

INSTITUTUL POLITEHNIC „TRAIAN VUIA” TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII
CATEDRA DE BETON ARMAT SI CLADIRI

ING. WAHIB ZENELDIN

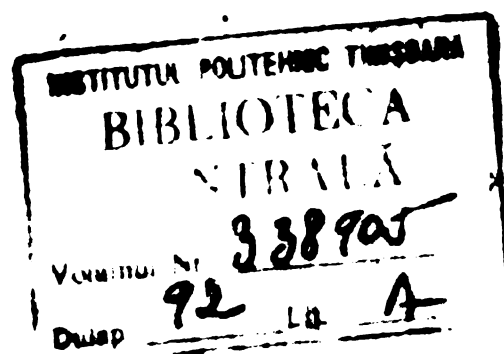
CONTRIBUTII LA CALCULUL SI
ALCATUIREA STRUCTURILOR CU
DIAFRAGME DIN BETON ARMAT

TEZA DE DOCTORAT

CONDUCATOR STIINTIFIC:
PROF. EMERIT. ING. CONSTANTIN AVRAM
MEMBRU CORESPONDENT AL ACADEMIEI R.S.R.

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

1978



1. INTRODUCERE

1.1. Utilizarea structurilor cu diafragme și clasificarea lor.

Evoluția structurilor de rezistență ale clădirilor de locuit este strâns legată de tendința modernă de industrializare a proceselor de execuție, în vederea accelerării ritmului de execuție, a reducerii consumului de manoperă și a creșterii productivității muncii pe șantier.

Utilizarea structurilor cu diafragme a căpătat atât în R.S.R. cât și în străinătate o largă răspîndire, datorită avantajelor pe care le prezintă și anume :

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

- industrializarea punerii în operă a betonului monolit, prin folosirea cofrajelor glisante sau a unor cofraje și eșafodaje de tipuri adecvate unei execuții rapide și cu un grad înalt de refoșosire, fapt ce conduce la reducerea consumului de material lemnos;

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

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

- consum relativ redus de oțel.

Structurile cu diafragme prrzintă o mare varietate de tipuri ce pot fi clasificate după mai multe criterii.

1.1.1. Dispunerea în plan a diafragmelor.

Stabilirea poziției și formei diafragmelor este indicat să se facă ținînd seama de rezolvarea optimă a unor cerințe cum sînt /24/ :

- asigurarea bunei funcționări a partiului;

- adoptarea unui procedeu tehnologic ce asigură o execuție industrializată favorabilă cerințelor economice;

- distribuția cât mai uniform posibilă pentru obținerea unor stări de eforturi reduse și evitarea supraîncărcării unor elemente structurale.

In multitudinea de structuri realizate, se disting mai

multe grupări caracteristice ale diafragmelor în funcție de dispunerea în plan :

a) Structuri fagure, la care diafragmele plane sînt dispuse într-o rețea rectangulară deasă la circa 3 ... 4 m distanță, formînd celule corespunzătoare mărimii unei camere. În acest caz procesele funcționale nu diferă de la un nivel la altul, realizîndu-se o continuitate pe toată înălțimea clădirii. Aceste structuri, avînd diafragme suficient de dese, conduc la o distribuție uniformă și la o valoare redusă a eforturilor și în consecință la o armare constructivă. Pe de altă parte, ele dau posibilitatea unei execuții industrializate prin folosirea cofrajelor glisante, a cofrajelor plane, a cofrajelor tunel, a panourilor mari sau a elementelor spațiale.

Neajunsurile pe care le prezintă acest sistem sînt :

- greutate de ansamblu a construcției ridicată;
- transformările ulterioare sînt foarte dificile;
- inerția termică a lor este redusă și transmiterea zgomotelor din șocuri în întreaga construcție se face cu ușurință.

b) Structuri celulare, care urmăresc rezolvarea neajunsului structurilor de tip fagure privind compartimentarea deasă și imobilitatea planului de arhitectură. S-a încercat mărirea distanței dintre diafragmele transversale, prin aceasta obținîndu-se de obicei delimitarea unui apartament, ceea ce permite modificări în cadrul acestei unități funcționale. În unele țări s-a ajuns la distanțe între diafragme de 10 ... 15 m. Elementele verticale portante sînt formate în majoritatea lor din diafragme și stîlpi dispuși între diafragme (încărcările verticale sînt preluate de diafragme și stîlpi, iar încărcările orizontale sînt preluate de regulă numai de diafragme). S-a constatat că structurile celulare prezintă o comportare favorabilă la acțiunea încărcărilor laterale (vînt, cutremur, explozii), datorită sistemului de diafragme care constituie o unitate rigidă și rezistentă la acțiunea încărcărilor laterale spațiale.

La structurile de tip celular, realizarea planșeelor constituie o problemă deosebită datorită distanțelor mari între diafragme, pînă în prezent aplicîndu-se în mai mică măsură tehnologiile industrializate.

c) Structuri cu nucleu central; această soluție se adoptă de obicei la clădiri de tip punct, la care diafragmele sînt gru-

pate în zona centrală și mai ales în jurul casei scărilor. În afara nucleului, planșeele sînt sprijinite pe stîlpi pendulari dispuși pe conturul clădirii. Nucleul central are rolul principal de a susține partea centrală a construcției, asigurînd în același timp și contravîntuirea ei. Acest tip de structuri se folosește rar în zone seismice, datorită posibilității apariției unor solicitări considerabile de torsiune generală; în schimb în zone neseismice permite folosirea unui procedeu tehnologic de execuție foarte eficient.

d) Structuri mixte, diafragme și cadre; aceste structuri prezintă perspectivă de răspîndire datorită faptului că ductilitatea lor la încărcări dinamice crește pe baza conlucrării dintre diafragme și cadre, menținînd în același timp avantajul diafragmelor privind asigurarea unei capacități ridicate de rezistență.

La aceste structuri, amplasarea diafragmelor este condiționată de cerințele funcționale.

e) Structuri cu parter flexibil; la multe structuri cu diafragme de tip fagure sau celular s-a ivit necesitatea desființării la parter sau la mai multe nivele a tuturor diafragmelor. Susținerea construcției în această zonă se face pe stîlpi. Această soluție prezintă, din punct de vedere al comportării la acțiunea încărcărilor orizontale, o variație bruscă a rigidității și deci permite apariția unor concentrări de eforturi la capetele stîlpilor. Aplicarea acestui tip de structură este limitat în R.S.R., mai ales în zonele seismice.

1.1.2. Forma în plan a clădirii.

Factorii care influențează alegerea formei în plan a clădirii și a numărului de etaje, sînt de natură urbanistică, estetică - funcțională și tehnologică (procedeu de execuție, amplasarea seismică, natura terenului, utilajele și materialele folosite).

După forma în plan se disting următoarele tipuri :

a) Clădiri de tip punct; ele sînt caracterizate în plan prin dimensiuni apropiate pe cele două direcții principale. Se întîlnesc clădiri cu plan pătrat, circular, ovoidal și lenticular. Forma în plan a unei construcții este dictată în general de cerințe estetice - urbanistice. Rezolvarea tehnologică este relativ dificilă datorită necesității folosirii unor elemente de cofraje cu un grad redus de repetabilitate. Aceste clădiri au o comportare

favorabilă la acțiuni seismice datorită rigidității lor de valori apropiate pe cele două direcții principale.

b) Clădiri de tip bară; ele sînt caracterizate în plan printr-o formă dreptunghiulară și sînt cele mai des folosite, deoarece satisfac în mod favorabil condițiile de ordin funcțional și tehnologic. Avantajul acestui tip de clădire constă în posibilitatea aplicării majorității sistemelor industrializate tehnologice în condiții favorabile.

c) Clădiri de formă oarecare; ele sînt mai rar întîlnite și sînt destinate numai pentru anumite amplasamente (colț sau funcțiuni complexe). Acest tip de clădire nu are o comportare favorabilă la acțiuni seismice datorită nesimetricei în plan, fapt ce amplifică efectele torsiunii generale în mod sensibil.

1.1.3. Conformația diafragmelor.

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

a) Diafragme lamelare, caracterizate prin secțiunea transversală dreptunghiulară alungită. La acest tip, operația de cofrare se efectuează cu ușurință, însă poate apărea mai frecvent pierderea stabilității, lucru pentru care diafragmele se dispun după două direcții perpendiculare.

b) Diafragme cu bulbi; îngroșările în zonele de capăt aduc un spor considerabil capacității de rezistență prin mărirea secțiunii și prin efectul de rigidizare a inimii diafragmelor. La execuția bulbilor se întîmpină unele dificultăți în cazul folosirii cofrajelor plane metalice sau a cofrajelor spațiale de tip tunel.

După conformația generală diafragmele se împart astfel :

a) Diafragme lungi, la care raportul dintre înălțimea și lățimea ei este mai mare decît cinci ($H/b > 5$). În aceste diafragme predomină eforturile și deformațiile din încovoiere.

b) Diafragme cu lungime medie, la care raportul mai sus amintit este $2 \leq H/b \leq 5$. În cazul acestor diafragme trebuie să se țină seama atît de efectul momentelor încovoietoare cît și al cel al forțelor tăietoare.

c) Diafragme scurte, pentru care raportul $H/b < 2$. La a-

cest tip de diafragme eforturile și deformațiile produse de forța tăietoare sînt dominante în raport cu cele produse de momentele încovoietoare.

După existența golurilor avem :

a) Diafragme pline; aceste diafragme au o schemă statică clară și ușor de prins în calcul.

b) Diafragme cu goluri : sînt cele care prezintă goluri pentru uși și ferestre. Prezența acestor goluri în diafragme modifică sensibil starea de deformare generală a diafragmelor și complică calculul.

1.1.4. Tehnologii folosite pentru execuția structurilor cu diafragme.

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. Se caută, la ora actuală, să se găsească tehnologii care să nu influențeze rezolvarea arhitecturală și structurală a construcției, însă procedeele tehnologice folosite pînă în prezent, cu excepția celor tradiționale, nu au reușit să elimine această interdependență.

Tehnologiile folosite la executarea structurilor cu diafragme se pot clasifica în modul următor :

a) Procedee tradiționale. În cazul acestor procedee structura cu diafragme de beton se execută cu un cofraj obișnuit realizat din scînduri sau panouri de placaj nemodulat, iar planșeele din beton monolit se toarnă de asemenea în cofraje obișnuite. Procedeele tradiționale sînt folosite din ce în ce mai puțin, datorită consumului mărit de forță de muncă precum și de material lemnos.

b) Procedee semitradiționale. Aceste procedee mențin aceleași rezolvări la executarea pereților ca și procedeele tradiționale, însă planșeele sînt din elemente prefabricate.

c) Procedee cu cofraje din panouri modulate de inventar.

Aceste sisteme de cofraje, cu panouri modulate de inventar din placaj, sînt industrializate datorită următoarelor avantaje pe care le prezintă și anume folosirea unui număr redus de tipuri de panouri bine conformate, rigide, cu îmbinări studiate în scopul realizării unei fețe plane a diafragmelor, al păstrării integrității

panourilor la montări repetate și al reducerii consumului de manoperă pe șantier. Aceste panouri de cofraje de folosesc în medie de 25 de ori.

d) Procedeu cofrajelor glisante; acest procedeu constă în executarea la baza construcției a unui cofraj pe tot perimetrul pereților de beton, înălțimea cofrajului fiind de 1 ... 1,25 m, și ridicarea cofrajului în sus pe măsura întăririi betonului turnat în cofraj. Susținerea cofrajului se face pe tijele din oțel dispuse în grosimea pereților de beton.

La construcțiile civile apare o serie de probleme suplimentare legate de existența planșeelor și a golurilor pentru uși și ferestre. În mod curent, execuția pereților se face prin turnare continuă, pentru planșee lăsându-se goluri în pereți. Planșeele se execută ulterior turnării pereților.

Golurile pentru uși și ferestre se realizează cu ajutorul unor rame din lemn sau metalice care se decofrează de pe podina inferioară, iar în unele cazuri tocul ferestrelor și al ușilor se montează de la turnare.

În mod obișnuit un cofraj glisant parcurge 2 ... 3 m înălțime într-o zi, ceea ce reprezintă un etaj la zi. Acest procedeu s-a extins rapid la executarea construcțiilor civile, datorită performanțelor superioare și economiei de manoperă realizate ca urmare a eliminării cofrărilor și decofrărilor succesive, necesare la fiecare nivel în cazul folosirii altor procedee.

Experiența acumulată în R.S.R. privind folosirea cofrajelor glisante arată necesitatea unei execuții corecte și respectarea cu strictețe atât a condițiilor tehnice generale cât și a celor specifice acestei metode.

e) Procedeu cofrajelor plane de dimensiuni mari.

În acest procedeu se folosesc panouri de cofraj perfect plane și rigide având lungimea și înălțimea unui perete de celulă din structură. La intersecții, cofrajele plane se îmbină cu piese separate, de obicei de forma unei corniere. Acest procedeu se folosește la clădiri care prezintă solicitări reduse în zonele de intersecție ale diafragmelor, datorită execuției în două etape a diafragmelor. Procesul tehnologic de execuție a structurilor cu ajutorul cofrajelor plane impune decofrarea diafragmelor înainte de execuția planșeului; în această situație cea mai rațională soluție de planșeu este realizarea lui prefabricată.

f) Procedeul cofrajelor tunel. In acest procedeu se realizează un cofraj unic pentru pereți și planșeu, forma cofrajului fiind asemănătoare unui tunel. Procedeul se caracterizează printr-un înalt grad de industrializare.

Cofrajul tunel este format dintr-un ansamblu de trei panouri plane metalice, dintre care două sînt verticale pentru cofrarea pereților, iar al treilea este orizontal pentru cofrarea planșeului. Cele trei panouri se îmbină între ele astfel încît să permită decofrarea cu ușurință. Pentru a deveni rentabile, este necesar ca durata unui ciclu (cofrare, turnare, decofrare) să fie cît mai mică, ceea ce conduce la necesitatea dotării cofrajelor tunel cu un sistem de tratament termic al betoanelor, care permite repetarea rapidă a ciclurilor de lucru. Pe de altă parte, datorită tratamentului termic, apar eforturi interioare în beton, ceea ce presupune o mare atenție pentru evitarea fisurării structurii în etapa de execuție.

g) Procedeul de execuție din panouri mari. In acest procedeu atît pereții cît și planșeele se realizează din elemente prefabricate legate între ele prin îmbinări care asigură conlucrarea spațială a acestora sub formă de șaibe orizontale și diafragme verticale.

Fragmentarea structurii în panouri, care se execută prefabricat, se face în general la marginile încăperilor, îmbinările verticale fiind situate la intersecția pereților, iar cele orizontale la intersecția planșeelor cu pereții. Realizarea continuității structurii se face prin îmbinări executate fie prin monolitizarea cu beton a unor mustăți scoase din panouri, fie prin sudarea unor piese metalice, fie mixt folosind ambele sisteme de îmbinare.

Comportarea în ansamblu a structurilor executate din panouri mari sub acțiunea încărcărilor este similară cu cea a structurilor din diafragme monolite, cu anumite particularități legate de modul de lucru al îmbinărilor.

h) Procedeul de execuție din elemente spațiale. Creșterea continuă a volumului de construcții de locuințe și necesitatea creșterii productivității muncii, odată cu reducerea într-o proporție cît mai mare a manoperei în general și în special a celei de pe șantier, au dus la prefabricarea în ateliere sau fabrici a unor elemente spațiale, de obicei de mărimea unei camere, produse având

tajos în condiții de serie și cu un grad înalt de finisare, care se transportă și se montează pe șantier. Avantajele elementelor spațiale sînt :

- reducerea volumului de manoperă prin organizarea superioară a producției în fabrică și reducerea la minim a manoperei pe șantier;
- producția ritmică continuă;
- calitatea bună a lucrărilor, asigurată de modul și condițiile de lucru, atât la lucrările de bază cît și la cele de finisaj;
- industrializarea lucrărilor de finisaj;
- reducerea consumului de materiale la structură (indici avantajosi la beton, oțel, cofraj) și la finisaje (se reduc pierderile de materiale inerente condițiilor de lucru pe șantier);
- economii la transport și montaj;
- reducerea generală a greutateii construcției;
- reducerea costului final pe apartament.

Din punct de vedere al asimilării cu o schemă statică, structurile din elemente spațiale se reduc la diafragme verticale obținute din suprapunerea pereților celulelor și la elemente de planșeu care, prin diverse tipuri de îmbinări, formează o șaibă orizontală rigidă.

1.2. Scurt istoric al dezvoltării metodelor de calcul al structurilor cu diafragme.

Dat fiind dimensiunile relativ neobișnuite, des întîlnite la structurile cu diafragme, se limitează în mare măsură aplicarea eficientă a metodelor elastice de calcul, folosite la alte tipuri de structuri, ceea ce a condus în ultimele două decenii la numeroase încercări de stabilire a unor metode de calcul care să reflecte cît mai bine comportarea acestor tipuri de structuri.

Primul procedeu prin care diafragma, ca structură static nedeterminată, a putut fi redusă la o structură echivalentă simplă de calculat, a fost realizat de Chitty /25/. Ea a studiat comportarea consolelor paralele interconectate în mod rigid cu grinzi transversale. Aceste grinzi au fost înlocuite printr-o fișie elastică continuă și echivalentă, care transmite aceleași acțiuni ca și grinzile. Originalitatea ei a constat în găsirea unor funcții continue pe toată zona elastică echivalentă, care sînt capabile să exprime variația acțiunilor interioare ale grinzilor, folosind

în mod corect condițiile de compatibilitate și de echilibru, însă neglijându-se efectele forței tăietoare. A fost propusă o ecuație diferențială în funcție de variația momentului generat în zona elastică și aplicat asupra consolelor. Soluția acestei probleme satisface complet condițiile de margine ale structurii.

În 1952, Green /48/ a introdus un procedeu de calcul aproximativ, aplicabil cadrelor cu grinzi - pereți. El a neglijat deformațiile axiale în stâlpi, însă a ținut seama de deformațiile de lunecare în grinzile - pereți.

Cea mai completă lucrare despre comportarea elastică a diaframelor a fost realizată de Beck /14/, tratându-se diafragmele cu unul sau mai multe șiruri de goluri. El a aplicat acest procedeu asupra grinzii VIERENDEL avînd ca elemente orizontale grinzi - pereți și ca elemente verticale stâlpi zvalți. Stâlpii individuali au fost înlocuiți printr-o fîșie elastică echivalentă. În lucrarea lui, Beck a neglijat efectul eforturilor axiale în elementele orizontale și efectul deformațiilor din lunecare în lamelele verticale, la grinzi VIERENDEL simplu rezemate. Aceste ipoteze sînt justificate numai la aceste structuri particulare, pe care le-a tratat în lucrarea lui.

În 1958, Beck în lucrarea /16/ a prezentat procedeul lui într-o formă mai generală. Scopul studiului a fost înlocuirea numărului mare de variabile static nedeterminate printr-o serie de funcții matematice. În locul numărului mare de ecuații algebrice, a introdus o mulțime de ecuații diferențiale care se rezolvă mai simplu, reducîndu-se volumul de calcul. În 1959, Beck a extins procedeul său la diafragme, ținînd seama de deformațiile axiale în montanți și de deformațiile din lunecare în buiandrugi /15/.

Un procedeu similar a fost prezentat de Albigès și Goulet /4/, în 1960, pentru calculul diaframelor. Structurile cu diafragme au fost clasificate în funcție de coeficientul de monolitism, care exprimă eficiența sistemului de cuplare la transferul forțelor tăietoare la montanți, în :

a) Diafragme cu goluri mici, la care buiandrugii sînt foarte rigizi, astfel încît prezența golurilor în diafragme nu deranjează în mod sensibil starea de eforturi, iar diafragma lucrează ca o consolă.

b) Diafragme cu goluri mari, la care buiandrugii sînt foarte flexibili, astfel încît lucrează ca penduli, în timp ce montanții

ții lucrează ca două console separate având aceeași deformată.

c) Diafragme cu goluri mijlocii; pentru acest grup Albigès și Goulet au realizat procedeul lor care este asemănător cu procedeul lui Beck /15/. Soluția lor este corectă numai pentru diafragme simetrice. Acest procedeu este folosit în practica de proiectare în R.S.R., cu precizările date în lucrările /64/ /86/ pentru ușurarea proiectării.

În anul 1960 a apărut prima publicație a lui Rosman /78/ în care, folosind calculul echivalent elastic cât și principiul energiei de deformație, el a stabilit ecuația diferențială a problemei. Soluția ecuației conține forțele axiale din montanți exprimate prin serii trigonometrice.

În anul 1962 Beck /13/ a prezentat procedeul său într-o manieră foarte clară, folosind diafragme simetrice ca exemple, iar apoi mulți autori au realizat lucrări tratând structurile cu diafragme nesimetrice pe baza lucrării lui Beck.

Un raport asupra avariilor observate la un anumit număr de structuri cu diafragme care au suferit un cutremur în anul 1960 în VALDAVIA, realizat de Steinbrugge și Flores /83/, a descris comportarea lor. Ei au observat că ruperea s-a produs prin linii orizontale sau verticale la marginile golurilor. Fiecare șir de goluri se rupe la marginile buiandrugilor datorită forțelor tăietoare mari generate și se mai observă la fiecare buiandrug două fisuri principale după cele două diagonale. Acest raport atrage atenția asupra alcătuirii și proiectării zonelor de îmbinare dintre buiandrugii și montanți, care constituie zone de potențial minim.

Pentru a verifica gradul de aproximare a metodelor de calcul elastic, Rosman /79/ a încercat fotoelastic unele modele prezentând diafragme simetrice cu un șir de goluri, ajungând la următoarele concluzii :

a) - valorile eforturilor rezultate experimental și cele calculate au fost foarte apropiate;

b) - efectele discrete ale buiandrugilor au cauzat eforturi concentrate numai pe o zonă mică, astfel încât acestea nu sînt semnificative la structuri cu diafragme din beton;

c) - eforturile în fibrele exterioare ale diaframelor au variat în mod continuu pe înălțimea lor și n-au fost influențate de discontinuitatea din interiorul structurii.

Frischmann, Prabhu și Toppler /45/ au făcut comparație între două metode de calcul pentru cadre; o metodă este convenabilă pentru calculul manual și cealaltă folosind calculul electronic. Prima metodă constă în înlocuirea tuturor elementelor verticale printr-un stâlp echivalent, având rigiditatea echivalentă. Buiandrugii se încastrează în acest stâlp la fiecare nivel. Dacă numărul etajelor este mare, calculul se face folosind o singură funcție. A doua metodă folosește coeficienți de influență, toate variabilele statice fiind obținute prin inversare matriceală.

În 1964, Arcan / 5 / / 6 / a realizat un studiu teoretic și experimental asupra diafragmelor. El a folosit analogia diafragmelor cu o grindă neomogenă, conținând o fîșie centrală avînd modul de elasticitate redus pe toată zona centrală. Solicitățile au fost exprimate în funcție de acțiuni. Condițiile de compatibilitate au fost satisfăcute pe toate marginile zonei centrale în care se află golurile. Ecuația diferențială a fost construită în funcție de eforturile generate în fîșia centrală. Arcan a arătat necesitatea corectării săgeților diafragmei, rezultate din încărcările exterioare și din forțele tăietoare generate în fîșia centrală, cînd diafragmele sînt nesimetrice. S-a făcut o propunere pentru forța concentrată la vîrfurile structurii. De asemenea, Arcan a subliniat faptul că modulul de elasticitate al zonei centrale, datorită fisurării buiandrugilor la colțuri, este mai redus. Pe baza experimentărilor preliminare pe modele de beton armat, a arătat că modulul de elasticitate obținut este 0,25 din modulul de elasticitate al betonului.

Decauchy / 33/ a completat lucrarea lui Albigès și Goulat / 4 /. El a examinat influența deformațiilor axiale în diafragme și a arătat că în anumite cazuri efectul lor poate fi neglijat, ușurîndu-se calculul.

În anul 1965 Rosman a rezumat într-o broșură toate lucrările lui privind calculul elastic al diafragmelor /77/. Această broșură conține abace și nomograme pentru proiectare.

Conlucrarea dintre planșee și diafragme a fost studiată de către Kazimi /53/. El a evaluat contribuția planșeelor la mărirea rigidității buiandrugilor.

1.3. Stadiul actual al problemei.

Odată cu dezvoltarea construcțiilor înalte, utilizarea diafragmelor a căpătat o răspîndire din ce în ce mai mare. O așejare

avantajoasă a diafragmelor ca pereți interiori sau exteriori duce la o capacitate mare a lor pentru preluarea încărcărilor laterale (orizontale) produse din vînt, cutremur sau explozii.

Pentru asigurarea acestei condiții, diafragmele trebuie să fie bine încastrate în fundații și bine legate cu planșeele orizontale care le transmit încărcările exterioare ca forțe orizontale concentrate. Diafragmele utilizate ca pereți exteriori, pereți interiori, nuclee centrale sau case de scări sînt realizate cu goluri (uși, ferestre, etc). Aceste goluri complică modul de lucru al diafragmei, astfel încît nu se poate defini o schemă statică generală de calcul, care să reflecte comportarea reală a diafragmelor.

În ultimii ani, diafragmele cu goluri s-au considerat ca și console verticale cuplate între ele cu elemente orizontale. Natura acestor legături determină modul de lucru al diafragmei.

În ultimele două decenii, o importanță deosebită s-a acordat acestor tipuri de structuri, efectuîndu-se multe studii teoretice și programe experimentale. Problemele legate de structurile cu diafragme sînt numeroase și ar trebui să fie clarificate pentru cunoașterea mai aprofundată a performanțelor diafragmelor și utilizarea lor în mod adecvat în construcțiile multietajate :

a) În ceea ce privește deformațiile axiale și cele din luncare, care au fost tratate ca efecte secundare în comparație cu deformațiile din încovoiere, aceste ipoteze nu sînt valabile în anumite situații, și de aceea aduc abateri mari, mai ales sub acțiunea încărcărilor alternante.

b) În multe cazuri, buiandrugi diafragmelor au dimensiuni relative neobișnuite astfel încît nu mai respectă teoria încovoierii și devine dominant efectul forțelor tăietoare.

c) Elementele diafragmei sînt fisurate inițial datorită contracției și variațiilor de temperatură, dar sensibilitatea acestor elemente la aceste fisuri sub acțiunea încărcărilor alternante nu este cunoscută.

d) Solicitățile din montanții diafragmelor sînt : moment încovoietor, forță axială și forță tăietoare. Combinația lor este diferită la elementele structurale obișnuite, astfel încît influența interacțiunii lor asupra capacității nu este cunoscută mai ales sub acțiunea încărcărilor alternante.

e) Caracteristicile de rigiditate, necesare pentru determinarea deformațiilor și proprietățile dinamice ale diafragmelor

fisurate, sînt evaluate în mod apreciativ, lipsind date experimentale suficiente pentru evaluarea mai exactă a lor.

f) Natura comportării postelastice și capacitatea de deformare plastică a diaframelor sub acțiunea unui cutremur puternic sînt puțin cunoscute, astfel încît performanța structurilor cu diafragme este tratată pînă în prezent cu suspiciune. Pentru clarificarea acestor aspecte ar trebui realizate programe experimentale vaste în acest domeniu.

1.4. Subiectul tezei de doctorat.

Această lucrare cuprinde șase capitole. Primul capitol (Introducere) tratează clasificarea generală a structurilor cu diafragme după mai multe criterii, arătîndu-se avantajele și dezavantajele fiecărui tip de structură cu diafragme în parte și domeniul de aplicabilitate. S-a făcut un scurt istoric al metodelor de calcul al diaframelor, urmărindu-se evoluția lor odată cu creșterea continuă a numărului clădirilor cu diafragme. Cu toate că în ultimele două decenii s-au făcut multe studii teoretice și experimentale în vederea cunoașterii cît mai bine a comportării structurilor cu diafragme din beton armat, totuși pînă în prezent sînt mai multe aspecte neclarificate și care nu sînt puse la punct. Dintre aceste aspecte cităm :

- Influența prefisurării buiandrugilor și montanților diaframelor asupra capacității portante și ductilității lor sub acțiunea mișcărilor seismice.

- Capacitatea de deformare postelastică a diaframelor sub acțiunea mișcărilor seismice.

- Comportarea buiandrugilor scurți sub acțiunea încărcărilor seismice.

- Influența modului de armare a buiandrugilor asupra ductilității lor.

Capitolul al doilea cuprinde o prezentare generală a metodelor de calcul al diaframelor începînd cu metodele simplificate de calcul, care sînt folosite în proiectarea curentă, pînă la metodele cu grad de complexitate medie și metodele exacte, cu caracter general, cum ar fi metoda elementelor finite. Sînt prezentate principiile și ipotezele adoptate în calcul, relațiile utilizate pentru evaluarea eforturilor și deplasărilor diaframelor, cît și domeniul de aplicabilitate a diferitelor metode de calcul.

In capitolul al treilea s-a făcut analiza unei metode de

calcul a diafragmelor cu un singur șir de goluri, întâi în domeniul elastic și pe urmă dezvoltată cu ajutorul metodei diferențelor finite pentru calculul elasto - plastic al diafragmelor sub acțiunea unei mișcări seismice, în diferite stadii de solicitare pînă la atingerea stadiului ultim (mecanism de colaps). Calculul elasto - plastic prezentat cuprinde evaluarea eforturilor, a deformațiilor în diafragme și a ductilității necesare fiecărui element al diafragmei corespunzătoare stadiului ultim. La sfîrșitul capitolului sînt analizate rezultatele unor programe experimentale efectuate pentru studiarea performanțelor diafragmelor la acțiuni seismice și concluziile desprinse în urma observațiilor făcute asupra structurilor în diafragme afectate de cutremur. Se subliniază importanța criteriului de ductilitate, acesta fiind prezentat ca un criteriu de bază în proiectarea antiseismică modernă a structurilor cu diafragme.

Capitolul al patrulea cuprinde propuneri privind alcătuirea structurilor multietajate cu diafragme din beton armat monolit în SIRIA.

În capitolul al cincilea sînt prezentate cercetările experimentale proprii privind :

- Comportarea diafragmelor cu goluri prefisurate din acțiunea încărcărilor exterioare verticale și orizontale.

- Urmărirea modului cum armarea buiandrugilor și fisurarea inițială din contracție a acestora se răsfrînge asupra caracteristicilor de deformabilitate (rigiditate), respectiv asupra capacității portante a diafragmelor cu goluri.

- Influența prefisurării produse din diferite cauze asupra capacității portante și a ductilității diafragmelor.

- Efectul forței tăietoare asupra capacității portante și ductilității buiandrugilor la acțiuni alternante.

- Comportarea buiandrugilor lungi și scurți sub acțiunea încărcărilor alternante.

- Influența modului de armare a buiandrugilor asupra ductilității și capacității lor portante.

În capitolul al șaselea sînt prezentate concluziile generale desprinse din lucrare, cu recomandări privind proiectarea diafragmelor ținînd seama de cerințele de ductilitate.

2. ANALIZA METODELOR DE CALCUL ALE STRUCTURILOR CU DIAFRAGME

2.1. Metode simplificate.

2.1.1. Generalități.

Prezența golurilor în diafragme, impuse de necesități funcționale, conduce la greutate în calcule datorită faptului că golurile produc concentrări de eforturi ce nu pot fi prinse într-un calcul obișnuit de rezistență.

Cercetările efectuate pînă în prezent privind comportarea diafragmelor cu goluri au în majoritatea cazurilor un caracter pur teoretic, unele din ele conducînd la calcule laborioase, greu de aplicat în practică. Pe de altă parte, considerarea diafragmelor ca fiind alcătuite din materiale omogene și elastice nu corespunde naturii betonului armat / 9 /. Folosirea unor metode simplificate de calcul, care conduc la obținerea de rezultate cu un grad de aproximație admisibil pentru calculele ingineresti, este rațională mai ales în cazul diafragmelor din beton armat, din cauza neomogenității materialului și a insuficienței cunoașterii a caracteristicilor elastice și mecanice ale betonului, care imprimă încă de la început un grad de aproximație întregului calcul.

De asemenea, evaluarea încărcărilor dinamice are un caracter apreciativ.

Din aceste motive, se consideră că un calcul static aproximativ, care cere un volum redus de muncă, este în majoritatea cazurilor suficient cerințelor proiectării curente. În cele ce urmează se vor prezenta pe scurt cele mai cunoscute procedee simplificate pentru calculul diafragmelor și anume: "Metoda structurilor continue echivalente" și "Metoda cadrelor". Aceste metode sînt aplicabile tipurilor de structuri monotone care respectă următoarele condiții:

(a) Înălțimile etajelor sînt egale.

(b) Caracteristicile geometrice, elastice și mecanice sînt constante pe toată înălțimea clădirii.

(c) Golurile de uși sau ferestre sînt suprapuse și egale la toate nivelurile în cadrul aceluiași șir de goluri, biniandrugii rezultînd de asemenea egali.

2.1.2. Caracteristicile geometrice și de rigiditate.

Modul de lucru al diafragmei este strâns legat de raportul dintre dimensiunile plinurilor și ale golurilor.

Mărimea solicitărilor generate în diafragmele cu goluri este puternic influențată de rigiditățile relative ale buiandrugilor și montanților.

În cazul diafragmelor din beton armat, aceste rigidități se modifică în mod substanțial după apariția fisurilor. S-a constatat experimental că buiandrugii fisurează mai puternic decât montanții datorită încastrării lor elastic în elementele verticale și împiedicării de către planșeele prefabricate a contracției lor, conducând la apariția fisurilor. Montanții fisurează în principal în zonele inferioare și superioare. Pentru luarea în considerare în calcul a efectului fisurării produsă în buiandrugii din contracție și din încovoiere, în lucrarea /70/ s-a propus o reducere a rigidității buiandrugului cu 70% din rigiditatea buiandrugului nefisurat. În lucrarea /101/ secțiunea buiandrugului se consideră nefisurată, luându-se modulul de elasticitate convențional al buiandrugului :

$$E_r = 0,6 E_b \quad (2.1.)$$

ținând seama de scăderea rigidității la încovoiere în stadiul II. Întrucât fisurile din contracție slăbesc mult rigiditatea buiandrugilor se admite ca E_r să fie redus cu 50%, astfel :

$$E_r = 0,3 E_b \quad (2.2)$$

Alt aspect este legat de gradul de încastrare a buiandrugilor în montanți, admitându-se în calcule că secțiunea de încastrare a buiandrugului este dincolo de fața interioară a montantului. În literatura de specialitate se recomandă pentru creșterea semideschiderii buiandrugului valori diferite, care nu diferă însă între ele în mod sensibil.

În lucrarea /101/ se propune valoarea

$$d = 0,35 h_r \leq 40 \text{ cm} \quad (2.3)$$

unde h_r este înălțimea secțiunii buiandrugului.

În ceea ce privește conlucrarea planșeelor cu buiandrugii se ia în calcul :

- în cazul când planșeul este prefabricat sau turnat ulterior (fig.2.1a), secțiunea buiandrugului se consideră dreptunghiulară cu înălțimea h_r pînă sub placa planșeului;

- în cazul cînd planșeele sînt monolite, se ține seama de conlucrarea plăcii (fig. 2.1b,c), luînd :

$$b_p = b_r + 0,15l \leq h_r \quad (2.4)$$

unde : l este deschiderea de calcul a buiandrugului.

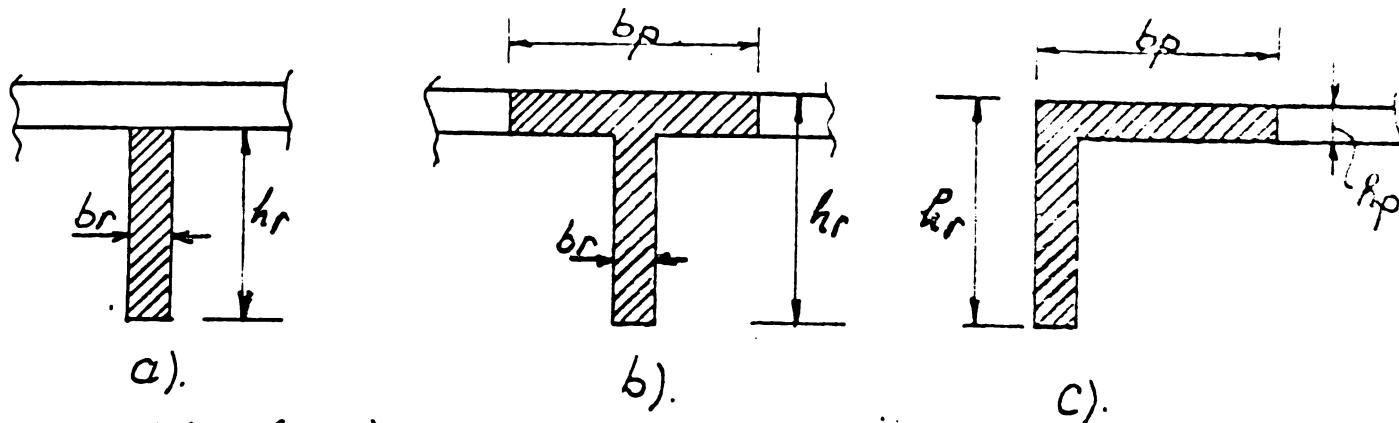


Fig. (2.1).

Momentul de inerție al secțiunii buiandrugului se calculează ținînd seama de efectul conlucrării astfel :

$$I_{rk} = c \frac{b_r h_r^3}{12} \quad (2.5)$$

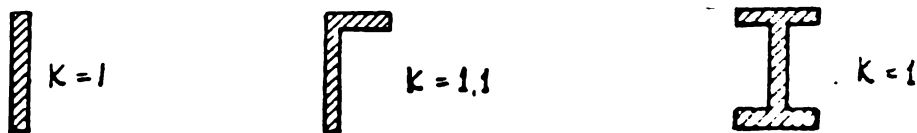
unde : C este funcție de h_p/h_r și b_p/b_r ; în lucrarea /101/ sînt date valorile lui C.

Tinînd seama de deformațiile din încovoiere și de cele din lunecare, rigiditatea buiandrugului devine :

$$I_{rk}^c = \frac{I_{rk}}{1 + 28,25 \frac{I_{rk}}{A'_{rk} l_k^2}} \quad (2.6)$$

în care :

$A'_{rk} = \frac{h_r b_r}{k} = \frac{A_{rk}}{k}$ este secțiunea activă a buiandrugului la acțiunea forțelor tăietoare, K fiind coeficientul de formă și avînd următoarele valori :



$$l_k = l_0 + 2j = l_0 + 0,7 h_r \leq l_0 + 80 \text{ cm}$$

unde l_0 deschiderea de lumină a buiandrugului.

La calculul rigidităților montanților diafragmelor, se admit următoarele ipoteze de bază :

338905
92 A

- Caracteristicile geometrice ale secțiunii se calculează pentru secțiunea de beton plină (nefisurată). În cazuri speciale, când se produc eforturi de întindere importante în montanți, se admit reduceri ale rigidităților cu pînă la 30% pentru diafragmele respective.

- La montanții diafragmelor cu goluri, în calculul rigidităților este necesar să se țină seama de deformațiile produse atît de momentul încovoietor cît și de forțele tăietoare și axiale.

- Problema stabilirii lățimii de conlucrare a tălpilor cu inima diafragmei nu este clarificată suficient de științific pînă în prezent.

Pentru scopuri de proiectare, în lucrările /101/ /100/ se recomandă ca lățimea totală de conlucrare a tălpilor b_a , să se calculeze cu următoarele relații :

$$b_a = d + \Delta b_{st} + \Delta b_{dr} \quad (2.7a)$$

la secțiuni în T și I (fig.2.2a,c) :

$$b_a = d + \Delta b \quad (2.7b)$$

la secțiuni în L și E (fig.2.2b), în care :

d este grosimea inimii;

$b = 6d'$ lățimea activă de conlucrare a tălpilor de fiecare parte a inimii;

d' este grosimea tălpilor respective.

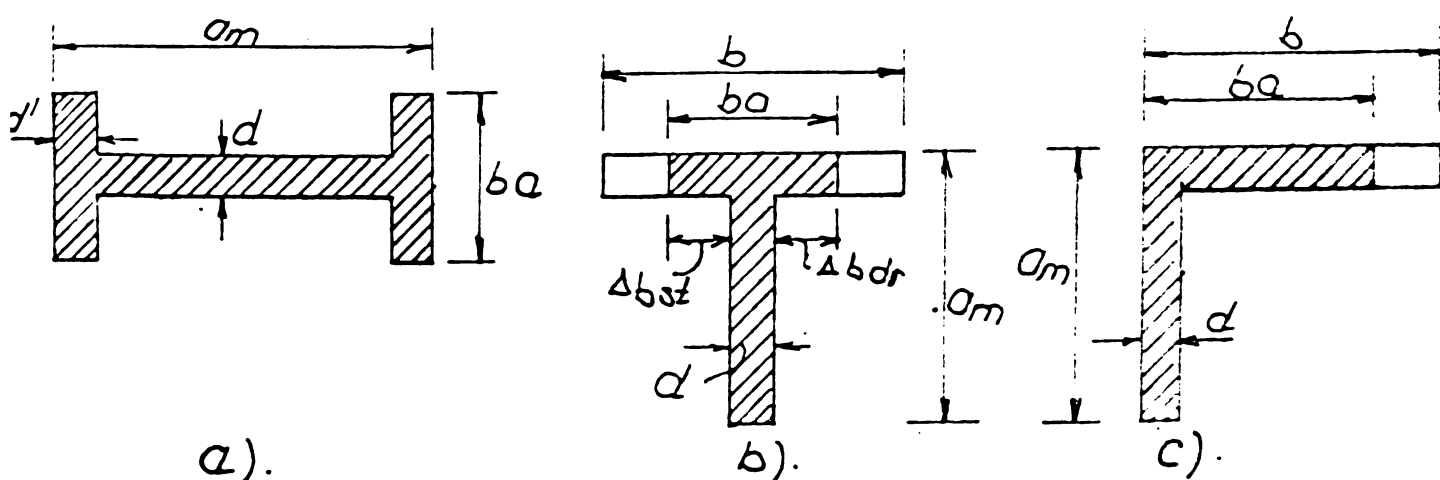


Fig. (2.2).

Totodată, lățimea totală de conlucrare b_a trebuie să satisfacă și relațiile $b_a \leq b$; $b \leq a_m$, în care b este lățimea reală a tălpilor, iar a_m este înălțimea secțiunii diafragmei.

Calculul rigidităților montanților și diafragmelor.

In ansamblul structurii clădirii, rigiditatea unei diafragme pline sau cu goluri este caracterizată de momentul său de inerție echivalent, egal, prin definiție, cu momentul de inerție al unei console pline cu deformații de încovoiere preponderente, care sub acțiunea aceluiași încărcări, are săgeată din încovoiere, la un nivel determinat, egală cu săgeata totală (din acțiunea momentelor încovoietoare, a forțelor tăietoare, iar la diafragmele cu goluri și a forțelor axiale) a diafragmei reale considerate.

Tinând seama de definiția dată, pentru o diafragmă plină cu moment de inerție I_m , din condiția de egalitate a săgeților la un nivel dat se obține relația :

$$I_{em} = \frac{I_m}{1 + \frac{\phi^T(\xi)}{\phi^M(\xi)} \cdot \frac{E_b I_m}{H^2 G A'_m}} = \frac{I_m}{1 + \beta \frac{E_b I_m}{H^2 G A'_m}} \quad (2.8a)$$

$$\text{unde } \beta = \frac{\phi^T(\xi)}{\phi^M(\xi)} \quad (2.8b)$$

$\phi^T(\xi)$ și $\phi^M(\xi)$ se calculează cu relațiile (2.36), (2.35), respectiv (2.38), (2.39).

unde : H este înălțimea diafragmei;

E_b este modulul de elasticitate al montantului;

I_m este momentul de inerție al montantului;

A'_m este aria efectivă a montantului.

