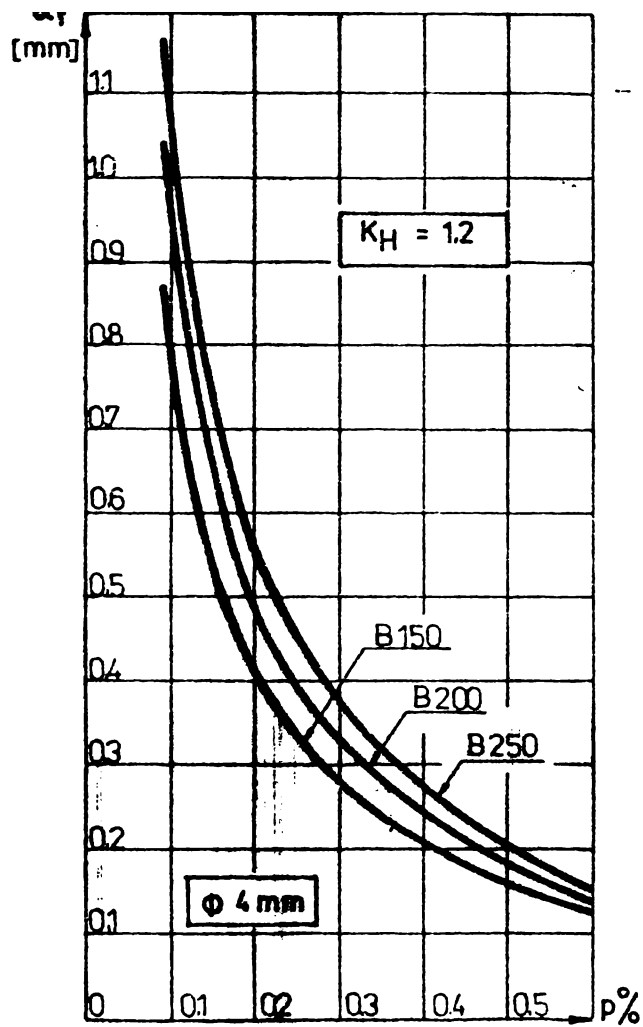


Fig. 6.2.1

VARIATIA DESCHIDERII FISURILOR DIN DEFORMATI  
DIN CONTRACTIE IMPIEDECATA

unde :  $K_H$  - coeficient experimental care ia în considerare efectul înălțimii etajelor, cu valori date în fig.5.3.4.

Diagrama de variație a deschiderii fisurilor, funcție de procente de armare, pentru betoane de marcă B 150, B 200, B 250, determinate în ipoteza îndeplinirii relațiilor (6.9) și (6.10), sînt prezentate în figura 6.2.1.

5. Limitarea deschiderii fisurilor, generate de împiedecarea deformațiilor din contracție, rezultă conform relației (6.6) (sau relația (6.11) cu  $K_H = 1,2$ ), conform tabelului 6.1.

Tabelul 6.1.

Diametrul armăturii (mm)	$\alpha_f = 0,1$ mm			$\alpha_f = 0,2$ mm			$\alpha_f = 0,3$ mm		
	B 150	B 200	B 250	B 150	B 200	B 250	B 150	B 200	B 250
4	0,72	0,75	0,78	0,41	0,465	0,51	0,285	0,335	0,36
5	0,75	0,78	0,81	0,43	0,47	0,52	0,31	0,35	0,38
6	0,77	0,81	0,83	0,45	0,50	0,53	0,325	0,365	0,40
8	0,81	0,84	0,87	0,5	0,54	0,57	0,34	0,385	0,44

Limitarea deschiderii fisurilor la 0,1 mm, în cazul diaframelor expuse acțiunii unui mediu agresiv, presupune armarea lor cu procente de armare mult prea mari, găsirea unor soluții de protecție al acestor elemente fiind mai economică.

6. La diafragme scurte, cu  $h_{\text{etaj}}/L_r > 0,6 - 0,75$ , fisurile generate de împiedecarea deformațiilor din contracție de către planșee prefabricate, nu se mai dezvoltă pe toată înălțimea unui nivel. Sub aceste valori, diafragmele fisurează pe toată înălțimea nivelelor, de deschideri și la distanțe relativ egale.

7. Deschiderile fisurilor determinate experimental în domeniul procentelor mici de armare, prezintă reduceri mari, în special între  $p = 0\%$  și  $p = 0,1\%$ . Armarea constructivă discontinuă a diaframelor, în cazul folosirii în structură a planșeelor prefabricate nu este recomandată, permițînd deschideri ale fisurilor exagerat de mari ( $1 \div 1,5$  mm).

8. Concentrarea armăturilor în zona de deschideri maxime a fisurilor, în scopul limitării deschiderii lor, devine eficientă numai în condițiile respectării relațiilor (6.9) și (6.10), și a asigurării unei zone suficient de armare ( $\rho_a$ ) conform poziției deschiderii maxime :

$$Z_a > h_{ataj} - 2 h_{\alpha_f \max} \quad (6.12)$$

unde :  $h_{\alpha_f \max}$  - este dat de relațiile (6.7) și (6.8).