Folosind metoda structurii continue, aceste relații sînt aplicabile diafragmelor cu goluri mari ($\alpha \leq 1$) și celor cu goluri mici ($\alpha \geq 10$) (vezi relația (2.28)). Pentru o diafragmă cu goluri medii ($1 < \alpha < 10$), dacă se pune condiția de egalitate a deplasării ei de ansamblu, din acțiunea momentelor încovoietoare, forțelor axiale și forțelor tăietoare, cu deplasarea unei console pline echivalente, care se deformează numai prin încovoiere, expresia generală a momentului de inerție echivalent este :

$$I_m^e = \frac{\bar{I}_m^e}{1 + \beta \frac{E_b \bar{I}_m^e}{G H^2 \sum_{k=1}^p A'_{mk}}} \quad (2.9)$$

In care :

$$\bar{I}_m^e = \frac{\sum_{k=1}^P I_{mk}}{\frac{\gamma-1}{\gamma} + \frac{\Psi(\alpha, 0) - \Psi(\alpha, \xi)}{\gamma \alpha^2 \phi^M(\xi)}} \quad (2,10)$$

unde : γ și $\Psi(\alpha, \xi)$ sînt definite în relațiile (2.20), respectiv (2.56) sau (2.58).

2.1.3. Metoda cadrelor.

2.1.3.1. Principiile și ipotezele metodei: In această metodă se înlocuiește structura diafragmei, care este alcătuită din montanți cu elemente verticale și buiandrugi ca elemente orizontale, cu un cadru etajat ortogonal echivalent, ținînd seama de unele particularități specifice structurilor cu diafragme și anume :

a) Proporțiile dimensiunilor montanților se depărtează de cele ale unei bare, ceea ce conduce la necesitatea luării în considerare în calcule a deformațiilor produse în montanți de forțele axiale și de lunecare.

b) Lățimea montantului față de deschiderea buiandrugului este relativ foarte mare și deci nu se mai poate considera că secțiunea de încastrare a buiandrugilor este în axele montanților.

Pentru calculul diaframelor cu goluri la încărcări laterale este deosebit de avantajoasă folosirea metodei distorsiunilor discutată detaliat în lucrările / 1 /, / 2 /, / 30 /, / 31 /, / 56 /, / 63 /, / 101 /, ținînd seama și de deformabilitatea axială a montanților / 54 /. In lucrările / 11 /, / 4 / s-a demonstrat identitatea dintre calculul unei diafragme cu goluri prin procedee asemănătoare celei realizate de Albigès și Goulet / 4 / și un cadru obișnuit de cadru etajat.

Prin distorsiune se înțelege o rotire imprimată unui nod sau unui grup de noduri al cadrului, lăsînd libere deplasările de translație ale nodurilor / 1 /, / 2 /.

Calculul se face pe un cadru înlocuitor avînd următoarele caracteristici :

a) Riglele cadrului sînt deformabile pe lungimea $l \cdot l_0 + 2\delta$ și pe porțiunea $L - l$ sînt nedeformabile avînd moment de inerție infinit (fig.2.3a).

b) Se ține seama de deformabilitate axială a montanților introducîndu-se un coeficient supraunitar γ care mărește rigidita-

tea riglelor / 2 /, / 3 /, / 99 /.

2.1.3.2. Diafragme monotone cu un singur șir de goluri simetrice. Schema statică de calcul a diafragmei o constituie un cadru etajat înlocuitor arătat în fig.2.4b.

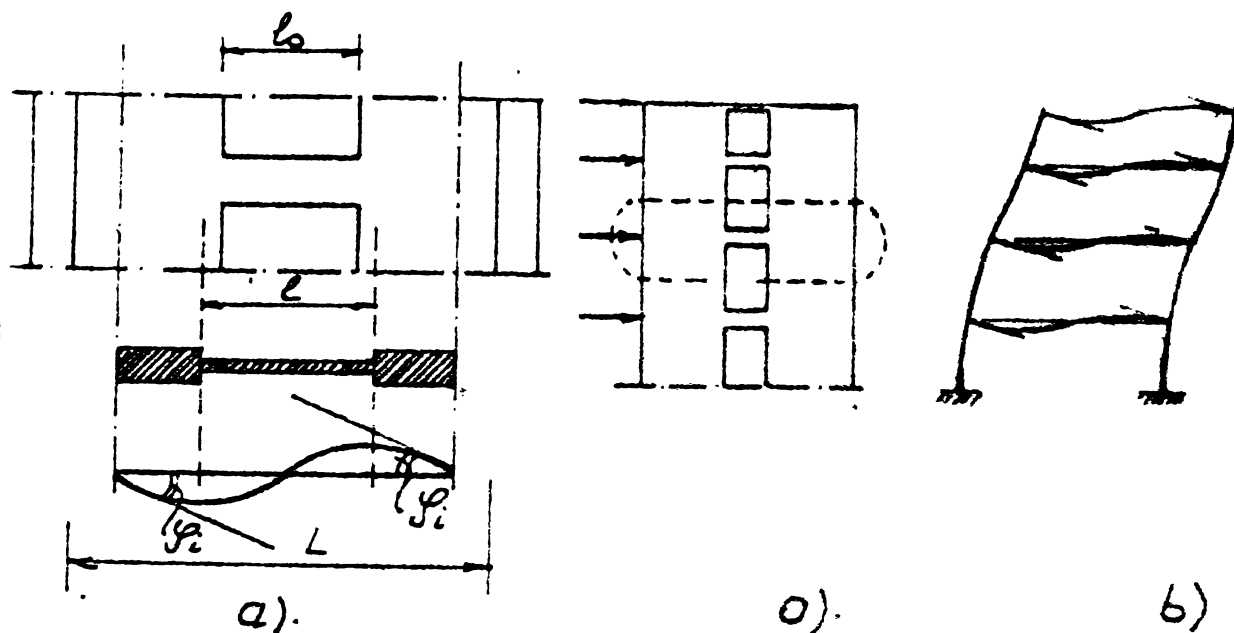


Fig. (2.3).

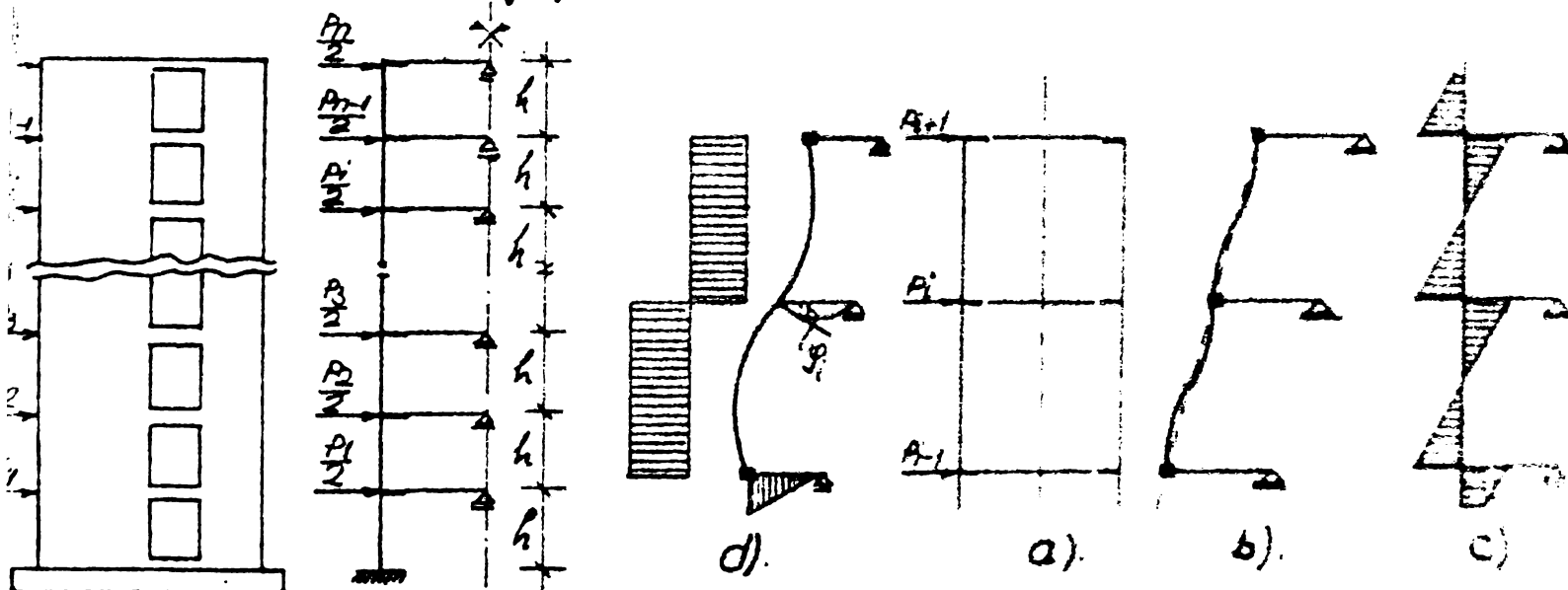


Fig. (2.4).

Fig. (2.5)

Calculul static se face pe semicadrul limitat la axa de simetrie, cu reazeme mobile introduse în punctele de moment nul din mijlocul riglelor și încărcat în noduri cu 1/2 din forțele orizontale considerate.

Calculul prin distorsiuni se face în două trepte succesive.

a) Se consideră nodurile blocate la rotire și libere la translație (fig.2.5b).

b) În sistemul de bază (fig.2.5a) se deblochează perechea de noduri de la nivelul i, menținând blocate celelalte noduri.

Ele se vor roti cu un unghi φ_i (fig.2.5d). Apoi se deblochează nodurile $i-1$ și $i+1$ imprimînd distorsiunile φ_{i-1} , respectiv φ_{i+1} .

În faza finală, momentele totale la capetele fiecărei bare se obțin prin suprapunerea efectelor produse din translația sistemului de bază și a celor introduse prin distorsiuni. În rigla i , se produc eforturi din distorsiunea nodului i (fig.2.3a).

Momentul încovoietor în riglă se obține cu relația :

$$M_{ri} = \frac{6 E_r I_r^e}{L} \left(\frac{L}{l} \right)^3 \varphi_i = -K_r \varphi_i \quad (2.11)$$

punîndu-se condiția de echilibru a momentelor încovoietoare în jurul nodului i , și notînd cu :

$$K_r = \frac{6 E_r I_r^e}{L} \left(\frac{L}{l} \right)^3 \text{ rigiditatea de distorsiune a unei rigle;}$$

$$f_r = \frac{K_r}{E_b} \text{ rigiditatea practică la distorsiune a unei rigle;}$$

$$K_m = \frac{E_b I_m}{h} \text{ rigiditatea la distorsiune a unui montant,}$$

$$f_m = \frac{K_m}{E_b} \text{ rigiditatea practică la distorsiune a unui montant,}$$

$$\lambda = \frac{K_r}{K_m} \text{ rigiditatea relativă a elementului.}$$

M_{ri} momentul încovoietor la capătul unei rigle, se obține ecuația nivelului curent și al diafragmei :

$$-M_{r(i-1)} + (2+\lambda) M_{ri} - M_{r(i+1)} = -(t_i + t_{i+1}) \lambda \frac{h}{4} \quad (2.12)$$

unde : t_i este forța tăietoare din încărcarea exterioară la nivelul i .

Efectul deformabilității axiale a montanților se introduce în calcule prin coeficientul γ , care se calculează cu relația :

$$\gamma = 1 + 4 \frac{I_m}{A_m L^2} \quad (2.13)$$

Scriind relația dintre momentul încovoietor și forța tăietoare în rigla i :

$$M_{ri} = \frac{t_i \cdot L}{2} \quad (2.14)$$

Ecuația (2.12) devine :

$$-t_{r(i-1)} + (2 + \gamma\lambda)t_{ri} - t_{r(i+1)} = -(t_i + t_{i+1})\left(\frac{\lambda h}{2L}\right) \quad (2.15)$$

Sistemul de ecuații de condiție pentru calculul forțelor tăietoare maxime în riglele diafragmelor monotone avînd un singur șir de goluri simetrice este :

$$\begin{bmatrix} 2+\gamma\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2+\gamma\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 2+\gamma\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 2+\gamma\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 2+\gamma\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2+\gamma\lambda & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2+\gamma\lambda & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2+\gamma\lambda & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2+\gamma\lambda \end{bmatrix} \begin{bmatrix} t_{r1} \\ t_{r2} \\ t_{r3} \\ \vdots \\ t_{ri} \\ \vdots \\ t_{r(n-1)} \\ t_{rn} \end{bmatrix} = \frac{\lambda h}{2L} \begin{bmatrix} t_1 + t_2 \\ t_2 + t_3 \\ t_3 + t_4 \\ \vdots \\ t_i + t_{i+1} \\ \vdots \\ t_{n-1} + t_n \\ t_n \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

2.1.3.3. Diafragme monotone cu mai multe șiruri de goluri.

Același calcul poate fi utilizat ca și la diafragme cu un șir de goluri simetrice aplicînd metoda cadrului înlocuitor presupunînd că la un anumit nivel, nodurile se rotesc cu unghiuri egale ceea ce înseamnă că momentul încovoietor la mijlocul buiandrugului este nul /2 /, /56/, /55/. Pe baza acestei ipoteze intervine cadrul înlocuitor simetric echivalent cadrului real cu montanții inegali ca rigiditate și deschideri inegale (fig.2.6).

Caracteristicile cadrului înlocuitor sînt :

- rigiditatea stîlpului la distorsiune este egală cu suma rigidităților stîlpilor cadrului real;
- rigiditățile riglelor sînt egale cu dublul sumei rigidităților riglelor cadrului real, la fiecare nivel.

Aceste caracteristici se exprimă prin următoarele relații:

Pentru rigle :

$$\bar{p}_r = 2(\beta_{r1} + \beta_{r2} + \dots + \beta_{rk} + \dots + \beta_{r(p-1)}) \quad (2.17)$$

în care β_{rk} corespunde unei rigle, din șirul de goluri K a diafragmei.

Pentru montanți :

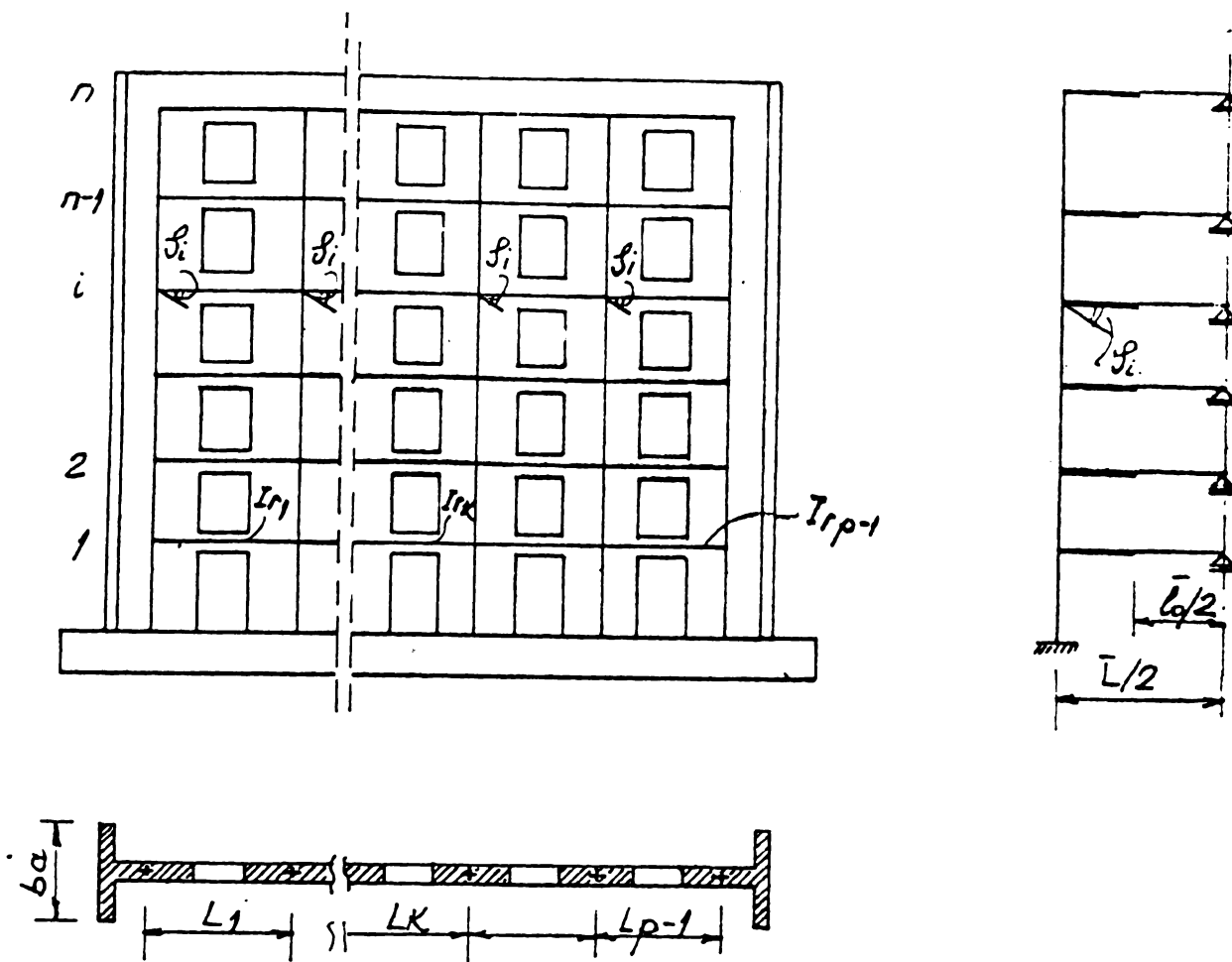


Fig (2.6)

$$\bar{J}_m = J_{m1} + J_{m2} + \dots + J_{mp} = \frac{\sum_{k=1}^p I_{mk}}{h} \quad (2.18)$$

$$\text{și } \bar{\lambda} = \frac{\bar{J}_r}{\bar{J}_m} \quad (2.19)$$

La diafragmele cu mai multe șiruri de goluri, efectul deformațiilor axiale ale montanților este mic, și poate fi neglijat $\gamma = 1 / 56 /, / 4 /, / 2 /$.

Totuși, la diafragmele înguste se poate admite să se țină seama de deformabilitatea axială a montanților extremi prin coeficientul supraunitar γ care se calculează cu relația :

$$\gamma = 1 + \frac{\sum_1^p I_{mk}}{\left(\sum_1^{p-1} L_k\right)^2} \left[\frac{1}{A_{m1}} + \frac{1}{A_{mp}} \right] \quad (2.20)$$

Momentele încovoietoare la capetele barelor cadrului înlocuitor se calculează la fel ca pentru o diafragmă cu un șir de goluri simetrice, rezolvînd sistemul de ecuații (2.13) avînd caracteristicile , calculate cu relațiile (2.19) respectiv (2,20.

Momentele încovoietoare în montanții diafragmei reale se deduc apoi din momentele montanților cadrului înlocuitor \bar{M} , repartizându-le proporțional cu rigiditățile la distorsiune sau cu momentele de inerție I_{mK} .

Pentru o diafragmă cu p șiruri de goluri, momentele încovoietoare în montanți sînt :

$$\begin{aligned} M_{m_1} &= 2 \bar{M} \frac{I_{m_1}}{\sum I_m} \\ M_{m_2} &= 2 \bar{M} \frac{I_{m_2}}{\sum I_m} \\ &\vdots \\ M_{m_p} &= 2 \bar{M} \frac{I_{m_p}}{\sum I_m} \end{aligned} \quad (2.21)$$

2.1.4. Metoda structurii continue echivalente.

2.1.4.1. Prezentarea generală a metodei. În această metodă, în locul structurii reale cu legături orizontale așezate la intervale finite egale cu înălțimea etajului, se consideră o structură fictivă echivalentă cu legături continue pe toată înălțimea acesteia. Prin acest procedeu se ajunge la o singură ecuație diferențială liniară cu coeficienți constanți, prin rezolvarea căreia se obțin forțele tăietoare în buiandrugi. Acest procedeu a fost realizat de Albigès și Goulet /4 / și completat în alte lucrări întocmite de Mîrșu O. /64/ și Topa N. /86/.

2.1.4.2. Diafragma cu un singur șir de goluri. Se consideră o diafragmă avînd un singur șir de goluri așa cum este arătată în fig.2.7.

Pentru stabilirea ecuației diferențiale a diafragmei se pune condiția de compatibilitate a săgeților generate în buiandrugi, la un nivel oarecare "i". Aceste săgeți produse la cota "x" se datoresc momentelor încovoietoare din elementele verticale ale diafragmei, forțelor axiale din montanți și forțelor tăietoare din buiandrugi. Deci ecuația de compatibilitate a deplasărilor la cota "x" devine :

$$d_1 = d_2 + d_3 \quad (2.22)$$

unde : d_1 este deplasarea produsă din acțiunea momentelor încovoietoare :

$$d_1 = y'L \quad (2.23)$$

d_2 deplasarea produsă de acțiunea forțelor axiale :

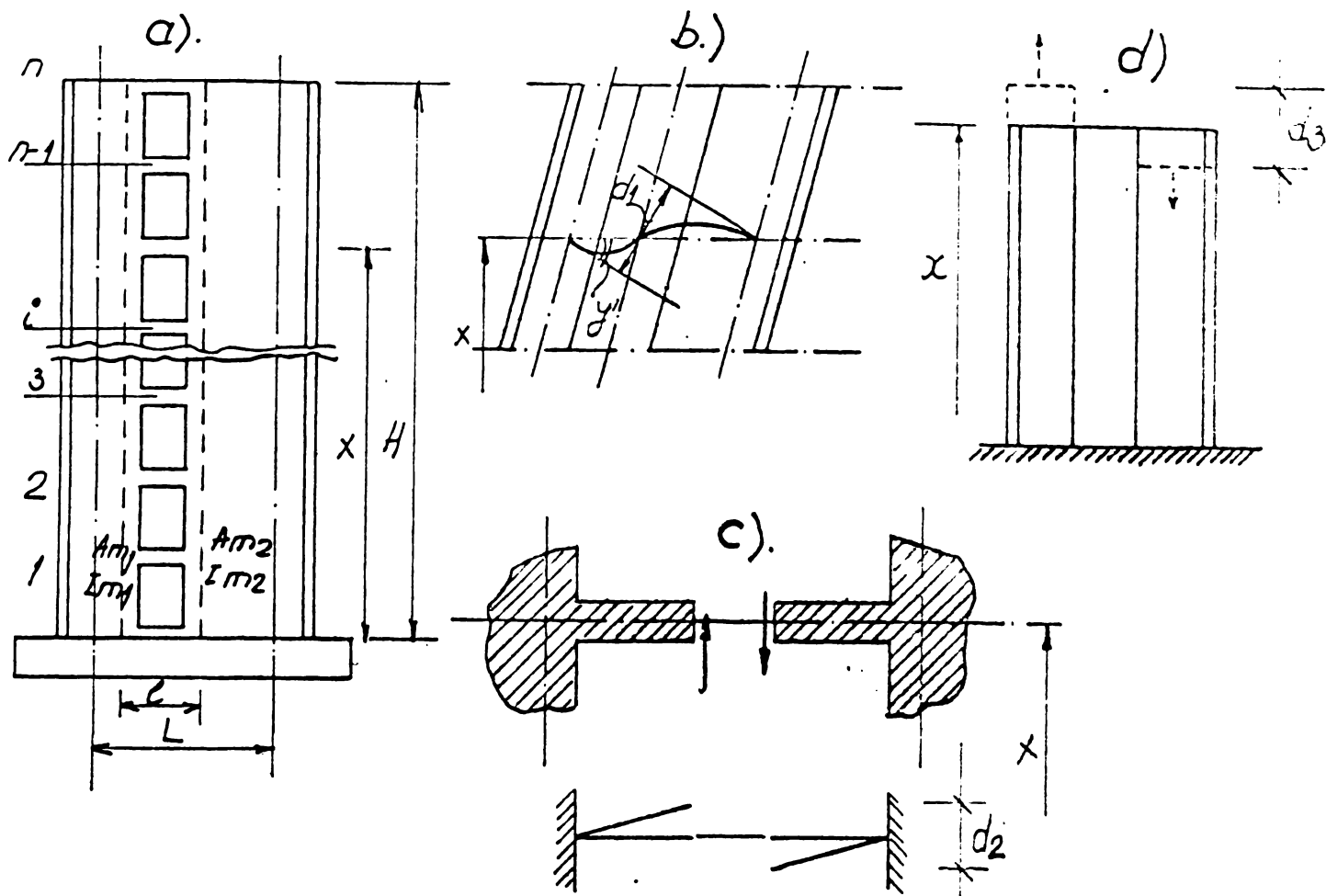


Fig.(2.7).

$$d_2 = \frac{1}{E_b} \left[\frac{1}{A_{m1}} + \frac{1}{A_{m2}} \right] \int_0^x N(x) dx \quad (2.24)$$

Tinînd seama atît de deplasările din încovoiere cît și cele din lunecare :

$$d_3 = \frac{2 \rho^3}{3 E_r I_r^e} t_r(x) \quad (2.25)$$

prin înlocuirea relațiilor (2.23), (2.24) și (2.25) și (2.22), derivarea ecuației rezultante, considerarea ipotezei repartizării uniforme a forței tăietoare din buiandrugi și folosirea relațiilor cunoscute din rezistența materialelor pentru fiecare montant, se ajunge la o ecuație diferențială avînd ca variabilă forța tăietoare în buiandrugi :

$$t_r''(x) - \omega^2 t_r(x) = -\omega^2 \frac{A_s h}{I} t(x) \quad (2.26)$$

în care : ω este un coeficient ce depinde de caracteristicile geometrice și elastice ale diafragmelor cu goluri și este definit cu următoarea relație :

$$\omega = \sqrt{12 \gamma \frac{E_r}{E_b} \cdot \frac{1}{I_{m1} + I_{m2}} \cdot \frac{I_r^c L^2}{h l^3}} \quad (2.27)$$

în care : A_s este momentul static al secțiunii fiecărui element vertical (montant) al diafragmei, în raport cu centrul de greutate al ansamblului de diafragmă;

$I = I_{m1} + I_{m2} + L \cdot A_s$ moment de inerție total al diafragmei în raport cu axa ce trece prin centrul ei de greutate;

$T(x)$ este forța tăietoare la cota x ;

$t_r(x)$ este forța de lunecare generată în buiandrug la cota x .

Această metodă s-a discutat detaliat în lucrările / 4 /, 1641, 1861, 1521, 1561.

Cu ajutorul coeficientului ω se poate defini coeficientul de monolitism α pe baza căreia se determină caracterul diafragmei, influența golurilor asupra comportării diafragmei la acțiunea încărcărilor exterioare laterale și modul de calcul al acestora:

$$\alpha = H \cdot \omega = n \sqrt{\gamma \lambda} \quad (2.28)$$

În lucrarea / 4 / în funcție de valoarea coeficientului de monolitism α , diafragmele cu goluri sînt clasificate după cum urmează :

- a) Diafragme cu goluri mici ≥ 10 .
- b) Diafragme cu goluri mari ≤ 1 .
- c) Diafragme cu goluri mijlocii $1 < \alpha < 10$.

a) Diafragme cu goluri mici. La aceste diafragme, calculul eforturilor se face ca pentru o diafragmă plină avînd aceleași dimensiuni geometrice.

- În cazul unei încărcări uniform distribuite cu intensitate V ; momentul încovoietor și forța tăietoare produse într-o secțiune aflată la nivelul $\xi = x/H$ față de secțiunea de încastrare a diafragmei se calculează cu următoarele relații :

$$M_v(\xi) = V H^2 \frac{(1 - \xi)^2}{2} = V H^2 K_v^M(\xi) \quad (2.29)$$

unde : $K_v^M = \frac{(1-\xi)^2}{2}$ (2.30)

$t_v(\xi) = V \cdot H(1-\xi) = V \cdot H \cdot K_v^t(\xi)$ (2.31)

unde : $K_v^t = (1-\xi)$ (2.32)

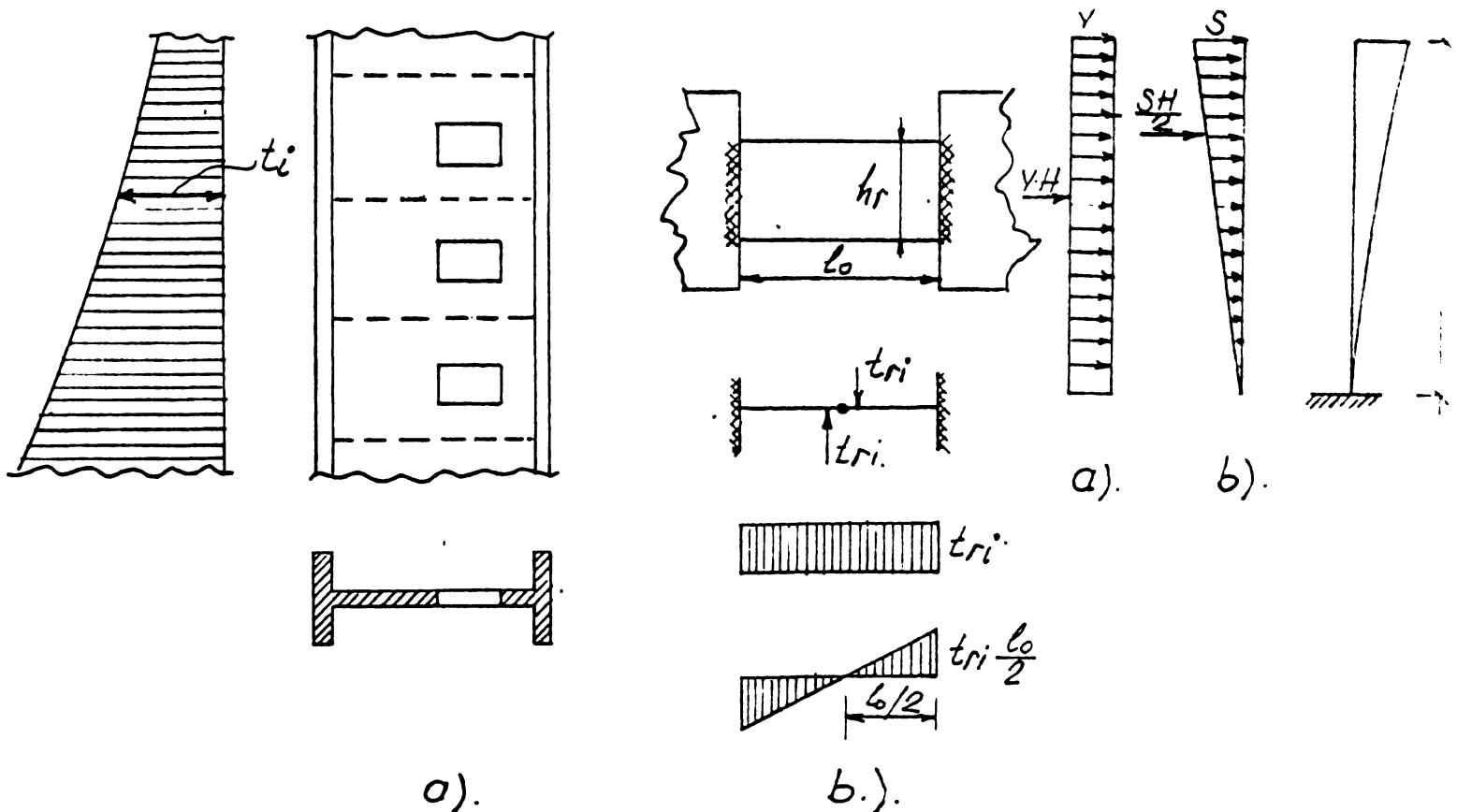


Fig. (2.9).

- In cazul unei încărcări distribuite triunghiular (fig. 2.9b), avînd valoarea maximă la vîrf (S), momentul încovoietor și forța tăietoare se calculează cu relațiile :

$M_s(\xi) = S H^2 \frac{2-3\xi+\xi^3}{6} = S H^2 K_s^M(\xi)$ (2.33)

unde : $K_s^M(\xi) = \frac{2-3\xi+\xi^3}{6}$ (2.34)

$t_s(\xi) = \frac{S \cdot H}{2} (1-\xi^2) = \frac{S \cdot H}{2} K_s^T$ (2.35)

unde : $K_s^T = 1 - \xi^2$ (2.36)

Săgeata la o distanță oarecare de la baza diafragmei, $x = \xi \cdot H$, produsă de momentele încovoietoare și forțele tăietoare este :

- In cazul unei încărcări uniform distribuite din vânt :

$$Y_V(\xi) = \frac{VH^4}{24E_b I_m} \xi^2 \left(\frac{\xi^2}{3} - 4\frac{\xi}{3} + 6 \right) + \frac{VH^2}{GA'\eta} \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \quad (2.37a)$$

$$Y_V(\xi) = \frac{VH^4}{E_b I_m} \phi_V^M(\xi) + \frac{VH^2}{GA'\eta} \phi_V^T(\xi) \quad (2.37b)$$

unde:
$$\phi_V^M(\xi) = \frac{\xi^2 \left(\frac{\xi^2}{3} - 4\frac{\xi}{3} + 6 \right)}{24} \quad (2.38)$$

și
$$\phi_V^T(\xi) = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \quad (2.39)$$

- In cazul unei încărcări distribuite triunghiular, avînd la nivelul ultimului planșeu valoarea "S" :

$$Y_S(\xi) = \frac{SH^4}{120E_b I_m} \xi^2 \left(\frac{\xi^3}{3} - 10\frac{\xi}{3} + 20 \right) + \frac{SH^2}{2GA'\eta} \xi \left(1 - \frac{\xi^2}{3} \right) \quad (2.40a)$$

$$Y_S(\xi) = \frac{SH^4}{120E_b I_m} \phi_S^M(\xi) + \frac{SH^2}{2GA'\eta} \phi_S^T(\xi) \quad (2.40b)$$

unde :
$$\phi_S^M(\xi) = \frac{\xi^2 \left(\frac{\xi^3}{3} - 10\frac{\xi}{3} + 20 \right)}{60} \quad (2.41)$$

și
$$\phi_S^T(\xi) = \xi \left(1 - \frac{\xi^2}{3} \right) \quad (2.42)$$

Coeficientul η se introduce pentru a se ține seama de influența eforturilor locale din jurul golurilor și se calculează cu următoarea relație :

$$\eta = 1 - 1,25 \sqrt{\frac{\text{aria golurilor}}{\text{aria diafragmei}}} \quad (2.43)$$

Calculul eforturilor în buiandrugi se face după cum urmează :

Forța tăietoare t_{ri} generată în buiandrugul de la nivelul i (fig.2.8) se poate calcula cu relația :

$$t_{ri} = \frac{t_i \cdot A_s h}{I_m} \quad (2.44)$$

în care : t_i este forța tăietoare exterioară la nivelul buiandrugului i ; A_s momentul static al secțiunii care tinde să lungească în

raport cu centrul de greutate al secțiunii diafragmei; I_m momentul de inerție al secțiunii transversale a diafragmei cu gol, în raport cu axa ce trece prin centrul de greutate al secțiunii.

Momentul încovoietor în secțiunea de încastrare a buiandrugului i , va fi :

$$M_{ri}^0 = \frac{tr_i^0 \cdot l_0}{2} \quad (2.45)$$

b) Diafragme cu goluri mari. În cazul acestor diafragme, buiandrugii nu pot realiza decât legături pendulare ale montanților astfel încît mențin distanțele dintre elementele verticale asigurînd deplasări egale ale acestora.

În această ipoteză, diafragma cu goluri lucrează ca o consolă plină, avînd secțiunea transversală egală cu suma secțiunilor transversale ale montanților, iar momentul de inerție, egal cu suma momentelor de inerție ale montanților.

c) Diafragme cu goluri mijlocii. Este de remarcă în primul rînd faptul că, metoda structurii continue echivalente este aplicabilă numai acestor tipuri de diafragme.

Dacă forța tăietoare $t(\xi)$, la cota relativă $\xi = x/H$, se exprimă ca o funcție de forța tăietoare t_0 de la baza diafragmei, adică $t = t_0 f(\xi)$ și se introduc relațiile :

$$F_0 = \frac{Ash}{I} t_0 \quad (2.46)$$

unde :

$$I = I_{m1} + I_{m2} + L A_s \quad (2.47)$$

și

$$A_s = \frac{L}{\frac{1}{A_{m1}} + \frac{1}{A_{m2}}} \quad (2.48)$$

Ecuția (2.26) devine :

$$t_r(\xi) - \omega^2 t_r(\xi) = -\omega^2 F_0 f(\xi) \quad (2.49)$$

Realizarea ecuației (2.49) considerînd funcția $f(\xi)$ care depinde de tipul de încărcare exterioară, se face cu ajutorul soluției generale care satisface condițiile de margine ale structurii. Rezultă valoarea forței tăietoare în buiandrugi :

$$t_r(\xi) = F_0 \phi(\alpha, \xi) \quad (2.50)$$

- În cazul încărcării distribuite uniforme (vînt) :

$$F_{0v} = \frac{V H h}{\gamma} \quad (2.51)$$

$$\phi_v(\alpha, \xi) = 1 - \frac{\xi}{\gamma} - \frac{ch\alpha(1-\frac{\xi}{\gamma})}{ch\alpha} + \frac{1}{\alpha} \frac{sh\alpha \xi}{ch\alpha} \quad (2.52)$$

- In cazul încărcării distribuite triunghiular (seism) (fig.2.10b) :

$$Fos = \frac{SH}{2} \frac{h}{\gamma L} \quad (2.53)$$

$$\phi_s(\alpha, \xi) = (1 - \frac{2}{\alpha^2}) \left[1 - \frac{ch\alpha(1-\frac{\xi}{\gamma})}{ch\alpha} + \frac{2sh\alpha \xi}{ch\alpha} - \xi^2 \right] \quad (2.54)$$

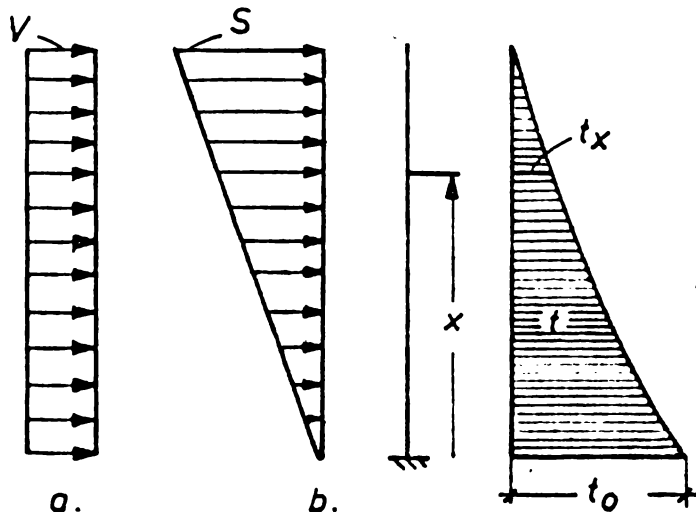


FIG. 2.10

Momentele încovoietoare care revin fiecărui element vertical al diafragmei $M_{m1}(x)$, $M_{m2}(x)$, se calculează utilizînd condiția egalității săgeții celor doi montanți aflată la cota "x" rezultînd următoarele relații finale de calcul :

- Pentru încărcarea uniform distribuită :

$$M_{m1} = \frac{Im_1}{Im_1 + Im_2} vH^2 \left[K_v^M(\frac{\xi}{\gamma}) - \frac{1}{\delta} \psi_v(\alpha, \frac{\xi}{\gamma}) \right]$$

$$M_{m2} = \frac{Im_2}{Im_1 + Im_2} vH^2 \left[K_v^M(\frac{\xi}{\gamma}) - \frac{1}{\delta} \psi_v(\alpha, \frac{\xi}{\gamma}) \right] \quad (2.55)$$

în care : $\psi_v(\alpha, \frac{\xi}{\gamma}) = \frac{1}{H} \int_x^H \phi_v(\alpha, \frac{\xi}{\gamma}) dx \quad (2.56)$

- Pentru încărcări distribuite triunghiular avînd valoarea maximă la vîrf S :

$$M_{m1} = \frac{Im_1}{Im_1 + Im_2} \frac{SH^2}{2} \left[K_s^M(\frac{\xi}{\gamma}) - \frac{1}{\delta} \psi_s(\alpha, \frac{\xi}{\gamma}) \right] \quad (2.57)$$

$$M_{m2} = \frac{Im_2}{Im_1 + Im_2} \frac{SH^2}{2} \left[K_s^M(\frac{\xi}{\gamma}) - \frac{1}{\delta} \psi_s(\alpha, \frac{\xi}{\gamma}) \right]$$

în care :
$$\psi_s(\alpha, \xi) = \frac{1}{H} \int_x^H \phi_s(\alpha, \xi) dx. \quad (2.58)$$

2.1.4.3. Diafragme cu mai multe șiruri de goluri. Calculul este similar cu cel al diafragmelor cu un singur șir de goluri. Coeficientul de monolitism se determină cu relația :

$$\alpha = \omega H = \sqrt{12 \gamma \frac{E_r}{E_b} \cdot \frac{1}{h(I_{m1} + I_{m2} + \dots + I_{mp})} \sum_{k=1}^{p-1} \frac{I_{rk} \cdot L_k^2}{L_k^3} \cdot H} \quad (2.59)$$

$$\alpha = n \sqrt{\lambda \cdot \gamma}$$

în care γ se calculează cu relația (2.20).

Forța tăietoare $t_r(\alpha, \xi)$ la nivelul $\xi = x/H$ pentru fiecare șir de goluri și momentele încovoietoare pentru fiecare montanț al diafragmei se determină cu următoarele relații :

a) Cazul încărcării uniforme distribuite (vînt) :

Forțele tăietoare în buiandrugi :

$$\begin{aligned} t_{r1}(\alpha, \xi) &= FOV_1 \phi_v(\alpha, \xi) \\ t_{r2}(\alpha, \xi) &= FOV_2 \phi_v(\alpha, \xi) \\ &\vdots \\ t_{r(p-1)}(\alpha, \xi) &= FOV_{(p-1)} \phi_v(\alpha, \xi) \end{aligned} \quad (2.60)$$

unde t_{r1} , t_{r2} , ..., $t_{r(p-1)}$ corespund primului, respectiv celui de al doilea șir de goluri, la nivelul cu ordonata relativă $\xi = x/H$

$$\begin{aligned} FOV_1 &= \frac{V \cdot H \cdot h}{\gamma} \cdot \frac{I_{r1}^e L_1}{L_1^3 \sum_{k=1}^{p-1} \frac{I_{rk}^e L_k^2}{L_k^3}} \\ FOV_2 &= \frac{V \cdot H \cdot h}{\gamma} \cdot \frac{I_{r2}^e L_2}{L_2^3 \sum_{k=1}^{p-1} \frac{I_{rk}^e L_k^2}{L_k^3}} \\ &\vdots \\ FOV_{(p-1)} &= \frac{V \cdot H \cdot h}{\gamma} \cdot \frac{I_{r(p-1)}^e L_{(p-1)}}{L_{(p-1)}^3 \sum_{k=1}^{p-1} \frac{I_{rk}^e L_k^2}{L_k^3}} \end{aligned} \quad (2.61)$$

Momentele încovoietoare din montanți :

$$\begin{aligned} M_{m1} &= \frac{I_{m1}}{I_{m1} + I_{m2} + \dots + I_{mp}} \cdot V \cdot H^2 \left[K_v^M(\xi) - \frac{1}{\gamma} \psi_v(\alpha, \xi) \right] \\ M_{m2} &= \frac{I_{m2}}{I_{m1} + I_{m2} + \dots + I_{mp}} \cdot V \cdot H^2 \left[K_v^M(\xi) - \frac{1}{\gamma} \psi_v(\alpha, \xi) \right] \\ &\vdots \\ M_{mp} &= \frac{I_{mp}}{I_{m1} + I_{m2} + \dots + I_{mp}} \cdot V \cdot H^2 \left[K_v^M(\xi) - \frac{1}{\gamma} \psi_v(\alpha, \xi) \right] \end{aligned} \quad (2.62)$$

b) In cazul încărcării distribuite triunghiular (seism) avînd valoarea maximă la vîrf "S".