### 6.3. Concluzii privind comportarea buiandrugilor sub efectul deformațiilor din contracție.

1. În cazul împiedecării deformațiilor din contracție de către fundație, eforturile generate de contracția montanților, duc inevitabil la fisurarea buiandrugilor. Aceștia fisurează din comportarea ansamblului, în zona de reținere, iar în afara ei, din deformația de contracție proprie și a montanților adiacenți. Fisurile apar în colțuri, în câmp și la limita de încastrare a armăturilor buiandrugilor în montanți.

2. Prezența planșeelor prefabricate generează o stare de solicitare suplimentară în buiandrugii. În timp ce montanții provoacă eforturi normale de întindere, tulburate numai de încovoierea ansamblului, planșeele prefabricate, dispuse asimetric față de axul buiandrugilor, generează în aceștia o stare de solicitare similară întinderii excentrice, fisurile prezentînd deschiderea maximă la nivelul fibrei inferioare a acestora.

3. Dimensiunile variabile ale montanților nu influențează fisurarea buiandrugilor, deoarece asupra acestora acționează preponderent, deformațiile din contracție ale panourilor care delimitează golul, panouri formate prin fisurarea montanților.

4. Procentul de armare al buiandrugilor influențează procesul de fisurare al acestora. Relația (6.6) dă valori ale deschiderii fisurilor, la nivelul fibrei inferioare a buiandrugilor, pentru buiandrugii de pe întreaga înălțime a diafragmelor în cazul prezenței planșeelor prefabricate și pentru buiandrugii dispuși în zona de reținere, în cazul planșeelor monolite. În cazul al doilea, pe restul înălțimii diafragmei, buiandrugii prezintă fisuri cu deschideri reduse cu circa 30 % - 50 % față de zona de reținere.

5. Armarea buiandrugilor cu armături înclinate încrucișate, conform Normativului P.85-78, este defavorabilă din punct de vedere al preluării eforturilor generate de contracție, prin lipsa armăturilor după direcția eforturilor de întindere, ceea ce conduce, prin comparație cu același procent de armare longitudinal, la deschideri de fisuri sporite cu 30 % - 40 %.

## B I B L I O B R A F I E

### CAPITOLUL 1.

- 1.1. Avram, C., Făcăoaru, I., Filimon, I., Mîrșu, O., Terteza, I. - Rezistențele și deformațiile betonului, Editura Tehnică, București, 1971.
- 1.2. Avram, C., Filimon, I., - Beton armat, curs, I.P.T., 1976.
- 1.3. Avram, C., Grîner, I., Mihăescu, A., Frunză, R., Rotaru, Gr., Stoian, V., Tudor, D., - Efectul contracției împiedecate la clădiri etajate cu diafragme din beton armat, Conferința a VII-a de Betoane, Iași, 1975.
- 1.4. Brînzan, I., Barbaiani, M., - Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme, Editura Tehnică, București, 1976.
- 1.5. Ciganek, M., Melour, V., - Trhliny v nosnych stenach z leteho betonu, Pozemni Stavbi, Praha, 10 - 1970.
- 1.6. Deutsch, I., - Tehnologia lucrărilor de construcții, I.P.T., 1976.
- 1.7. Filimon, I., Deutsch, I., - Beton armat și beton precomprimat, I.P.T., 1979.
- 1.8. Filimon, I., Mihăescu, A., Grîner, I., Bob, C., Furdui, C., Roșu, C., - 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.
- 1.9. Fierlinger, A., - Considerații cu privire la fisurarea construcțiilor multietajate cu diafragme din beton armat executate cu tehnologii noi, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, 10-11, 1967.
- 1.10. Grîner, I., ș.a., - Studii și cercetări asupra comportării construcțiilor cu diafragme la clădiri civile, Referat intern, 1967.
- 1.11. Grîner, I., Mîrșu, O., Mihăescu, A., Rotaru, Gr., Tudor, D., Stoian, V., - Efectul contracției asupra structurilor cu diafragme din beton armat, Construcții, 12 - 1978.



- 1.12. Mîrșu, O., Mihăescu, A., Grîner, I., Rotaru, Gr., Tudor, D., Furdui, C., - Cercetări privind fundamentarea Instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea structurilor din diafragme cu considerarea efectului contracției, contract 23/II.1977, I.P.T. - C.P.C.P.
- 1.13. Mihăescu, A., - Construcții civile, I.P.T., 1979.
- 1.14. Mîrșu, O., Friedrich, R., - Construcții de beton armat, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1980.
- 1.15. Mîrșu, O., Friedrich, R., Construcții speciale din beton armat, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1974.
- 1.16. Negoiță, Al., ș.a., - Construcții civile, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1976.
- 1.17. Neubauer, P., Abschätzung der Horizontalbewehrung in vertikal gespannten Stahlbetonwänden zur Beschränkung der Rissbildung in folge Zwang, Die Bautechnik, 9/1975.
- 1.18. Rotaru, Gr., - Eforturi inițiale din contracția betonului, Referat intern, 1972.
- 1.19. Sokolov, I., - Isledovanie tretinoobrazovania v monolitnîh sdaniiah, 1977.
- 1.20. Tologea, S., - Probleme privind patologia și terapeutica construcțiilor, Editura Tehnică, București, 1977.
- 1.21. Tologea, I., - Accidente și avarii în construcții, Editura Tehnică, București, 1980.
- 1.22. Zeneldin, W., - Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor cu diafragme din beton armat monolit, Teză de doctorat - Timișoara - 1978.
- 1.23. x x x - Instrucțiuni tehnice provizorii pentru proiectarea construcțiilor cu structură din diafragme de beton armat monolit, I SART, București, 1973.
- x x x - Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structură din diafragme din beton, ICCPDC - I.P.T., proiect nr. 7010 București, 1970.