Forțele tăietoare în buiandrugi :

$$\begin{aligned} t_{r1}(\alpha; \xi) &= F_{0s1} \phi_s(\alpha, \xi) \\ t_{r2}(\alpha; \xi) &= F_{0s2} \phi_s(\alpha, \xi) \\ &\vdots \\ t_{r(p-1)}(\alpha; \xi) &= F_{0s(p-1)} \phi_s(\alpha, \xi). \end{aligned} \quad (2.63)$$

unde t_{r1} , t_{r2} , ..., $t_{r(p-1)}$ corespund primului, respectiv celui de al doilea șir de goluri, la nivelul cu ordonata relativă :

$$\begin{aligned} F_{0s1} &= \frac{SHh}{2\gamma} \cdot \frac{I_{r1}^e L_1}{l_1^3 \sum_{k=1}^{p-1} \frac{I_{rk}^e L_k^2}{l_k^3}} \\ F_{0s2} &= \frac{SH \cdot h}{2\gamma} \cdot \frac{I_{r2}^e L_2}{l_2^3 \sum_{k=1}^{p-1} \frac{I_{rk}^e L_k^2}{l_k^3}} \\ &\vdots \\ F_{0s(p-1)} &= \frac{SH \cdot h}{2\gamma} \cdot \frac{I_{r(p-1)}^e L_{p-1}}{l_{p-1}^3 \sum_{k=1}^{p-1} \frac{I_{rk}^e L_k^2}{l_k^3}} \end{aligned} \quad (2.64)$$

Momentele încovoietoare din montanți :

2.1.4.4. Calculul deplasărilor orizontale la diafragme cu goluri mijlocii [$1 < \alpha < 10$]. Folosind schema structurii continue înlocuitoare, săgeata la un nivel oarecare ξ , a unei diafragme cu goluri mijlocii din acțiunea momentelor încovoietoare, a forțelor tăietoare și a forțelor axiale este dată de relațiile [3], /101/ :

- Pentru încărcarea uniform distribuită "V" :

$$\begin{aligned} Y_V(\xi) &= \frac{VH^4}{\alpha^2(\gamma-1)EbI_0} \left[\psi_V(\alpha, \gamma) - \psi(\alpha, \xi) \right] + \frac{VH^2}{EbI_0} \phi_V^M(\xi) \\ &+ \frac{VH^2}{G \sum A'_{mk}} \phi_V^T(\xi). \end{aligned} \quad (2.65)$$

în care :

$$I_0 = \frac{\gamma}{\gamma-1} \sum_1^p I_{mk} \quad (2.66)$$

2.1.4.5. Precizari. Se precizează că cele două metode simplificate de calcul (metoda structurii continue echivalente și metoda cadrelor), sînt echivalente din punct de vedere teoretic datorită existenței unei relații dintre ecuația diferențială care stă la baza metodei structurii continue echivalente și ecuațiile cu diferențe finite corespunzătoare metodei cadrelor.

Este important de subliniat că atît metoda structurii continue echivalente cît și metoda cadrelor sînt riguros aplicabile numai pentru diafragmele monotone simetrice cu un singur șir de goluri dispuse pe axa diafragmei și solicitate antisimetric cu forțele orizontale deoarece numai în acest caz, momentele încovoietoare la locul deschiderii buiandrugilor sînt nule.

Pentru ca cele două metode să poată fi aplicabile la diafragmele monotone cu un singur șir de goluri dispuse nesimetric față de axa diafragmei sau la cele cu mai multe șiruri de goluri, se face aproximația suplimentară și anume că rotirile tuturor nodurilor la fiecare nivel sînt egale și de același semn la ambele capete ale buiandrugilor.

Această aproximație suplimentară permite să se efectueze calculul diafragmelor, monotone cu un singur șir de goluri nesimetrice și a celor cu mai multe șiruri de goluri, pe o structură înlocuitoare simetrică cu un singur șir de goluri. Inșă, această aproximație ar putea introduce abateri la starea de eforturi, valorile abaterilor depinzînd de raportul dintre rigiditățile montanșilor diafragmei. Ca valori numerice, cele două metode se apropie între ele cu atît mai mult cu cît numărul de niveluri ale structurii este mai mare. Deci este recomandabilă utilizarea metodei cadrelor la structuri cu diafragme cu mai puțin de 7 niveluri care dă o soluție mai exactă decît cea a metodei structurii continue echivalente. Aceste metode sînt aplicabile numai cînd încărcările orizontale exterioare au o distribuție simplă pe verticală.

Pentru simplificarea calculului manual s-au întocmit abace și tabele astfel încît se obțin valorile eforturilor secționale în diafragme în timp scurt.

Totuși, cînd există posibilitatea efectuării calculelor la mașinile calculatoarelor electronice, se recomandă și pentru calculul diafragmelor monotone cu goluri sub acțiunea încărcărilor orizontale, folosirea metodelor mai exacte ca și cele de complexitate medie sau cele analitice cum ar fi metoda elementelor finite.

2.2. Metode de complexitate medie.

2.2.1. Generalități.

Avînd în vedere domeniul limitat al aplicării metodelor simplificate care se aplică numai anumitor tipuri de structuri întrucît nu țin seama de conlucrarea spațială dintre elementele verticale de rezistență ale structurii, se folosesc alte metode mai analitice cum ar fi cele de complexitate medie.

În timpul unui cutremur, mișcarea terenului imprimă structurii o mișcare oscilantă complexă în urma căreia iau naștere în fiecare elemente de rezistență, forțe de inerție rapid variabile ca direcție, sens și intensitate. Calculul structurilor la seism trebuie să țină seama de efectul dinamic al acestor forțe și de conlucrarea spațială a ansamblului structural la acțiunea forțelor laterale generate.

Aspectele dinamic și spațial ale acestor metode constau în determinarea eforturilor în secțiunile elementelor componente ale structurii pe baza unor forțe statice echivalente acțiunii dinamice și în luarea în considerare a conlucrării spațiale a elementelor de rezistență la aceste acțiuni.

Cînd grupul de elemente verticale de rezistență cuprinse între două planșee consecutive prezintă importante variații geometrice și elastice, sub acțiunea forțelor laterale, planșeul superior manifestă o deplasare complexă compusă din două translații față de două axe perpendiculare și o rotație în jurul unui punct numit centrul de rigiditate al elementelor verticale.

Așadar, momentele de torsiune produse datorită neconcordanței punctului de aplicație al forței laterale cu centrul de rigiditate, modifică, în mod esențial, modul de distribuire al forțelor laterale la diferitele elemente verticale.

2.2.2. Metoda rigidităților relative de nivel 185/149/.

Determinarea eforturilor secționale pentru ansamblul structurii la diferite nivele, forța tăietoare T_1 , momentul de torsiune M_t și momentul încovoietor M_1 comportă în prealabil, schematizarea structurală geometrică și elastică a structurii spațiale cuprinzând:

- a) Precizarea elementelor de rezistență (elemente verticale, elemente orizontale, legături dintre ele, modul de rezemare);
- b) Determinarea caracteristicilor geometrice, (axe geom-

trice, arii, momente de inerție, centre de rigiditate, centre de greutate, rigidități relative de nivel, rigidități relative principale ale fiecărui element vertical);

c) Distribuția maselor pe înălțimea construcției.

La baza calculului spațial stă metoda centrului de rigiditate [149], [161], [185] considerînd structura multietajată cu planșee indeformabile în planul lor.

Prin noțiunea de rigiditate relativă de nivel a unui element se înțelege forța tăietoare corespunzătoare unei deplasări relative de nivel egală cu unitatea (fig.2.11):

$$R_i = \frac{T_i}{\Delta_i} \quad (2.67)$$

Rigiditatea relativă de nivel depinde de încărcarea laterală și de deformata ansamblului structural. Rigiditatea relativă totală la nivelul i a unei structuri compuse din P elemente verticale de rezistență (cadre, diafragme) este egală cu suma rigidităților relative ale acestor elemente la nivelul " i ".

2.2.2.1. Succesiunea operațiilor în calculul după metoda rigidității relative de nivel. Cunoașterea rigidităților relative de nivel este necesară atît pentru determinarea deplasărilor orizontale ale elementelor verticale și ale construcției în ansamblu, cît și pentru distribuția forței tăietoare totale de nivel, T_i , elementelor portante ale structurii.

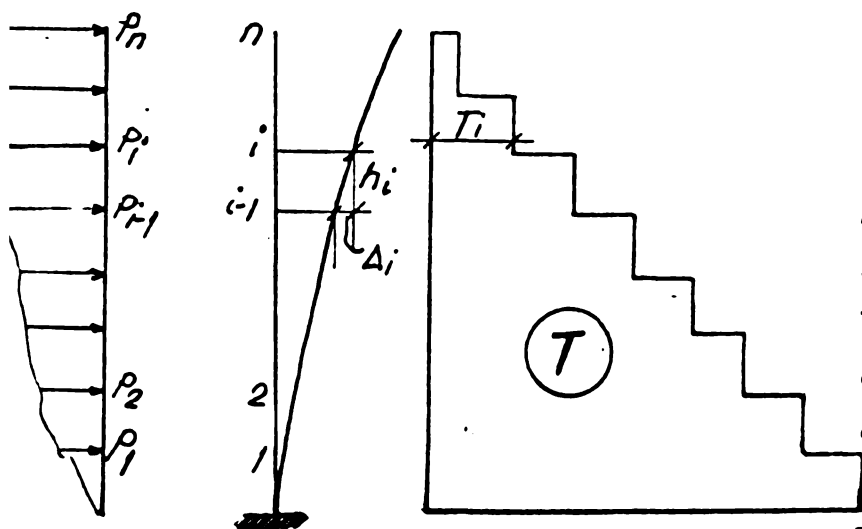


Fig. (2.11)

Pentru schematizarea calculului structura spațială se descompune în sisteme simple (diafragme, cadre). Pentru diafragme monotone cu goluri, calculul deplasărilor și rigidităților relative de nivel se face pe un cadru înlocuitor echivalent redus la un stîlp echivalent.

Calculul rigidităților relative de nivel se face pe

un cadru înlocuitor echivalent redus la un stîlp echivalent.

a) Calculul structurii la încărcări seismice. Încărcările orizontale dinamice la fiecare nivel al structurii sînt proporționale cu încărcările gravitaționale ce revin nivelului respectiv,

coeficientul de proportionalitate depinzând de deformația structurii la solicitarea respectivă.

Intr-o primă aproximație, se pot considera coeficienții de proportionalitate ca fiind unitari și deci în această etapă se va încărca construcția pe direcția orizontală cu sarcinile gravitaționale de nivel, P_i , pentru care se vor obține forțele tăietoare la fiecare nivel " T_i ".

Cu aceleași forțe de nivel P_i se încarcă și fiecare diafragmă verticală portantă K și se determină în prima aproximație deformată, deplasările relative de nivel, (ținând seama de efectul momentelor încovoietoare, forțelor tăietoare, forțelor axiale și rotirea fundației) și valorile forței tăietoare T_i^K la fiecare nivel (fig.2.12).

Se calculează rigiditățile relative de nivel în prima aproximație cu formula :

$$R_i^K = \frac{T_i^K}{\Delta_i^K}$$

Forța tăietoare de ansamblu la fiecare nivel, T_i , se distribuie diferitelor diafragme verticale proporțional cu rigiditățile relative de nivel R_i^K .

Deplasările relative de nivel Δ_i ale construcției (care sînt egale cu cele ale fiecărei diafragme) se stabilesc conform relației (2.67). Cu forțele tăietoare T_i^K și deplasările relative de nivel Δ_i , astfel obținute se calculează din nou rigiditățile relative de nivel ale fiecărei diafragme cu relația :

$$R_i^K = \frac{T_i^K}{\Delta_i^K}$$

Cumulînd deplasările relative de nivel se găsesc deplasările totale la nivelul i " Y_i " ale construcției

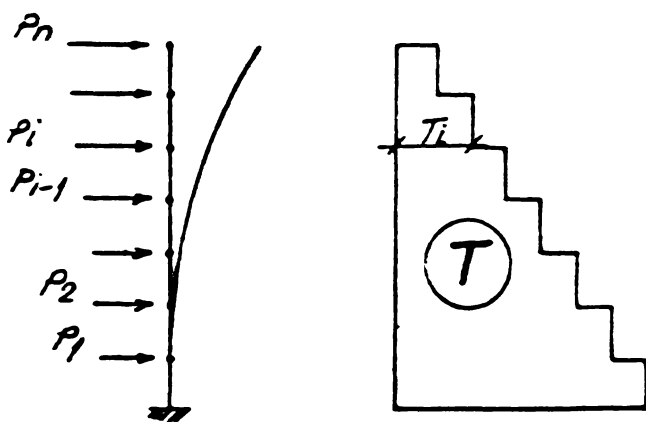


FIG. (2.12)

In această aproximație se admite un coeficient de proportionalitate a încărcărilor orizontale $\xi_i = Y_i/Y_n$ (Y_n săgeata la vârful structurii). Acest coeficient multiplică încărcările gravitaționale de nivel și se obține $P_i = \xi_i \cdot P_i$ (fig.2.13).

Cu încărcările P_i se reface calculul de mai înainte obți-

nînd o nouă axă deformată a ansamblului structurii.

Se repetă operațiile în aceeași succesiune pînă cînd deformatelile calculate în două aproximații consecutive de ordinul $N-1$ și N sînt sensibil egale. În continuare se calculează forța tăietoare la baza structurii din acțiunea forțelor convenționale cu relația:

$$T_{0,N} = \sum_1^n P_i \xi_{i,N} \quad (2.68)$$

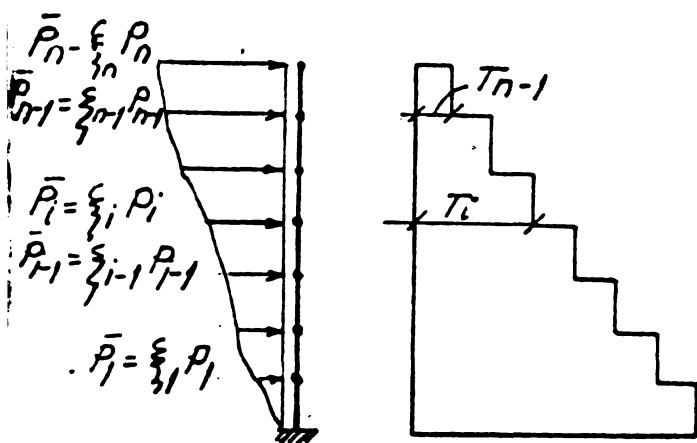


Fig. (2.13).

Apoi, se calculează forța tăietoare simetrică la baza structurii în modul (1) de vibrație S_1 și se face distribuția acesteia pe înălțimea construcției cu relația:

$$\frac{S_1}{T_{0,N}} P_i \xi_{i,N} = m P_i \xi_{i,N} \quad (2.69)$$

în care : $m = \frac{S_1}{T_{0,N}}$

Această metodă se aplică structurilor care au o distribuție simetrică a maselor și rigidităților.

Dacă structura nu este simetrică, se determină centrele de rigiditate la nivelul fiecărui planșeu pe baza rigidităților relative de nivel și se corectează în fiecare etapă de calcul, forțele aferente fiecărui element prin metoda centrului de rigiditate /52/ 1491.

2.2.2.2. Calculul deplasărilor relative de nivel la diferite tipuri de diafragme. Diafragmele pline în funcție de raportul H/B se pot clasifica în următoarele categorii :

- a) $2 \leq \frac{H}{B} \leq 5$ diafragme mijlocii la care trebuie să se țină seama și de deformațiile de alunecare.
- b) $\frac{H}{B} > 5$ diafragme lungi, la care se pot neglija deformațiile de alunecare, fiind mici în comparație cu cele de încovoieră.

Calculul deplasărilor sub acțiunea forțelor laterale de distribuție oarecare se face ca pentru o consolă încastrată în fundație.

Pentru diafragme monotone cu goluri, deplasările relative de nivel se pot determina pe cadrul înlocuitor calculat prin distorsiuni cu ajutorul relației :

$$\alpha_i = (\varphi_{i-1} - \varphi_i) / 2 \quad (2.70)$$

iar deplasările relative cu relația (fig.2.14) :

$$\Delta_{i-1} = h_i \cdot \alpha_i \quad (2.71)$$

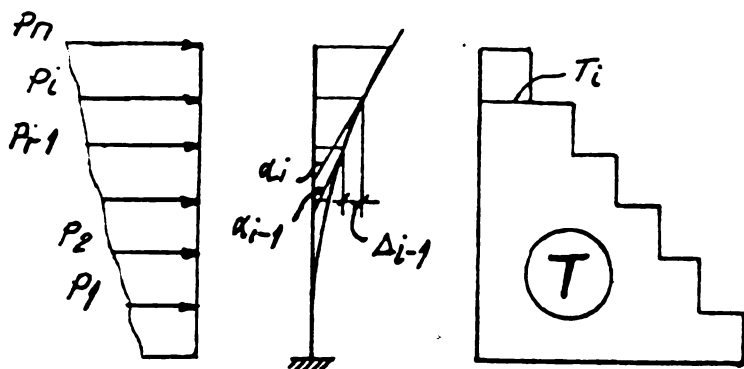


Fig. (2.16).

Distorsiunile φ_i , se pot determina din ecuațiile de echilibru ale etajelor (2.16), introducând în aceste ecuații ca necunoscute, momentele la capetele riglelor $M_{ri} = -\bar{K}_r + \varphi_i$ și considerând o încărcare orizonta-

lă fictivă avînd aproximativ aceeași distribuție pe înălțimea clădirii, ca cea reală. Valorile deplasărilor relative de nivel obținute în acest fel, se vor folosi ca valori inițiale într-un calcul iterativ repetat de atîtea ori, pînă cînd rigiditățile de nivel calculate în două aproximații succesive sînt sensibil egale.

2.2.2.3. Precizări. Metoda rigidităților relative de nivel prezintă avantajul că nu necesită rezolvarea unui sistem de ecuații de condiție pentru aflarea repartiției a forțelor orizontale între diafragme, deci este o metodă adecvată calculelor manuale. Este de subliniat că întrucît forțele orizontale repartizate fiecărei diafragme componente a unei structuri rezultă distribuite astfel decît uniform sau triunghiular. determinarea eforturilor secționale în diafragmele cu goluri necesită un calcul în care în general nu se poate beneficia de tabele sau abace.

2.2.3. Metoda deformațiilor impuse /100/ 197/ 124/.

2.2.3.1. Prezentare generală a metodei. Metoda deformațiilor impuse tratează calculul structurilor multietajate supuse sarcinilor orizontale ținînd seama de conlucrarea spațială a elementelor structurale (diafragme pline, diafragme cu goluri și diafragme cu cadre). Principalele ipoteze care se au în vedere în calculul cu această metodă sînt următoarele :

- Calculul se efectuează în domeniul elastic, considerînd materialul omogen și izotrop, diafragmele cu caracteristici geome-

trice și elastice constante pe toată înălțimea lor și aceleași deformații în fundații pentru toate elementele verticale.

- La diafragme cu goluri; toate elementele verticale cu aceleași rotiri la nivelul buiandrugilor. Punctele de moment nul se consideră pe aceeași verticală la mijlocul deschiderii (lumină) buiandrugilor. Se ține seama de mărirea elasticității buiandrugilor datorită : încastrării lor elastice în montanți, forțelor tăietoare în buiandrugii și fisurării mai puternice a buiandrugilor față de montanți.

Planșeele sînt indeformabile în planul lor și în consecință, toate elementele verticale ale structurii vor avea aceleași deformații în dreptul planșeelor. Pentru calculul deformațiilor se admite distribuția de eforturi dată de formulele Navier și Juravsky.

Structura de rezistență a unei construcții se schematizează din punct de vedere ingineresc și a necesităților de calcul, la o structură alcătuită dintr-o serie de elemente distincte : diafragme și cadre diafragme. Aceste elemente sînt alcătuite din două tipuri de elemente verticale.

a) Elemente independente lucrînd ca niște console încastrate în fundație.

b) Elemente legate între ele cu rigle orizontale (buiandrugii) formînd unitățile numite diafragme cu goluri (sau cadre, cadre-diafragme) care de asemenea sînt încastrate în fundație.

2.2.3.2. Metoda generală. O construcție multietajată cu n nivele, se asimilează în calcul, cu o consolă "echivalentă" cu n mase concentrate în dreptul fiecărui nivel.

Pentru a efectua trecerea de la structura reală la consola echivalentă care să aibă aceeași matrice a deformațiilor, se pune condiția de egalitate a deplasărilor la fiecare nivel, pentru toate elementele verticale ale structurii trecînd în următoarele trei etape :

I. Calculul forțelor de reacțiune datorite unei deformații impuse.

II. Calculul forțelor de alunecare în buiandrugii.

III. Calculul forțelor orizontale corespunzătoare celor de alunecare în buiandrugii aducînd structura la forma inițială.

În etapa (I) de calcul, se alege o consolă fictivă avînd caracteristici geometrice și elastice cunoscute și încărcată cu

un sistem de forțe concentrate cunoscute (pentru simplificarea calculului este indicat a se alege o consolă fictivă ($\alpha^f = \beta^f$) ceea ce înseamnă că efectul forței tăietoare provenite din forța unitară ($p = 1$) aplicată succesiv la cele n nivele la mărirea săgeții unui tronson avînd înălțimea unui etaj, este neglijabilă. Dacă se aplică la nivelul i , pe consola fictivă aleasă, o forță unitară concentrată $P_i^f = 1$, se produce deformată y_j^f , careia îi corespunde pe elementul K , din cadrul structurii, o deformată $y^K = y_{ij}^K$. Forțele tăietoare T_{ij}^{1K} pe elementul K , corespunzătoare deformatei impuse y^K , se obțin din relațiile de recuranță obținute impunînd însă unei diafragme K , deformată consolei fictive încărcate cu forța unitară $P_i^f = 1$ și aplicată la nivelul i .

Acest sistem de recurență are n ecuații cu n necunoscute :

- Pentru nivelul curent i :

$$T_{i+1,j}^{1K} (1 - \delta^K) + 2T_{i,j}^{1K} \delta^K + T_{i-1,j}^{1K} (1 - \delta^K)$$

- Pentru ultimul nivel, n :

$$T_{n,j}^{1K} (1 + \delta^K) + T_{n-1,j}^{1K} (1 - \delta^K)$$

- Pentru primul nivel, 1 :

$$T_{2,j}^{1K} (1 - \delta^K) + T_{1,j}^{1K} (3\delta^K - 1)$$

(2.72)

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} = 0 \text{ sau } 2\delta^K$$

în care δ^K este un coeficient prin care se introduce influența deformațiilor de lunecare a elementului și se definește cu următoarea relație

$$\delta^K = \frac{\beta^K}{\alpha^K}$$

β^K și α^K reprezintă deformațiile elementului K , pe înălțimea unui tronson h , din acțiunea unei forțe orizontale concentrate $P = 1$, respectiv din acțiunea unui moment aplicat concentrat $M = h$ (fig.2.15);
 δ^K este raportul dintre momentul de inerție al sect. elementului K , I_K și momentul de inerție al secțiunii consolei fictive I^f .

Termenul liber al sistemului de ecuații este zero, dacă $i > j$ și $2\delta^K$ dacă $i \leq j$.

În etapa II de calcul, structura se consideră blocată la deplasări orizontale, pe deformată impusă și în această situație se scrie condiția de egalitate a deplasărilor pe verticală pentru fiecare riglă. Aceasta înseamnă că am obligat elementele verticale considerate independente să ia o anumită deformată impusă pe consolă fictivă și am găsit forțele tăietoare T_{rj}^{2K} generate în riglele care se leagă cu elementele verticale.

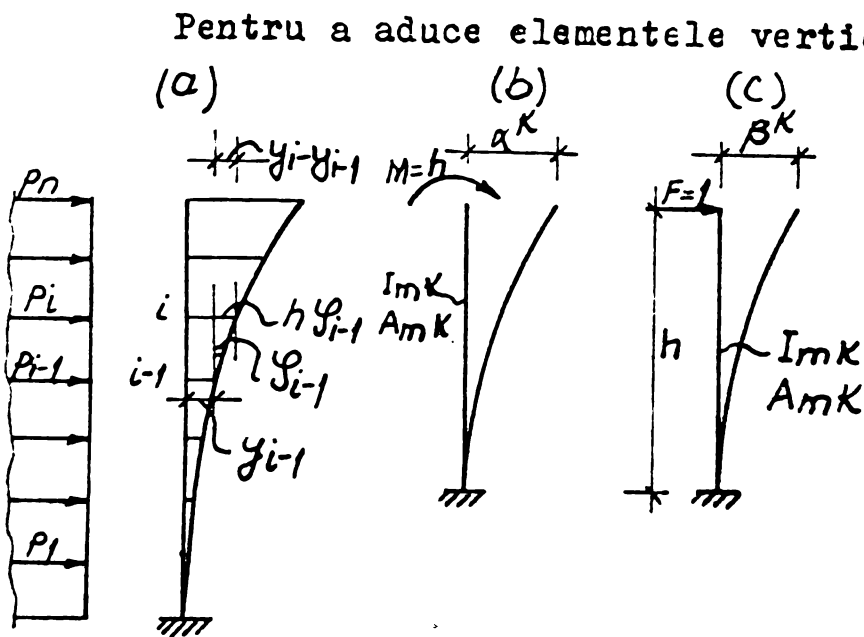


Fig. (2.15).

deformata impusă în prima etapă, Y_f , se calculează (etapa III) pentru fiecare din aceste lamele, forțele tăietoare orizontale T_{ij}^{2K} static echivalente cu lunecările t_{ri} , din rigle. Insumând toate forțele obținute din prima etapă (T_{ij}^{1K}) și a celor din a treia etapă (T_{ij}^{2K}), după elementul vertical

"K" rezultă forțele T_{ij}^K corespunzătoare direct sistemului de încărcare $P_j = 1$ a consolei fictive și indirect deformatei consolei fictive, deformată ce a fost impusă elementului K.

Făcînd suma forțelor obținute pe toate elementele structurii, rezultă forțele T_{ij} , care reprezintă deci forțele tăietoare la nivelul i, din tipul J de încărcare a consolei fictive ca element al matricei $[T]$.

Fie F_1, F_2, \dots, F_n un sistem de forțe tăietoare ce acționează asupra structurii. Din condiția de echilibru de forțe de nivel, rezultă sistemul :

$$\begin{aligned} x_1 T_{11} + x_2 T_{12} + \dots + x_n T_{1n} &= F_1 \\ x_2 T_{21} + x_2 T_{22} + \dots + x_n T_{2n} &= F_2 \\ &\vdots \\ x_n T_{n1} + x_2 T_{n2} + \dots + x_n T_{nn} &= F_n \end{aligned} \tag{2.73}$$

în care x_i sînt necunoscute cu care ar trebui înmulțiți vectorii unitari de încărcare pentru a avea echilibru între reacțiuni și forțele exterioare. Astfel, se ajunge, în final la o ecuație matriceală de forma :

$$[T_{ij}] \{x_i\} = \{F_i\}$$

care rezolvă problema direct în metoda deplasărilor obținîndu-se eforturile secționale generate în structură pentru o deformată impusă.

Se subliniază faptul că matricea $[T]$ se calculează pe consola fictivă.

Pentru elementele verticale nelegate cu buiandrugi (diafragme pline), se însumează numai forțele din prima etapă întrucât etapele II și III se referă numai la diafragmele cu goluri.

2.2.3.3. Metoda simplificată. Această metodă este bazată pe cea generală avînd un caracter de complexitate și particularizată pentru calculul diafragmelor monotone cu unul sau mai multe șiruri de goluri, considerate independente și acționate de încărcări orizontale considerate.

În prima etapă, calculul eforturilor secționale se face pe un cadru înlocuitor simetric exact ca la metoda cadrelor obținîndu-se momentele încovoietoare maxime în rigle, M_{ri} cu relația (2.16) sau folosind metoda structurii continue echivalente cu următoarea relație :

$$2M_r(\xi) = \bar{L} t_r(\xi) = T_0 h \phi(\alpha, \xi) \quad (2.74)$$

în care \bar{L} este distanța între axele celor doi stîlpi ai cadrului înlocuitor.

Etapa a doua pentru repartizarea solicitărilor se face în modul următor :

a) Se determină pentru cadrul înlocuitor forțele orizontale concentrate la nivelul riglelor corespunzătoare lunecărilor din rigle și care sînt aproximativ static echivalente cu momentele concentrate M_{ri} (fig.2.16).

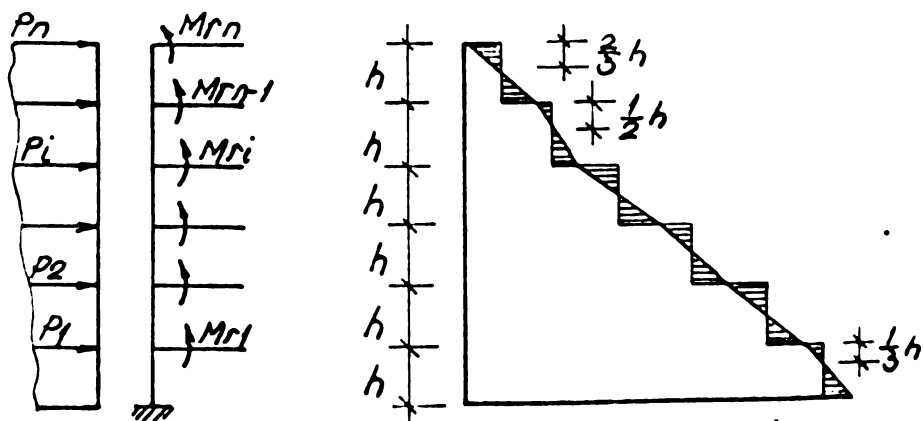


Fig. (2.16).

M_{ri} reprezintă suma celor două momente egale care acționează la capetele riglelor cadrului înlocuitor.

b) Se separă montanții diafragmei cu goluri în două categorii în funcție de coeficienții γ^k apropiați, se încadrează în aceeași categorie și se sumează momentele lor de inerție

pe cele două categorii $\sum I_m^1$ respectiv $\sum I_m^2$. Se notează :

$$\frac{\sum I_m^2}{\sum I_m^1} = m'$$

c) Se determină forțele tăietoare $T_i^1 = (T_i - \Delta T_i)^1$ și $T_i^2 = (T_i - \Delta T_i)^2$ ce revin fiecărei categorii de montanți, rezolvînd un sistem de ecuații obținut prin aplicarea unor relații de recurență, care exprimă continuitatea deplasărilor orizontale a două elemente verticale în dreptul planșelor la fiecare nivel. Sistemul de ecuații este :

$$\begin{aligned} & [m'(1-\gamma') + 1-\gamma^2] T_{i-1}' + 2[m'\gamma' + \gamma^2] T_i' + [m'(1-\gamma') + 1-\gamma^2] T_{i+1}' = \\ & (1-\gamma^2)(T_{i-1} - \Delta T_{i-1}) + 2\gamma^2(T_i - \Delta T_i) + (1-\gamma^2)(T_{i+1} - \Delta T_{i+1}) \end{aligned} \quad (2.75)$$

în care T_i este forța tăietoare la nivelul i , din încărcările exterioare pe diafragmă, iar γ' și γ^2 media aritmetică a coeficienților γ^K din grupa respectivă.

Ecuația primului nivel se obține punînd atît în membrul drept cît și în membrul stîng al relației (2.75), $T_0 - \Delta T_0 = -(T_1 - \Delta T_1)$ respectiv $T_0^1 = -T_1^1$ iar ecuația ultimului nivel, punînd $(T_{n+1} - \Delta T_{n+1}) = (T_n - \Delta T_n)$ respectiv $T_{n+1}^1 = T_n^1$.

Forțele tăietoare T_i^1 și T_i^2 , astfel determinate, se repartizează apoi între montanții aceleiași categorii, fie proporțional cu momentele de inerție, fie, dacă coeficienții γ^K în cadrul aceleiași categorii diferă mult, separînd acești montanți din nou în două categorii și rezolvînd pentru aceste două categorii, sistemul de ecuații (2.75).

Este de subliniat că, în general, la diafragmele cu goluri mijlocii ($1 < \alpha < 10$), montanții se pot încadra într-o singură categorie, nemaifiind necesară rezolvarea sistemului de ecuații (2.75).

Forța tăietoare $(T_i^1 - \Delta T_i^1)^K$ se obține prin repartizarea forței exterioare $(T_i - \Delta T_i)$ proporțional cu momentele de inerție ale fiecărui montant.

Se calculează momentele concentrate, M_{ri}^K , care revin fiecărui montant K , din acțiunea forțelor tăietoare din buiandrugi, repartizînd momentele M_{ri} (2.74) mai întîi la deschiderile diafragmei reale în raportul cu rigiditățile practice $2 \sum \bar{I}_r$ (relația 2.17), iar apoi la capetele riglelor, în raport cu distanțele de la mijlocul deschiderii (lumină) - punctul de moment nul al buiandrugului - la axele montanților adiacenți.

d) Se repartizează forțele tăietoare ΔT_i , calculate pe cadrul înlocuitor, la montanții diafragmei reale, proporțional cu momentele încovoietoare concentrate M_{ri} , ce revin fiecărui montanț, iar forțele tăietoare $(\Delta T_i)^K$, rezultate din această repartizare, se adună la forțele tăietoare $(T_i - \Delta T_i)^K$ obținute mai înainte pe montanțul K, prin repartizarea forțelor tăietoare $T_i - \Delta T_i$.

e) Se calculează fiecare element vertical K considerat ca o consolă încărcată cu forțele tăietoare aferente $(\Delta T_i)^K + (T_i - \Delta T_i)^K$ și cu momentele concentrate M_{ri}^K determinate anterior.

2.2.3.4. Precizări. Metoda deformațiilor impuse aplicată calculului spațial al structurilor multietajate prezintă o serie de avantaje cum sînt :

- Din punct de vedere matematic, pe baza ipotezelor admise, această metodă este exactă.

- Se poate urmări fiecare etapă de calcul foarte ușor din punct de vedere fizic.

- Introducerea, scoaterea sau modificarea unui element nu necesită reluarea calculului de la început.

- Această metodă permite o sistematizare a calculelor beneficiind de diagrame și abace.

- Calculul cu metoda deformațiilor impuse se face cu ajutorul calculatoarelor electronice care permite mărirea preciziei calculului cît și realizarea unei rapidități mari de calcul.

- Metoda simplificată este recomandabilă la calculul manual al structurilor multietajate uniforme și cu deformații egale la bază, unde nu există posibilitatea unui calcul automat.

Dezavantajul metodei constă însă în ipoteza indeformabilității planșelor.

Totuși, calculul după această metodă pare a fi acoperitor și constituie în principiu, un bun îndrumător.

2.3. Metoda elementelor finite.

2.3.1. Generalități.

Proiectarea modernă a unei structuri multietajate presupune evaluarea prin calcul a gradului de siguranță a unei structuri sub acțiunea diferitelor grupări de încărcări posibile.

Verificarea performanței unei soluții structurale se face

pe baza analizei eforturilor și deplasărilor produse în elementele structurale în diferite stadii de încărcare.

Rezolvarea analitică a acestor probleme folosind teoria elasticității este imposibilă datorită complexității formei structurii și stării de solicitare.

Unele soluții analitice exacte sînt atît de greoaie încît sînt greu de manevrat în vederea obținerii de valori numerice pentru starea de solicitare.

Pe de altă parte, evaluarea încărcărilor exterioare într-o funcție continuă exactă este foarte greu de realizat. Motivele enumerate fac ca în rezolvarea problemelor practice să fie avantajoasă adoptarea metodelor numerice adecvate calculului automat cu metoda elementelor finite.

2.3.2. Metoda elementelor finite 189/169/188/146/.

2.3.2.1. Prezentarea generală a metodei. Metodele moderne de analiză a structurilor cu diafragme, le consideră ca un solid elastic continuu. Folosind procedeul de discretizare și anume idealizarea structurii reale printr-un model matematic care poate aproxima cît mai precis proprietățile geometrice și elastice ale structurii reale și permițînd într-o cît mai mare măsură eliminarea dificultăților matematice pe care le comportă analiza.

Discretizarea structurii cu diafragme, folosind metoda elementelor finite se face prin împărțirea structurii elastice continue într-un număr arbitrar, dar finit, de regiuni de substructuri, cu dimensiuni mai mici dar de asemenea finite. Aceste substructuri reprezintă elementele finite și pot avea diverse forme geometrice, iar proprietățile lor elastice pot fi diferite de la unul la altul.

Forma geometrică și numărul elementelor finite depinde atît de cadrul problemei cît și de gradul de precizie urmărit. După discretizare, structura elastică continuă, se prezintă sub forma unei rețele de elemente finite; se pune problema modului cum trebuie să fie realizată legătura dintre acestea pentru a modela cît mai fidel structura unitară inițială.

Se consideră, că legătura dintre elementele finite adiacente nu se realizează dealungul întregii frontiere comune ci numai în anumite puncte ale acestora, denumite noduri.

Este important de menționat că pentru o anumită structură se pot alege mai multe tipuri de elemente finite, după numărul nodurilor cu care sînt prevăzute și poziția lor în cadrul elementelor finite.

Tipurile cele mai utilizate de elemente finite sînt elementele finite liniare care pot avea forma de triunghi sau dreptunghi. La aceste elemente, nodurile sînt amplasate numai la vîrfurile lor, astfel că fiecare dintre muchiile acestora este prevăzută cu c te două noduri. Această amplasare a nodurilor este suficientă pentru ca elementele finite adiacente să fie confortabile pe frontierele lor.

Av nd în vedere că deformația unei substructuri (element finit) sub acțiunea unui sistem de încărcări date, este perfect determinată, dacă se cunosc deplasările unui punct arbitrar care  i apar ine, ca func ii continue de punctul considerat (teoria elasticităţii).

Deci pentru fiecare element finit se adoptă o funcție analitică simplă care stabileşte coresponden a dintre deplasările unui punct curent al elementului  i deplasările nodurilor. Func iile de deplasări ale elementelor finite liniare sînt de gradul  nt ii, iar numărul de termeni al fiecăreia din acestea depinde de forma geometrică a elementului finit. Condiția necesară  i suficientă ca un element finit liniar să fie confortabil, este ca func iile sale de deplasări să fie polinoame liniare  i să c ntin  fiecare un număr de termeni egal cu numărul de noduri ale elementului.

Starea de deformații se determină în orice punct dorit în elementul finit cu ajutorul expresiilor analitice ale acestuia  i se exprimă sub o formă unitară dependen a dintre deformații  i deplasări. Starea de tensiuni se deduce folosind principiul generalizat al lui Hooke.

Ecua iile de echilibru sau de mişcare ale unei structuri aflate în ecjilibru static sau dinamic, sub acțiunea unui sistem de încărcări date se bazează pe principii analitice (ca folosirea lucrului mecanic virtual).

Formularia matriceală a principiului lucrului mecanic virtual pentru un element finit, este stabilită cu următoarea expresie:

$$\int_V \{v\}^T \{\delta \epsilon\} dv = \int_V \{\mu\}^T \{\delta u\} dv + \int_S \{P\}^T \{\delta u\} ds \quad (2.76)$$

unde μ este forța masică exterioară pe unitatea de volum a elementului finit; P este forța exterioară de suprafa  pe unitatea de suprafa  a elementului finit.

Scriind c mpul de deplasări pentru fiecare dintre nodurile

elementului finit se obține următoarea relație :

$$\{U\} = [A] \{\alpha\} \quad (2.77)$$

unde $\{U\}$ este matricea deplasărilor elementului finit.

$[A]$ este matricea caracteristicilor geometrice ale elementului finit.

$\{\alpha\}$ este matricea parametrilor α_i ai câmpului de deplasări.

Pe de altă parte, se poate scrie relația dintre matricea de deformații specifice ale elementului finit și matricea de deplasări :

$$\{\epsilon\} = [N] \{\alpha\} \quad (2.78)$$

Inversînd relația (2.77) :

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \{U\} \quad (2.79)$$

Inlocuind cu relația (2.79) în relația (2.78) se obține:

$$\{\epsilon\} = [N][A]^{-1} \{U\} = [B] \{U\} \quad (2.80)$$

In care : $[B] = [N][A]^{-1}$ (2.81)

Relația (2.80) exprimă deformațiile elementului finit în funcție de deplasările nodurilor.

Legea lui Hooke se scrie sub forma :

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \quad (2.82)$$

Unde $[D]$ este matricea de elasticitate a elementului finit. Deci făcîndu-se înlocuirea relațiilor (2.80) și (2.82) în relația (2.76) se obține următoarea relație :

$$\int_V \{\delta U\}^T [B]^T [D] [B] \{U\} = \int_V \{\delta u\}^T \{\mu\} dv + \int_S \{P\}^T \{\delta u\} ds \quad (2.83)$$

considerînd :

$$[K] = \int_V [B]^T [D] [B] dv \quad (2.84)$$

Matricea de rigiditate a elementului finit ale cărui caracteristici geometrice și elastice le conține, este o matrice pătrată și simetrică.

Fie :

$$\{F\} = \int_V \{\mu\} dv + \int_S \{P\} ds \quad (2.85)$$

$\{F\}$ fiind matricea încărcărilor care solicită elementul finit (matricea forțelor nodale echivalente).

Relația (2.83) devine :

$$[K] \{U\} = \{F\} \quad (2.86)$$

Necunoscuta ecuației (2.86) este matricea deplasărilor nodale $\{U\}$.

Caracteristicile geometrice și elastice ale elementului finit sînt cunoscute, iar încărcările sale exterioare sînt de asemenea cunoscute, deci în această metodă, se pune problema determinării unui sistem de forțe concentrate care să echivaleze încărcările reale, oricare ar fi distribuția acestora și care să acționeze la nodurile elementelor finite. Principiul de calcul este următorul :

Lucrul mecanic produs de forțele reale, datorită deplasării punctelor lor de aplicație într-o direcție arbitrară, este egal cu lucrul mecanic produs de forțele nodale echivalente datorită deplasării nodurilor în aceeași direcție. Acest principiu este general. Expresia lui pentru cazul unui element finit cu n noduri este :

$$\sum_{i=1}^n F_{i\Delta} \cdot U_{i\Delta} = \int_V \mu_{\Delta}(x,y) U_{\Delta}(x,y) dv + \int_S P_{\Delta}(x,y) U_{\Delta}(x,y) ds \quad (2.87)$$

$F_{i\Delta}$ = forța nodală echivalentă din nodul (i) în direcția Δ ;

$U_{i\Delta}$ = este deplasarea nodului (i) în direcția (Δ);

$U_{\Delta}(x,y)$ este deplasarea punctului de aplicație al forței reale, masică sau de suprafață în direcția (Δ);

$\mu_{\Delta}(x,y)$ este forța masică pe unitatea de volum, într-un punct curent și în direcția (Δ);

$P_{\Delta}(x,y)$ este forța distribuită pe unitatea de suprafață, într-un punct curent și în direcția (Δ).

Cîmpul de deplasări adoptat permite să se exprime deplasarea $U_{\Delta}(x,y)$ al unui punct curent al elementului finit în funcție de deplasările $U_{i\Delta}$ ale nodurilor elementului finit. Înlocuind relațiile astfel obținute în ecuația de mai sus și egalînd coeficienții deplasărilor cu aceleași nume din cei doi membri ai săi, se obțin forțele nodale echivalente în direcția (Δ).

Intrucît relația de mai sus, este valabilă pentru o direcție arbitrară (Δ), ea se aplică succesiv pentru direcțiile axelor Ox și Oy ale sistemului de referință local.

2.3.2.2. Succesiunea etapelor de calcul ale metodei elementelor finite.

a) Se alege tipul și forma geometrică a elementului finit cu

care se va lucra.

b) Se discretizează structura, astfel ca rețeaua de elemente finite să fie mai densă în acele regiuni care prezintă un interes deosebit.

c) Se stabilește câmpul de deplasări ale elementului finit ales, astfel ca să fie conformabil.

d) Se calculează matricea de rigiditate pentru fiecare element finit în parte.

e) Se calculează matricea forțelor nodale echivalente pentru fiecare element finit în parte.

f) Se formează matricea de rigiditate a structurii, prin asamblarea matricilor de rigiditate ale tuturor elementelor finite cu ajutorul unor reguli simple și precise.

g) Se formează matricea forțelor nodale echivalente a întregii structuri, prin asamblarea matricilor forțelor nodale echivalente ale tuturor elementelor finite.

h) Se inversează matricea de rigiditate a structurii.

i) Se calculează deplasările nodale ale structurii prin efectuarea produsului matricial.

$$\{U\}_s = [K]_s^{-1} \{F\}_s \quad (2.88)$$

j) Se calculează tensiunile normale cât și cele principale și direcțiile lor pe baza teoriei elasticității.

2.3.3. Aplicarea metodei elementelor finite la analiza structurii cu diafragme 188 / 146 / 181 / 1511.

2.3.3.1. Ipoteze și principii. Schema de aplicare a metodei elementelor finite are un caracter general, pentru un număr mare de probleme ale fizicii matematice, în particular, metoda este aplicabilă problemelor teoriei elasticității.

În cele ce urmează este abordată problema studiului stării statice de tensiune sub acțiunea unor forțe date (sau eventual, a unor variații de temperatură sau deplasări, de rezeme date), în structurile cu diafragme.

Admițând următoarele principale ipoteze care stau la baza aplicării metodei elementelor finite :

- planșele sînt indeformabile în planul lor, asigurînd egalitatea deplasărilor pereților portanți la nivelul planșelor:

- pentru caracterizarea comportării unei diafragme verticale în cadrul ansamblului structurii, se adoptă, drept parametri, deplasările orizontale în planul diafragmei la nivelul planșeelor; se neglijează efectul forțelor de inerție asupra alurii deformatei diafragmelor între două planșee.

Se admite că, în cazul unui cutremur, mișcarea seismică a terenului se poate asimila cu mișcarea unui solid rigid, acceptându-se că forțele de inerție sînt concentrate în dreptul planșeelor.

Pentru determinarea stării de solicitări statice în diafragme se pleacă de la principiul energiei potențiale totale :

$$E - L = \min. \quad (2.89)$$

unde : E reprezintă energia de deformare a corpului studiat;

L reprezintă lucrul mecanic al forțelor exterioare prin deplasările corpului.

Mărimile care intervin în relația precedentă au următoarea expresie :

$$E = \frac{1}{2} \int_V (\sigma_x \epsilon_x + \sigma_y \epsilon_y + \tau_{xy} \delta_{xy}) dv \quad (2.90a)$$

$$L = \int_V (U_x \mu_x + U_y \mu_y) dv + \int_S (U_x P_x + U_y P_y) ds \quad (2.90b)$$

În aceste expresii :

$(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}), (\epsilon_x, \epsilon_y, \delta_{xy}), (U_x, U_y), (x, y)$ și (μ_x, μ_y) sînt respectiv notațiile curente pentru tensiuni, deformații, deplasări, forțe de volum și forțe de contur.

Prezența unei variații de temperatură $\theta(x, y)$ este echivalentă cu apariția unui câmp suplimentar de tensiune.

$$\sigma_{xt} = \frac{E \alpha}{1 - \mu^2} \theta \quad (2.91)$$

În ipoteza deplasărilor împiedicate.

Prezența unor deplasări de rezeme impuse, compatibile cu câmpul de deplasări $(U_d(x, y), V_d(x, y))$ este echivalentă cu apariția unui câmp suplimentar de tensiune.

$$\sigma_{xd} = \frac{E}{1 - \mu^2} \left(\frac{\delta U_{xd}}{\delta x} + \mu \frac{U_{xd}}{\delta y} \right)$$

$$\sigma_{yd} = \frac{E}{1 - \mu^2} \left(\frac{\delta U_{yd}}{\delta y} + \mu \frac{\delta U_{yd}}{\delta x} \right) \quad (2.92)$$

$$\tau_{xyd} = \frac{E}{2(1 + \mu)} \left(\frac{\delta U_{xd}}{\delta y} - \frac{\delta U_{yd}}{\delta x} \right)$$

Oricare din câmpurile suplimentare de tensiune enumerate, notate cu $\tilde{\sigma}_{xs}$, $\tilde{\sigma}_{ys}$, $\tilde{\sigma}_{xys}$ este echivalent cu niște forțe de volum care asigură echilibrul.

$$\begin{aligned} X_s &= - \frac{\delta \tilde{\sigma}_{xs}}{\delta x} - \frac{\delta \tilde{\sigma}_{xys}}{\delta y} \\ Y_s &= - \frac{\delta \tilde{\sigma}_{xys}}{\delta x} - \frac{\delta \tilde{\sigma}_{ys}}{\delta y} \end{aligned} \quad (2.93)$$

Expresiile (2.90a) și (2.90b) pun în evidență faptul că mărimile care intervin în ecuația de bază (2.89) reprezintă integrale pentru întregul domeniu ocupat de corpul studiat.

În cazul unei discretizări a corpului, în elemente "e" (care vor fi considerate, pentru calcule ulterioare, drept elemente triunghiulare și dreptunghiulare), oricare din mărimile definite prin relațiile (2.90a) și (2.90b) vor fi o sumă a unor mărimi omologe E_e , L_e calculate pentru câte un singur element.

2.3.3.2. Expresii matriciale referitoare la elementele finite triunghiulare. Ipoteza de bază adoptată pentru elementul liniar triunghiular "e" este că există o expresie liniară care determină deplasările oricărui punct curent al elementului în funcție de coordonatele acestuia în raport cu un sistem de referință local. Deci, dacă se cunosc valorile lor în nodurile elementului finit, ele sînt perfect determinate.

Notîndu-se prin $(x_{1e}; y_{1e})$, $(x_{2e}; y_{2e})$ și $(x_{3e}; y_{3e})$ coordonatele nodurilor unui element "e" și ca (u_{x1e}, u_{y1e}) , (u_{x2e}, u_{y2e}) și (u_{x3e}, u_{y3e}) valorile deplasărilor nodurilor respective, starea de forfecare și de tensiuni este perfect determinată de vectorul coloanei de dimensiune "6"

$$\{U_e\} = \begin{Bmatrix} u_{x1e} \\ u_{y1e} \\ u_{x2e} \\ u_{y2e} \\ u_{x3e} \\ u_{y3e} \end{Bmatrix} \quad (2.94)$$

Dacă se definește :

$$A_{0e} = \frac{1}{\begin{vmatrix} x_{1e} & y_{1e} & 1 \\ x_{2e} & y_{2e} & 1 \\ x_{3e} & y_{3e} & 1 \end{vmatrix}} \begin{vmatrix} x & y & 1 & x_{1e} & y_{1e} & 1 & x_{1e} & y_{1e} & 1 \\ x_{2e} & y_{2e} & 1 & 0 & x & y & 1 & 0 & x_{2e} & y_{2e} & 1 & 0 \\ x_{3e} & y_{3e} & 1 & x_{3e} & y_{3e} & 1 & x & y & 1 & & & \\ & & & 0 & x & y & 1 & x_{1e} & y_{1e} & 1 & x_{1e} & y_{1e} & 1 \\ & & & 0 & x_{3e} & y_{3e} & 1 & 0 & x & y & 1 & 0 & x_{2e} & y_{2e} & 1 \\ & & & x_{3e} & y_{3e} & 1 & x_{3e} & y_{3e} & 1 & x_{3e} & y_{3e} & 1 & x & y & 1 \end{vmatrix}$$

(2.95)

Atunci deplasările într-un punct curent pot fi exprimate sub formă matricială :

$$\begin{bmatrix} U_{xe}(x,y) \\ U_{ye}(x,y) \end{bmatrix} = A_{0e}(x,y) U_e \quad (2.96)$$

Deformațiile sînt legate de deplasări prin relațiile diferențiale :

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\delta u}{\delta x} \\ \epsilon_y &= \frac{\delta u}{\delta y} \\ \gamma_{xy} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\delta u}{\delta y} + \frac{\delta u}{\delta x} \right) \end{aligned} \quad (2.97)$$

Pe această bază, dacă se introduce matricea :

$$B_e = \frac{1}{\begin{vmatrix} x_{1e} & y_{1e} & 1 \\ x_{2e} & y_{2e} & 1 \\ x_{3e} & y_{3e} & 1 \end{vmatrix}} \begin{vmatrix} y_{2e} - y_{3e} & 0 & y_{3e} - y_{1e} & 0 & y_{1e} - y_{2e} & 0 \\ 0 & x_{3e} - x_{2e} & 0 & x_{1e} - x_{3e} & 0 & x_{2e} - x_{1e} \\ \frac{x_{3e} - x_{2e}}{2} & \frac{y_{2e} - y_{3e}}{2} & \frac{x_{1e} - x_{3e}}{2} & \frac{y_{3e} - y_{2e}}{2} & \frac{x_{2e} - x_{1e}}{2} & \frac{y_{1e} - y_{3e}}{2} \end{vmatrix}$$

(2.98)

Deformațiile (constante pentru element) vor fi date de expresia:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{xe} \\ \epsilon_{ye} \\ \gamma_{xye} \end{bmatrix} = A_{Ee} U_e \quad (2.99)$$

Tensiunile sînt legate de deformații prin relațiile :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_x &= \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_x + \mu \epsilon_y) \\ \bar{\sigma}_y &= \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_y + \mu \epsilon_x) \\ \bar{\tau}_{xy} &= \frac{E}{1+\mu} \gamma_{xy} \end{aligned} \quad (2.100)$$

Dacă se introduce matricea :

$$A_H(x, y) = \frac{E(x, y)}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1-\mu) \end{bmatrix} \quad (2.101)$$

Tensiunile sînt date de expresia :

$$\begin{bmatrix} \bar{\sigma}_{xe} \\ \bar{\sigma}_{ye} \\ \bar{\tau}_{xye} \end{bmatrix} = A_H(x, y) \cdot U_e \quad (2.102)$$

pentru considerarea efectelor termice, este utilă introducerea matricii :

$$A_T = \alpha(x, y) \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.103)$$

2.3.3.3. Expresii matriceale referitoare la elementul finit dreptunghiular. Teoria elementului finit dreptunghiular aplicată structurilor cu diafragme din beton armat a fost tratată în lucrarea //51//. Determinarea matricilor caracteristice a elementului finit triunghiular expusă anterior.

Diferența constă în faptul că ipoteza de bază adoptată pentru elementul finit triunghiular "e" în considerarea deplasărilor punctului curent, funcție de coordonatele x și y :

$$U_x = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy + \alpha_5 y^2 + \alpha_6 x y^2$$

$$U_y = \alpha_7 + \alpha_8 x + \alpha_9 y + \alpha_{10} xy + \alpha_{11} x^2 + \alpha_{12} x^2 y \quad (2.104)$$

Aceste funcții au fost astfel alese, încît să fie respectate riguros condițiile de compatibilitate geometrică pe conturul elementelor

adiacente. Cei 12 termeni care intervin în expresiile (2.104) arată că, în cazul ipotezei admise există 12 parametri independenți care determină starea de deformare a materialului într-un element e . Acești parametri sînt cîte trei pentru fiecare vîrf al elementului (două deplasări și o rotație). Rotația este aceea a unui segment infinitezimal solidar cu materialul orientat, alternativ în lungul axei ox sau oy (fig.2.17).

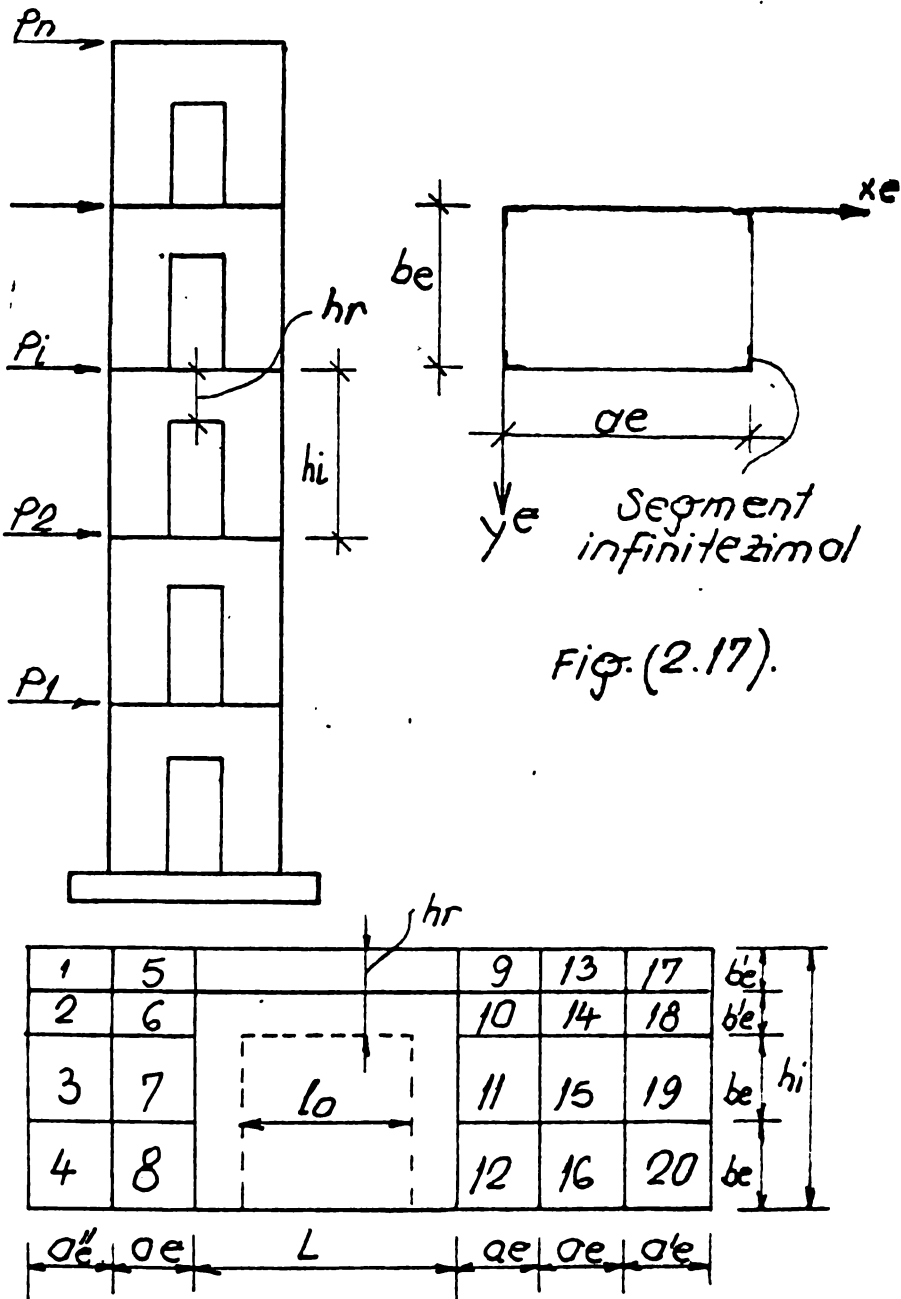


Fig. (2.17).

Deformațiile specifice $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$, în interiorul elementului e , au următoarele expresii :

$$\epsilon_{xe} = \alpha_2 + \alpha_4 y + \alpha_6 y^2 \quad (2.105)$$

$$\epsilon_{ye} = \alpha_9 + \alpha_{10} x + \alpha_{12} x^2$$

$$\gamma_{xye} = \alpha_3 + \alpha_8 + (\alpha_4 + 2\alpha_{11})x + (\alpha_{10} + 2\alpha_5)y + 2(\alpha_6 + \alpha_{12})xy$$

Aplicarea legii lui Hooke permite determinarea stării de tensiuni unitare $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$, avînd expresii similare expresiilor (2.100).

2.3.3.4. Expresii matriciale referitoare la bara de cadru.

Drept parametrii de bază ai comportării barelor se adoptă deplasările liniare și unghiulare ale secțiunii transversale în centrul de greutate al acesteia. Aceste deplasări sînt raportate la un sistem de referință a cărei primă axă coincide cu axa bazei, avînd originea la unul din capetele barei, celelalte axe sînt ortogonale și sînt paralele cu axele principale de inerție ale secțiunii transversale curente.

Se admite că, în cursul oricărui tip de deformare a structurii, o bară avînd aceeași deformată ca în cazul cînd ea s-ar deforma static, elastic, exclusiv sub acțiunea deplasărilor capetelor.

a) Cazul deformării axiale.

Ecuatia diferențială de echilibru are forma :

$$\frac{dH}{dx} = 0 \quad (2.106)$$

Deci, forța axială $N(x)$ este constantă.

Legătura între deplasare și forța axială este :

$$\frac{dU(x)}{dx} = - \frac{N}{EA} \quad (2.107)$$

unde : A este aria secțiunii; E - modulul de elasticitate al materialului.

În cazul forței axiale constante, deplasarea este o funcție liniară de x, care poate fi exprimată matricial sub forma :

$$U(x) = A_U(x) \cdot U \quad (2.108)$$

unde : U reprezintă vectorul deplasărilor capetelor.

$$U = \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{Bmatrix} \quad (2.109)$$

iar $A_U(x)$ reprezintă vectorul liniar :

$$A_U(x) = \left[\frac{l-x}{l}, \frac{x}{l} \right] \quad (2.110)$$

Deformația specifică are expresia :

$$\varepsilon = A_E \cdot U \quad (2.111)$$

unde A_E are forma :

$$A_E(x) = \frac{dA_U(x)}{dx} = \left[-\frac{1}{l}, \frac{1}{l} \right] \quad (2.112)$$

In consecință, forțele axiale au expresia :

$$N = E_A \cdot A_{E(x)} \cdot U \quad (2.113)$$

Forțele aplicate capetelor barei, reprezentate de vectorul F_B :

$$F_B = \begin{Bmatrix} -N_1 \\ N_2 \end{Bmatrix} \quad (2.114)$$

au expresia :

$$F_B = A_K U = A_i^T \cdot N \quad (2.115)$$

unde : A_K este matricea de rigiditate a barei cu expresia :

$$A_K = A_i^T EA A_E = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & -\frac{EA}{l} \\ -\frac{EA}{l} & \frac{EA}{l} \end{bmatrix} \quad (2.116)$$

Dar matricea auxiliară A_i are forma :

$$A_i = l A_E = \begin{bmatrix} -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.117)$$

In cazul existenței unei variații uniforme de temperatură, solicitările care apar sînt egale cu cele corespunzătoare unei deformații impuse echivalente :

$$\varepsilon = -\alpha t \quad (2.118)$$

unde α este coeficientul dilatației termice.

b) Cazul deformării de lunecare - încovoiere în plan.

Ecuatiile diferențiale de echilibru au forma :

$$\frac{dQ}{dx} = 0 \quad (2.119a)$$

$$\frac{dM}{dx} - Q = 0 \quad (2.119b)$$

Legătura între deplasările $\varphi(x)$ și $v(x)$ și eforturile $Q(x)$ și $M(x)$ are forma :

$$\frac{dv}{dx} - \varphi = \gamma = \frac{K \cdot Q}{G \cdot A} \quad (2.120a)$$

$$\rho = \frac{d\varphi}{dx} = \frac{M}{EJ} \quad (2.120b)$$

unde δ reprezintă lunecarea echivalentă; ρ reprezintă curbura; iar K reprezintă coeficientul de formă.

Dacă se notează prin U vectorul :

$$U = \begin{Bmatrix} U_1 \\ \varphi_1 \\ U_2 \\ \varphi_2 \end{Bmatrix} \quad (2.121)$$

și cu $V(x)$ vectorul care în cazul absenței forțelor concentrate și a variațiilor de temperatură au expresia :

$$V(x) = \begin{Bmatrix} v(x) \\ \varphi(x) \end{Bmatrix} \quad (2.122)$$

$$V(x) = A_v(x) \cdot U \quad (2.123)$$

unde matricea $A_v(x)$ are expresia rezultată din integrarea relațiilor (2.119) și (2.120) :

$$A_v(x) = \frac{1}{\frac{l^3}{12EI} + \frac{Kl}{GA}} \left[\begin{array}{cc} \frac{l^3 - 3lx^2 - 2x^3}{12EI} + \frac{K(l-x)}{GA} ; & \frac{l^3x - 2l^2x^2}{12EI} + \frac{l^3 - 4lx^2}{12EI} \\ + \frac{K(l-x)}{GA} ; & - \frac{x(l-x)}{2EI} + \frac{Kx(l-x)}{2GA} ; \frac{3lx^2 - 2x^3}{12EI} + \frac{Kx}{GA} ; \frac{x(l-x)}{2EI} \\ - \frac{lx^2(l-x)}{12EI} - \frac{Kx(l-x)}{2GA} ; & - \frac{lx(2l-3x)}{12EI} + \frac{Kx}{GA} \end{array} \right] \quad (2.124)$$

Deformațiile de lunecare și încovoiere la mijlocul barei formează vectorul :

$$D = \begin{Bmatrix} v_2 - v_1 - \left(\frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2} \right) \\ \varphi_2 - \varphi_1 \end{Bmatrix} \quad (2.125)$$

Care are, în acest caz, expresia :

$$D = A_E \cdot U \quad (2.126)$$

unde matricea A_E are forma :

$$A_E = \begin{bmatrix} -\frac{1}{l} & -\frac{1}{2} & \frac{1}{l} & -\frac{1}{2} \\ 0 & -\frac{1}{l} & 0 & -\frac{1}{l} \end{bmatrix}$$

(2.127)

In consecință eforturile la mijlocul deschiderii, care formează vectorul R :

$$R = \begin{bmatrix} Q(\frac{l}{2}) \\ -M(\frac{l}{2}) \end{bmatrix} \quad (2.128)$$

cu expresia :

$$R = A_V \cdot D = A_V \cdot A_H \cdot U \quad (2.129)$$

unde matricea A_H are expresia :

$$A_H = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ \frac{l}{12EI} + \frac{K}{GA} & \\ 0 & EI \end{bmatrix} \quad (2.130)$$

Forțele aplicare capetelor barei, reprezentate de vectorul F_B :

$$F_B = \begin{Bmatrix} -Q(0) \\ M(0) \\ Q(l) \\ -M(l) \end{Bmatrix} \quad (2.131)$$

au expresia :

$$F_B = A_K \cdot U = A_i^T \cdot R \quad (2.132)$$

unde matricea de rigiditate A_K a barei are expresia :

$$A_K = A_i^T \cdot A_H \cdot A_R = \begin{bmatrix} \frac{1}{\frac{l^3}{12EI} + \frac{Kl}{GA}} & \frac{1}{2(\frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA})} & \frac{1}{\frac{l^3}{12EI} + \frac{Kl}{GA}} & \frac{1}{\frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA}} \\ 1 & \frac{l}{3} + \frac{KEI}{GA} & 1 & \frac{l}{6} - \frac{KEI}{GA} \\ 2(\frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA}) & \frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA} & 2(\frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA}) & \frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA} \\ \frac{1}{\frac{l^3}{12EI} + \frac{Kl}{GA}} & \frac{1}{2(\frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA})} & \frac{1}{\frac{l^3}{12EI} + \frac{Kl}{GA}} & \frac{1}{2(\frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA})} \\ 1 & \frac{l}{6} - \frac{KEI}{GA} & 1 & \frac{l}{3} + \frac{KEI}{GA} \\ 2(\frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA}) & \frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA} & 2(\frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA}) & \frac{l^2}{12EI} + \frac{K}{GA} \end{bmatrix} \quad (2.133)$$

iar matricea A_1 are expresia :

$$A_1 = \mathcal{L} A_E \quad (2.134)$$

In cazul acțiunii în punctul de abscisă, a unei forțe concentrate F_0 și a unui cuplu exterior, N_0 , care formează vectorul :

$$F_C = \begin{Bmatrix} F_0 \\ N_0 \end{Bmatrix} \quad (2.135)$$

Eforturile $Q(x)$ și $M(x)$, care formează vectorul :

$$P(x) = \begin{Bmatrix} Q(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} \quad (2.136)$$

că expresiile :

$$P(x) = A_C(x, a) F_C \quad (2.137)$$

iar forțele aplicate reazemelor care formează vectorul F_R :

$$F_R = \begin{Bmatrix} Q(0) \\ -M(0) \\ -Q(l) \\ M(l) \end{Bmatrix} \quad (2.138)$$

au expresia :

$$F_R = A_R(a) \cdot F_C \quad (2.139)$$

unde matricea $A_R(a)$ are forma :

$$A_R(a) = \frac{1}{\frac{l^3}{12EI} + \frac{kl}{GA}} \begin{bmatrix} \frac{l^3 - 3la^2 + 2a^3}{12EI} + \frac{K(l-a)}{GA} & \frac{3la^2 - 2a^3}{12EI} + \frac{Ka}{GA} - \frac{a(l-a)}{2EI} & \frac{a(l-a)}{2EI} \\ \frac{la^2 - 2la^2 + la^3}{12EI} + \frac{Ka(l-a)}{2GA} & \frac{l^3 - la^2}{12EI} - \frac{Ka(l-a)}{2GA} & \frac{-4la^2 + 3a^3}{12EI} + \frac{K(l-a)}{2GA} + \frac{3la^2 - 2a^3}{12EI} + \frac{Ka}{GA} \end{bmatrix} \quad (2.140)$$

iar matricea $A_C(x, a)$ are forma : pentru $x < a$

$$A_C(x, a) = \frac{1}{\frac{l^3}{12EI} + \frac{kl}{GA}} \begin{bmatrix} \frac{l^3 - 3la^2 + 2a^3}{12EI} + \frac{K(l-a)}{GA} & -\frac{a(l-a)}{2EI} \\ -\frac{la^2 - 2la^2 + la^3}{12EI} - \frac{Ka(l-a)}{2GA} & \frac{l^3 - la^2}{12EI} + \frac{Ka(l-a)}{2GA} + \frac{3la^2 - 2a^3}{12EI} + \frac{Ka}{GA} \end{bmatrix}$$

iar pentru $x > a$, forma:

$$v_c(x,0) = \frac{1}{\frac{l^3}{12EI} + \frac{Kl}{GA}} \left[\frac{-3l^2 - 2l^2 a^2}{12EI} - \frac{Ka}{GA} - \frac{q(l-a)}{2EI} + \left[\frac{l^3 - l^2 a^2}{12EI} - \frac{Ka(l-a)}{2GA} + \left[\frac{3l^2 - 2l^2 a^2}{12EI} + \frac{Ka}{GA} \right] (l-x) \right] \frac{3l^2 - 2l^2 a^2}{12EI} + \frac{Ka}{GA} + \frac{q(l-a)}{2EI} (l-x) \right] \quad (2.140b)$$

In cazul existenței unei variații a diferenței de temperatură t , care are o dependență liniară de abscisă în lungul barei, cu valoarea medie ΔT_m și creșterea de la origine la extremitatea t , solicitările care apar sînt legate cu cele corespunzătoare unei deformații impuse echivalente:

$$D = \alpha \left[\begin{array}{c} \frac{l \delta \Delta T}{12h} \\ \frac{\Delta T_m}{h} \end{array} \right] \quad (2.141)$$

(Variația diferenței de temperatură, ΔT , este pozitivă atunci cînd creșterea de temperatură este mai mare la fața inferioară decît la fața superioară; h reprezintă înălțimea secțiunii).

In acest caz eforturile $S(x)$ au forma:

$$S(x) = A_T(x) \cdot A_H \cdot D \quad (2.142)$$

unde matricea $A_T(x)$ are expresia:

$$A_T(x) = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ x & -\frac{l}{2} - 1 \end{bmatrix} \quad (2.143)$$

Intrucît calculul cu metoda elementelor finite nu poate fi practic abordabil decît cu utilizarea calculatoarelor electronice, la INCERC București s-a elaborat un sistem de programe /81/ /51/ /46/ pentru calculul structurilor cu diafragme sau în cadre diafragme.

Cu aceste programe se poate realiza automat calculul complet (perioadele și formele proprii de vibrație, încărcările seismice și starea de eforturi în pereții verticali portanți) ale structurilor cu diafragme sau cu cadre - diafragme, pentru următoarele tipuri de încărcări: forțe concentrate aplicate în noduri, forțe distribuite, deplasări de rezană, variații de temperatură.

2.3.4. Precizări.

Metoda elementelor finite aplicată calculului structurilor multietajate cu diafragme sau cu cadre diafragme reprezintă câteva avantaje deosebite, cum ar fi :

a) Posibilitatea de a alege, în vederea discretizării, elemente finite cu forme geometrice cât mai simple, cărora le corespund cele mai raționale moduri fundamentale pentru descrierea comportării locale a structurii. Deci, inginerul are posibilitatea de a concepe o rețea de elemente finite adaptabilă structurilor cu cele mai complexe configurații geometrice. De exemplu, o discretizare în elemente finite dreptunghiulare a structurii cu diafragme permite obținerea unui grad relativ de precizie /5/.

b) Posibilitatea de a adopta descrierea matematică a caracteristicilor fizice ale structurii, printre care se numără schimbarea de orientare a liniilor de forță, golurile locale, repartițiile de sarcini exterioare complicate.

c) Capacitatea metodei de a ține seama de neliniaritățile elastice și de neomogenitățile structurii (structuri din beton armat lucrând în stadii diferite de solicitare) astfel încât proprietățile elastice pot fi diferite de la un element finit la altul.

d) Acceptarea celor mai variate condiții de contur și a celor mai complicate încărcări, probleme ce nu au putut fi pînă în prezent rezolvate prin formulări analitice exacte.

e) Capacitatea metodei de a se adapta calculului automat datorită caracterului ei numeric.

Dezavantajul pe care îl prezintă această metodă constă în necesitatea definirii condițiilor care urmează să asigure legăturile corecte dintre elementele finite.

De exemplu în modelul deplasării pure, în general condițiile de compatibilitate sînt respectate, în schimb, nu sînt respectate condițiile de echilibru. Totuși, aceste legături sînt concepute astfel încît permite o convergență numerică bună spre soluția exactă.

3. CALCULUL ELASTICO-PLASTIC AL DIAFRAGMELOR

3.1. Introducere.

Comportarea structurilor înalte cu diafragme, a constituit tema unor numeroase cercetări realizate în ultimul deceniu. Majoritatea lor au fost concentrate asupra comportării elastice a diafragmelor sub acțiunea încărcărilor laterale.

Proiectarea modernă a structurilor cu diafragme tinde să defalce concepția de ansamblu în procese succesive de proiectare pentru a reflecta cât mai aproape de realitate comportarea structurilor și cunoașterea mai exactă a răspunsului acestora sub diferite acțiuni exterioare.

La construcțiile multietajate trei acțiuni exterioare rămân prioritare : acțiunea gravitațională de natură statică și acțiunile vântului și seismică de natură dinamică.

În fiecare caz, cîmpul solian, respectiv seismic se va suprapune peste cîmpul gravitațional și va duce la un efect rezultat format dintr-o parte fixă și una variabilă de scurtă durată.

Caracterizarea celor două acțiuni dinamice este relativ complicată deoarece în ambele acțiuni sînt puse în interacțiune trei corpuri de proprietăți diferite. Astfel, în cazul acțiunii seismice participă structura, fundația și terenul. În cazul acțiunii vîntului participă structura propriu-zisă, relieful terenului și aerul în mișcare. Pentru scopuri practice de proiectare, este posibilă și suficient de exactă evidențierea principalilor parametri, care intervin în caracterizarea unei acțiuni complexe (A), pe un model dinamic, valoarea acțiunii "A" putînd fi exprimată totdeauna printr-un produs de funcție $A = f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot \dots$. Fiecare funcție introduce un parametru sintetic, care influențează valoarea acțiunii.

Printr-o analiză aprofundată a problemei se arată că oricît de complexă ar fi acțiunea exterioară ea poate fi caracterizată calitativ și cantitativ funcție de trei clase de parametri, care în final pot fi separați :

P_1 = clasa de parametri naturali, implicabili, asupra cărora se poate acționa (energia seismică, viteza vîntului);

P_2 = clasa de parametri de concepție, asupra cărora se poate acționa direct pentru a micșora valoarea acțiunii exterioare

(rigiditatea sau flexibilitatea de ansamblu a structurii de rezistență, ductilitatea materialelor și a structurii în cazul unor acțiuni dinamice puternice);

P_3 = parametrii cvasinaturali, asupra cărora se poate acționa parțial.

Prin examinarea comportării reale a structurilor cu diafragme la acțiunea unor cutremure naturale care au avut loc în mai multe zone pe glob, s-a constatat faptul că structura supusă la o mișcare seismică, manifestă o comportare elastico-plastică. Deci o concepție perfect elastică a proiectării structurilor cu diafragme din beton armat nu reflectă comportarea reală a structurilor neîndeplinindu-se condițiile economice și de siguranță.

Avînd în vedere capacitatea structurilor de absorbție a energiei, prin deformații elastico-plastice, prin amortizare, prin reducerea progresivă a rigidității lor datorită procesului de fisurare, mărindu-și perioada proprie de vibrație, s-a creat posibilitatea unei proiectări antiseismice mai adecvate a structurilor cu diafragme.

Este important de subliniat că încărcările laterale exterioare calculate convențional conform normelor adoptate, sînt mult mai reduse decît încărcările rezultate din calcul teoretic elastic /27/, /40/. Energia absorbită prin deformații postelastice reprezintă o mare parte din energia absorbită de structură, și în consecință o proiectare eficientă antiseismică trebuie să prevadă structurii o ductilitate suficientă /26/.

Pentru evaluarea răspunsului structurilor cu diafragme la acțiunea unei mișcări seismice puternice, este necesară examinarea comportării lor elastico-plastice pînă la atingerea capacității portante.

În acest capitol se urmărește evaluarea deformațiilor elastico-plastice ale unei diafragme din beton armat cu un singur șir de goluri, evaluarea eforturilor secționale la diferite stadii de încărcare pînă la atingerea unui mecanism de colaps, evaluarea capacității portante a diafragmei, precum și evaluarea ductilității necesare componentelor structurii pînă la atingerea acestui stadiu ultim. Pentru acest scop se folosește un procedeu de calcul bazat pe concepția structurii continue echivalente.

3.2. Ipoteze de calcul.

a) Caracteristicile geometrice și de compoziție ale dia-

fragmelor sînt constante pe toată înălțimea lor.

b) Materialele folosite prezintă curbe caracteristice ideale.

c) Înălțimile etajelor sînt egale.

d) Golurile sînt suprapuse și egale la toate nivelele.

e) Deformațiile axiale în buiandrugi sînt neglijate.

f) Încărcările exterioare pot fi exprimate printr-o funcție continuă (fig.3.2).

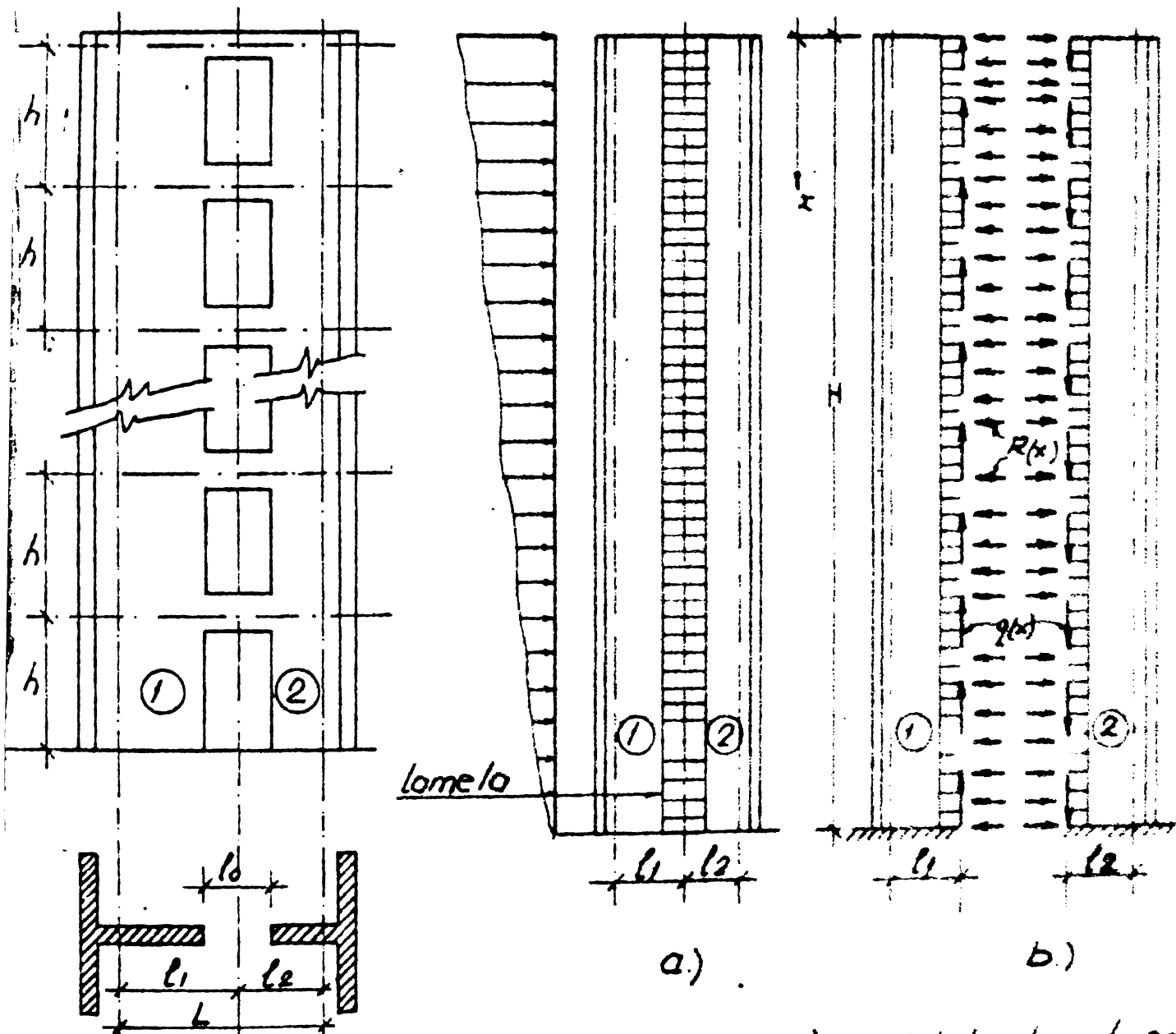


Fig. (3.1). Caracteristicile geometrice ale diafragmei.

Fig. (3.2) Modelul structural

3.3. Modelul structural.

Structura arătată în fig. (3.1) este înlocuită cu un model structural echivalent. Astfel, în locul structurii reale cu legături orizontale (buiandrugi) la intervale finite h , se consideră în calcul o structură echivalentă cu legături continue (la-

mele) pe zona golurilor (fig.3.2a). Fiecare lamelă posedă următoarele caracteristici :

$$\text{Aria lamelei} = \frac{A_r}{h} dx$$

$$\text{Momentul de inerție} = \frac{I_r}{h} dx$$

unde A_r , I_r , reprezintă aria și momentul de inerție al buisandrugului.

Pentru calcul, sistemul înlocuitor se împarte în două console verticale încastrate la baza lor. Fiecare consolă este încărcată cu o parte din încărcările exterioare orizontale, cu forțe tăietoare verticale static nedeterminate $q(x)$, precum și cu forțe orizontale $R(x)$ de asemenea static nedeterminate (fig.3.2b). Determinarea acestor solicitări interioare se face folosind condiția de compatibilitate a deformațiilor în mijlocul deschiderii lamelei la fiecare nivel.

3.4. Calculul diafragmei.

3.4.1. Incărcările și deformațiile montanților.

3.4.1.1. Incărcările exterioare aplicate unei diafragme pot fi distribuite celor două console punându-se condiția de egalitate a săgeților lor la fiecare nivel.

S = Incărcarea exterioară totală.

$T_o(x)$ = forța tăietoare totală la nivelul x .

$M_o(x)$ = momentul exterior total la nivelul x .

I_{m1} , I_{m2} = momentele de inerție ale montanților 1, 2

$$I_o = I_{m1} + I_{m2}$$

Deci încărcările exterioare se distribuie la cei doi montanți cu ajutorul următoarelor relații :

$$S_1 = \frac{I_{m1}}{I_o} S$$

și

$$S_2 = \frac{I_{m2}}{I_o} S$$

$$T_{1,0} = \frac{I_{m1}}{I_o} T_o$$

și

$$T_{2,0} = \frac{I_{m2}}{I_o} T_o$$

$$M_{1,0} = \frac{I_{m1}}{I_o} M_o$$

și

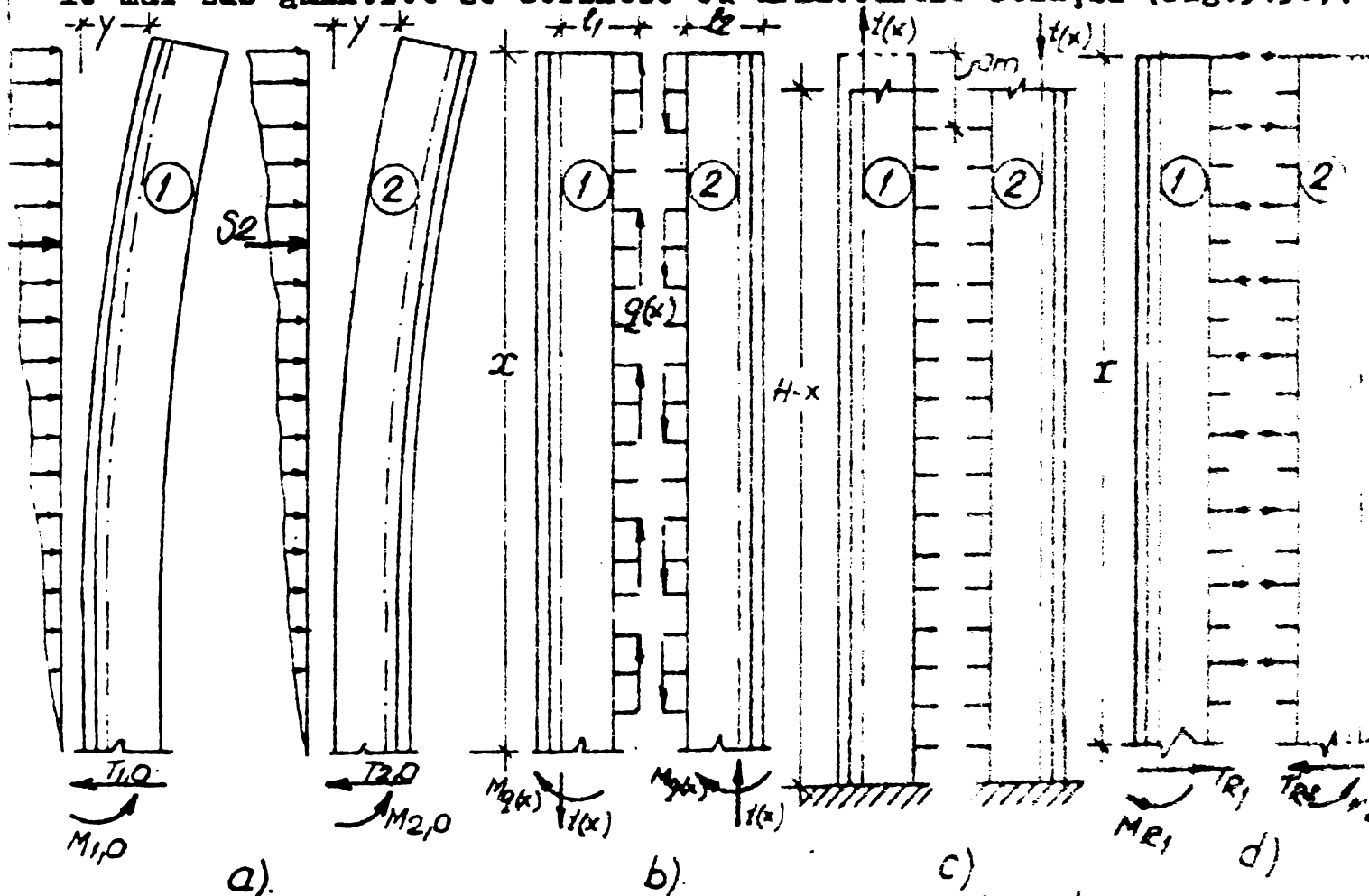
$$M_{2,0} = \frac{I_{m2}}{I_o} M_o$$

(31)

unde S_1, S_2 sînt încărcările exterioare aferente montantului (1) și respectiv montantului (2). $T_{1,0}, T_{2,0}$ sînt forța tăietoare aferentă montantului (1) la baza sa și respectiv montantului (2). $M_{1,0}, M_{2,0}$ sînt momentul încovoietor aferent montantului (1) la baza sa și respectiv montantului (2).