CAPITOLUL 2.

- 2.1. Avram, C., - Curs de beton armat, fasc. Timișoara, 1971.
- 2.2. Avram, C., Făcăoaru, I., Mîrșu, O., Terteza, I., - Rezistențele și deformațiile betonului, Editura Tehnică, București, 1971.
- 2.3. Avram, C., Voinea, N., Mîrșu, O., - L'influence de la revibration sur les propriétés de la pâte de ciment durcie et béton, Revue des Matériaux de Construction - Ciments et Béton, Paris, No. 61/1967.
- 2.4. Andrieș, S., - Cercetări asupra mortarelor și betoanelor cu adăos de polimeri de tipul emulsiei de acetat de polivinil - Aracet E.50, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, 7/1964.
- 2.5. Chatterigi, S., Jeffery, I.W., - Volume expansion of hardened cement paste due to the presence of "dead - burst" Ca O. Magazine of Concrete Research; V.18, No.55/1966 (JACI 5/1967).
- 2.6. Făcăoaru, I., - Studiul întăririi betoanelor cu cimenturi rapide prin metode sonice, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, 12/1967.
- Filimon, I., - Curs de Beton armat, V.1, I.P.T., 1971.
- 2.8. Filimon, I., Deutsch, I., - Curs de Beton armat și beton precomprimat, V.2, I.P.T., 1979.
- 2.9. Ghibșman, E., - Teoria și calculul podurilor de beton armat precomprimat, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, 1965.
- 2.10. Hunt, I.G., - Temperature changes and thermal cracking in concrete pavements at early ages, Technical Report, Cement and Concrete Association, London, 1972.
- 2.11. Kordina, K., - Raport final, Colloque RILEM, Influence du temps sur la résistance et la déformation du béton, Munich noe. 1958, Bull. RILEM, No.9/1960.
- 2.12. Neville, A.M., - Proprietățile betonului, Editura Tehnică, București, 1979.

- 2.13. Reiner, M., - Building Materials, Their Elasticity and Inelasticity, North - Holland Publishing Company, Amsterdam, 1954.
- 2.14. Slate, O.F., Matheus, E.R., - Volume change on Setting and Curing of Cement Paste and Concrete from zero to seven days, Journal ACI, No.1, ian. 1967.
- 2.15. Springenschmid, R., Nischer, P., - Untersuchungen über die Ursache von Querrissen in jungen Beton, Beton und Stahlbetonbau, 68/1973.
- 2.16. Voina, N., - Contribuții la studiul deformațiilor elastico-viscoase plastice la cimenturi și betoane, Teză de doctorat, 1964.
- 2.17. Voina, N., Păunescu, M., - Îmbunătățirea calității betoanelor prin vibrare, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, 9/1962.
- 2.18. Wiering, H.I., - Zur Frage der Theorie und Technologie des grünen Betons, Hanover, 1971.
- 2.19. Wiering, H.I., - Eigenschaften von grünem, jungen Beton, D-v-W Beton, 18/1968.
- 2.20. Wischers, G., Manns, W., - Cauzele apariției fisurilor în betonul tânăr, Betontechnische Berichte, Dusseldorf, 1976.
- 2.21. x x x - STAS 10107/0-76, Calculul și slăbirea elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat.
- 2.22. x x x - CEB - FIP - Recomandations Internationales pour le calcul et l'execution des ouvrages en béton, Seconde édition, London, Cement and Concrete, 1970.
- 2.23. x x x - ASP - Recomandations pour le calcul et l'execution des ouvrages precontraintes, Paris, 1965.
- 2.24. x x x - CSTB et ITBTB - Regles pour le calcul et l'execution des constructions en béton armé, Paris, 1961.
- 2.25. x x x - DIN 1045, TGL 0-1045 - Bauwerke aus Stahlbeton.
- 2.26. x x x - DIN 4227, TGL 0-4227 - Spannbeton.

CAPITOLUL 3.