3.4.1.2. Solicitățile generate în montanți.

Acestea sînt forța axială $t(x)$, momentul încovoietor (M_q) și se datoresc forței tăietoare specifice $q(x)$. Solicitățile mai sus amintite se definesc cu următoarele relații (fig.3.3b):



(3.3). Solicitățile generate în montanți de încărcări exterioare. (3.2)

$$t_1(x) = t_2(x) = t(x) = \int_0^x q(x) dx$$

$$M_{q_1} = l_1 t(x) \quad \text{și} \quad M_{q_2} = l_2 t(x) \quad (3.3)$$

unde l_1, l_2 sînt distanța dintre axa ce trece prin mijlocul deschiderii buiandrugilor și centrul de greutate al montantului (1) respectiv cea ce trece prin mijlocul deschiderii buiandrugilor și centrul de greutate al montantului (2).

Datorită forțelor axiale în montanți, deplasarea relativă dintre ei este :

$$dm = \frac{1}{E_b} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_x^H t(x) dx \quad (3.4)$$

unde E_b este modulul de elasticitate al montantului;

A_1, A_2 sînt aria montantului (1) respectiv a montantului (2).

În mod general, deplasările datorate momentelor încovoietoare create de forța axială $t(x)$, la mijlocul deschiderii lamelor sînt inegale cu excepția cazului în care :

$$\text{cînd } l_1 I_{m_2} = l_2 I_{m_1} \quad \frac{d^2 y_1}{dx^2} = \frac{l_1 t(x)}{E_b I_{m_1}} = \frac{l_2 t(x)}{E_b I_{m_2}} = \frac{d^2 y_2}{dx^2}$$

Deci pentru îndeplinirea condiției egalității deplasărilor la mijlocul deschiderii lamelor se introduc momente de corecție generate de forțe orizontale $R(x)$ din lamele și care sînt necunoscute.

3.4.1.3. Forțele axiale generate în lamele.

Din (fig.3.3d) se poate scrie :

$$T_{R1} = T_{R2} \quad \text{și} \quad M_{R1} = M_{R2} = M_R$$

3.4.2. Condițiile de echilibru și compatibilitate ale celor doi montanți.

Ecuatiile de echilibru la baza diafragmei (fig.3.3) se scriu :

$$M_1 = M_{1,0} - M_{2,1} - M_{R,1} = M_{1,0} - l_1 t(x) - M_R \quad (3.5a)$$

$$M_2 = M_{2,0} - l_2 t(x) + M_R \quad (3.5b)$$

$$T_1 = T_{0,1} - T_R \quad \text{și} \quad T_2 = T_{0,2} + T_R. \quad (3.4c)$$

Condiția de compatibilitate este :

$$\frac{M_1}{E_b I_{m_1}} = \frac{M_2}{E_b I_{m_2}} \quad (3.6)$$

Introducînd (3.5a) și (3.5b) în (3.6) se obține :

$$(I_{m1} + I_{m2})M_R = (I_{m2}M_{1,0} - I_{m1}M_{2,0}) + (I_{m1}l_2 - I_{m2}l_1).$$

Din relația (3.1) $I_{m2}M_{1,0} - I_{m1}M_{2,0} = 0$

Notînd :

$$c = \frac{I_{m1}l_2 - I_{m2}l_1}{I_0} \quad (3.7)$$

momentele de corecție pot fi determinate cu relația :

$$M_R = c \cdot t(x). \quad (3.8)$$

Inlocuind cu relația (3.8) în ecuațiile (3.5a și 3.5b) se obține :

$$M_1 = \frac{I_{m1}}{I_0} [M_0 - L t(x)] \quad (3.9a)$$

$$M_2 = \frac{I_{m2}}{I_0} [M_0 - L t(x)]. \quad (3.9b)$$

unde $L = l_1 + l_2$ (3.9c)

3.4.3. Solicitările interioare și deplasările lamelelor.

Se pune condiția egalității deplasărilor la mijlocul deschiderii lamelelor, pentru determinarea solicitărilor interioare în diafragmă.

3.4.3.1. Deplasarea produsă din încovoierea montantului.

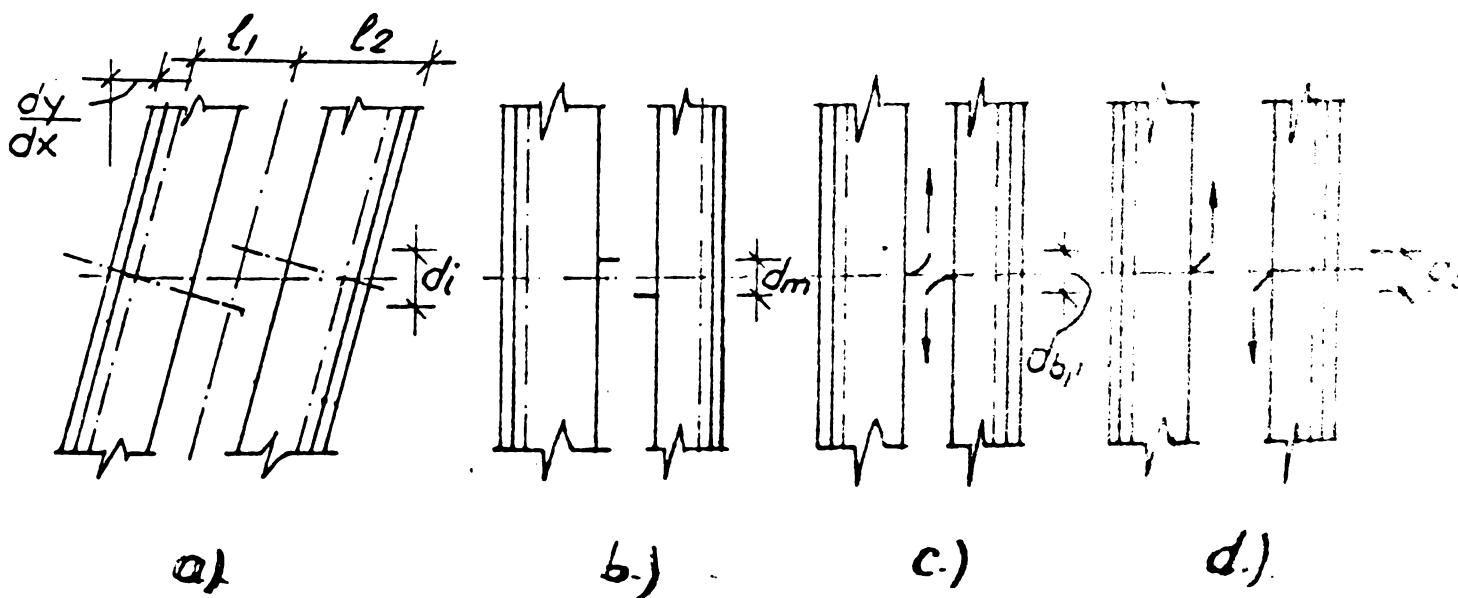


Fig. (3.4). Deplasările lamelelor la mijlocul deschiderilor

$$d_i = l_1 \frac{dy}{dx} + l_2 \frac{dy}{dx} = L \frac{dy}{dx}$$

$$\text{dar: } \frac{dy}{dx} = \int_x^H \frac{M_1}{E_b I_{m1}} dx = \frac{1}{E_b I_{m1}} \int_x^H \frac{I_{m1}}{I_0} [M_0 - Lt(x)] dx$$

$$\text{și } d_i = \frac{L}{E_b I_0} \int_x^H M_0 dx - \frac{L^2}{E I_0} \int_x^H t(x) dx$$

(3.10)

3.4.3.2. Deplasarea produsă de încovoirea lamelei echivalente, ținând seama și de deplasarea din alunecare este :

$$d_b = \frac{h \cdot l_0^3}{12 E_b I_r} \left[1 + \frac{12 E_b I_r K}{G A_r l_0^2} \right] q(x). \quad (3.11)$$

în care : K = coeficient de formă;

G = modul de elasticitate transversală.

Considerînd :

$$I_{re} = \frac{I_r}{1 + \frac{12 E_b I_r K}{G A_r l_0^2}} \quad (3.12)$$

relația (3.11) devine :

$$d_b = \frac{h \cdot l_0^3}{12 \cdot E_b \cdot I_{re}} q(x). \quad (3.13)$$

3.4.4. Ecuația diferențială a solicitărilor interioare.

$$d_i - d_b - d_m = 0 \quad (3.14)$$

Substituind ecuațiile (3.10), (3.13) și (3.4) în ecuația (3.14) :

$$\frac{L}{E_b I_0} \int_x^H M_0 dx - \frac{L^2}{E_b I_0} \int_x^H t(x) dx - \frac{1}{E_b} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_x^H q(x) dx - \frac{h l_0^3 q(x)}{12 E_b I_{re}} = 0$$

Derivînd această ecuație în raport cu x :

$$- \frac{L}{E_b I_0} M_0 + \frac{1}{E_b} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{L^2}{I_0} \right) t(x) - \frac{h l_0^3}{12 E_b I_{re}} \frac{dq(x)}{dx} = 0$$

Porța axială rezultă din acumularea forței tăietoare specifice așa cum a fost arătat în ecuația (3.2) :

$$\frac{dq(x)}{dx} = \frac{d^2t(x)}{dx^2} \quad (3.15)$$

$$\text{tind: } \delta^2 = \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{L^2}{I_0} \right) \left(\frac{12 I_{re}}{h \ell_0^3} \right) \quad (3.16)$$

și

$$\gamma^2 = \frac{12 L I_{re}}{I_0 h \ell_0^3} \quad (3.17)$$

ecuația diferențială finală devine :

$$\frac{d^2t(x)}{dx^2} - \delta^2 t(x) = -\gamma M_0 \quad (3.18)$$

Soluția acestei ecuații are următoarea formă :

$$t(x) = A \operatorname{sh} \delta x + B \operatorname{ch} \delta x + C \quad (3.19)$$

A și B se determină cu ajutorul condițiilor de margine. C este o soluție particulară.

3.4.5. Condiții de margine.

$$a) \quad t(x) = 0 \quad \text{pentru } x = 0$$

$$b) \quad q(x) = 0 \quad \text{pentru } x = H.$$

Rezultă :

$$A = \frac{1}{\beta^2} \left[\left(\frac{2}{\beta^2} - 1 \right) \frac{1}{\operatorname{ch} \beta} + \frac{2}{\beta} \frac{\operatorname{sh} \beta}{\operatorname{ch} \beta} \right] \quad (3.20)$$

$$B = -\frac{2}{\beta^2} \quad (3.21)$$

$$C = -\frac{1}{\beta^2} \left[\frac{\gamma^3}{3} - \frac{\gamma}{\beta} + \frac{2}{\beta^2} (\frac{\gamma}{\beta} - 1) \right] \quad (3.22)$$

$$\text{în care: } \beta = H \cdot \delta \quad (3.23)$$

3.4.6. Incărcările exterioare.

Considerînd încărcările exterioare produse din seism cu o distribuție triunghiulară funcția momentului este :

$$M_0 = S \cdot H \left(\frac{\gamma}{\beta} - \frac{\gamma^3}{3} \right) \quad (3.24)$$

3.4.7. Solicitări intericare și săgeți.

Forța axială se calculează cu relația :

$$t(\xi) = \frac{\gamma H^3 S}{\beta^2} \left[\frac{2}{\beta^2} \operatorname{th} \beta \operatorname{sh} \beta \xi + \frac{\operatorname{sh} \beta \xi}{\operatorname{ch} \beta} \left(\frac{2}{\beta^3} - \frac{1}{\beta} \right) - \frac{2}{\beta^2} \operatorname{ch} \beta \xi - \frac{\xi^3}{3} + \xi^2 + \frac{2}{\beta^2} (1 - \xi) \right] \quad (3.25)$$

Forța tăietoare specifică în lamele este :

$$q(x) = \frac{\gamma H^3 S}{\beta} \left[\frac{2}{\beta^2} \operatorname{th} \beta \operatorname{ch} \beta \xi + \frac{\operatorname{ch} \beta \xi}{\operatorname{ch} \beta} \left(\frac{2}{\beta^3} - \frac{1}{\beta} \right) - \frac{2}{\beta^2} \operatorname{sh} \beta \xi + \frac{1}{\beta} (2\xi - \xi^2) - \frac{2}{\beta^2} \right] \quad (3.26)$$

Forțele de corecție generate în lamele sînt :

$$R(x) = \gamma H C S \left[\frac{2}{\beta^2} \operatorname{th} \beta \operatorname{sh} \beta \xi + \frac{\operatorname{sh} \beta \xi}{\operatorname{ch} \beta} \left(\frac{2}{\beta^3} - \frac{1}{\beta} \right) - \frac{2}{\beta^2} \operatorname{ch} \beta \xi + \frac{2}{\beta^2} (1 - \xi) \right] \quad (3.27)$$

Săgeata laterală a diafragmei este calculată folosind

relația :

$$E_b I_0 \frac{d^2 y}{dx^2} = M_0 - L t(x)$$

și se obține :

$$y(\xi) = \frac{\gamma H^3}{E_b I_0} \left\{ \frac{1}{60} \left(\frac{\gamma L}{\delta^2} - 1 \right) \left[\xi^5 - 5\xi^4 + 15\xi^3 - 11 \right] - \frac{\gamma L}{\delta^2 \beta^2 \operatorname{ch} \beta} \left[\operatorname{ch} \beta \xi - \operatorname{sh} \beta \right] \right. \\ \left. \left(2\operatorname{sh} \beta + \frac{2}{\beta} - \beta \right) - 2\operatorname{ch} \beta (\operatorname{ch} \beta \xi - \operatorname{ch} \beta) - \frac{\beta^2 \operatorname{ch} \beta}{3} \left(\xi^3 - 3\xi^2 + \frac{6}{\beta} (\xi - 1) + 2 \right) \right\} \quad (3.28)$$

Săgeata în virful structurii este :

$$y_0 = \frac{\gamma H^3}{E_b I_0} \left\{ \left(1 - \frac{\gamma L}{\delta^2} \right) \left(\frac{11}{60} \right) - \frac{\gamma L}{\delta^2 \beta^4} \left[2\operatorname{ch} \beta - \operatorname{th} \beta \left(2\operatorname{sh} \beta + \frac{2}{\beta} - \beta \right) - \frac{2}{3} \beta^2 \right] \right\} \quad (3.29)$$

3.5. Calculul diafragmei folosind metoda diferențelor finite.

3.5.1. Introducere

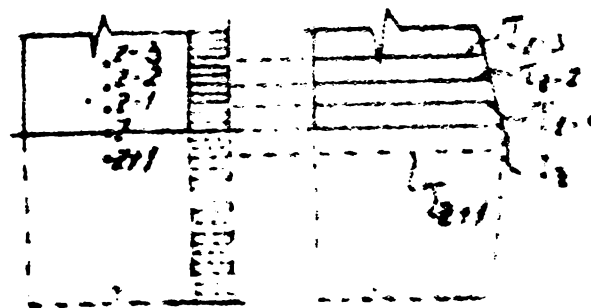
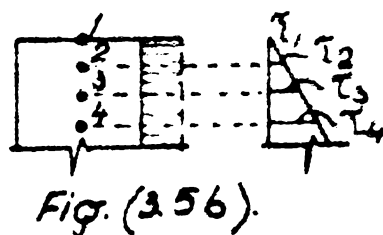
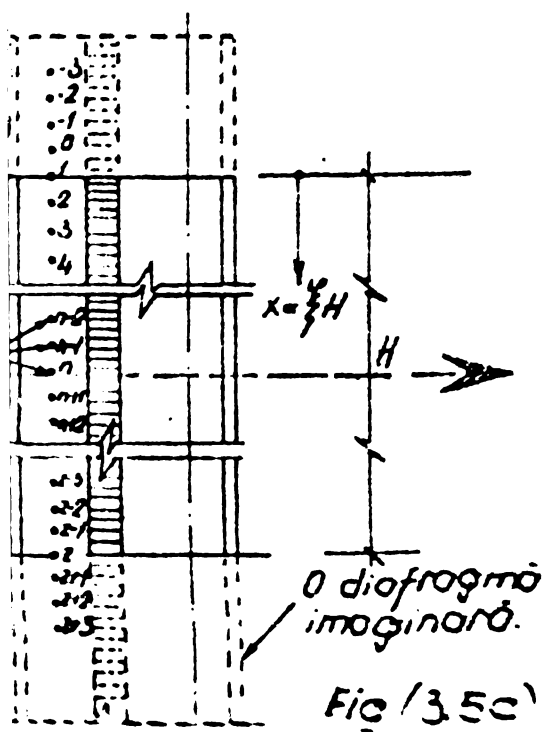
Metoda structurii continue echivalente în forma prezentată, are o aplicare limitată și anume numai la structurile cu diafragme cu caracteristici elastice și geometrice uniforme pe toată înălțimea lor. În realitate structurile cu diafragme sînt fisurate, datorită mai multor cauze chiar la un stadiu de încărcare redus, astfel însoț proprietățile diferitelor secțiuni ale diafragmei nu mai sînt uniforme și ca urmare aplicarea acestei

metode devine necorespunzătoare. Cu toate că această metodă s-a dezvoltat luând în considerare mai multe variații ale unor caracteristici pe înălțimea structurii, a fost necesară găsirea unor metode generale care să țină seama de toate variațiile caracteristicilor, reflectându-se astfel cât mai corect comportarea reală a structurii sub acțiunea încărcărilor exterioare la diferite stadii de încărcare.

Una dintre metodele aplicate calculului diafragmei este metoda diferențelor finite. Ecuația diferențială a acestei metode se obține din condiția de compatibilitate a deplasărilor lamelor, în mijlocul deschiderii lor, la fiecare nivel. Această ecuație este :

$$\frac{L}{E_b I_0} \int_x^H M_0 dx - \frac{L^2}{E_b I_0} \int_x^H t(x) dx - \frac{1}{E_b} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_x^H t(x) dx - \frac{h^3 \log_2(x)}{12 E_b I_{re}} = 0 \quad (3.30)$$

Această ecuație ține seama de variabilitatea proprietăților montanților și lamelor. Deci, această acțiune se poate transforma într-o ecuație de recurență, incluzând ca necunoscute forțele axiale $t_{(n)}$ concentrate în nodurile structurii (fig.3.5).



3.5.2. Ecuația de recurență.

Ecuația (3.30) poate fi modificată prin introducerea proprietăților variabile ale materialelor.

$$\int_x^H \frac{L_x M_0 dx}{E_{mx} I_{0x}} - \int_x^H \frac{L_x^2 t(x) dx}{E_{mx} I_{0x}} - \int_x^H \frac{1}{E_{mx}} \left(\frac{1}{A_{1x}} + \frac{1}{A_{2x}} \right) t(x) dx - \frac{h_x l_{0x}^3}{12 E_{bx} I_{rex}} q(x) = 0 \quad (3.31)$$

E_{mx} = modulul de elasticitate al montanului la nivelul x
 E_{bx} = modulul de elasticitate al buiandrugului la nivelul x ;
 $A_{1,x}$; $A_{2,x}$; I_{0x} ; I_{rex} = sînt proprietățile geometrice ale montan-
 ților și buiandrugilor la nivelul (x).

Derivînd ecuația (3.31) în raport cu x se obține :

$$-\frac{M_0 L_x}{E_{mx} I_{0x}} + \frac{1}{E_{mx}} \left(\frac{1}{A_{1x}} + \frac{1}{A_{2x}} + \frac{L_x^2}{I_{0x}} \right) t(x) - K \frac{dq(x)}{dx} - q(x) \frac{dK}{dx} = 0 \quad (3.32)$$

unde :

$$K = \frac{h_x l_{0x}^3}{12 E_{bx} I_{rex}} \quad (3.33)$$

Prin rearanjarea ecuației (3.32) se obține :

$$\frac{d^2 t(x)}{dx^2} + \left(\frac{dK}{dx} \right) \left(\frac{dt(x)}{dx} \right) - \delta^2 t(x) = -\gamma M_0 \quad (3.34)$$

$$\text{unde : } \delta^2 = \left(\frac{1}{A_{1x}} + \frac{1}{A_{2x}} + \frac{L_x^2}{I_{0x}} \right) \left(\frac{12 I_{rex}}{h_x l_{0x}^3} \right) \quad (3.34a)$$

$$\text{și : } \gamma = \frac{12 L_x I_{rex}}{L_{0x} h_x l_{0x}^3} \quad (3.34b)$$

Relația (3.34) este o ecuație diferențială avînd ca va-
 riabile K , δ , γ , M_0 și t , care sînt funcție de x .

La punctele nodale, (fig.3.5a) K , δ , γ , M_0 sînt cunos-
 cute. Singura necunoscută fiind t .

Ecuația (3.34) poate fi transformată într-o ecuație de
 recurență incluzîndu-se forțele axiale t ca necunoscuta la punc-
 tele nodale discrete, astfel :

$$t_{n+1} \left[\gamma \left(\frac{h_{0n} - h_{0n+1}}{h_{0n}} \right) \right] + t_n \left[-\delta - h_{0n}^2 \delta_n^2 \right] + t_{n-1} \left[\gamma \left(\frac{h_{0n-1} - h_{0n}}{h_{0n-1}} \right) \right] = -h_{0n}^3 \gamma_n M_{0n}$$

(3.35)

h_0 = distanța dintre punctele nodale.

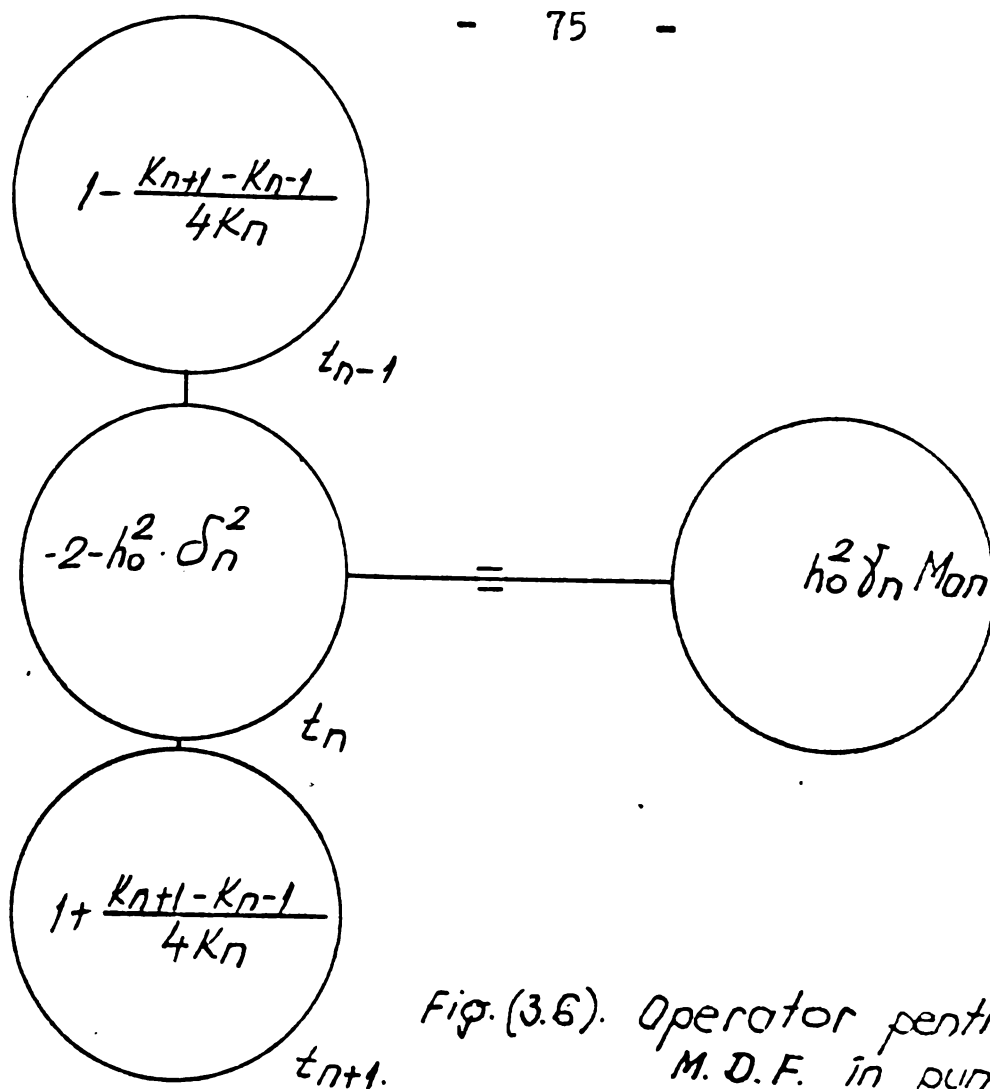


Fig. (3.6). Operator pentru aplicarea M. D. F. în punctul „n”.

Figura 3.6 arată un operator pentru aplicarea metodei în punctul „n”.

Etapele de calcul sînt :

a) Aplicarea ecuației (3.35) la toate punctele nodale $1 - z$, obținîndu-se z ecuații liniare.

b) Introducerea condițiilor de margine în sistemul de ecuații liniare.

c) Rezolvarea sistemului de ecuații pentru a se obține forțele axiale în cele z puncte nodale.

d) Calculul celorlalte eforturi secționale ale structurii la toate punctele nodale folosind ecuații de echilibru.

3.5.3. Incărcarea exterioară.

Momentul din încărcarea exterioară, distribuită triunghiular, poate fi exprimat de următoarea funcție :

$$M_{0n} = \frac{\delta_n^2 \cdot H}{3z^3} (3z - n). \quad (3.36)$$

z = numărul punctului nodal la baza montantului;

n = numărul punctului nodal pentru care se calculează momentul.

3.5.4. Condiții de margine.

Condițiile de margine întâlnite mai des în practică sînt :

a) Condițiile de margine la vîrfurstructurii (fig.3.5b)
(liber la vîrf) $n = 1$; $t_1 = 0$ (3.37)

b) Condițiile de margine la baza diafragmei (fig.3.5c)
(încastat în bază).

$$n = z ; \quad q_z = 0 ; \quad \Rightarrow \quad t_{z+1} = t_{z-1} \quad (3.38)$$

3.6. Mecanismul de colaps.

Capacitatea maximă a unei diafragme este atinsă cînd intervine un mecanism de colaps, în care se formează articulații plastice necesare pentru ca diafragma să atingă starea limită. Aceste articulații plastice trebuie să aibă o capacitate suficientă de rotire pentru a menține forțele constante în timpul curgerii.

Unele lucrări analizînd colapsuri produse ca urmare a unor

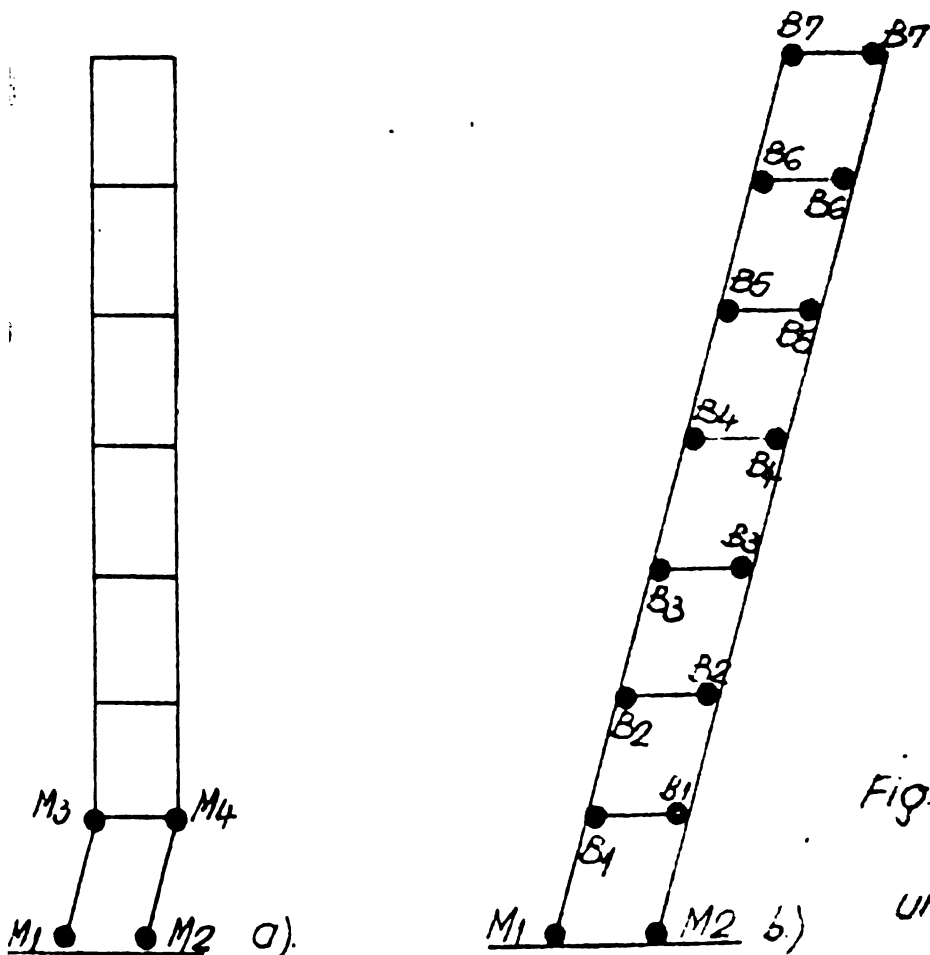


Fig. (3.7) Mecanisme de colaps probabile ale unei diafragme.

cutremure naturale /102/ /71/ /40/ au arătat că un mecanism de colaps prin alunecare (fig.3.7a) se dezvoltă numai în cazul structurilor cu diafragme avînd un parter elastic, datorită variației bruște a rigidității la acest nivel.

În majoritatea cazurilor, mecanismul de colaps la diafragme cu un șir de goluri s-a produs prin formarea articulațiilor plastice la capetele buiandrugilor, ulterior formându-se articulații plastice la bazele montanților, (fig.3.7b). Numărul articulațiilor plastice necesare formării unui asemenea mecanism de colaps este de două ori numărul etajelor. Sînt necesare cîte două articulații la fiecare buiandrug și cîte o articulație la baza fiecărui montant. Folosind procedeu pas cu pas s-a evaluat comportarea elastică - plastică a diaframelor la diferite stadii de încărcare (fig.3.8).

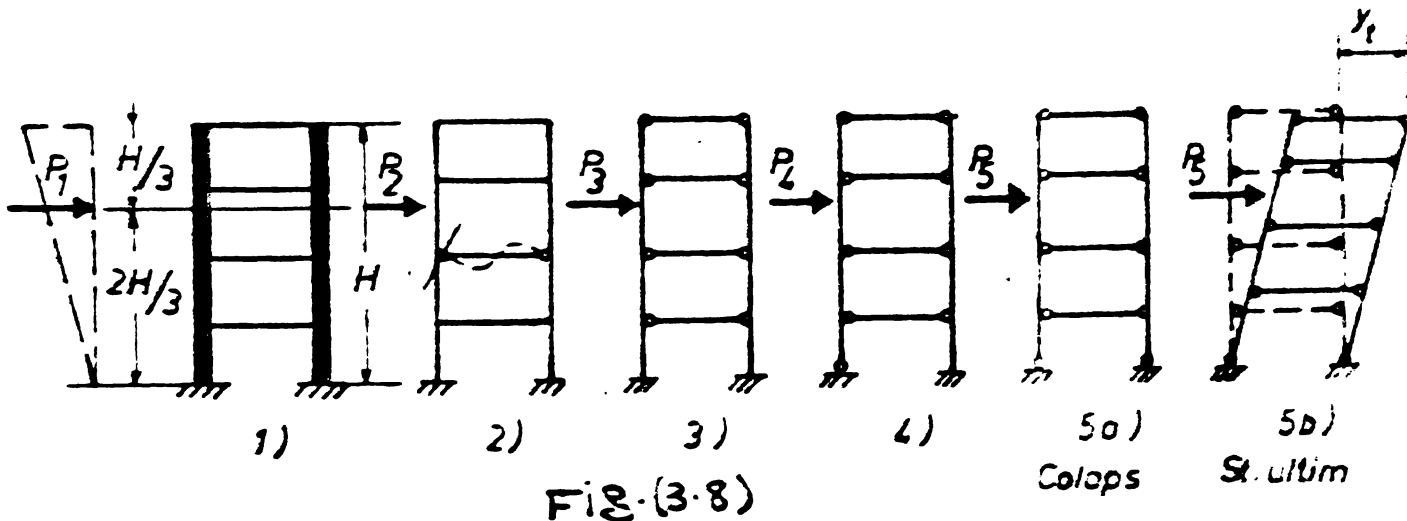


FIG. (3.8)

- 1) Forța exterioară acționează pe structura elastică (fig.3.8.1).
- 2) Buiandrugul cel mai înălțat atinge limita de curgere a armăturii (fig.3.8.2).
- 3) Plastificarea totală a buiandrugilor (fig.3.8.3).
- 4) Atingerea limitei de curgere a armăturii în montanții (1) (fig.3.8.4).
- 5) Atingerea limitei de curgere a armăturii în montanții (2) (fig.3.8.5a).
- 6) Atingerea deformății maxime a aceluia mecanism de colaps. Acest stadiu reprezintă stadiul ultim (fig.3.8.6).

Este important de subliniat că, formarea articulațiilor plastice la toate capetele buiandrugilor înainte ca montanții să atingă limita de curgere, este o cerință foarte importantă în

proiectarea modernă antiseismică a diafragmelor pentru asigurarea unei capacități mari de disipare a energiei prin deformarea port-elastică a buiandrugilor și printr-o linie elastică avînd o rigiditate suficientă. Astfel se limitează volumul de avarii produs sub acțiunea unor cutremure moderate și structura poate supraviețui la un cutremur violent. Remedierea distrugerilor la buiandrugii se poate face relativ ușor și mai puțin costisitor. Inceperea curgerii la montanți ar însemna începerea unei distrugerii totale a structurii și deci remedierea ar fi dificilă și în același timp costisitoare.

Sucesiunea formării articulațiilor plastice la diafragme depinde de caracteristicile elastice și geometrice ale componentelor ^{formate ale} diafragmelor. La diafragmele care au buiandrugii cu o rigiditate relativ mare, în momentul în care secțiunea de la baza montanțului atinge limita de curgere, o plastificare parțială s-a dezvoltat la capetele buiandrugilor și pe zona cea mai solicitată a diafragmei. Deci analiza descrisă anterior care impune succesiunea formării articulațiilor, nu poate fi aplicată la toate tipurile de diafragme.

În lucrarea /47/ s-au obținut expresii pentru evaluarea deformațiilor elastico-plastice ale buiandrugilor la o diafragmă care prezintă o plastificare parțială a buiandrugilor în momentul cînd montantul atinge limita de curgere.

În starea ultimă a diafragmei se va produce un mecanism de colaps ca și cel arătat în fig. 3.7b. Se va prezenta în continuare un calcul elastico-plastic al diafragmelor folosind procedeul pas cu pas și metoda diferențelor finite. Succesiunea formării articulațiilor plastice se va cunoaște utilizînd creșterea treptată a încărcării exterioare. Calculul se face ținînd seama de fisurarea buiandrugilor și montanților.

3.7. Definierea rotirilor și ductilităților.

Structurile cu diafragme din beton armat, nu prezintă în realitate o relație liniară elastico - plastică ideală între forță și deplasare, datorită degradării considerabile a rigidității pe durata încărcării progresive. În consecință este greu de precizat punctul de la care începe dezvoltarea deformațiilor plastice, pe baza relației forță - deplasare.

Ductilitatea în ansamblu a unei structuri cu diafragme este strîns legată de stabilirea acestui punct. Pentru realizarea

unui calcul elasto - plastic al structurilor cu diafragme, este importantă stabilirea unor definiții privind rotirile și ductilitățile componentelor diafragmei.

a) Definiția rotirii unui buiandrug θ_b este arătată în fig.3.9. Se presupune că buiandrugul are o relație liniară elasto - plastică (fig.3.10). Rotirea unui buiandrug θ_b reprezintă

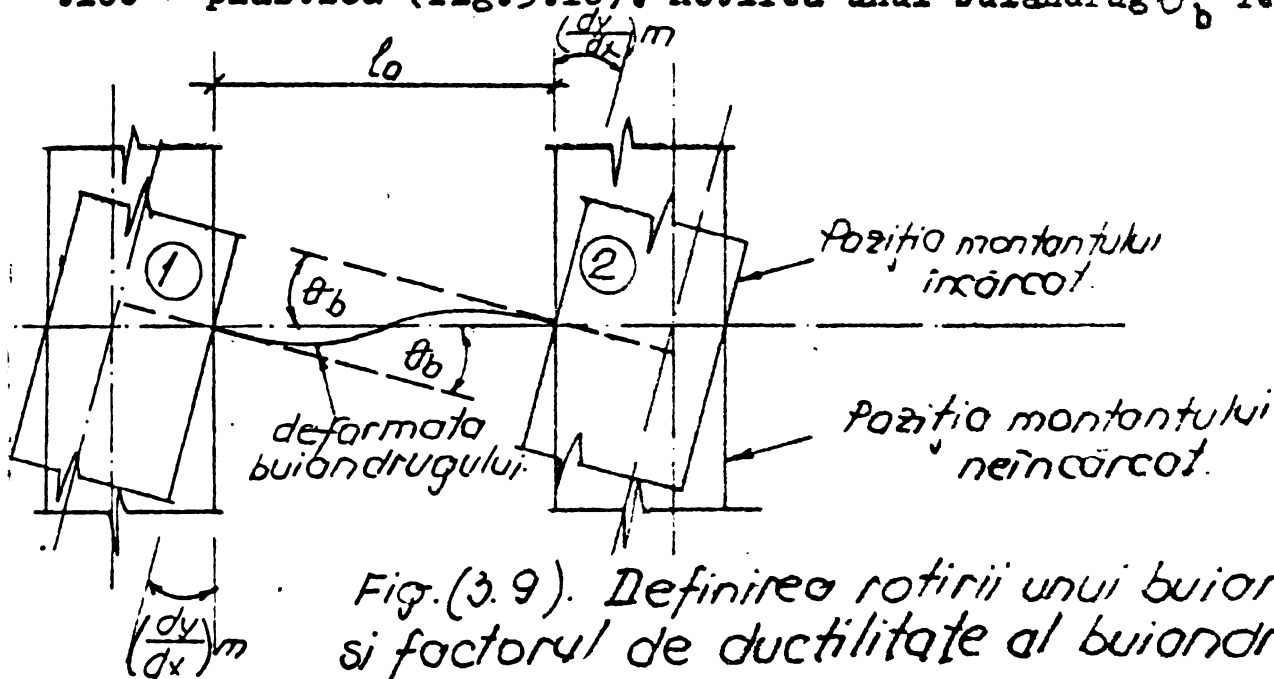


Fig.(3.9). Definiția rotirii unui buiandrug și factorul de ductilitate al buiandrugului.

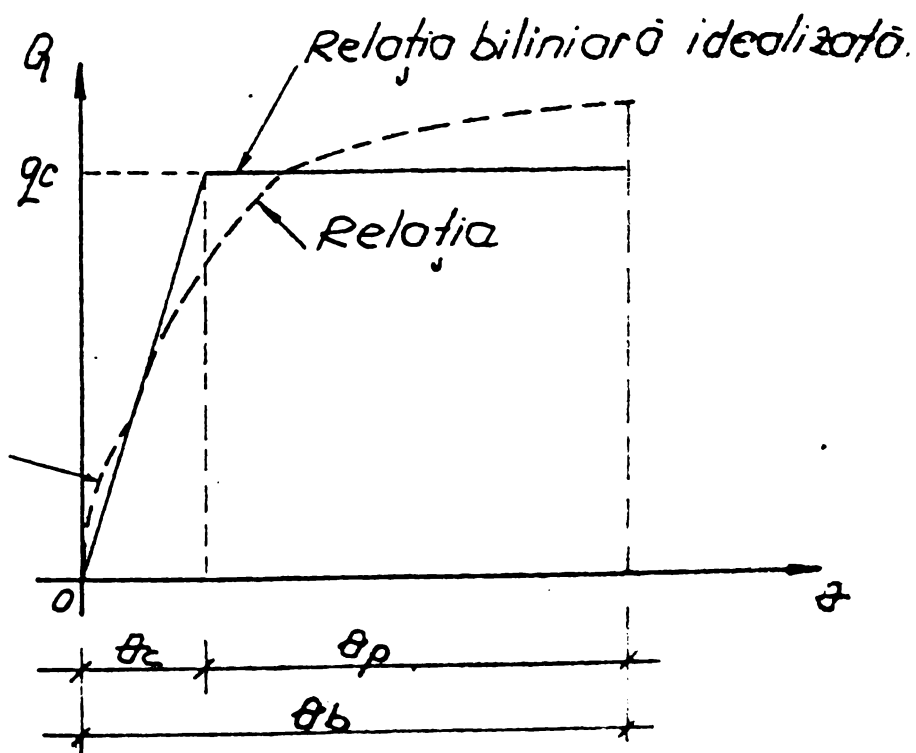


Fig. (3.10). Relația forță-rotire elasto-plastică a buiandrugului

o rotire elastică pînă la atingerea limitei de curgere θ_c . După limita de curgere, această rotire este alcătuită dintr-o rotire de curgere θ_c și o rotire plastică θ_p astfel :

$$\theta_b = \theta_c + \theta_p \quad (3.39)$$

Se pune condiția de compatibilitate a deplasării verticale la mijlocul deschiderii buiandrugului,

$$d_j = d_b + d_m.$$

unde

$$d_j = L \frac{dy_1}{dx} = L \frac{dy_2}{dx} = L \frac{dy}{dx} \quad (3.40)$$

$$\frac{dy}{dx} = \text{rotirea montantului}$$

$$d_b = l_0 \theta_b \quad (3.41)$$

Ecuația de compatibilitate devine :

$$\theta_b = \frac{L}{l_0} \left(\frac{dy}{dx} \right)_m - \frac{d_m}{l_0} \quad (3.42a)$$

Factorul de ductilitate μ_b este definit ca raportul dintre rotirea buiandrugului θ_b la orice stadiu de încărcare și rotirea de curgere a buiandrugului θ_c , considerîndu-se o relație (forță - deplasare) biliniară pentru buiandrug.

$$\mu_b = \frac{\theta_b}{\theta_c} \quad (3.42b)$$

b) Rotirea montantului este definită cu relația :

$$\theta_m = \int_0^H \varphi dx \quad (3.43)$$

unde φ este curbura montantului.

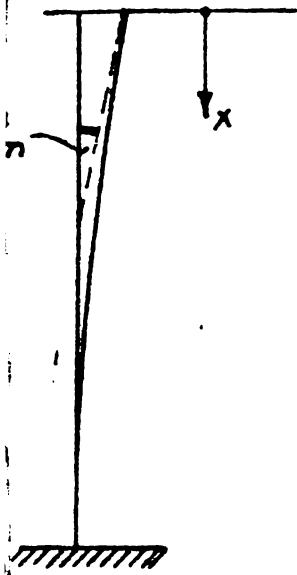
θ_m = unghiul dintre tangenta deformației și vârful structurii la un stadiu de încărcare, și poziția inițială a ei (fig.3.11).

Pînă la atingerea limitei de curgere la baza montanților, curbura nu variază semnificativ la o creștere mică a încărcărilor exterioare. Rotirea montantului θ_m , la atingerea limitei de curgere se numește rotirea de curgere θ_{mc} .

Interacțiunea forță - moment - rotire pentru secțiunea montantului este arătată în fig.3.12. Pentru evaluarea rotirii montantului θ_{mc} la atingerea limitei de curgere se ia în considerare efectul fisurării astfel :

$$\theta_{mc} = \int_0^H \frac{M_x}{E_{bm} \cdot I_{mf}} dx. \quad (3.44)$$

M_x = momentul ce acționează montantul la nivelul x când secțiunea lui critică atinge limita de curgere a armăturii. Pentru $x = H$ $M_x = M_{max}$.



Rotirea de curgere θ_{mc} este arătată în fig. (3.13a). Săgeata la virful montantului când secțiunea critică la baza lui atinge limita de curgere este y_{mc} . Se consideră ipoteza încastrării perfecte la baza montantului până la atingerea limitei de curgere.

Fig. (3.11). Deformata montantului.

Fig. 3.13b arată deformata montantului la un stadiu de încărcare depășind limita de curgere la baza lui. $\theta_m = \theta_{mc} + \theta_{mp}$

$$(3.45)$$

Interacțiunea S-M- θ idealizată.

Interacțiunea S-M- θ reală

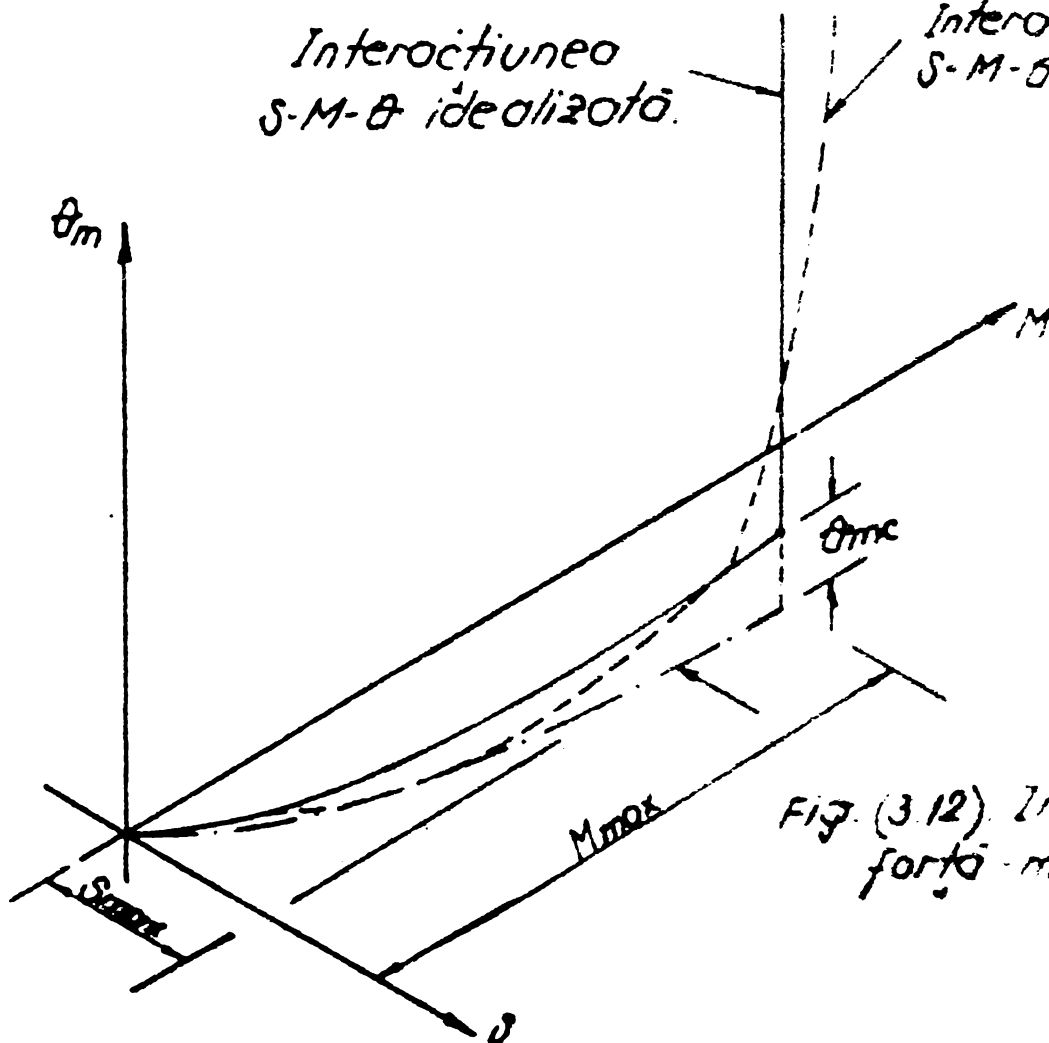


Fig. (3.12). Interacțiunea forță-moment-rotire

θ_m = rotirea totală definită, în fig.3.11;
 θ_{mc} = rotirea de curgere a montantului;
 θ_{mp} = rotirea plastică dezvoltată după atingerea limitei de curgere la baza montantului.

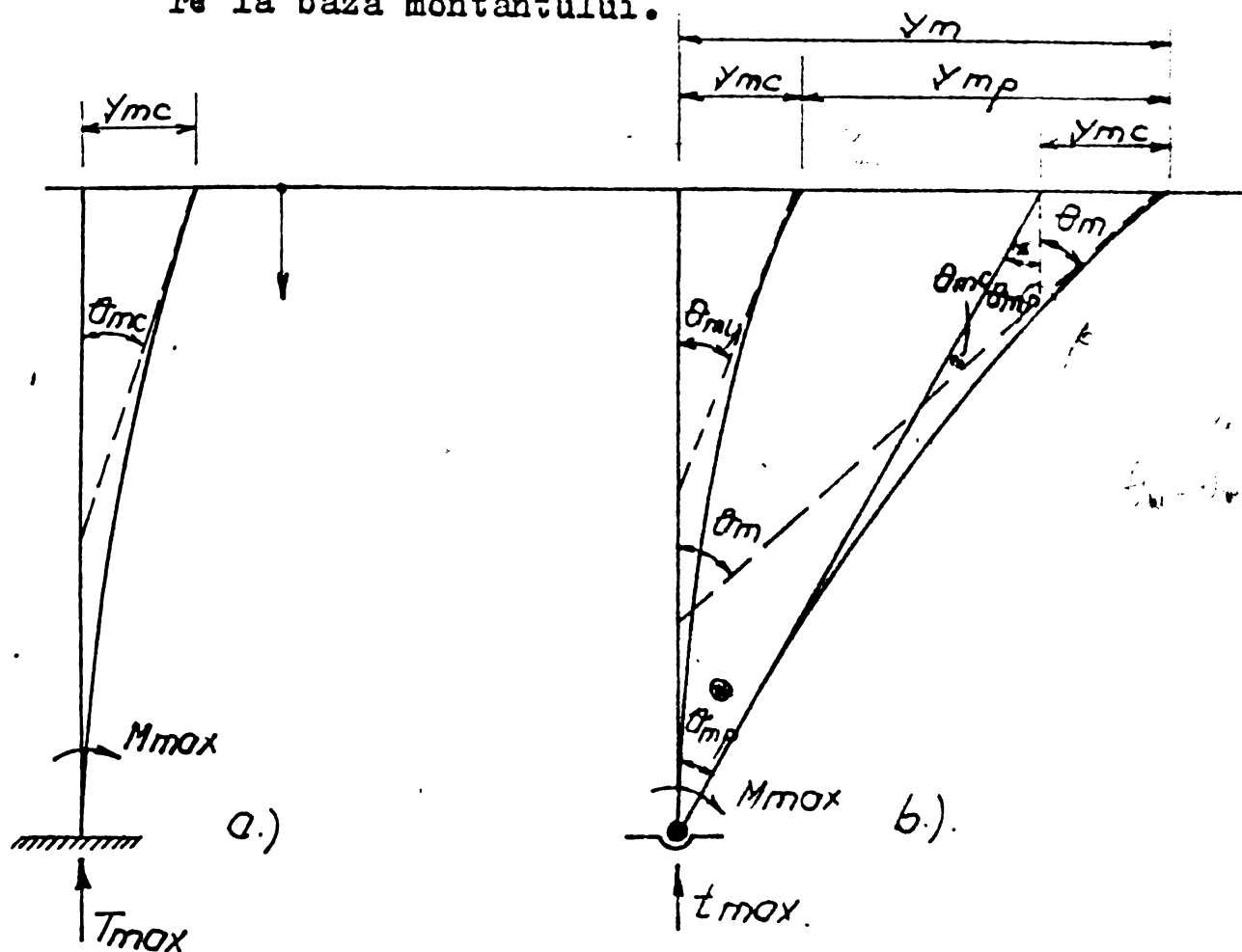


Fig. (3.13). Rotirea unui montanț.

Factorul de ductilitate a montantului este definit ca raportul dintre rotirea montantului θ_m la un anumit stadiu de încărcare și rotirea lui θ_{mc} .

$$\mu_m = \frac{\theta_m}{\theta_{mc}} \quad (3.46)$$

Este important de subliniat, că folosirea noțiunii de factor de ductilitate prin rotire, în locul factorului de ductilitate prin deplasare la vârful structurii, are drept scop de a face deosebire între ductilitatea montantului și ductilitatea celui comprimat.

c) Factor de ductilitate prin deplasare μ_0 .

Deplasarea vârfului unei diafragme supusă la încărcuri la-

terale crescătoare, după plastificarea celui mai sollicitat buian-
drug se numește deplasare de curgere y_{oc} (fig.3.14).

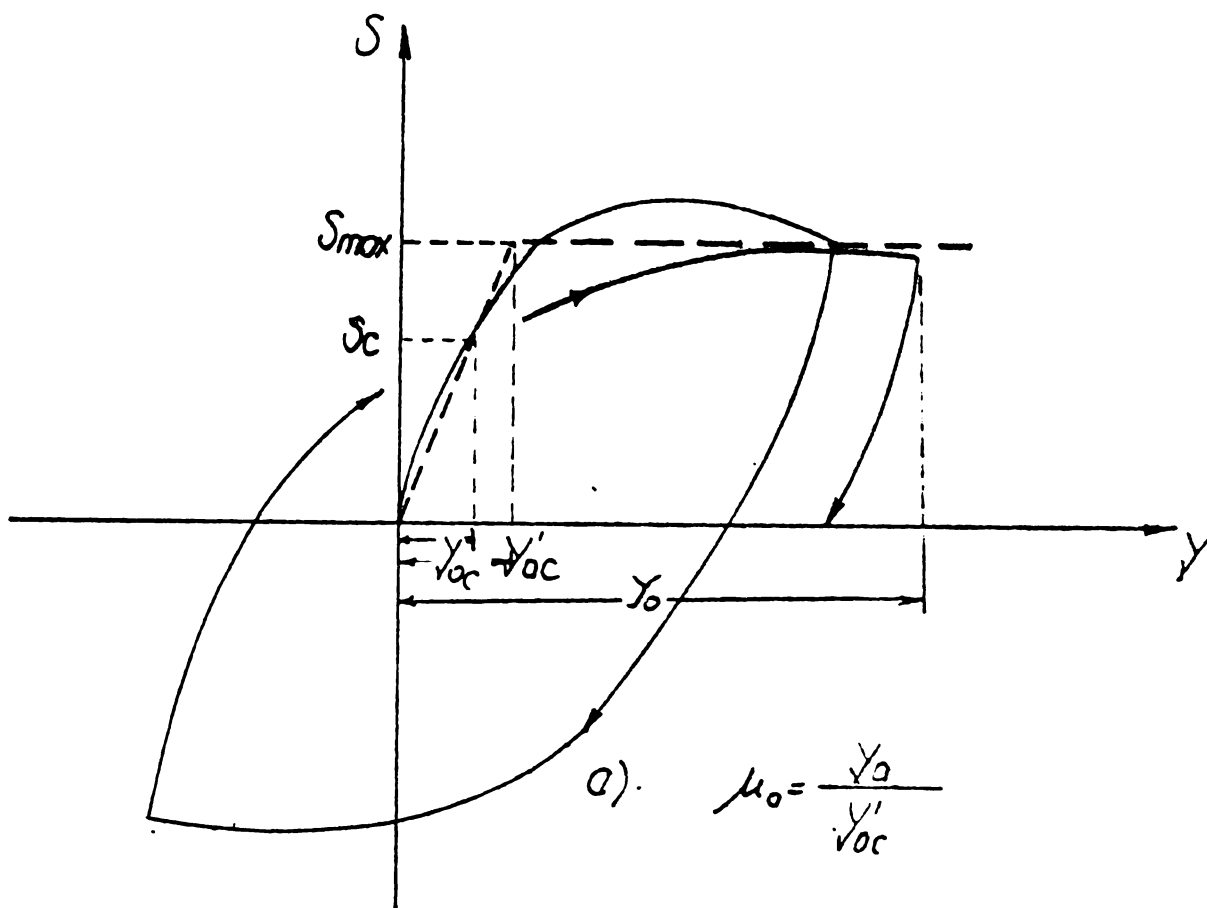


Fig. (3.14). Factorul de ductilitate prin deplasare a unei diafragme.

Se poate însă idealiza relația (S - y) obținându-se y'_{oc} .
Factorul de ductilitate prin deplasare μ_o se definește ca rapor-
tul dintre deplasarea vârfului structurii la un stadiu dat de în-
cărcare și deplasarea de curgere.

$$\mu_o = \frac{y_o}{y'_{oc}} \quad (3.47)$$

3.8. Stadiile de calcul elasto-plastic. / 73 / 73 / 8

Acest studiu are drept scop punerea în evidență a ductilității necesare buiandrugilor și montanților unei diafragme aflată sub acțiunea unui cutremur violent, la atingerea stării ultime a ei. Se urmărește comportarea diafragmei sub acțiunea încărcărilor laterale care cresc progresiv pînă se atinge starea ultimă în diafragmă.

Se disting următoarele stadii de încărcare :

- a) Structura lucrează în domeniul elastic sub acțiunea încărcărilor exterioare convenționale rezultate din calcul.
- b) Buiandrugul cel mai solicitat atinge limita de curgere a armăturii.
- c) Buiandrugul J atinge limita de curgere a armăturii.
- d) Buiandrugul ultim atinge limita de curgere a armăturii.
- e) Montantul întins (1) atinge limita de curgere a armăturii.
- f) Montantul comprimat (2) atinge limita de curgere a armăturii.
- g) Atingerea deformației maxime a acestui mecanism de colaps.

a) În acest stadiu de calcul, structura este supusă la încărcări exterioare evaluate convențional conform normelor de calcul. Eforturile secționale și deformațiile diafragmei de calculează după metode elastice de calcul.

b) Se presupune că buiandrugii sînt caracterizați de o relație (forță - deplasare) elasto - plastică biliniară.

Fie

q_{max} - forța tăietoare în cel mai solicitat buiandrug;
 q_c - forța tăietoare la care acest buiandrug atinge limita de curgere

$$S_e = \frac{q_c}{q_{max}} \cdot S \quad (3.48)$$

c) În acest stadiu, o plastificare parțială se produce la cei mai solicitați buiandrugii care nu mai pot prelua forțe tăietoare suplimentare.

d) Buiandrugii sînt plastificați în totalitate astfel că ei nu mai pot prelua nici o forță suplimentară și orice creștere a încărcării exterioare este preluată de montanți.

Ecuția (3.42) se poate scrie sub următoarea formă :

$$\theta_p = \frac{L}{l_0} \theta_m - \frac{dm}{l_0} - \theta_c \quad (3.49)$$

Este evident că lamela inferioară nu poate curge datorită încărcării perfecte a diafragmei la baza ei. Pe de altă parte s-a constatat că prin încercări faptul că buiandrugii inferior și superior /23/ nu ating limita de curgere. Pentru scopuri practice, dacă n este numărul buiandrugilor se consideră că (n-1) buiandrugii ating limita de curgere.

Deci : $l_{max} = \frac{(n-1)}{n} \cdot q_c \cdot H.$

$$\theta_p = \frac{L}{l_0 E_b \cdot I_0} \int_x^H (M_0 - L q_c x) dx - \frac{1}{l_0 E_b} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_x^H q_c x dx - \theta_c. \quad (3.50)$$

Cunoscînd ecuația momentului :

$$M_0 = S \cdot H \left(\frac{\xi^2}{2} - \frac{\xi^3}{3} \right)$$

Rotirea de curgere a lamlelor devine :

$$= \frac{L H^2}{l_0 E_b I_0} \left\{ S_c \left[\frac{1}{4} + \frac{\xi^4}{12} - \frac{\xi^3}{3} \right] - \frac{L q_c}{2} (1 - \xi^2) \right\} - \frac{q_c H^2}{2 l_0 E_b} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) (1 - \xi^2) - \theta_c \quad (3.51)$$

Considerîndu-se practic $\theta_b = \theta_c$ cînd $\xi = 0,9$, rezultă :

$$S_c = \frac{L_0 E_b I_0 (1 + 0,192)}{0,062 L H^2} \cdot \theta_c. \quad (3.52)$$

$$\text{in core } Z = \frac{q_c H^2}{2 l_0 E_b \theta_c} \left[\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{L^2}{I_0} \right] \quad (3.53)$$

Deci factorul de ductilitate a buiandrugilor se obține înlocuind în ecuația (3.51) ecuația (3.52)

$$\frac{\theta_p}{\theta_c} = \frac{1 + 0,192}{0,062} \left[\frac{1}{4} + \frac{\xi^4}{12} - \frac{\xi^3}{3} \right] - Z (1 - \xi^2) - 1 \quad (3.54)$$

a). $\frac{\theta_p}{\theta_c} = 0 \Rightarrow \xi = 0,9.$

b). $\frac{\theta_p}{\theta_c} = -1 \Rightarrow \xi = 1,0$

Relația (3.54) s-a obținut considerînd o plastificare de cel puțin 90 % din înălțimea structurii. (această ipoteză este acceptabilă pentru diafragmele avînd mai puțin decît 11 nivele). Dar această ipoteză trebuie verificată punîndu-se condiția de margine la vîrful structurii.

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_c} \gg 0 \text{ chiar dac\u0103 } \xi = 0$$

Din ecuația (3.54) rezultă c\u0103 :

$$z \leq 12,5 = z_c \tag{3.55}$$

C\u00e2nd $z > z_c$ buiandrugi superiori nu mai ating limita de curgere. In această situație, dac\u0103 se pune condiția atingerii limitei de curgere

c\u00e2nd $\xi = 0 \Rightarrow \sigma_b = \sigma_c$ și $\sigma_p = 0$

Din ecuația (3.51) se obține :

$$S'_c = \frac{4 l_0 E_b I_0 (z+1)}{L^2} \cdot \sigma_c \tag{3.56}$$

Rotirile postelastice s\u00e2nt determinate de ecuația :

$$\frac{\theta_p}{\theta_c} = \frac{4(z+1)}{1} \left[\frac{1}{4} + \frac{\xi^4}{12} - \frac{\xi^3}{3} \right] - z(1 - \xi^2) - 1 \tag{3.57}$$

a). $\frac{\theta_p}{\theta_c} \gg 0 \Rightarrow \xi = 0$

b). $\frac{\theta_p}{\theta_c} \gg 0 \Rightarrow \xi = 0,9$

c). $\frac{\theta_p}{\theta_c} = -1$ c\u00e2nd $\xi = -1$.

In acest procedeu, se consider\u0103 c\u0103 montanții se mențin \u00een domeniul elastic p\u00e2n\u0103 la atingerea plastific\u0103rii totale a buiandrugilor. Atunci structura este supus\u0103 la o \u00eenc\u0103rcare exterioar\u0103 total\u0103 S_c sau S'_c . Deplasarea diafragmei se calculeaz\u0103 cu urm\u0103toarea relație :

$$= \frac{H^3}{E_b I_0} \left\{ S_c \left[\frac{11}{60} - \frac{\xi^5}{60} + \frac{\xi^4}{12} - \frac{\xi^3}{3} \right] - \frac{z_c L}{2} \left(\frac{\xi^3}{3} + \frac{2}{3} \right) \right\} \tag{3.58}$$

Deplasarea maximă la vârful diafragmei :

$$y_{oc} = \frac{H^3}{E_b I_0} \left[S_c \frac{11}{60} - \frac{q_c}{3} L \right] \quad (3.59)$$

e) Încărcarea de curgere în montantul "1". Orice creștere a încărcării exterioare este preluată de montanți care mai lucrează în domeniul elastic. Încărcarea exterioară necesară atingerii limitei de curgere în montantul "1" este " S". Deci momentele generate în ambii montanți în stadiul atingerii limitei de curgere în montantul "1"

$$M_1\left(\frac{l}{3}\right) = \frac{H I m_1}{I_0} \left[(S_c + \Delta S) \left(\frac{l^2}{3} - \frac{l^3}{3} \right) - L q_c \frac{l}{3} \right] \quad (3.60a)$$

$$M_2\left(\frac{l}{3}\right) = \frac{I m_2}{I m_1} M_1\left(\frac{l}{3}\right) \quad (3.60b)$$

Momentele maxime la baza montanților devin :

$$M_{1(1)} \leq \frac{H I m_1}{I_0} \left[(S_c + \Delta S) \left(\frac{2}{3} - 0,9 q_c L \right) \right] = M_{max,1} \quad (3.61)$$

$$M_{2(1)} \leq \frac{I m_2}{I m_1} M_{max,1} \leq M_{max,2} \quad (3.62)$$

unde : $M_{max,1}$ și $M_{max,2}$ sînt momentele de curgere ale montanților.

Rotirea elastică a diafragmei datorită încărcării suplimentare ΔS

$$\theta'_m = \frac{\Delta S \cdot H^2}{E_b \cdot I_0} \left[\frac{1}{4} - \frac{l^3}{3} + \frac{l^4}{12} \right] \quad (3.63)$$

Aceste rotiri elastice în montanți, provoacă rotiri plastice suplimentare în buiandrugi

$$\theta'_p = \frac{L}{l_0} \theta'_m \quad (3.64)$$

Săgeata elastică suplimentară la vârful structurii :

$$y'_0 = \frac{\Delta S \cdot H^3}{E I_0} \left[\frac{11}{60} \right] \quad (3.65)$$

f) Încărcarea de curgere în montantul "2". Se consideră că momentul suplimentar este preluat numai de montantul "2". Fie $\Delta S'$ încărcarea exterioară suplimentară necesară ca montantul "2" să atingă limita de curgere. Momentele ce apar în montantul "2" sînt :

$$M_2\left(\frac{l}{3}\right) = \frac{H I m_2}{I_0} \left[\left(S_c + \Delta S + \Delta S' \frac{I_0}{I m_2} \right) \frac{2}{3} - 0,9 q_c L \right] \leq M_{max,2} \quad (3.66)$$

Momentul maxim la baza montantului "2" :

$$M_2(u) = \frac{H I_{m2}}{I_0} \left[\left(S_c + \Delta S + \Delta S' \frac{I_0}{I_{m2}} \right) \frac{2}{3} - 0,99 q_c H \right] \leq M_{max,2} \quad (3.67)$$

Rotirea elastică suplimentară în diafragmă :

$$\theta_m'' = \frac{H^2 \Delta S'}{E_b I_{m2}} \left[\frac{1}{4} + \frac{l^4}{12} - \frac{l^3}{3} \right] \quad (3.68)$$

Rotirea suplimentară în buiandrugi :

$$\theta_p'' = \frac{L}{l_0} \theta_m'' \quad (3.69)$$

Deplasarea suplimentară maximă în vârful diafragmei :

$$y_0'' = \frac{\Delta S' H^3}{E_b I_{m2}} \frac{11}{60} \quad (3.70)$$

g) Starea limită a diafragmei. Încărcarea totală exterioară care provoacă mecanismul de colaps este :

$$S_{max} = S_c + \Delta S + \Delta S' \quad (3.71)$$

Această încărcare ar trebui să fie :

$$S_{max} \geq \frac{3}{2H} \left[M_{1max} + M_{2max} + 0,99 q_c \cdot H \right] \quad (3.72)$$

pentru ca să producă mecanismul de colaps.

Este important de subliniat că orice rotire suplimentară a articulațiilor plastice formate la baza diafragmei θ_{mp} duce la rotații suplimentare în buiandrugi.

$$\theta_{bp} = \frac{L}{l_0} \theta_{mp} \quad (3.73)$$

Cu ajutorul acestor relații se poate calcula factorul de ductilitate necesar fiecărui buiandrug la atingerea mecanismului de colaps a diafragmei.

3.9. Rezolvarea problemei cu ajutorul metodei diferențelor finite.

Calculul rotirilor pentru componentele diafragmei la diferite stadii de încărcare se face cu metoda diferențelor finite. În primul stadiu de încărcare, când diafragma este supusă la încărcări exterioare calculate convențional după normele de calcul, determinarea eforturilor și rotirilor în diferite secțiuni se face considerînd diafragma în domeniul elastic.

Stadiul al doilea se produce cînd buiandrugul cel mai solicitat atinge limita de curgere. Folosind procedeul prin iterație, încărcarea exterioară suplimentară necesară formării unui alt set de articulații plastice la capetele buiandrugilor sau a articulațiilor plastice la baza diafragmei, depinde de articulațiile plastice formate anterior. Există trei cazuri, arătate în fig.3.15, care ar putea interveni. Distanțele $\frac{1}{3}H$; $\frac{2}{3}H$ variază între limitele

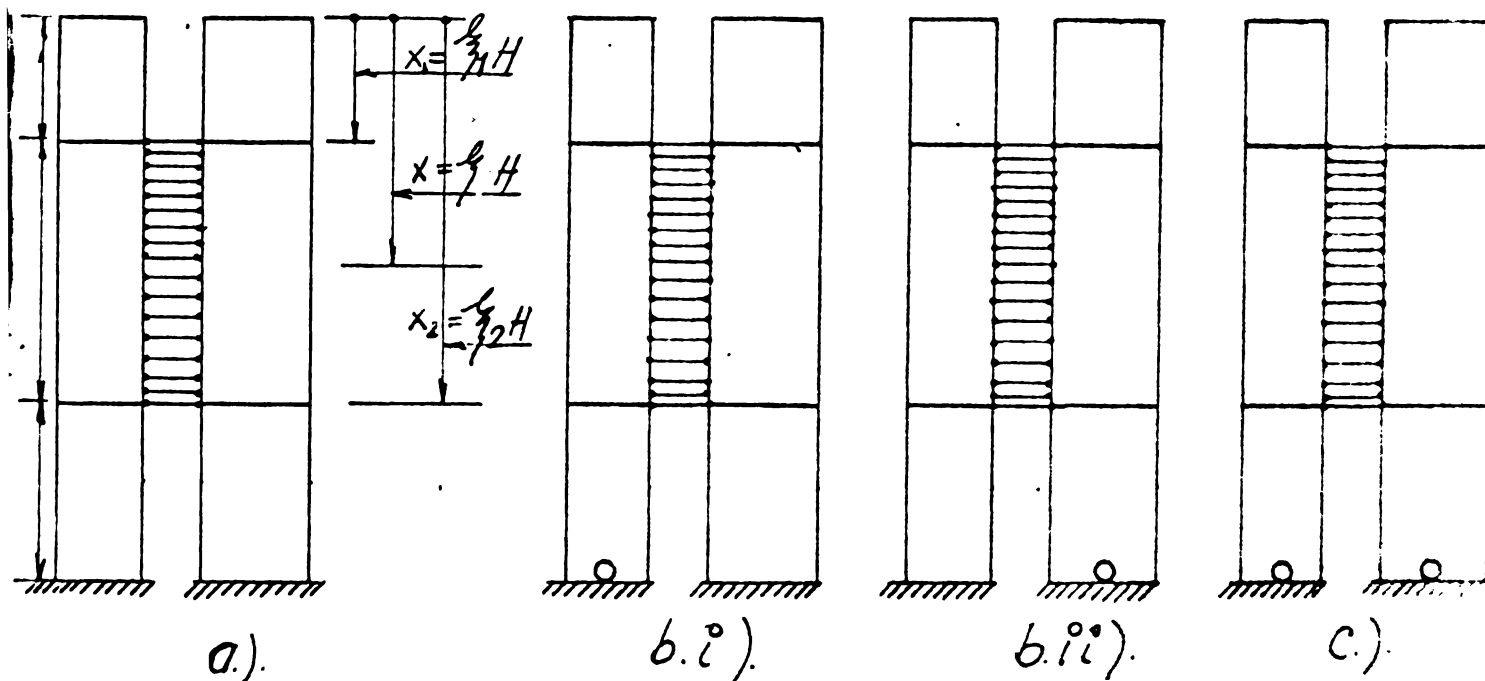


Fig. (3.15).

$0 < H$ funcție de zona în care buiandrugii ating limita de curgere.

Cazul a). Buiandrugii aflați în zona $\frac{1}{3}H < x < \frac{2}{3}H$ (fig. 3.15a) ating limita de curgere și nu mai pot prelua forțe tăietoare suplimentare. Pentru stadiile următoare de încărcare se consideră momentul de inerție al zonei plastificate egal cu zero la determinarea eforturilor secționale pentru o anumită creștere a încărcării exterioare $[\Delta S]$.

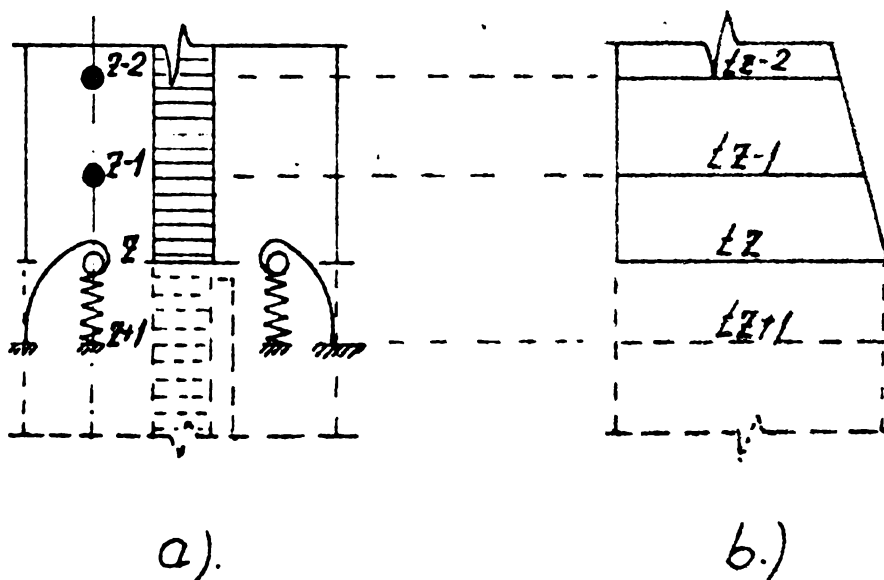
Cazul b). Unul dintre montanți sau ambii ar putea atinge limita de curgere înainte de plastificarea totală a buiandrugilor (fig.3.15b). Se folosesc ecuațiile diferențiale (3.35) punându-se condiții noi de margine la baza montantului. Diferența între deplasările laterale ale celor doi montanți se produce datorită alungirilor diferite ale buiandrugilor. Inșă aceste alungiri sînt mici

astfel încît se pot neglija. Deci înclinarea celor doi montanți se consideră egală la orice nivel.

Cînd un montant atinge limita de curgere, orice încărcare exterioară suplimentară este preluată de celălalt montant. Datorită egalității rotirilor în cei doi montanți, formarea articulațiilor ei plastice la baza unui montant conduce la accelerarea formării celeilalte, astfel încît cele două articulații se formează imediat una după cealaltă.

- 1) Formarea articulației plastice la baza montantului (1) (fig.3.15.b.1).

Se folosește condiția de margine a unei fundații flexibile la baza montantului. Modelul matematic care include resoarte echivalente ce caracterizează rigiditatea axială și de rotire a montanților 1 respectiv 2, la baza lor, este arătat în fig.3.16a.



a.) b.)
Fig. (3.16). Modelul matematic care caracterizează rigiditatea montanților.

Deoarece, bazele montanților sînt prevăzute să rămîină la același nivel, rigiditatea axială a lor

$$R_{01} = R_{02} = \infty$$

Cînd montantul 1, atinge limita de curgere, pierde rigiditatea la rotire

$$R_{01} = 0 \quad R_{02} \neq 0$$

Deci ecuația de recurență (3.35) ținând seama de condiția de margine devine :

$$t_{z+1} = t_{z-1} - 2h_0 \left(\frac{L^2}{R_{\theta_2}} \right) t_z + 2h_0 \left(\frac{L}{R_{\theta_2}} \right) M_0 \quad (3.74)$$

unde : $R_{\theta_2} = \frac{M_2}{\theta_{mc}} \quad (3.75)$

ii) Formarea articulației plastice la baza mantantului "2" (Fig. 3.15.b.ii).

Similar cazului anterior $R_{\theta_1} = R_{\theta_2} = 0$
 $R_{\theta_1} \neq 0 \quad R_{\theta_2} = 0$

Ecuația de recurență devine :

$$t_{z+1} = t_{z-1} - 2h_0 \left(\frac{L^2}{R_{\theta_1}} \right) t_z + 2h_0 \left(\frac{L}{R_{\theta_1}} \right) M_0. \quad (3.76)$$

Cazul c) Formarea celor două articulații la baza mantanților (fig.3.15c).

Orice moment suplimentar la baza diafragmei M_0 este preluat de componenta "L.t"

Ecuația de recurență corespunzătoare condiției de margine

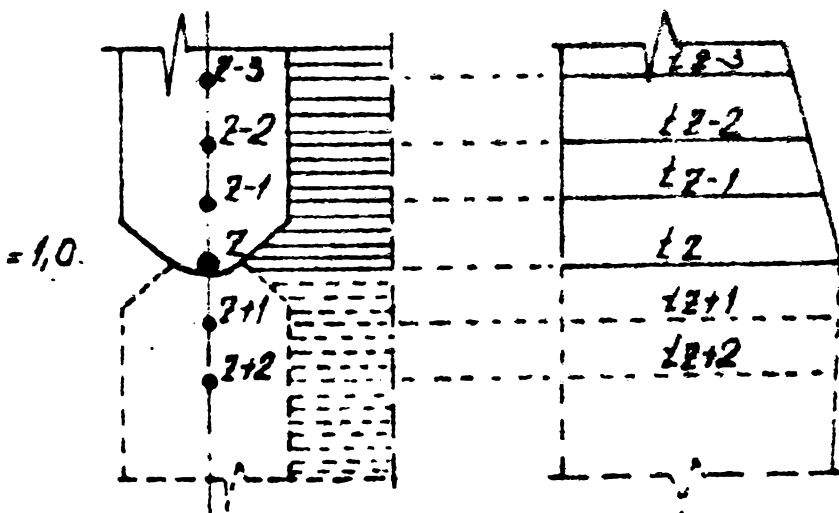


Fig. (3.17). Formarea articulațiilor plastice la baza mantanților.

devine (fig.3.17) :

$$t_{z+1} = t_{z-1} + \frac{2h_0L}{E_m z I_{0z}} (M_{0z} - L t_z). \quad (3.77)$$

3.10. Calculul elasto-plastic al diafragmelor cu goluri.

Concepția de proiectare și alcătuire a diafragmelor care se bazează pe comportarea elastică a structurii, valabilă în multe țări, poate conduce la ideea că mărirea caracteristicilor geometrice și creșterea cantității de armătură contribuie la sporirea capacității portante a diafragmelor, lucru care nu întotdeauna este valabil, aceste modificări schimbînd uneori nefavorabil mecanismul de rupere. Cunoașterea comportării postelastice a diafragmelor sub acțiunea încărcărilor (fig.3.8) indică felul în care trebuie modificată geometria și armarea diafragmelor pentru sporirea capacității lor portante cu păstrarea, eventual chiar mărirea coeficientului de siguranță necesar.

Cedarea diafragmelor prin atingerea succesivă a etapelor prezentate în punctul 3.8 constituie un caz optim care trebuie impus printr-o proiectare corespunzătoare a diafragmelor. Aceasta se poate realiza prin utilizarea criteriului de ductilitate, care reprezintă cea mai modernă concepție de proiectare a diafragmelor. Conform acestui criteriu, elementele diafragmei (buiandrugii și montanți) trebuie astfel proiectate încît pe lîngă atingerea rezistenței necesare să aibă o ductilitate suficientă care să asigure transformarea tuturor buiandrugilor în penduli înaintea formării articulațiilor plastice la baza montanților, sub acțiunea unui cutremur moderat și totodată să păstreze integritatea structurii sub acțiunea unui cutremur violent.

Relațiile de verificare în metoda de calcul elasto-plastic sînt :

$$\mu_{b,ef} \geq \mu_{b,nec}. \quad (3.75)$$

$$\mu_{m,ef} \geq \mu_{b,nec}. \quad (3.79)$$

$$\mu_0 = 4 \dots 6. \quad (3.80)$$

În cadrul metodei se parcurg următoarele etape :

- Se calculează solicitările (forțe tăietoare și momente

încovoietoare) în buiandrugi și montanți, după metoda elastică;

- Se armează toți buiandrugii identic, ca elemente de beton armat;

- Se armează montanții, ca elemente de beton slab armat, luând momente majorate față de cele rezultate din calculul elastic. Coeficienții de majorare vor avea valori cuprinse între 1,5 și 2. Se presupune că majorarea momentelor de dimensionare a montanților asigură transformarea buiandrugilor în penduli înaintea formării articulațiilor plastice la baza montanților. La dimensionare se va ține seama de caracterul alternant al încărcării orizontale exterioare;

- Se stabilesc factorii de ductilitate efectivi pentru fiecare element al diafragmei, luat independent ca element liniar de beton armat supus la încărcări alternante;

- Se stabilesc factorii de ductilitate necesari conform pct. 3.10.1;

- Se verifică relațiile (3.78), (3.79) și (3.80).

- Se corectează caracteristicile geometrice și de armare a elementelor diafragmei, în cazul în care relațiile de verificare nu sînt îndeplinite și se repetă calculul pînă cînd se obține verificarea relațiilor impuse.

Se menționează că acest calcul este valabil la diafragmele cu un șir de goluri, cu buiandrugi lungi la care ductilitățile efective ale elementelor diafragmei se pot evalua ca și la grinzi încovoiate din beton armat supuse la încărcări alternante și la care efectul forțelor tăietoare asupra caracterului ruperii se poate îndepărta.

3.10.1. Calculul automat al ductilităților necesare, pentru elementele diafragmei cu un șir de goluri mijlocii.

Calculul presupune că sub acțiunea încărcărilor exterioare orizontale se formează, mai întîi, articulații plastice la capetele tuturor buiandrugilor și pe urmă la baza montanților.

Eforturile secționale și rotirile într-o diafragmă cu buiandrugi armați la fel pe toate nivelurile se pot obține atît sînd schema logică prezentată în fig.3.19.

Sucesiunea etapelor de calcul, conform schemei logice, este următoarea :

- Calculul caracteristicilor geometrice și elastice ale buiandrugilor și montanților;

- Determinarea momentului încovoietor, a eforturilor secționale în buiandrugii și montanți și a deplasărilor diafragmei sub acțiunea încărcărilor exterioare calculate convențional, conform normelor în vigoare (structura lucrează în domeniul elastic);

- Calculul eforturilor secționale și a deplasărilor, corespunzătoare atingerii limitei de curgere a armăturii în cel mai solicitat buiandrug;

- Calculul încărcării exterioare, a deplasărilor diafragmei și a rotirilor buiandrugilor și montanților, corespunzătoare atingerii limitei de curgere în armătura tuturor buiandrugilor;

- Calculul încărcării exterioare suplimentare, a deplasărilor diafragmei și a rotirilor buiandrugilor și montanților suplimentare, corespunzătoare formării articulației plastice la baza unui montant;

- Calculul încărcării exterioare suplimentare, a deplasărilor diafragmei și a rotirilor buiandrugilor și montanților suplimentari, corespunzătoare formării articulației plastice la baza celuilalt montant.

- Calculul deplasărilor suplimentare ale diafragmei și a rotirilor suplimentare ale buiandrugilor și montanților corespunzătoare trecerii diafragmei din mecanismul de colaps în stadiul ultim.

- Calculul factorilor de ductilitate ai buiandrugilor, montanților și a diafragmei în ansamblu cât și a coeficienților de siguranță, corespunzătorii diferitelor stadii subliniate anterior.

Datele de intrare ale programului sînt :

- caracteristicile geometrice și elastice ale montanților și buiandrugilor;

- forța tăietoare corespunzătoare atingerii limitei de curgere a armăturii buiandrugilor;

- capacitatea portantă a celor doi montanți, la baza lor.

Datele de ieșire ale programului sînt :

- factorii de ductilitate ai buiandrugilor, montanților și diafragmei, la diferite stadii de încărcare;

- coeficienții de siguranță la diferite stadii de încărcare.

Ipotezele adoptate în acest calcul sînt :

- materialele sînt omogene și izotrope;
- capacitatea portantă a montanților se calculează ca și la elemente liniare din beton slab armat

START

CITESTE

- Caracteristicile geometrice și elastice ale montanților și buiandrugilor.
- Incărcarea exterioară stabilită prin calcul convențional conform normelor.
- Forța tăietoare corespunzătoare atingerii limitei de curgere a armăturii în buiandrugii.
- Momentele încovoietoare corespunzătoare atingerii capacității portante a celor doi montanți la baza lor.

CALCULEAZA

- Momentele de inerție efective și ariile efective ale buiandrugilor și montanților.

CALCULEAZA

- Momentul încovoietor din încărcarea exterioară în toate secțiunile, forțele tăietoare în buiandrugii cît și forțele axiale în montanți.

CALCULEAZA

- Rotirile buiandrugilor și montanților și deplasările diafragmei.

CALCULEAZA

- Incărcarea exterioară și eforturile secționale în diafragmă corespunzătoare atingerii limitei de curgere în armătura celui mai solicitat buiandrug, rotirile buiandrugilor și montanților și deplasările diafragmei corespunzătoare acestui stadiu.

1

CALCULEAZA

- Incărcarea exterioară corespunzătoare atingerii limitei de curgere a armăturii tuturor buiandrugilor, rotirile buiandrugilor și montanților și deplasările diafragmei, corespunzătoare acestui stadiu de încărcare.

CALCULEAZA

- Incărcarea exterioară suplimentară, rotirile buiandrugilor și montanților și deplasările diafragmei suplimentare, corespunzătoare atingerii limitei de curgere a armăturii la baza unui montant.

CALCULEAZA

- Incărcarea exterioară suplimentară, rotirile buiandrugilor și montanților și deplasările diafragmei suplimentare, corespunzătoare atingerii limitei de curgere a armăturii la baza celuilalt montant.

CALCULEAZA

- Rotirile buiandrugilor și montanților și deplasările diafragmei suplimentare, corespunzătoare atingerii deformației ultime (stadiul ultim) a mecanismului de colaps.

CALCULEAZA

- Factorii de ductilitate ai buiandrugilor, montanților și ai diafragmei și coeficienții de siguranță corespunzătoare diferitelor stadii.

SCRIE

- Factorii de ductilitate ai buiandrugilor, ai montanților și ai diafragmei și coeficienții de siguranță corespunzători diferitelor stadii de încărcare.

Fig.3.18. Schema logică a calculului elasto - plastic al diafragmelor cu un șir de goluri.

3.11. Performanța structurilor cu diafragme la acțiuni dinamice.

Analizînd istoria dezvoltării tipurilor de structuri multietajate în ultimele două decenii în multe țări /40/ se poate observa că singura soluție structurală care a fost utilizată, a fost cea în cadre, avîndu-se în vedere flexibilitatea mare a structurii, cît și ductilitatea sporită, ceea ce face ca în timpul unui seism să se absoarbă o cantitate considerabilă de energie introdusă prin formarea articulațiilor plastice la noduri /90 / /106/.

Aceste caracteristici ale cadrelor corespund concepției moderne de proiectare a construcțiilor multietajate, concepție ce admite unele avarii în elementele nestructurale și chiar în cele structurale sub acțiunea unui cutremur violent, cu condiția asigurării supraviețuirii construcției.

Fintel, M., a analizat comportarea mai multor structuri în cadre care au fost verificate de cutremure naturale /40/ ajungînd la următoarea concluzie :

- admiterea deformațiilor mari ale structurii și neglija-rea conlucrării dintre elementele structurale și cele nestructurale conduce la distrugerea casantă a elementelor nestructurale și deci la pagube materiale mari mai ales la construcțiile civile și administrative la care elementele nestructurale costă 80 % din costul total al construcțiilor.

Pe de altă parte odată cu tendința actuală de industrializare în construcții și de reducere a consumului de oțel și lemn la minimum necesar se critică utilizarea soluțiilor în cadre la construcții cu pînă la 20 etaje ca fiind neeficiente.