- 3.1. Avram, C., Făcăoaru, I., Pilimon, I., Mirșu, O., Terteș, I., - Rezistențele și deformațiile betonului, Editura Tehnică, București, 1971.
- 3.2. Avram, C., Grăner, I., Rotaru, Gr., Frunză, R., - Defecte de alcătuire și execuție a construcțiilor executate cu cofraje glisante - Referat intern - Catedra BAC., 1965.
- 3.3. Avram, C., ș.a., - Defecte de alcătuire și execuție a construcțiilor executate cu cofraje glisante - Referat intern - Catedra BAC., 1966.
- 3.4. Băiculescu, E., - Aplicarea sistemului constructiv tip "fagure" la un mare ansamblu de locuințe din capitală, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, 10/1960.
- 3.5. CSEAC - ISART - Indicații de armare a diaframelor de beton la clădiri de locuit - etapa I - Proiect nr.4494-1970.
- 3.6. CSCAS - ISCAS - Normativ pentru proiectarea clădirilor cu multe nivele din beton armat executate cu cofraje glisante, 1968.
- 3.7. CSCAS - IPCT - Studiu pentru introducerea tehnologiei moderne de execuție a clădirilor de locuit cu structură monolită, Proiect nr.4311, sept. 1966.
- 3.8. Diver, M., - Considerații asupra proiectării diaframelor portante ale construcțiilor etajate pe baza experienței blocului Kirov din București, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, nr.10/1961.
- 3.9. Falder, H., - Zur Frage der Rissbildung durch Eigen - und Zwangsspannung in folge Temperatur, in Stahl-betonteilen, DAPS, Heft 208 - 1969.
- 3.10. Falde, H., Die Selest spannungs - Eigen - wert - funktionen der Quadratischen Scheibe, Ingenieur Archiv XI Band, 1940.
- 3.11. Fierlinger, A., - Considerații cu privire la fisurarea construcțiilor multietajate cu diafragme din beton armat executate cu tehnologii noi, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, nr.10-11/1967.

- 3.12. Grüner, I., ș.a., - Studii și cercetări asupra comportării construcțiilor cu diafragme la clădiri de locuit, Referat intern, Catedra BAC., 1967.
- 3.13. Grüner, I., ș.a., - Unele aspecte ale comportării diafragmelor de beton la clădiri de locuit multietajate, A III-a Conferință de Betoane, Cluj, 1970.
- 3.14. Grüner, I., ș.a., - Unele aspecte ale dezvoltării metodelor de executare a clădirilor multietajate cu ajutorul cofrajelor glisante, Buletinul Științific și Tehnic, I.P.T., 1970.
- 3.15. Heilman, H.G., - Beziehungen zwischen zur - und Druckfestigkeit des Betons, Beton, Heft 2, 1969.
- 3.16. Holnberg, A., - Tension - Stiffening in a cracked tensile zone, Document National Swedish Building Research, D7, 1972.
- 3.17. Laszlo, N., - Proiectarea construcțiilor de locuit și social - culturale executate cu ajutorul cofrajelor glisante, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, nr.4/1964.
- 3.18. Leonhardt, F., - Spanbeton für die Praxis, Verlag W., B., und Sohn, Berlin, 1962.
- 3.19. Leonhardt, F., - Über der Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken, Beton und Stahlbetonbau, 8/1965.
- 3.20. Martin, H., - Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung, Heft 228, DAFSTB.
- 3.21. Neville, A.M., - Proprietățile betonului, Editura Tehnică, București, 1979.
- 3.22. Nebauer, P., - Abschätzung der Horizontalbewehrung in vertical gespannten Stahlbetonwänden zur Beschränkung der Rissbildung in folge Zwang, Die Bautechnik, 9/1975.
- 3.23. Pislărașu, C., - Construcții de locuințe cu multe niveluri realizate cu ajutorul cofrajelor glisante în orașul București, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, nr.12/1963.

- 3.24. Rehm, G., Martin, H., - Zur Frage der Rissbegrenzung im Stahlbetonbau, Beton - und Stahlbetonbau, Heft 8/1968.
- 3.25. Rostasy, F., Alda, W., - Riss breitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben aus Stahlbeton und Stahlleichtbeton, Beton und Stahlbetonbau, 6/1977.
- 3.26. Rosenmayer, G., - Zum zeit, Spannungs - Dehnungs, verhalten von Beton, Beton und Stahlbetonbau, 9/1976.
- 3.27. Rüsç, H., - Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke, Beton und Stahlbetonbau, 3, 4, 6/1973.
- 3.28. Rüsç, H., - Stahlbeton - Spannbeton, Werner Verlag, 1975.
- 3.29. Simpliceanu, V., - Influența calității cimentului asupra modulului de elasticitate al betonului, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, București, 1959.
- 3.30. Stoian, V., - Calculul structurilor cu diafragme cu metoda elementelor finite, Referat intern, I.P.T., 1975.
- 3.31. Schissl, P., - Simulation de la largeur des fissures en cas de la charge indirecte, Betonwerk - Fertigteile Technik, 6/1976.
- 3.32. Schlee, W., - Die Rechteckscheibe mit beliebiger Belastung der Kurzen Ränder, Beton und Stahlbetonbau, 3/1961.
- 3.33. Schlee, W., - Die Zwängsspannungen in einseitig festgehaltenen Wandscheiben, Beton und Stahlbetonbau, 3/1962.
- 3.34. Wolz, K., - Betontechnische Berichte, Beton Verlag, Dusseldorf, 1974.
- 3.35. x x x - Construcții din elemente spațiale, Prospect ICIM - Brașov, 1971.

#### CAPITOLUL 4.

- 4.1. Avram, C., Grüner, I., Rotaru, Gr., Frunză, R., Tudor, D., - Comportarea spațială a structurilor cu diafragme monolite și prefabricate, Contract 3632/27.III.1972, beneficiar ICIM - Brașov.

- 4.2. Avram, C., Grüner, I., Friedrich, R., Rotaru, Gr., Tudor, D.,  
- Studii experimentale privind structurile etajate cu  
elemente spațiale tip ICIM-Brașov, Contract nr.4366/23.  
III.1973, beneficiar ICIM-Brașov.
- 4.3. Deutsch, I., - Allgemeine Theorie der Bildung von Schrä-  
grissen infolge Querkraftbeanspruchung, AIBSE, Zurich,  
1973.
- 4.4. Mihăescu, A., Buchman, I., Tudor, D., Furdul, C., Ciuhandru,  
Gh., - Experimentări pe fragmente de diafragme pentru  
studierea comportării buiandrugilor prefisurați din con-  
tracție împiedecată, Contract 706/1979, faza 1979, be-  
neficiar ICCPDC.
- 4.5. Mihăescu, A., Buchman, I., Tudor, D., Furdul, C., Ciuhandru,  
Gh., - Experimentări pe fragmente de diafragme pentru  
studierea comportării buiandrugilor prefisurați din  
contracție împiedecată, Referat final cu recomandări,  
Contract 706/1979, faza 1980, beneficiar ICCPDC.
- 4.6. Mîrșu, O., Filimon, I., Mihăescu, A., Grüner, I., Tudor, D.,  
- Cercetări privind influența procentului de armare a-  
supra comportării la fisurare a diafragmelor de beton  
armat, datorită contracției, curgerii lente, variați-  
ilor de temperatură, Contract nr.1360/1974-1975, Bene-  
ficiar CPCP.
- 4.7. Mîrșu, O., Filimon, I., Mihăescu, A., Grüner, I., Rotaru,  
Gr., Tudor, D., - Efectul contracției asupra comportă-  
rii diafragmelor cu goluri, din beton armat, Contract  
nr.4/1976, Beneficiar CPCP.
- 4.8. Mîrșu, O., Mihăescu, A., Grüner, I., Tudor, D., - Cercetă-  
ri privind fundamentarea instrucțiunilor tehnice pen-  
tru proiectarea structurilor din diafragme de beton ar-  
mat monolit cu considerarea efectului contracției, Re-  
ferat final cu recomandări, Contract nr.23/25.II.1977,  
Beneficiar CPCP.
- 4.9. x x x - Cercetări privind influența procentului de ar-  
mare asupra capacității de fisurare a diafragmelor de  
beton armat datorită contracției, curgerii lente, va-  
riațiilor de temperatură, Referat intern - Catedra de  
Beton armat și clădiri - I.P.T., 1974.



- 4.10. x x x - Studii și cercetări asupra comportării construcțiilor cu diafragme la clădiri civile, Referat intern, Catedra BAC., 1967.

CAPITOLUL 5.

- 5.1. Avram, C., Anastasescu, D., Mîrșu, O., Munteanu, I., - Cercetări privind calculul și comportarea structurilor înalte realizate din cadre - diafragme de beton armat supuse la sarcini orizontale, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, nr.5 - 1969.
- 5.2. Avram, C., Mîrșu, O., Grîner, I., Mihăescu, A., Frunză, R., Rotaru, Gr., Stoian, V., Tudor, D., - Efectul contracției împiedecate la clădiri etajate cu diafragme din beton armat, Conferința a VII-a de Betoane, Construcții înalte de beton armat, Iași, vol.I, 1975.
- 5.3. Avram, C., Anastasescu, D., - Unele aspecte structurale și economice în proiectarea clădirilor multietajate situate în zone seismice și reprezentînd condiții de fundare diferite, Seminar CEB - ONU, București, 10/1974.
- 5.4. Cannon, R.W., și Colectiv Comitet 207 ACI., - Effect of Restraint Volume Change and Reinforcement on Cracking of Massive Concrete, ACI Journal, 7/1973.
- 5.5. CEB - FIP., - Recommandations internationales pour le calcul et l'execution des ouvrages en béton, Second edition, 6/1970.
- 5.6. Deutsch, I., - Contributions to the analysis of cracking in reinforced concrete members subjected to the bending and shear, Commission "Efort Tranchant" Paris, 1971.
- 5.7. Eibl, I., - Zur Frage der Rissbildung an Zwangungsbeams pruchten Stahlbetonstaben, IABSE, Symposium 1970.
- 5.8. Efsen, A., Krenchel, H., - Tensile Craks in Reinforced Concrete, Laboratory of Building Construction, Technical University of Denmark, Bulletin 9 - 1959.
- 5.9. Falkner, H., - Zur Frage der Rissbildung durch Eigen - und Zwangspannung in folge Temperatur in Stahlbetonteilen; DAFSE, Heft 208/1969.