În ultimii ani specialiștii au căutat alte sisteme structurale mai eficiente, care pot răspunde mai bine la anumite cerințe

Sistemul structural cu diafragme datorită mai multor avantaje pe care le prezintă a căpătat o utilizare răspîndită în realizarea structurilor multietajate.

Structurile cu diafragme oferă o mare diversitate de rezolvări structurale bazate pe ideea dispunerii pereților pe două sau mai multe direcții, în special la construcții de locuințe, hoteluri și spitale la care compartimentarea volumului este impusă (soluții fagure sau celulară).

Ariile plane mari pe care le oferă diafragmele se pretea-

ză la o execuție industrializată (panouri mari, glisare, cofre, refolosibile) ducând la o mare productivitate și la reducerea consumului de material lemnos la minimum necesar.

Diafragmele au rigiditate mare la încărcările laterale acționând în planul lor rezultând în mod obișnuit o armare constructivă. Totuși structurile cu diafragme au unele neajunsuri care necesită o rezolvare mai atentă și anume :

a) Incărcarea gravitațională mare depășind 12 KN/m^2 .

b) Rigiditatea diafragmelor este foarte mare ceea ce conduce la secțiuni slab armate la care ruperea se produce casant.

Este foarte important de a face deosebirea între structurile cu diafragme proiectate la acțiuni din vânt și cele proiectate la acțiuni seismice.

Asupra primei categorii se poate afirma că frecvența vînturilor puternice fiind mai mare decît cea a cutremurelor puternice, problemele de rigiditate, de admitere a deformațiilor plastice, se abordează în mod cu totul diferit.

Deci din considerente de confort există condiții severe de rigiditate laterală, depășirea limitelor de elasticitate fiind interzisă prin condiții severe de calcul astfel încît criteriul de ductilitate a structurii nu mai este un criteriu principal, ceea ce corespunde performanțelor excelente ale diafragmelor la acțiunile din vînt.

În ceea ce privește a doua categorie, de mult timp performanțele structurilor cu diafragme sub acțiunea unor mișcări seismice au fost tratate tradițional cu suspiciune.

O concepție strict elastică a comportării structurilor reale sub acțiunea unor cutremure violente, nu poate constitui un criteriu eficient al siguranței sau al rațiunii economice în proiectarea structurilor aflate în zone seismice.

Laboratoarele naturale au arătat că în timpul unui cutremur puternic, comportarea în ansamblu a unei structuri nu este totdeauna perfect elastică depășind cîmpul elasticității în ambele sensuri.

Intr-o viziune modernă, acțiunea seismică trebuie privită ca un proces continuu de alimentare cu energie în timpul unui cutremur.

Adevărata siguranță se obține prin modul în care structura absoarbe, disipă și restituie (înapoi în teren) toată energia introdusă /26/.

Conceptul energetic introdus în proiectarea modernă a...

seismică poate fi intuit cel mai bine prin interpretarea ecuației globale de energie realizată de G.W. Housner / 50/ :

$$E_t = E_c + E_p + E_d + E_a. \quad (3.81)$$

în care : E_t = energia cu care a fost alimentată structura de la începutul cutremurului pînă în momentul considerat "t";

E_c = energia cinetică existentă în structură în momentul considerat;

E_p = energia potențială în structură în momentul considerat;

E_d = energia disipată prin amortizare vîscoasă în intervalul 0-t;

E_a = energia absorbită prin deformații plastice în intervalul 0-t.

Rezultă deci că energia totală introdusă în structură, E_t , ar trebui să fie redusă pe cît este posibil prin intermediul unor concepții corecte de proiectare.

Micșorarea energiei cu care a fost alimentată structura se poate face pe două căi :

- prin asigurarea unei astfel de legături sol structură, încît o bună parte din energie să fie predată pămîntului;

- prin introducerea în structură a unor baraje de disipare a energiei prin plastificarea unor linii cu condiția păstrării pînă în final a stabilității structurii, considerînd întotdeauna o linie finală elastică.

Se poate constata că excursiile plastice s-au dovedit a fi un excelent absorbant de energie, introdusă în structură de mișcarea seismică.

Noțiunea de ductilitate a unei structuri caracterizează capacitatea ei de a absorbi energia mecanică prin deformații plastice.

Trecerea controlată în domeniul neelastice de lucru a unei structuri cu diafragme, sub acțiunea unei încărcări seismice, este o necesitate vitată, structura putînd absorbi o cantitate din energia introdusă, aceasta ducînd implicit la atenuarea răspunsului structurii la acțiuni seismice. Totodată se poate controla volumul avariilor produse sub acțiunea unor cutremure moderate și supraviețuirea structurii sub acțiunea unui cutremur violent.

În cele ce urmează se vor analiza factorii esențiali care

influențează ductilitatea diafragmelor.

3.12. Ductilitatea diafragmelor pline.

Diafragma plină este caracterizată prin zveltete, care este raportul dintre înălțime (H) și lățimea ei (b). În funcție de acest raport depinde modul de cedare a diafragmei, având următoarele cazuri :

$$a) \frac{H}{b} < 2,5$$

Diafragmele sînt scurte și aportul forței tăietoare este esențial astfel încît ruperea se produce în secțiunea înclinată avînd caracter casant.

$$b) 2,5 < \frac{H}{b} < 5$$

Aceste diafragme sînt medii și trebuie ținut seama atît de efectul momentului încovoietor cît și de cel al forțelor tăietoare. Cea mai sensibilă zonă a acestor diafragme este baza lor. Trebuie acordată prin proiectare o atenție deosebită pentru evitarea ruperii casante datorită lunecării și eforturilor principale sub acțiunea încărcărilor alternante care reduc în mod esențial capacitatea portantă estimată prin calcul.

$$c) \frac{H}{b} > 5$$

Aceste diafragme sînt lungi, efectul momentului încovoietor este predominant, dar trebuie ținut totuși seama și de efectul forței tăietoare pentru a evita ruperea casantă. Este important de remarcat faptul că diafragmele pline sînt elemente slab armate și ca urmare ruperea lor are un caracter casant.

Sub acțiunea încărcărilor alternante de intensitate ridicată, secțiunea diafragmei la baza ei se fisurează atît datorită încovoierii cît și datorită eforturilor principale.

Fisurile sînt normale pe axa elementului sau înclinate sub un unghi diferit; la anumite trepte de încărcare aceste fisuri se întîlnesc conducînd la degradarea secțiunii în special în zonele de margine.

Aceste degradări conduc la reducerea capacității portante a elementelor prin reducerea brațului de pîrghie a cuplului interior sau la dislocări, lunecări ale secțiunii de încastrare.

Pentru a evita ruperea casantă și asigurarea unei ductilități mai bune a elementului trebuie să se țină seama de principalele factori care influențează ductilitatea diafragmelor.

- Pentru evitarea unei rupeți casante așteptate din efectul forțelor tăietoare, trebuie ca secțiunea periculoasă să fie astfel proiectată încît forța tăietoare intervenită cînd secțiunea de încastrare atinge capacitatea maximă prescrisă prin calcul, să fie preluată complet de armătura transversală, betonul neparticipînd la preluarea forței tăietoare;

- folosirea betoanelor de calitate superioară mai ales în zona de încastrare;

- folosirea unei armături de calitate moderată care prezintă palier de curgere;

- fretarea betonului în zona încastrării diafragmei folosind etrieri închiși;

- dispunerea armăturilor din încovoiere în mai multe rînduri;

- folosirea armăturii înclinate dacă s-ar găsi o soluție de alcătuire astfel încît să nu fie împiedicat procesul tehnologic de fabricație.

3.13. Ductilitatea diafragmelor cu goluri.

La o diafragmă cu goluri sub acțiunea unui cutremur puternic, prima linie de plastificare se formează la capetele buiandrugilor constituind articulații plastice, urmată de plastificarea montanților la bază formînd astfel mecanismul de colaps.

Trebuie însă menționat faptul că aceste zone au în general proporțiile elementelor de structură sensibile la efectele nefavorabile ale forțelor tăietoare, forfecării, dislocării în secțiuni înclinate.

S-au efectuat multe programe experimentale privind comportarea buiandrugilor la diafragme cuplate cît și comportarea diafragmelor în ansamblu, în mai multe țări ajungîndu-se la anumite rezultate ce se vor prezenta în cele ce urmează.

Sub acțiunea încărcărilor dinamice buiandrugii diafragmei sînt obligați să se rotească și să se deplaseze de o așa manieră la capete încît plastificarea lor devine inevitabilă, formînd o sursă de absorbție și disipare a energiei cu condiția esențială ca proiectarea și alcătuirea acestor buiandruguri să fie astfel concepute și realizate încît să se formeze articulații plastice cît mai ductile (cu capacitate maximă de deformare plastică înainte de cedarea lor).

Astfel, acești buiandrugi lucrează ca niște penduli, păstrînd condiția de conlucrare a montanților și ca disipatori de energie de mare capacitate, în timp ce montanții trebuie să lucreze în domeniul elastic, conferind structurii stabilitate și evitînd colapsul sub acțiunea unui cutremur puternic. Performanța buiandrugilor sub acțiunea încărcărilor seismice a fost obiectul a numeroase studii teoretice și experimentale în ultimul timp / 70 / / 71 / / 73 / / 82 / / 18 /.

În aceste programe s-au variat dimensiunile relative în plan, procentele de armare precum și modurile de armare; elementele au fost supuse la încărcări alternate crescînd progresiv de la zero la stadiul ultim de rupere.

S-a urmărit comportarea lor și influența tuturor parametrilor asupra răspunsului la încărcări seismice provenite din acțiuni seismice.

Parametrul cel mai important este cel care ține seama de dimensiunile relative ale buiandrugilor. Din acest punct de vedere, buiandrugi se pot clasifica în :

a) buiandrugi lungi la care $\frac{l_0}{h_r} \geq 2$.

b) buiandrugi scurți la care $\frac{l_0}{h_r} < 2$.

3.13.1. Buiandrugi lungi. $\frac{l_0}{h_r} \geq 2$.

Capacitatea portantă a acestor elemente poate fi calculată folosind teoria elementelor liniare încovoiate. Datorită încărcărilor alternante, aceste elemente se armează la încovoieră, simetric. Capacitatea maximă a secțiunii se calculează cu următoarea relație:

$$M_c = B b \cdot h_0^2 \cdot R_c \quad (3.82)$$

unde : B depinde de marca armăturii și betonului precum și de procentul de armare, nedepășind valoarea de 0,5;

b, h - sînt lățimea secțiunii buiandrugului respectiv înălțimea sa;

R_c - rezistența betonului de calcul la compresiune.

Pe de altă parte forța tăietoare preluată de beton prevăzută prin STAS 10107/0-76 este :

$$Q_b = \frac{0,8 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_t}{s_i} \sqrt{\mu \%} \left(1 + \frac{Q_b}{M} \right) \quad (3.83)$$

unde : R_t este rezistența betonului la întindere, și este proporțională

fisurii înclinate pe orizontală;

μ este procentul de armare;

Q , M - sînt forța tăietoare în secțiunea de încastrare a buiandrugului respectiv momentul încovoietor în aceeași secțiune.

Valoarea maximă a forței tăietoare preluate de beton pentru buiandrugii lungi cu procent de armare longitudinal moderat (1 - 1,2 %) fiind :

$$Q_{b\max} \approx 2b h_0 R_t \quad (3.84)$$

Rezultatele experimentale / 82 / 170 / 18 / au arătat faptul că buiandrugii supuși la încărcări alternante de mare intensitate fisurează la marginile zonelor de încastrare, astfel că fisurile străbat toată secțiunea de încastrare ajungîndu-se la situația ca forța tăietoare să fie preluată de armătura longitudinală, de interacțiunea dintre agregate precum și prin rezistența la forfecare a agregatelor. La fiecare ciclu de încărcare - descărcare se produce o alunecare locală între cele două fețe ale unei secțiuni fisurate astfel încît reînchiderea fisurii nu se mai face perfect, conducînd la concentrări de eforturi și în consecință, la degradări succesive, în secțiunile periculoase producîndu-se inevitabil o rupere casantă prin alunecare. Această fisură normal dezvoltată, care provoacă ruperea prin alunecare, este paralelă cu etrierii astfel încît etrierii ies brusc din lucru, conducînd la o rupere accidentală care se produce înainte de atingerea capacității maxime a elementului și de atingerea ductilității cerute. Deci epuizarea capacității maxime și a ductilității secțiunii, prin participarea betonului cît și a armăturii transversale la preluarea forței tăietoare, nu se obține. Pentru evitarea rupei parțiale prin alunecare, se recomandă ca forța tăietoare maximă corespunzătoare limitei de curgere să fie preluată de etrieri. Deci procentul de armare transversală minim ($P_t = A_e / b \cdot a$) satisface această relație:

$$P_t \geq \frac{Q_{\max} \cdot 100}{b \cdot R_0 \cdot a} \quad (3.85)$$

unde : Q_{\max} este forța tăietoare maximă corespunzătoare atingerii limitei de curgere în secțiunea de încastrare a buiandrugului.

Se menționează că în momentul în care armătura transversală începe să curgă deformîndu-se în mod continuu, nu se mai poate împiedica ruperea prin alunecare, limitîndu-se ductilitatea elementului.

Pentru evitarea fenomenului de rupere casantă prin alunecare, se prevede limitarea procentului de armare longitudinală a buiandrugilor, astfel încât forța tăietoare să nu depășească valoarea de $2 b h_0 R_t$. Dacă se respectă această condiție elementul poate să atingă, mai întâi, limita de curgere în armătura întinsă, în secțiunea de încastrare, fără ca să se producă ruperea prin forță tăietoare în secțiunea înclinată.

$$P_{long} \leq \frac{R_t \cdot l_0 \cdot 100}{R_0 (h_0 - \hat{a})} \quad (3.86)$$

3.13.2. Buiandrugii scurți avînd raportul $l_0/h_r < 2$,

Dat fiind raportul, în general redus între lungimea l_0 și înălțimea h_r a buiandrugului, comportarea acestuia nu mai respectă teoria elementelor încovoiate liniare.

În lucrarea /24/ se aseamănă comportarea acestor buiandrugii cu cea a unor console scurte. Armarea lor la încovoiere se face ca și la elementele încovoiate avînd momentul încovoiator maxim de calcul în secțiunea de încastrare teoretică.

Armarea lor la eforturi principale se face cu relațiile pentru console scurte, în acest caz, admițîndu-se înlocuirea barelor de armătură înclinate, cînd acestea rezultă ca necesare, cu bare orizontale intermediare, dispuse între armăturile de la partea inferioară și superioară a secțiunii buiandrugului.

Secțiunea barelor de armătură orizontale intermediare se determină cu relația :

$$A_{oi} = \frac{Q_{max} \cdot l}{5 h_0 \cdot R_a} \quad (3.87)$$

Tinînd seama de concentrările de eforturi care se produc în buiandrugii, se recomandă limitarea mărimii forței tăietoare în buiandrugii, astfel încât această valoare să nu depășească $2 b h_0 R_t$.

Este important de menționat că considerarea buiandrugilor ca console scurte are un caracter apreciativ, mai ales admiterea înlocuirii barelor înclinate, cu bare orizontale, datorită lipsei datelor suficiente care confirmă această ipoteză.

Concluzia esențială pe care trebuie să o menționăm este efectul mare al forței tăietoare asupra comportării acestor buiandrugii.

Din observațiile efectuate pe buiandrugi unor construcții care au suferit în urma unor cutremure naturale / 17 / / 40 / / 102 /, cât și din rezultatele experimentale obținute / 70 / / 82 / s-a putut constata că ruperea buiandrugilor scurți neavînd armătură transversală suficientă se produce după diagonala principală împărțind grinda în două console triunghiulare. Apariția unei astfel de ruperi casante la o structură cu diafragme este nefericită conducînd la avarii explozive fără nici un aviz și ca urmare la pierderi materiale și umane mari ceea ce nu este permis.

Dacă acest mecanism de cedare al buiandrugilor ar putea fi eliminat, structura ar căpăta o rezistență suficientă cât și o ductilitate adecvată pentru a absorbi cantitatea de energie provenită din acțiunea seismică limitîndu-se pagubele materiale din acțiunea cutremurelor moderate și obținîndu-se o supraviețuire ai ei la acțiunea cutremurelor puternice.

Deci la buiandrugi avînd armătură tradițională (longitudinală și etrieri), forța tăietoare trebuie să fie preluată în întregime de armătura transversală îndeplinindu-se relația (3.85) iar procentul de armare longitudinală al buiandrugilor trebuie să fie limitat conform relației (3.86).

Pentru îmbunătățirea performanței buiandrugilor scurți T, Paulay / 70 / / 74 / / 18 / / 82 / a inventat un mod de armare și anume așezarea armăturii care preia atît momentul încovoietor cât și forța tăietoare, pe diagonalele principale ale buiandrugilor.

Pe baza programelor experimentale care s-au efectuat privind comportarea acestor buiandrugi cu armătura dispusă pe diagonală, sub acțiunea încărcărilor alternante, variînd de la zero la valoarea de rupere și comparînd-o cu a buiandrugilor asemănători cu armătură longitudinală și etrieri, s-a ajuns la următoarele concluzii :

a) ductilitatea buiandrugilor cu armătura diagonală este mult mai mare decît a buiandrugilor cu armătură longitudinală și etrieri și avînd aceleași caracteristici;

b) degradarea lor este mult mai redusă, în comparație cu același element avînd armătură longitudinală și etrieri sub acțiunea încărcărilor alternante;

c) capacitatea de absorbție a energiei de către elementele cu armătură în diagonală este mult mai mare decît a elementelor cu armătură longitudinală și etrieri;

d) deformațiile din lunecare ale elementelor cu armătura în diagonală sînt mult mai mici decît cele ale elementelor cu armătură longitudinală și etrieri;

e) pierderea de rigiditate a elementelor cu armătură în diagonală este mult mai mică decît a elementelor cu armătură longitudinală și etrieri și avînd aceleași caracteristici;

f) avariile produse pe elemente avînd armătura în diagonală - cînd ating stadiile de rupere - sînt mult mai mici decît cele ale elementelor cu armătură convențională și avînd aceleași caracteristici;

g) există o dificultate legată de execuția elementelor cu armătura în diagonală privind compactarea betonului mai ales în partea inferioară a buiandrugilor. Această problemă se rezolvă prin alegerea adecvată a așezării armăturii diagonale precum și a proprietăților betonului;

h) sub acțiunea încărcărilor alternante, armătura în diagonală care a depășit limita de curgere (la întindere) ar flauza dacă ar fi supusă la compresiune (în ciclul următor). De aceea ea trebuie să fie susținută de niște etrieri dispuși la distanțe adecvate (se recomandă la buiandrugii scurți armarea în diagonală cu stîlpișori cu etrieri închiși).

Acest fenomen s-a observat la modelele încercate, însă nu constituie un factor esențial care să ducă la pierderea stabilității buiandrugilor, mai ales la elementele reale, datorită conlucrării planșeului cu diafragma.

Modul de calcul al buiandrugilor avînd armătura în diagonală :

- capacitatea portantă a acestor buiandrugii se deduce din ecuațiile de echilibru.←

Din figura 3.19 se poate scrie :

$$Q_{max} = 2A_0 R_a \sin \alpha \quad (3.38)$$

Momentul înzovoietor M_{max} se calculează cu relația :

$$M_{max} = A_0 R_a \cdot l_0 \cdot \sin \alpha. \quad (3.39)$$

3.13.3. Ductilitatea montanșilor.

Montanșii diafragmali sînt în general elemente structurale avînd dimensiuni relativ neobișnuite. Aceste elemente sînt supuse simultan la combinații între cele trei tipuri de încărcări, mo-

mentul încovoietor - forță axială și forță tăietoare. Această interacțiune $M - N - Q$ pînă în prezent este puțin cunoscută.

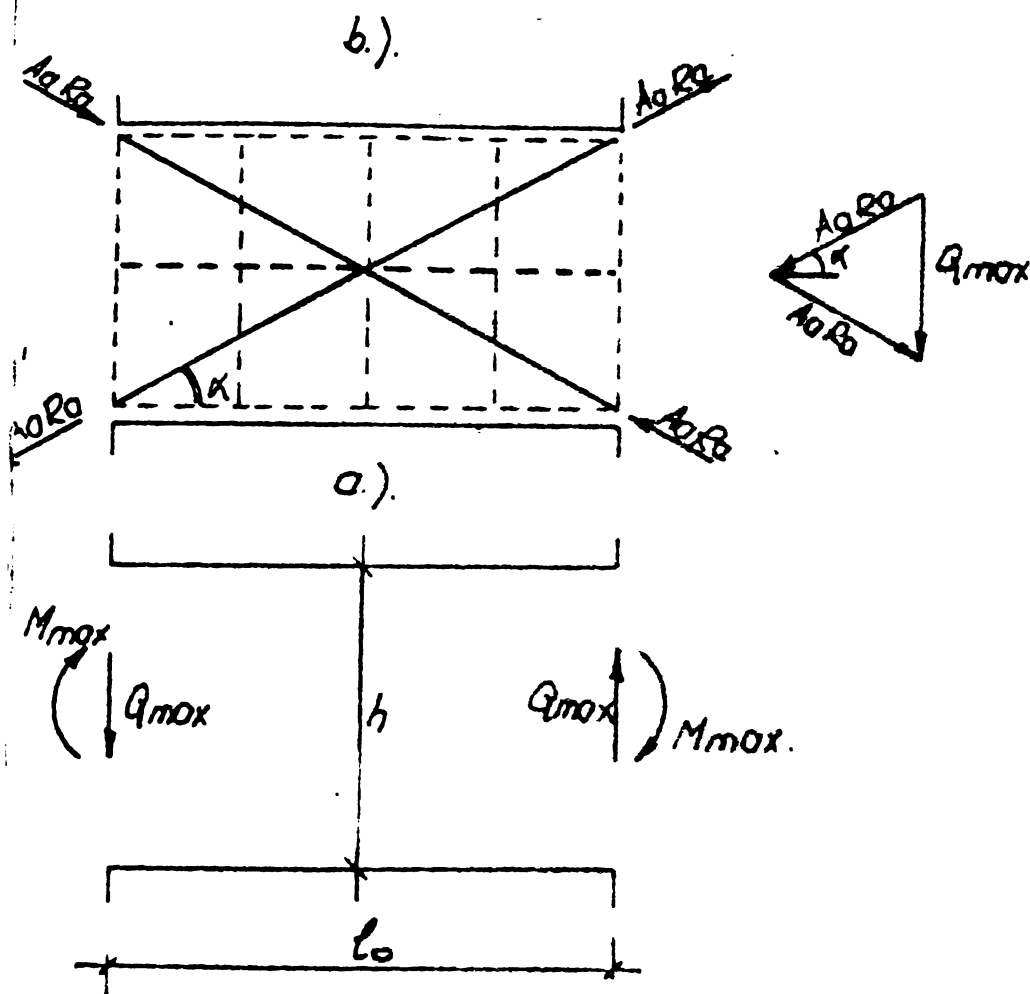


Fig. (3.19).

Forța tăietoare la aceste elemente are un efect foarte periculos, conducând la o rupere casantă, nepermițând secțiunii să se deformeze plastic.

Sub acțiunea încărcărilor alternante progresive, fisurile normale cât și celelalte se dezvoltă pe toate marginile zonei de încastrare ducând în final la unirea lor, ceea ce are ca efect reducerea considerabilă a participării betonului la preluarea eforturilor principale.

Pe de altă parte deschiderea și reîn-

chiderea imperfectă și succesivă a fețelor secțiunilor fisurate, datorită alunecării relative locale în cursul încărcării progresive conduce la degradarea progresivă a acestor secțiuni, la reducerea capacității portante a montanților prin reducerea brațului de pârghie a cuplului interior / 23 / / 24 / / 82 /.

Deci pentru evitarea acestor ruperi casante, armătura transversală la baza montanților trebuie să preia toată forța tăietoare maximă corespunzătoare atingerii diafragmei mecanismului de colaps (ținând seama și de creșterea suplimentară a capacității portante a montanților, fiind elemente slab armate, datorită intrării armăturii longitudinale în zona de consolidare).

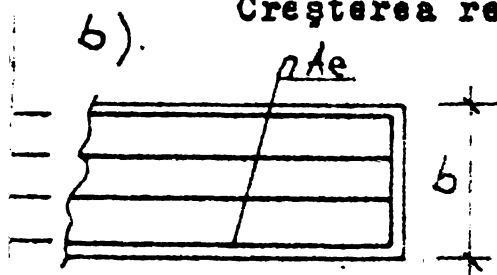
Pe baza experimentelor efectuate cât și a observațiilor

pe diafragme care au avut de suferit în urma cutremurelor naturale, s-a remarcat dezvoltarea fisurilor înclinate la baza diafragmelor cu unghiuri mai mici de 45° datorită variației continue a raportului (M/N), ceea ce a condus ca, în realitate, numărul strierilor care intersectează o fisură înclinată să fie mai mic decât cel prescris prin calcul

Polosirea unei cantități suficiente de armătură transversală conduce la îmbunătățirea curbei caracteristice a betonului ($\sqrt{\epsilon}$) datorită frecării betonului cu strierii.

În lucrarea /28/ se propun relații experimentale pentru evaluarea creșterii rezistenței betonului la compresiune cât și deformabilității ultime datorită frecării obținute din armătura transversală astfel :

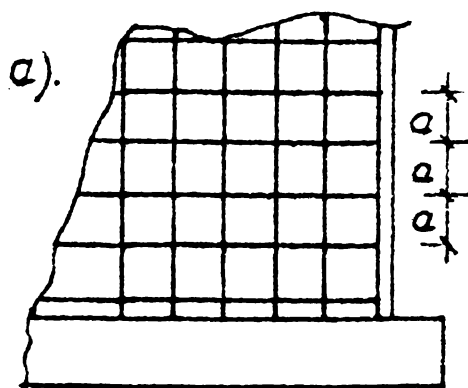
Creșterea rezistenței la compresiune :



$$R_f = R_c [1 + 0,5 P_e \%$$
 (3.90)

în care :

$$P_e \% = \frac{n A_e}{b \cdot a} \cdot R_a$$
 (3.91)



unde R_c este rezistența de calcul la compresiune a betonului.

Creșterea deformabilității ultime

$$\epsilon_f = \epsilon_b [1 + \sqrt{P_e \%}]$$
 (3.92)

unde ϵ_b este deformația specifică de calcul a betonului.

La acțiunea încărcărilor orizontale alternante în montanții diafragmelor apar solicitările $\pm M$, $\pm T$, $\pm N$ care produc eforturi ce se suprapun peste eforturile din încărcările verticale existente în diafragme în timpul exploatarei lor.

Avariile care pot apărea în montanți reflectă în mare măsură preponderanța unei anumite solicitări.

Cel mai frecvent întâlniți sînt montanții zvalți și medii ($M/N \geq 2,5$) la care efectul predominant îl are încovilarea.

Avarierea caracteristică în acest caz constă în formarea articulațiilor plastice la baza montanților. Aceste articulații își conservă individualitatea și capacitatea de rotație ductilă

Fig. (3.20).

$$\% P_t \geq \frac{n A_e}{a \cdot b} 100 \quad (3.95)$$

- $s > 0,5$ ductilitatea este foarte mică și trebuie proiectată diafragma.

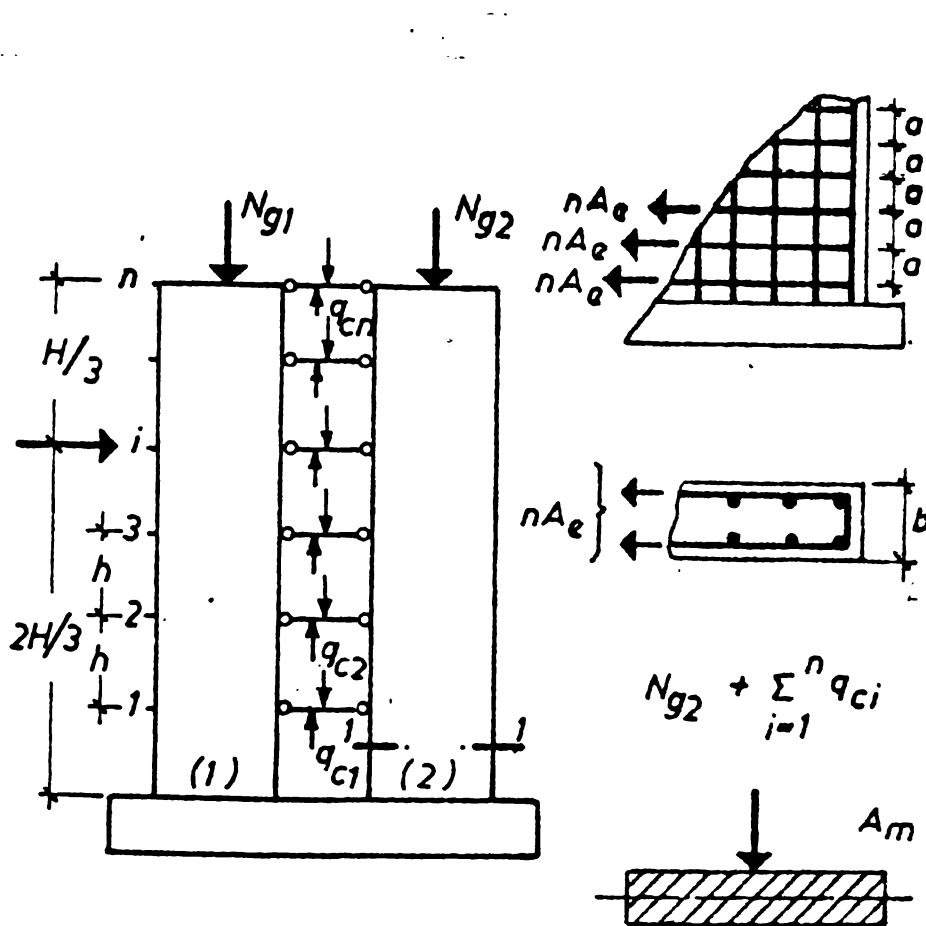


FIG. 3.22

b) Evitarea unei ruperi casante datorită forței tăietoare.

Acest lucru se poate realiza prin punerea condiției că forța tăietoare maximă care apare la baza diafragmei în stadiul ultim să fie integral preluată de armătura transversală (fig.3.23).

$$n A_e R_a \frac{s_i}{a} = Q_{max} \quad (3.96)$$

unde s_i este proiecția pe verticală a fisurii înclinată;

Q_{max} este forța tăietoare

maximă generată de încărcările exterioare la baza montanțului corespunzătoare stadiului ultim al diafragmei.

Diafragmele fiind slab armate, pentru a evita o degradare locală pronunțată la marginile bazei montanților, sub acțiunea încărcărilor alternante mari, se recomandă dispunerea armăturii longitudinale pe mai multe rînduri.

3.13.4. Ductilitatea diafragmei în ansamblu.

Ductilitatea unei diafragme este caracterizată prin factorul de ductilitate care este definit ca raportul dintre săgeata maximă la vârful diafragmei cînd se atinge stadiul ultim de rupere și săgeata de curgere, cînd cel mai sollicitat colandrug atinge limita de curgere.

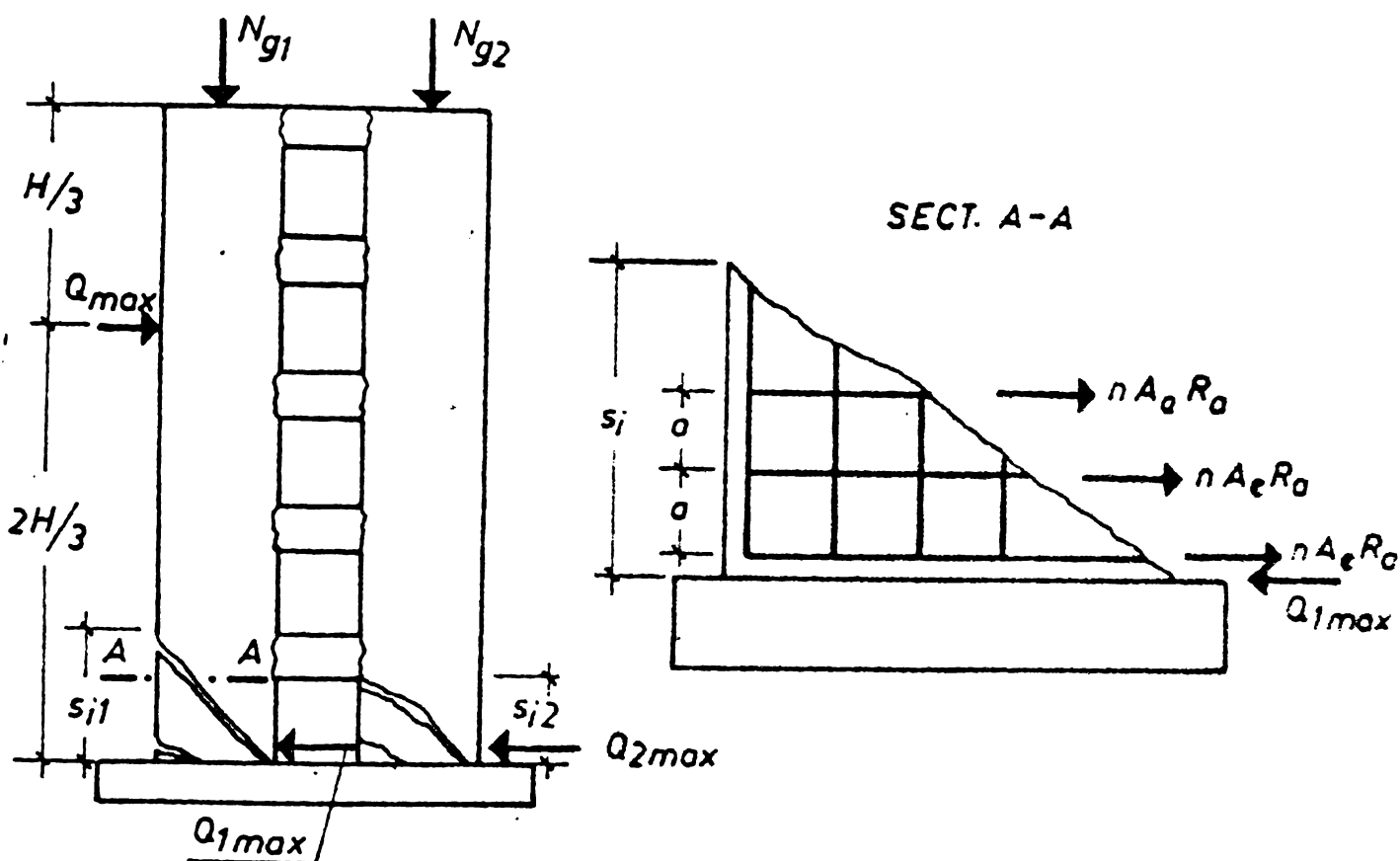


FIG. 3.23

Pentru scopuri practice se consideră o diafragmă ductilă dacă are coeficient de ductilitate ≥ 4 , ceea ce impune ca buiandrugi să aibă un factor de ductilitate ≥ 10 .

Rezultatele programelor experimentale / 18 / / 70 / / 82 / au arătat că acest factor este obținut la buiandrugi lungi cu armătură longitudinală și etrieri, iar la buiandrugi cu armătura în diagonală, s-a obținut un factor de ductilitate mai mare decât 16, ceea ce arată performanța superioară a diaframelor cu buiandrugi cu armătura în diagonală, în comparație cu cele cu buiandrugi cu armătură longitudinală și etrieri / 71 / sub acțiunea încălzirilor alternante.

4. PROPUNERI DE PREVEDERI PRIVIND ALCĂTUIREA STRUCTURILOR CU DIAFRAGME REALIZATE MONOLIT DIN BETON ARMAT ÎN SÎRIA

4.1. Prevederi cu caracter general privind alcătuirea diafragmelor.

Structurile etajate din diafragme, deși prezintă o gamă foarte variată de forme, constituie o categorie distinctă de construcții, avînd trăsături comune.

Din cauza numărului mare de tipuri și forme, elaborarea unor principii de alcătuire, apare dificilă. Totuși, datorită faptului că sînt caracterizate printr-o conformare similară, ele se pot încadra în niște principii generale de alcătuire. În aplicarea acestor principii trebuie să se țină seama și de cerințe de ordin funcțional, estetic, tehnologic și de confort, care duc la rezultate diferite. În această situație, proiectantul este pus în fața unor concesii.

Soluțiile cele mai economice și raționale se obțin prin asigurarea continuității pe verticală a diafragmelor începînd de la fundații și pînă la ultimul nivel chiar o decalare foarte mică, de ordinul centimetrilor, este total nerecomandabilă. În cazul în care o decalare a planului diafragmei este absolut necesară, diafragma nivelului superior se consideră ca o grindă perete, ce se leagă pe alte elemente verticale, diferite de diafragma inferioară (fig.4.1).

Comportarea diafragmei la sarcini verticale nu este afectată, esențial, de golurile pentru uși și ferestre, dacă acestea se suprapun; odată cu decalarea acestor goluri apar importante concentrări de eforturi, atît sub acțiunea sarcinilor verticale cît și a celor orizontale (fig.4.2).

Fenomenul de concentrare a eforturilor se accentuează prin suprimarea totală a unor pereți portanți la nivelul parterului și înlocuirea lor cu stîlpi (structura cu parter elastic) (fig.4.3).

O îmbunătățire a comportării zonei de la baza diafragmei se realizează prin prelungirea stîlpilor de la ultimul nivel elastic la primul nivel rigid. Datorită sarcinilor orizontale, în zona de variație bruscă a rigidității (capetele stîlpilor nivelului elastic) se produc eforturi principale cu valori deosebit de mari. Evaluarea sporului de forță tăietoare, care trebuie luat în consi-

erare la calculul stîlpilor nivelului elastic, este o problemă

insuficient clarificată; se recomandă o sporire a forței tăietoare de calcul cu cel puțin 100%.

Prin mărirea numărului de nivele elastice, sau prin menținerea unor diafragme la nivelul parterului, de obțin reduceri ale concentrărilor de eforturi. De obicei aceste diafragme sînt dispuse în jurul casei scării.

Se recomandă ca centrul de rigiditate al elementelor verticale de la parter să corespundă, sau să nu difere mult de centrul ansamblului. Colurile pentru uși sau ferestre e bine să se suprapună, eventualele decalaje să nu depășească 30 cm (fig.4.4). Dispunerea golarilor pe aceeași verticală, asigură o bună transmitere a încărcărilor. Soluția este necesară mai

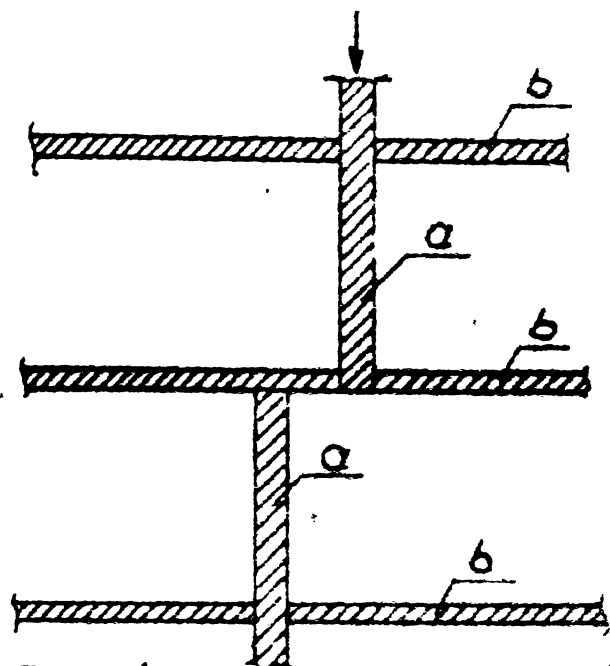


Fig. (4.1). Decalarea nepermisă a planului de acțiune a diafragmelor. a.-diafragmă b.-planșeu

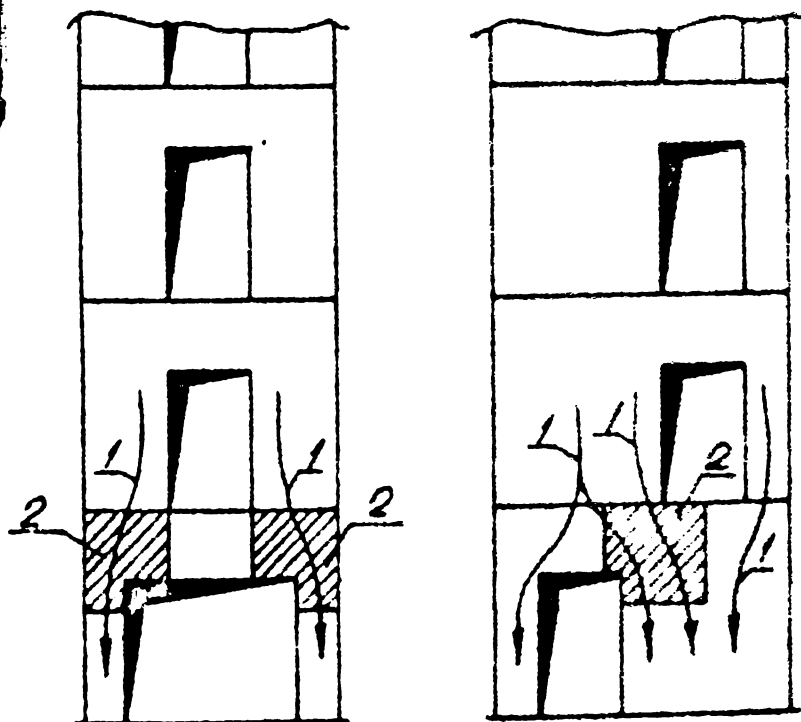


Fig. (4.2). Scurgerea eforturilor în diafragme cu goluri: a. gol mare la primul nivel b. gol decalat la primul nivel. linii de scurgere a efortului. zone avînd concentrații de eforturi

ales la structurile cu multe niveluri, la care eforturile unitare de compresiune au valori importante. Se recomandă ca rigiditățile de ansamblu ale structurii după cele două direcții să fie de valori apropiate, și diafragmele ce asigură contravîntuirea construcției trebuie dispuse în consecință.

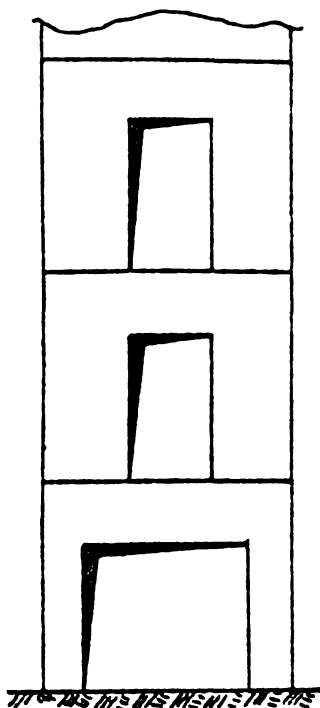


Fig. (4.3). Diafragme rezemate pe stâlpi.

Disponerea în plan a diafragmelor este bine să fie concepută astfel, încât centrul de rigiditate al fiecărui nivel să corespundă cu centrul de greutate al masei nivelului respectiv. Necorespondența celor două puncte dă naștere, în cazul acțiunilor laterale, la efecte de torsiune ce solicită suplimentar diafragmele, în special pe cele perimetrice. Pentru a evita acest fenomen, construcția se fragmentează în tronsoane prin

practicarea de rosturi. În cazurile când nu se poate evita apariția unei excentricități importante, este indicat să se asigure dispunerea unor diafragme la distanțe suficient de mari. În acest fel, torsiunea generată este preluată în cea mai mare parte prin cuplurile rezistente formate din aceste diafragme, forțele suplimentare ce le revin fiind cu atât mai reduse cu cât cresc distanțele lor pînă la centrul de greutate al structurii (fig.4.5).