- 5.10. Filimon, I., Renoth, I., Clipii, T., - Contribuții la stabilirea procentului minim de armare în funcție de procentul de fisurare la diafragmele de beton armat pentru clădiri multietajate, A VII-a Conferință de Betoane, Iași, 1975.
- 5.11. Filimon, I., Deutsch, I., Renoth, I., Clipii, T., - Considerații privind procentul minim de armare la diafragme pline armate continuu, Buletinul Stiințific și Tehnic al I.P.T., 2 - 1976.
- 5.12. Fierlinger, A., - Considerații cu privire la fisurarea construcțiilor multietajate din beton armat executate cu tehnologii noi, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, 10-11/1967.
- 5.13. Fintel, M., Khan, F., - Effects of column creep and Skrinkage in tall structures, Designing for effects of creep, skrinkage and temperature in concrete structures, Publication SP-27 ACI, 1171.
- 5.14. Gruner, I., Rotaru, Gr., Frunză, R., - Unele aspecte ale comportării diafragmelor de beton la clădiri de locuit multietajate, A III-a Conferință de Beton, Cluj, 1970 și BIT 11/1970, Caiet D.
- 5.15. Gruner, I., Rotaru, Gr., Frunză, R., - Skrinkage effect of structural concrete walls in multistory buildings, comunicată la Conferința Internațională de Clădiri Inalte, Beethlehem, Pennsylvania, 21-26 aug.1972, publicat în ASCE - IABSE International Conference Preprints, V.D.S.
- 5.16. Gruner, I., Mîrșu, O., Mihăescu, A., Rotaru, Gr., Tudor, D., Stoian, V., Buchman, I., Furdul, C., - Efectul contracției asupra structurilor cu diafragme din beton armat, Construcții, 12-1978.
- 5.17. Gruner, I., Rotaru, Gr., Frunză, R., Tudor, D., - Influența contracției asupra comportării diafragmelor din beton armat la clădiri înalte, Buletinul Stiințific și Tehnic I.P.T., 1-1975.
- 5.18. Holnberg, A., - Crack width prediction and minimum reinforcement for crack control, Byggningsstatike meddelelser, V.44, no.2 - 1973.

- 5.19. Holnberg, A., - Tension - Stiffening in a cracked tensile zone, Document, National Swedish Building Research, D7, 1972.
- 5.20. Holnberg, A., Lindgren, S., - Cracks in concrete walls, Document, National Swedish Building Research, D7, 1972.
- 5.21. Leonhardt, F., - Über der Kunst der Bewehrung von Stahlbetontragwerken, Beton und Stahlbetonbau, 8/1965.
- 5.22. Mihăescu, A., Mîrșu, O., Gruner, I., Rotaru, Gr., Tudor, D., Stoian, V., Buchman, I., - Studiul efectului contracției împiedecate la diafragme din beton armat monolit, Buletinul Stiințific și Tehnic al I.P.T., nr.10, 1977.
- 5.23. Mihăescu, A., Tudor, D., Buchman, I., Ciuhandru, Gh., - Studii experimentale asupra comportării diafragmelor fisurate din contracție împiedecată, supuse la sarcini orizontale alternante, Comunicare, Sesiunea științifică I.P.T., mai 1980.
- 5.24. Mihăescu, A., Gruner, I., Ciuhandru, Gh., Tudor, D., Buchman, I., Furdul, C., - Comportarea buiandrugilor sub efectul sarcinilor orizontale alternante, Construcții, 1981.
- 5.25. Mîrșu, O., - Structuri de beton armat, Institutul Politehnic Timișoara, 1966.
- 5.26. Nay, E.G., Orenstein, G.S., - Crack width control in Reinforced Concrete Two-way Slabs, ASCE, 1970.
- 5.27. Nay, E.G., Blair, K.W., - Further Studies on Flexural Crack Control in Structural Slab Systems, ACI, SP 30, 1972.
- 5.28. Neubauer, P., - Abschätzung der Horizontalbewehrung in vertical gespannten Stahlbetonwänden zur Beschränkung der Rissbildung infolge Zwang, Die Bautechnik, 9/1975.
- 5.29. Parsson, B.O.E., - Joints in Concrete Pavements, Journal of the Swedish Road Association, 1965.
- 5.30. Rotaru, Gr., - Cercetări privind fundamentarea instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea structurilor cu diafragme de beton armat monolit cu considerarea efectu-

lui - cap.5, Contractia elementelor liniare, Contract I.P.T., nr.23/24.II.1977.

- 5.31. Rüsç, H., Jungwirth, D., - Kritische Sichtung der Verfehren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf des Verhalten der Tragwerke, Beton und Stahlbetonbau, 3,4,6/1973.
- 5.32. Schissl, P., - Beschränkung der Rissenbreite bei Zwangsbeanspruchung, Betonwerk - Fertigteile Technik, 6/1976.
- 5.33. Tudor, D., Boros, I., Taysser, G., - Comportarea buiandrugilor diafragmelor supuse efectului contractiei împiedecate, Sesiunea de Comunicări Stiințifice Studentești, I.P.T., aprilie 1980.
- 5.34. x x x - Bulletin d'Information CEB, No.12, Paris, 1959.
- 5.35. x x x - Bulletin d'Information CEB, No.60, Paris, 1967.
- 5.36. x x x - Bulletin d'Information CEB, No.89, Paris, 1973.
- 5.37. x x x - Normativ pentru calculul construcțiilor hidro-tehnice din beton, beton slab și beton armat, Prescripții de calcul P.E. 707/194, Oficiul de Documentare Energetică, 1972.

#### CAPITOLUL 6.

- 6.1. Avram, C., Mîrșu, O., Grüner, I., Mihăescu, A., Frunză, R., Rotaru, Gr., Stoian, V., Tudor, D., - Efectul contractiei împiedecate la clădiri etajate cu diafragme din beton armat, A VII-a Conferință de Betoane, Iași, 1975.
- 6.2. Grüner, I., Mîrșu, O., Mihăescu, A., Rotaru, Gr., Tudor, D., - Efectul contractiei asupra structurilor cu diafragme din beton armat, Construcții, 12/1978.
- 6.3. Mihăescu, A., Tudor, D., Buchman, I., Furdul, C., Ciuhandru, Gh., - Experimentări pe fragmente de diafragme pentru studierea buiandrugilor prefisurați din contractia împiedecată, Referat final cu recomandări, Contract nr. 707/1979, I.P.T. - ICCPDC.
- 6.4. Mihăescu, A., Tudor, D., Buchman, I., Furdul, C., Ciuhandru, Gh., - Studiu experimental al buiandrugilor diafragmelor supuse efectului contractiei împiedecate, Sesiunea de Comunicări Tehnico - Stiințifice, I.P.T., 1980.

- 6.5. Mîrșu, O., Mihăescu, A., Grüner, I., Rotaru, Gr., Tudor, D., Furdui, C., Stoian, V., Buchman, I., - Efectul contracției asupra diafragmelor din beton armat, Sinteza cercetărilor - Material elaborat în vederea includerii în Instrucțiuni Tehnice, Timișoara, 1977.
- 6.6. Tudor, D., Boroș, I., Taysser, G., - Comportarea buiandrugilor diafragmelor supuse efectului contracției împiedecate, Sesiunea de Comunicări Stiințifice Studentești, I.P.T., 1980.
- 6.7. x x - Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale, P-100 - 1978.
- 6.8. x x x - Normativ pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton, P-85 - 1978.
- 6.9. x x x - Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat, STAS 10107/0-76.

## TABLA DE MATERII

<u>CAPITOLUL 1.</u>	<u>Pag.</u>
INTRODUCERE . . . . .	1
1.1. Utilizarea structurilor cu diafragme din beton armat.	
Clasificare . . . . .	1
1.2. Influența tehnologiilor utilizate asupra apariției tensiunilor inițiale . . . . .	4
1.3. Efectul împiedecării deformațiilor din contracție, la diafragme monolite. Constatări "in situ" . . . . .	6
1.4. Obiectul tezei . . . . .	14
 <u>CAPITOLUL 2.</u> 	
CONTRACTIA BETONULUI . . . . .	18
2.1. Microstructura betonului . . . . .	18
2.2. Contractia betonului . . . . .	21
2.2.1. Generalități. Fenomenul contracției . . . . .	21
2.2.2. Teorii care explică mecanismul contracției . . . . .	23
2.3. Factorii care influențează contractia și umflarea betonului . . . . .	27
2.3.1. Factori care depind de compoziția betonului . . . . .	27
2.3.2. Factori care depind de modul de punere în operă . . . . .	30
2.3.3. Factori care depind de dimensiunile și forma elementului . . . . .	31
2.3.4. Factori care depind de mediul înconjurător . . . . .	32
2.3.5. Timpul . . . . .	34
2.4. Mărimea contracției betonului și evaluarea ei . . . . .	36
2.4.1. Relații matematice de evaluare a contracției betonului . . . . .	36
2.4.2. Prescripții privitoare la mărimea contracției . . . . .	37
2.5. Apariția tensiunilor de întindere în betonul tânăr . . . . .	41
 <u>CAPITOLUL 3.</u> 	
CONTRACTIA IMPIEDECATĂ A BETONULUI CA GENERATOR DE EFORTURI . . . . .	46
3.1. Clasificarea eforturilor inițiale datorită contracției . . . . .	46
3.2. Contractii reținute. Exemple . . . . .	47
3.2.1. Influența legăturii dintre diafragmă și fundație . . . . .	48
3.2.2. Influența de reținere a planșeului . . . . .	50
3.2.2.1. Structuri cu pereți și planșee din beton monolit . . . . .	50



3.2.2.2. Construcții glisate continuu cu executarea ulterioară a planșelor . . .	52
3.2.2.3. Structuri cu pereți monoliți executați în cofraje metalice plane și planșee tip dală prefabricată . . . . .	52
3.2.3. Efectul betonării pe nivele . . . . .	53
3.2.4. Structuri realizate din elemente prefabricate și monolite . . . . .	54
3.2.5. Efectul cumulat al reținerilor . . . . .	55
3.3. Considerații teoretice privind dezvoltarea eforturilor inițiale provenite din contracția împiedecată . . . . .	57
3.3.1. Prezentarea fenomenului . . . . .	57
3.3.2. Particularitățile calculului eforturilor inițiale din contracția betonului . . . . .	59
3.3.3. Influența curgerii lente asupra eforturilor interioare provocate de contracția betonului . .	61
3.4. Bazele calculului eforturilor unitare în diafragmele de beton armat monolit sub efectul contracției împiedecate	65
3.5. Considerații teoretice privind fisurarea și limitarea deschiderii fisurilor provocate de contracția împiedecată . . . . .	77
3.5.1. Fisurarea diafragmelor sub efectul împiedecării deformațiilor din contracție . . . . .	77
3.5.2. Limitarea deschiderii fisurilor provocate de contracție . . . . .	85
3.5.3. Concluzii privind fisurarea . . . . .	92

#### CAPITOLUL 4.

CERCETARI EXPERIMENTALE PRIVIND COMPORTAREA STRUCTURILOR CU DIAFRAGME SUB EFECTUL DEFORMATIILOR DIN CONTRACTIE . . .	95
IMPIEDECAȚE , , . . . . .	95
4.1. Scopul programului experimental . . . . .	95
4.2. Alcătuirea și execuția elementelor experimentale . . . . .	96
4.2.1. Reținerea de tip fundație . . . . .	96
4.2.2. Reținere de tip planșee prefabricate . . . . .	98
4.2.3. Reținere de tip fundație și planșee prefabricate	102
4.2.4. Elemente cu armare concentrată . . . . .	102
4.2.5. Reținere de tip fundație și pereți prefabricați .	103
4.2.6. Influența turnării succesive a nivelelor . . . . .	104

4.2.7. Fragmente liniare cu blocare la capete . . . . .	104
4.2.8. Caracteristicile materialelor utilizate . . . . .	106
4.3. Incercarea elementelor exăerimentale . . . . .	108
4.3.1. Elemente de tip pereți . . . . .	108
4.3.2. Modele cu miez monolit și pereți prefabricați . . . . .	109
4.3.3. Turnarea succesivă a nivelelor . . . . .	109
4.4. Prezentarea rezultatelor experimentale . . . . .	109
4.4.1. Studiul deformațiilor . . . . .	109
4.4.2. Studiul fisurării . . . . .	110

## CAPITOLUL 5.

CONTRIBUTII LA STUDIUL COMPORTARII STRUCTURILOR CU DIAFRAGME DIN BETON ARMAT SUB EFECTUL DEFORMATIILOR IMPIEDECADE . . . . .	118
5.1. Studiul experimental al deformațiilor din contracție a diafragmelor . . . . .	118
5.1.1. Elemente cu reținere de tip fundație . . . . .	118
5.1.2. Elemente cu reținere de tip planșee prefabricate . . . . .	126
5.1.3. Elemente cu reținere de tip fundație și planșee prefabricate . . . . .	129
5.1.4. Elemente cu armare concentrată . . . . .	131
5.1.5. Deformarea buiandrugilor și a golurilor . . . . .	131
5.1.6. Elemente cu miez monolit și pereți prefabricați . . . . .	135
5.1.7. Efectul turnării succesive a nivelelor . . . . .	139
5.2. Studiul experimental al fisurării din contracție împiedecată a diafragmelor . . . . .	142
5.2.1. Elemente cu reținere de tip fundație . . . . .	142
5.2.2. Elemente cu reținere de tip planșeu prefabricat . . . . .	145
5.2.3. Elemente cu armare concentrată . . . . .	150
5.2.4. Comportarea buiandrugilor sub efectul deformațiilor împiedecate . . . . .	152
5.2.5. Fragmente liniare cu blocare la capete . . . . .	154

## CAPITOLUL 6.

CONCLUZII SI RECOMANDARI . . . . .	162
6.1. Concluzii și recomandări privind starea de deformare . . . . .	162
6.1.1. Deformații reținute de fundații . . . . .	163
6.1.2. Deformații reținute de planșee prefabricate și fundatii . . . . .	164

6.1.3. Deformații reținute de panouri mari	
prefabricate . . . . .	165
6.1.4. Efectul turnării succesive a nivelelor . . . . .	165
6.2. Concluzii și recomandări privind starea de fisurare și	
de limitare a deschiderii fisurilor . . . . .	166
6.2.1. Starea de fisurare provocată de fundație . . . . .	166
6.2.2. Starea de fisurare provocată de planșee	
prefabricate . . . . .	168
6.3. Concluzii privind comportarea buiandrugilor sub efectul	
deformațiilor din contracție . . . . .	171
<b>BIBLIOGRAFIE</b> . . . . .	<b>172</b>