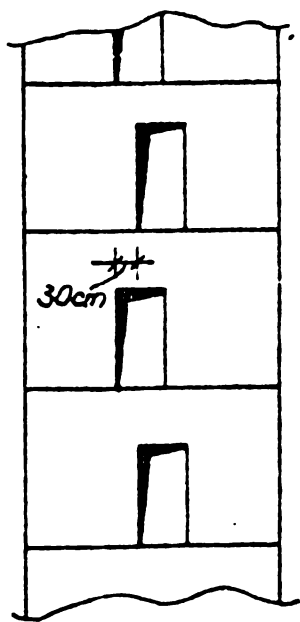


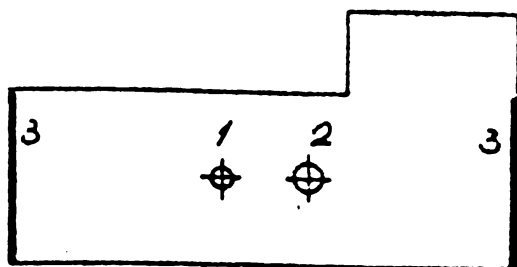
Fig. (4.4). Decalarea admisă a poziției golurilor la diafragme.

La alcătuirea unei structuri, trebuie să se evite utilizarea unor diafragme sau elemente de diafragmă suprasolicitate, a căror rezistență condiționează stabilitatea întregii construcții (fig.4.6).

Se recomandă ca diafragmele să fie dispuse, în plan, la

Se recomandă ca diafragmele să fie dispuse, în plan, la

distanțe egale după ambele direcții principale. Trebuie să se acorde o atenție deosebită con-



Fig(4.5). Structura solicitată la torsiune generală.

1. centrul masic.
2. centrul de greutate.
3. diafragme avînd poziție favorabilă ptr. preluarea torsiunii

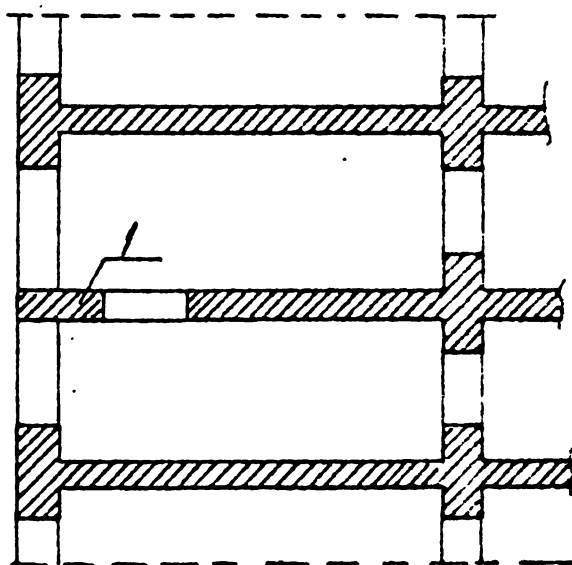


Fig.(4.6). Montant de diafragmă cu goluri, puternic încărcat (1).

structurile cu diafragme dese de tip fagure, solicitările în golurile horizontale sînt mici. La structurile cu diafragme rare, sau la structurile cu diafragme întrerupte la unele niveluri, apar transferuri de forțe orizontale pe distanțe relativ mari ceea ce conduce la solicitări importante în șaibe și diafragme. De aceea se limitează distanța maximă între diafragme la maximum 15 m

La structurile cu diafragme din beton armat, apar eforturi

corde o atenție deosebită conformației, ancorării și legăturii diafragmelor care preiau forțe orizontale importante.

Se vor evita diafragmele pline sau montanții diafragmelor cu goluri în care sub acțiunea încărcărilor verticale permanente, apar eforturi unitare de compresiune cu valori mari în comparație cu elementele învecinate, deoarece capacitatea lor de a prelua solicitări suplimentare provenite din

încărcările orizontale este redusă. Pe de altă parte, elementele verticale puternic încărcate, au deformații mai mari decât elementele învecinate, rezultînd solicitări importante în elementele orizontale de legătură, care ar trebui să fie solicitate numai de încărcările orizontale.

Transmiterea sarcinilor orizontale la diafragmele verticale se realizează prin șaiba orizontală formată de planșee. La

anterioare și datorită variațiilor de temperatură și contracției betonului, de care trebuie să se țină seama la proiectare. Este important să se diminueze aceste eforturi prin măsuri privind alinierea generală a structurii.

În acest sens, o prevedere importantă este micșorarea distanței între rosturi. Se limitează lungimea tronsoanelor între două rosturi la 30 m și recomandă prevederea unei armări generale a diafragmelor cu sporirea procentului de armare în zonele mai puternic influențate de acțiunea temperaturii și contracției.

La amplasarea diafragmelor de contravîntuire longitudinale trebuie să se aibă în vedere că aceste elemente, avînd o rigiditate foarte mare, reprezintă zone practic nedepasabile ale structurii, iar la apariția unor deplasări datorită contracției și variației lor de temperatură, aceste diafragme pot constitui puncte fixe. În cazul amplasării diafragmelor numai spre una din extremitățile tronsoanelor (fig.4.7a) apar deplasări și deci și solici-

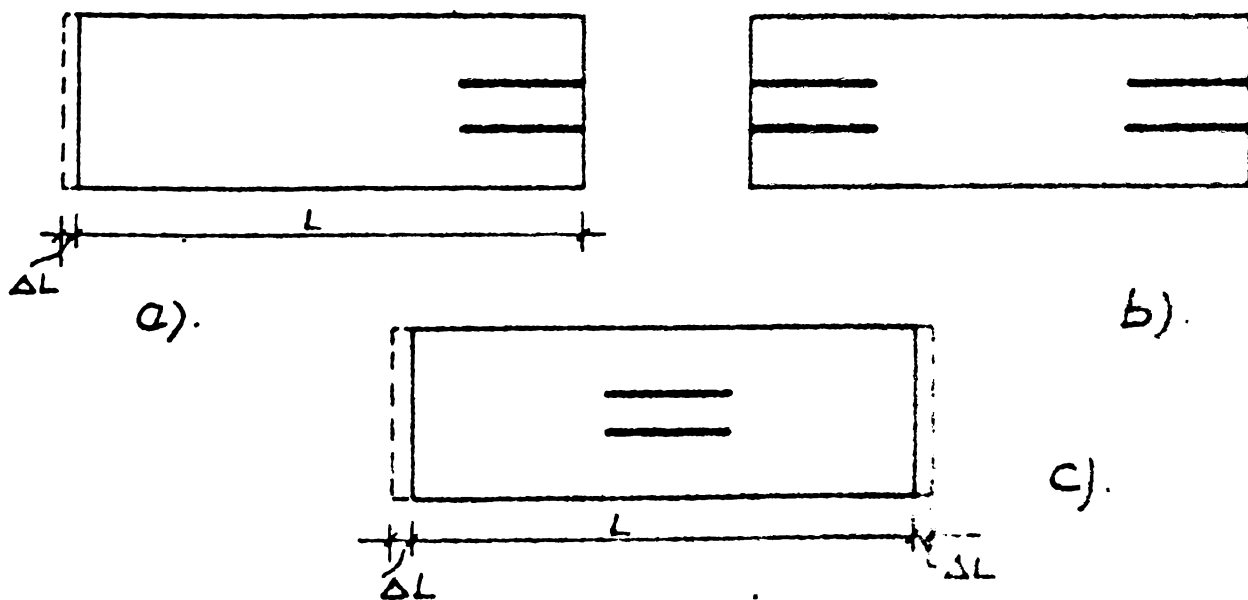


Fig. (4.7). Dispoziția diafragmelor longitudinale în construcție. a; b - poziții nerecomandabile; c - poziție recomandabilă.

ări importante în extremitatea opusă. Amplasarea unor diafragme rigide la ambele extremități ale tronsonului introduce solicitări interne atât în planșee cât și în diafragmele respective (fig. 4.7b). O rezolvare favorabilă se obține prin așezarea diafragmelor

de contravîntuire longitudinale în zona centrală a tronsonului (fig.4.7c).

4.2. Prevederi constructive privind alcătuirea diafragmelor monolite de beton armat.

Prevederile constructive pentru alcătuirea diafragmelor monolite de beton armat sînt impuse pentru satisfacerea unor necesități rezultate din crearea posibilităților de execuție corectă a elementelor de construcție și asigurarea unei capacități portante minime.

În cele ce urmează sînt indicate prevederile de ordin constructiv pentru tipurile de structuri cu diafragme monolite.

4.2.1. Dimensiunile geometrice ale diafragmelor.

Grosimea curentă a diafragmelor din beton se alege de 15 - 20 cm. În zonele de capăt (la fațade) diafragma se pot termina fără îngroșări. Folosirea diafragmelor fără bulbi se limitează în structurile cu solicitări reduse și medii. Bulbii realizează un spor de secțiune, în zonele în care apar concentrări de eforturi din acțiunea încărcărilor orizontale și verticale. Pentru execuție, bulbii creează unele dificultăți, dacă se utilizează cofraje plane, motiv pentru care, cînd este posibil trebuie evitate, sau

să se aleagă procedee tehnologice adecvate.

Lățimea bulbilor variază de obicei între $1/7 - 1/4$ din înălțimea etajului iar grosimea lor de 20-40 cm (fig.4.8).

Porțiunea de diafragmă situată între două goluri de uși este recomandabil să aibă o lățime de minimum 50 cm (fig.4.9a).

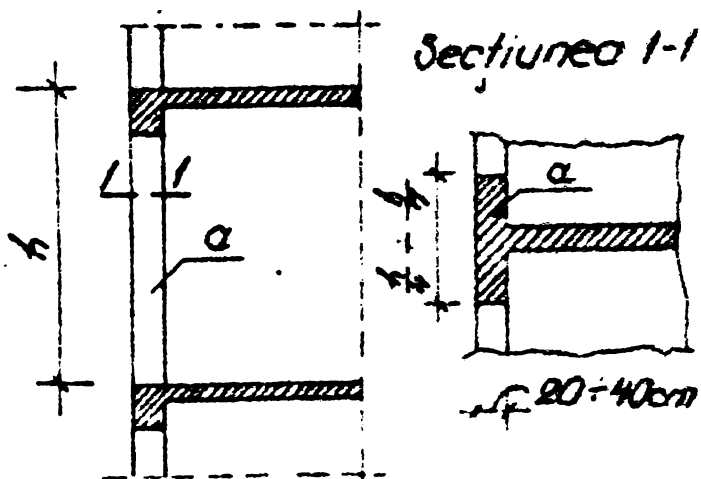


Fig. (4.8). Conformația bulbilor (a) de la capetele diafragmelor.

Golurile amplasate în apropierea capetelor de diafragme pot crea spaletți cu secțiune redusă. Fiind scema de concentrările de eforturi ce se produc în zonele de capăt, se recomandă ca

lățimea acestor spații să nu coboare sub 75 cm (fig.4.9b).

4.2.2. Armarea diafragmelor

4.2.2.1. Armătura constructivă. In zonele în care calculul nu indică necesitatea prevederii unor armături de rezistență, diafragmele se armeză constructiv. Armăturile constructive sînt

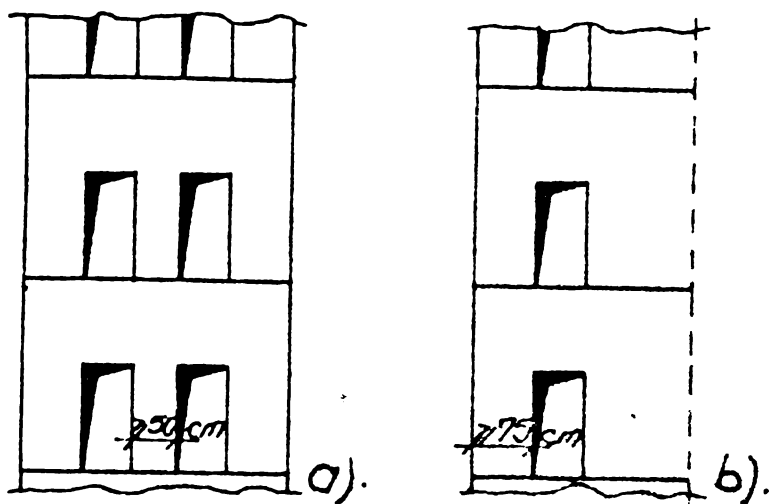


Fig. (4.9) Dimensiuni minime recomandate pentru montanți: b-montanț de margine
a-montanț intermediar.

menite să preia, parțial sau total, eforturile de întindere care apar local, limitînd deschiderea fisurilor și asigurînd continuitatea diafragmei în zonele fisurate.

Armăturile constructive se prevăd pentru următoarele solicitări :

- împiedicarea, de către fundație, a deformațiilor din contracția betonului, la nivelurile inferioare ale clădirii;
- împiedicarea parțială a deformațiilor din contracția betonului de către planșele intermediare;
- împiedicarea, de către diafragmele verticale, a dilatării planșeului terasei, expus direct însoririi în perioadele de vară;
- diferența de deformație între betoanele diafragmelor exterioare și interioare, datorită diferenței în regimurile lor de umiditate, temperatură și expunere la însorire;
- diferențele de deformație între montanți și zonele de diafragme cu eforturi unitare de compresiune diferite, datorită înăcrăcirilor inegale.

a) Armarea curentă a diafragmelor.

In legătură cu armarea diafragmelor de beton există, pînă în prezent, două opinii diferite.

i) - Prevederea unei armături locale, restul cîmpului diafragmei rămînd nearmat (fig.4.10).

ii) - Prevederea unei armături continue duble pe toată suprafața diafragmei (fig.4.11).

i) - Este important de menționat că experiența aplicării armării discontinue, arată că în cursul exploatării apar un număr mare de fisuri în zonele de beton nearmat, datorită contracției și variațiilor de temperatură. S-a considerat că aceste fisuri sînt nepericuloase. Problema influenței acestor fisuri asupra capacității portante a diafragmelor, în cazul unor solicitări suplimentare, rămîne deschisă datorită lipsei datelor experimentale și soluției teoretice corecte.

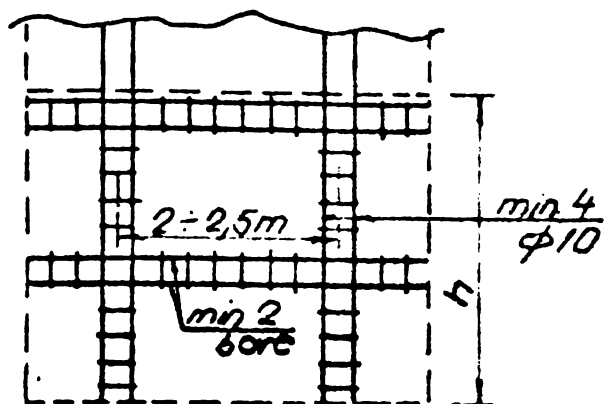


Fig. (4.10). Armarea discontinuă fără centuri intermediare a diafragmelor.

Folosirea armării discontinue e recomandată la structurile cu solicitări reduse, soluția avînd avantajul unui consum redus de

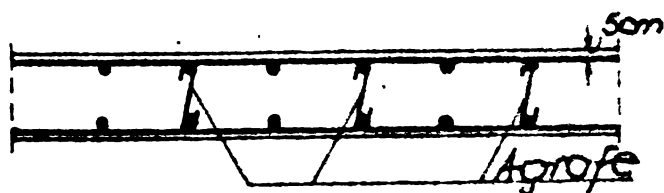


Fig. (4.11). Secțiune orizontală printr-o diafragmă armată cu rețea dublă.

oțel și a compactării mai bune a betonului. Armarea discontinuă se realizează pe verticală cu stîlpișori alcătuiți din 4-6 bare cu diametrul minim de $\varnothing 8 - \varnothing 10$, dispuși la o distanță de 2 - 2,5 m. Pe orizontală, în afara centurilor de la nivelul planșeelor, se prevede o centură intermediară de cel puțin 2 $\varnothing 10$, reducînd astfel suprafața nearmată a diafragmelor.

ii) - Performanța acestui tip de armare este superioară armării discontinue datorită reducerii fisurilor de contracție și a unei mai bune posibilități de preluare a eforturilor unitare principale.

Se obține un consum mai mare de oțel și o compactare mai slabă datorită plaselor de armătură care stînjesc vibrarea.

Soluția de armare continuă se recomandă la diafragmele cu solicitări mari, sau la cele apăsate pe terenuri cu un grad ridicat de compresibilitate. Armarea continuă se recomandă în următoarele zone ale diafragmelor :

- nivelurile inferioare - primul nivel la clădirile pînă la 5 niveluri, primele două niveluri la clădirile cu

5-10 niveluri, și primele n-8 niveluri la clădirile cu mai mult de 10 niveluri;

- ultimul nivel;
- montanții de dimensiuni reduse - mai înguști de 75 cm.

Armarea continuă se realizează cu două plase. În fiecare plasă, barele orizontale se agază spre exteriorul secțiunii, iar cele verticale spre interior. Cele două plase sînt legate între ele cu agrafe $\emptyset 6$, cel puțin 6 bucăți pe m^2 .

În zonele unde armarea curentă este constructivă, se recomandă să se respecte procentele minime de armare de mai jos :

- în cazul armării cu bare independente, armătura verticală va fi cel puțin $\emptyset 6/35$, iar cea orizontală $\emptyset 6/25$; procentele minime de armare vor fi 0,10 și respectiv 0,15%;
- în cazul armării cu plase sudate, armătura minimă va fi după ambele direcții $\emptyset 6/20$; procentele minime de armare vor fi 0,08 și respectiv 0,13%.

b) Armarea intersecțiilor de diafragme.

Datorită rigidității sporite, în aceste zone apar concentrări de eforturi pentru care se prevede o armare suplimentară formată din bare verticale și etrieri orizontali (fig.4.12). În

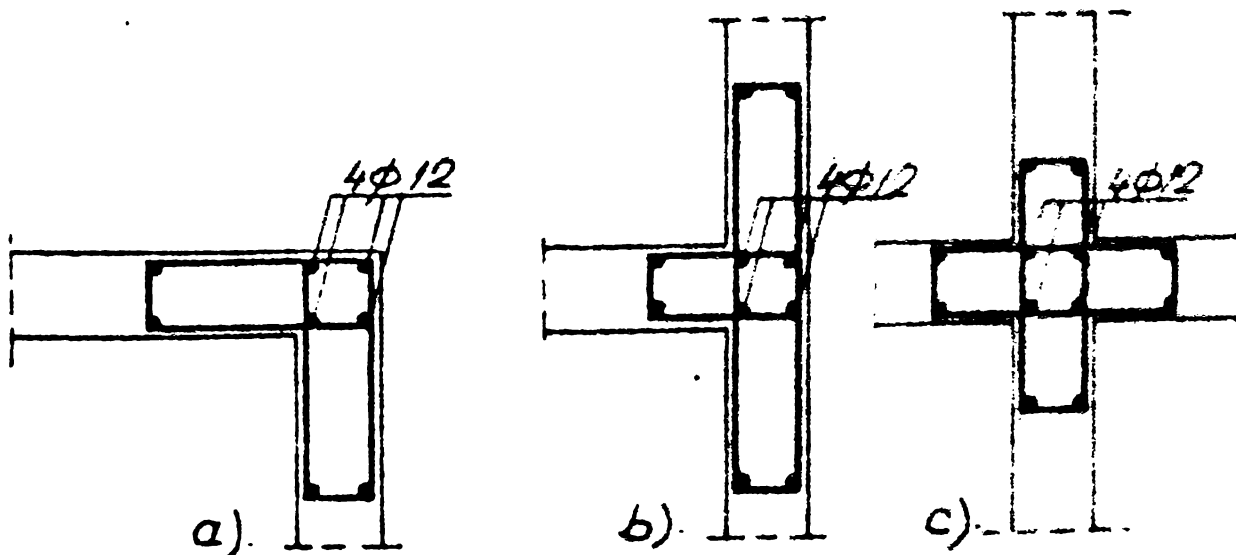


Fig. (4.12). Intersecții de diafragme în formă de L, T și + cu armare discontinuă.

cazul armării continue cu bare independente, se poate renunța la etrierii orizontali, barele verticale fiind susținute de plase. Armăturile verticale vor fi cel puțin $4 \phi 12$ (fig.4.13).

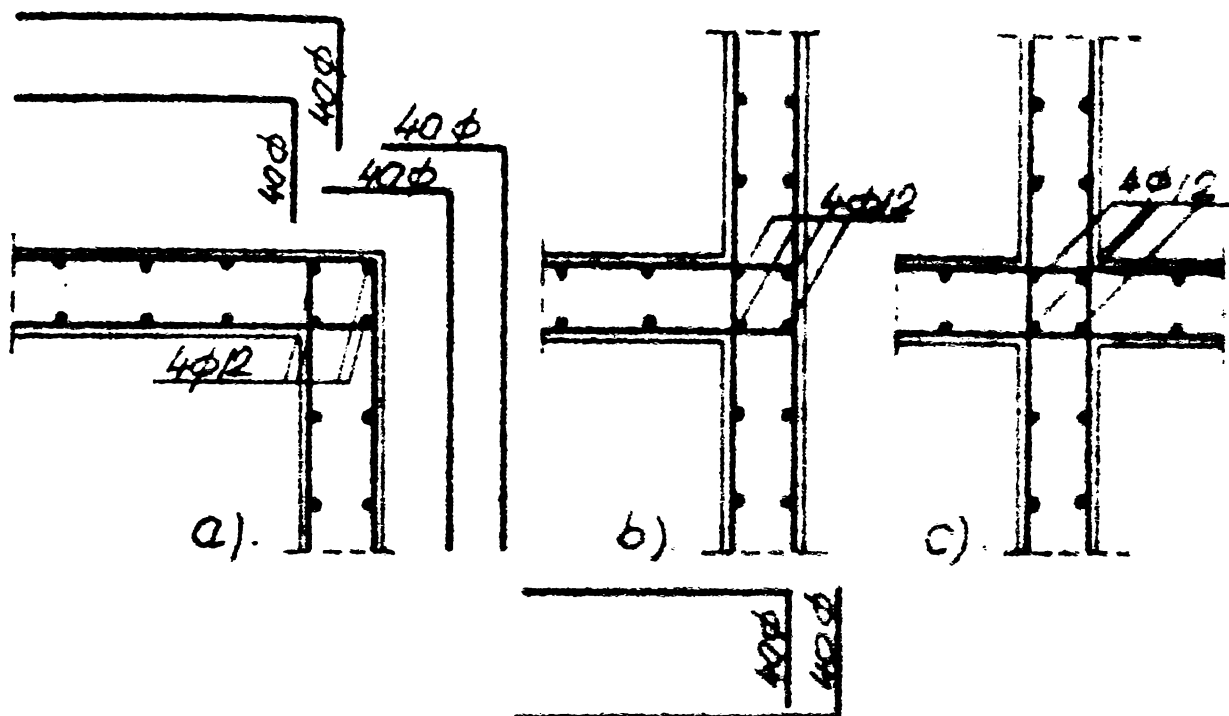


Fig. (4.13). Intersecții de diafragme în formă de L, T și + cu armarea cu rețea din bare independente

În cazul armării continue cu plase sudate, legătura dintre plasele pereților se face prin intermediul unor carcasse a căror etrieri din $\phi 6$ se suprapun cu barele plaselor. Barele verticale ale carcasselor vor fi cel puțin $\phi 10$.

La armarea discontinuă, intersecțiile se vor arma tot cu carcasse ce respectă aceleași prescripții ca în cazul armării continue cu plase sudate.

c) Armarea capetelor de diafragme.

Capetele diafragmelor prezintă concentrări de eforturi datorită modului de descărcare al planșelor, a reacțiunilor terenului și a acțiunii sarcinilor orizontale. Prevederea, în aceste zone, a armăturii, îmbunătățește comportarea locală și generală a diafragmelor.

În cazul capetelor de diafragme cu îngroșări (bulbi), armarea se va face cu un procent de minimum 0,45 din aria bulbului (fig.4.14a), în timp ce armarea capetelor fără bulbi se va face cu un procent de minimum 0,6% din aria secției armate (fig.4.14b).

Barele verticale vor avea diametrul minim de $\phi 10$, iar

etrierii se vor dispune la distanța de maxim $1,5 \phi$.

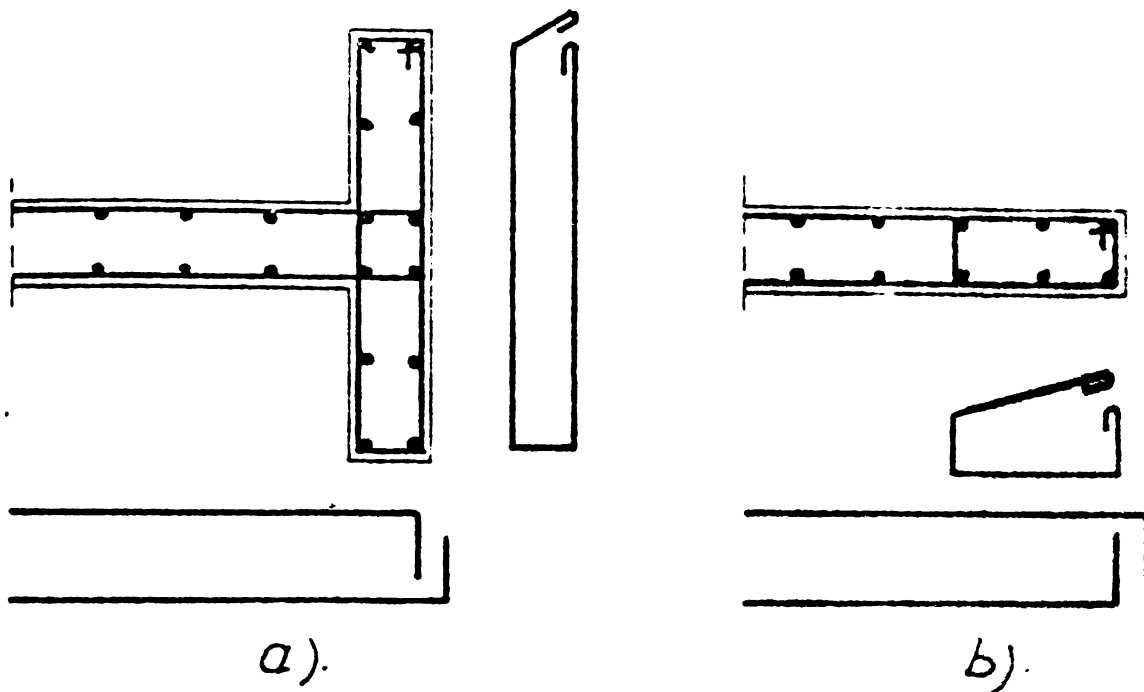


Fig. (4.14). Capete de diafragme cu bulbi și fără bulbi cu armarea cu rețea din bare independente

d) Armarea locală în jurul golurilor.

La elementele de deasupra golurilor (buiandrugii), de obi-

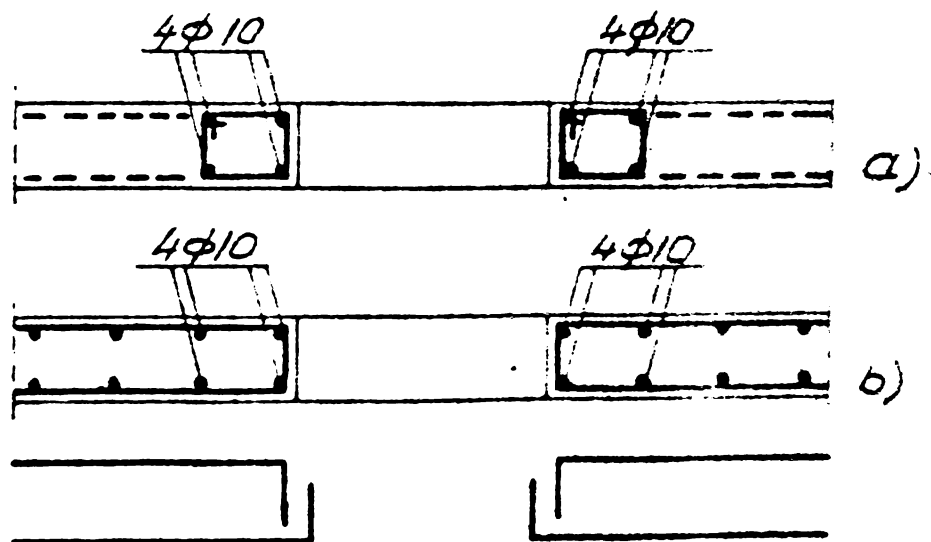


Fig. (4.15). Bordarea golurilor la diafragme
a. - armare cu rețea din bare independente
b. - armare cu plase sudate

bei, armătura rezultă din calcul, detaliile și principiile de alcătuire fiind date în subcapitolul 4.2.2.3.

Diafragma, în zona laterală golurilor pentru uși și ferestre, se bordează cu armături verticale. Când aceste bare nu rezultă din calculul diafragmei cu goluri, se prevede o armare de cel puțin $4 \varnothing 10$, dar nu mai puțin de jumătate din aria armăturii inferioare a buiandrugului (fig.4.15).

4.2.2.2. Armături rezultate din calcul.

Zonele din diafragme în care armăturile rezultă dintr-un calcul de dimensionare sau verificare la eforturile provenite din acțiunea încărcărilor orizontale sau verticale, se armează ca secțiunile din beton armat.

În cazurile curențe, din calcule, rezultă armături în următoarele zone ale diafragmelor :

- capetele diafragmelor cu eforturi de întindere;
- buiandrugii solicitați la încovoiere și tăiere.

Mai rar, în beton, pot apărea eforturi de compresiune ce depășind rezistența betonului, impun prevederea de armături. Această situație semnalează, de regulă, o dimensionare insuficientă a secțiunii de beton și recomandă sporirea acestei secțiuni.

a) Zonele de diafragme solicitate la întindere.

Armătura se dispune în așa fel încât să fie capabilă să preia întregul efort de întindere ce variază, de regulă, după o diagramă liniară. Barele vor fi de cel puțin $\varnothing 10$ în zonele de capăt și de $\varnothing 6$ în zona curență a diafragmei. Orizontal se vor prevedea etrieri în zonele de capăt și bare de repartiție în zonele curențe, distanța dintre aceste bare fiind de cel mult 25 cm. În cazul armării cu plase sudate, în zonele întinse se pot prevedea suplimentar bare independente care completează aria plasei până la secțiunea de armătură ce rezultă din calcul.

b) Zonele de diafragme solicitate la compresiune.

În aceste zone diametrul minim al armăturilor va fi $\varnothing 10$. Procentul minim de armare este 0,4% cu excepția zonei de capăt a diafragmelor fără bulbi unde procentul minim este de 0,8% din zona armată. Agrafele se dispun din două în două bare, iar barele orizontale se așază la o distanță ce nu trebuie să depășească de 5 ori diametrul minim al barelor verticale.

c) Armarea buiandrugilor.

Date fiind concentrările de eforturi care apar în aceste elemente, cum și rolul important ce-l au în asigurarea rezisten-

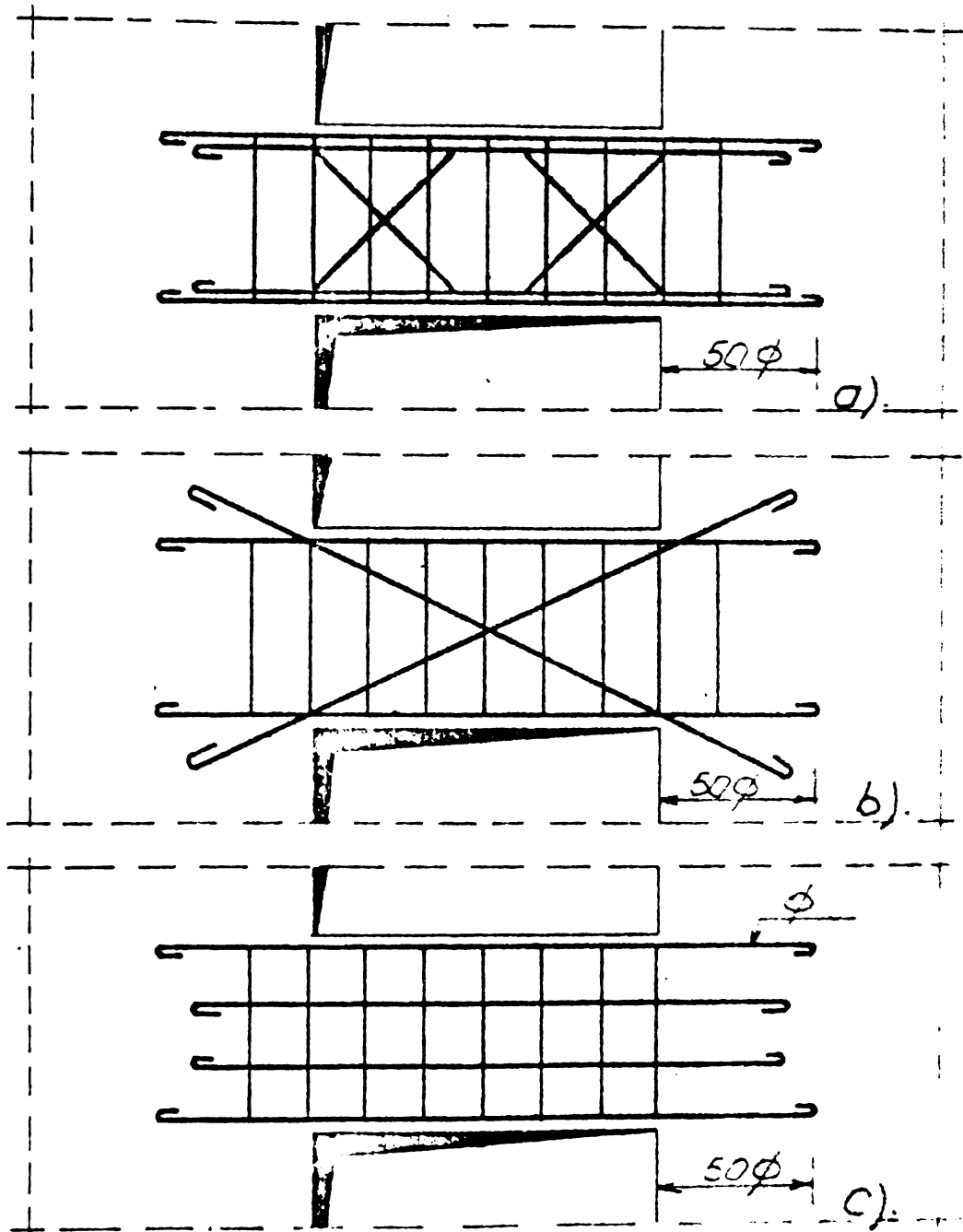


Fig. (4.16). Diverse moduri de armare
a buiandrugilor
a, b. — armare cu bare înclinate
c. — armare cu bare orizontale

ței diafragmelor, armătura buiandrugilor are rol esențial de rezistență. Armătura se dispune, de regulă simetrică. Procentul de armare, atât pentru armătura inferioară, cât și pentru cea superioară va fi de cel puțin 0,2%. Dacă lățimea secțiunii buian-

rugului este pînă la 20 cm, se dispun cîte două bare la partea inferioară și la cea superioară pentru a permite o bună compactare a betonului. Dacă înălțimea buiandrugului este mai mare de 60 cm, se vor dispune bare horizontale de cel puțin $\varnothing 8$, astfel ca distanța dintre bare să fie cel puțin 30 cm. Dacă nu ridică probleme tehnologice de formare, se recomandă utilizarea armăturilor diagonale (fig.4.16b). Distanța dintre etrieri va fi mai mică de 15 diametrii ai barelor longitudinale, dar nu mai mult de 1,5 ori înălțimea buiandrugului.

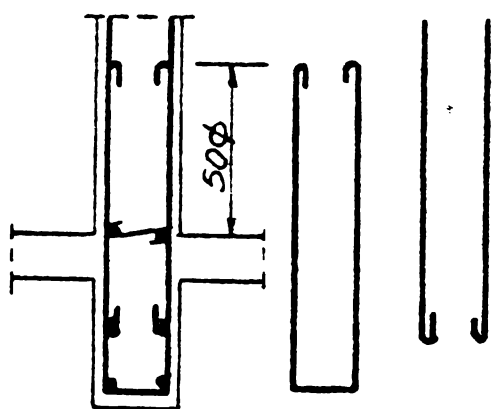


Fig. (4.17). Buiandrug care se continuă la partea superioară cu diafragmă plină.

diametrii; distanța măsurîndu-se de la marginea golului.

In fig.4.16 se indică trei moduri de armare a buiandrugilor. In cazul cînd golul de la un nivel nu se repetă și la nivelul imediat superior, etrierii buiandrugului se prelungesc sub formă de mustăți, înnădindu-se cu armătura verticală curentă a diafragmei de la nivelul superior (fig.4.17).

Barele horizontale din buiandrugi se ancorează în montanții diafragmei pe o lungime de cel puțin 50 de

4.2.2.3. Date constructive privind forma, ancorarea și înnădirea barelor.

Armarea diafragmelor se poate face cu toate tipurile de armături care au o ductilitate suficientă. Stratul de acoperire va fi de cel puțin 1,5 cm pentru zonele curente și buiandrugi și de cel puțin 2,5 cm pentru bulbi.

Diametrul barelor nu va depăși 1/10 din grosimea elementului. Eforturile din armătura diafragmelor își schimbă, în multe cazuri sensul, trecînd de la compresiune la întindere, iar în unele situații sensul eforturilor nu poate fi precizat cu certitudine. De aceea se adoptă lungimi de ancorare și înnădire mai mari, corespunzătoare barelor întinse.

Se recomandă ca înnădirea barelor mai mari de $\varnothing 20$ să se facă prin sudură. Lungimea de înnădire prin suprapunere a barelor să se facă cu ciocuri sau a barelor cu profil periodic fără ciocuri să fie cel puțin 40 de diametri, cu excepția buiandrugilor.

Barele lise cu diametrul mai mic de $\phi 10$ se pot prevedea fără ciocuri, în acest caz, lungimea de înădădire se majorează la 50 de diametri.

Innădăirea plaselor sudate se face prin suprapunerea pe ambele direcții pe o lungime minimă de 1 ochi + 5 cm (fig.4.18).

Pe lungimea înădădirii trebuie să se găsească cel puțin câte două bare transversale din fiecare plasă.

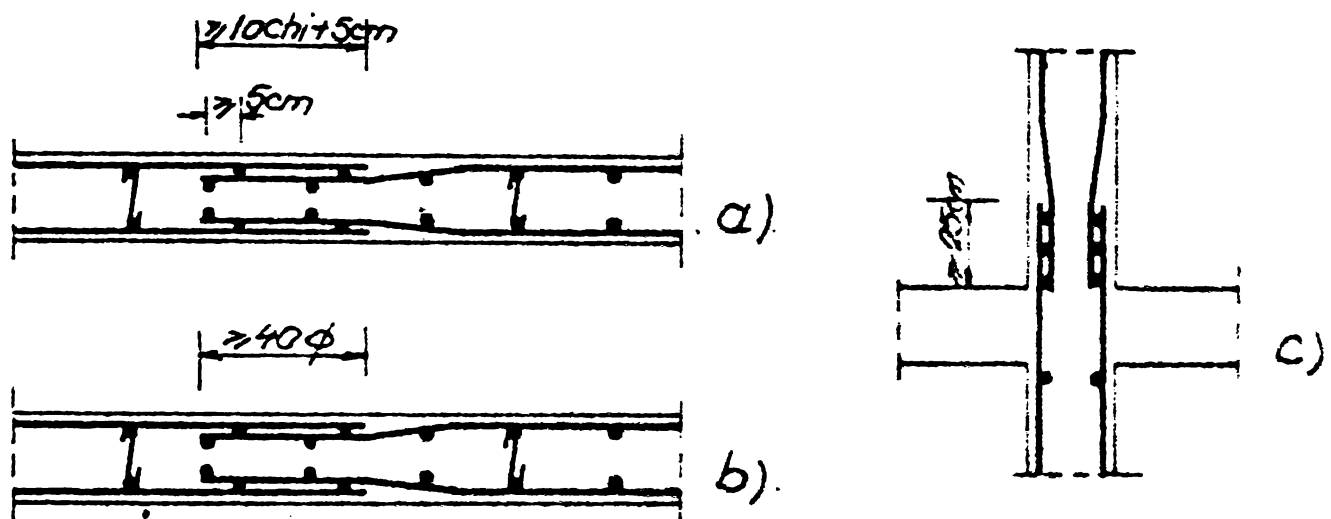


Fig. (4.18) Innădăirea plaselor sudate

Dacă lungimea de suprapunere este mai mare de 40 de diametrii, se admite ca pe lungimea respectivă să existe câte o singură bară transversală din fiecare plasă.

Pe verticală se admit și înădădiri cu bare verticale prelungite din plasa de la nivelul inferior, fără bare orizontale pe lungimea de suprapunere, în acest caz lungimea de înădădire va fi de cel puțin 40 de diametrii dar nu mai puțin de 25 cm.

Atunci când plasele sudate sînt supuse la eforturi de întindere cunoscute și cînd valoarea eforturilor unitare depășește 0,5 din rezistența de calcul a oțelului, lungimea de suprapunere a plaselor se va majora la 2 ochiuri + 5 cm dar nu mai puțin de 60 de diametrii.

5. CERCETARI EXPERIMENTALE PRIVIND RIGIDITATEA,
DUCTILITATEA SI CAPACITATEA PORTANTA A DIAFRAGMELOR

5.1. Scopul programului.

5.1.1. In prima etapă pentru a urmări comportarea diafragmelor cu goluri, prefisurate din contractia împiedicată, la acțiunea încărcărilor exterioare verticale și orizontale, s-au efectuat încercări statice pe modele la scara 1:6 corespunzând unor structuri întâlnite în practică.

Au fost încercate diafragme cu un șir de goluri mijlocii, o parte fiind prevăzute cu fisuri inițiale, iar altă parte fără fisuri, având aceleași caracteristici și supuse la aceleași încărcări exterioare, verticale și orizontale.

Scopul încercărilor acestor diafragme la încărcări verticale și orizontale, prin creșterea celor orizontale, în mod treptat pînă la ruperea diafragmelor, a fost de a urmări modul cum arzarea buiandrugilor și fisurarea inițială din contractie a acestora, să răsfrînge asupra caracteristicilor de deformabilitate (rigiditate) respectiv asupra capacității portante a diafragmelor cu goluri.

5.1.2. In a doua etapă pentru determinarea influenței prefisurării produse din contractia împiedicată asupra capacității portante și ductilității diafragmelor, a efectului forței tăietoare asupra capacității portante și ductilității buiandrugilor la acțiuni alternante, a comportării buiandrugilor lungi și scurți sub acțiunea încărcărilor alternante și a influenței modului de armare a buiandrugilor asupra ductilității și capacității lor portante, a fost întocmit un program experimental pentru încercarea a 8 elemente, reprezentînd tronsoane dintr-o diafragmă cu un șir de goluri, formate din cîte doi buiandrugii.

Din cele 8 elemente experimentale, 4 au fost cu buiandrugii nefisurați și 4 cu buiandrugii fisurați din contractie.

Armarea buiandrugilor s-a făcut în două moduri : cu armatură longitudinală și etrieri, respectiv cu armătura în diagonale.

Dimensiunile buiandrugilor s-au luat diferit, astfel ca elementele să fie cu buiandrugii lungi ($l_0/h_f \geq 2$), iar celelalte cu buiandrugii scurți ($l_0/h_f < 2$).

5.2. Alcătuirea și execuția elementelor experimentale.

Programul experimental s-a efectuat în două etape.

Prima etapă cuprinde executarea și încercarea următoarelor elemente realizate la scara 1:6 :

- DG1 : diafragmă cu un șir de goluri, fără fisuri inițiale, cu procentul de armare al buiandrugilor de 1,33%;

- DG2 : diafragmă cu un șir de goluri, cu fisuri inițiale, la mijlocul tuturor buiandrugilor, cu procentul de armare al buiandrugilor de 1,33%;

- DG3 : diafragmă cu un șir de goluri, cu fisuri inițiale la marginile tuturor buiandrugilor, cu procentul de armare al buiandrugilor de 1,33 %;

- DG4 : diafragmă cu un șir de goluri, cu fisuri inițiale la marginile tuturor buiandrugilor, cu procentul de armare al buiandrugilor de 0,75 %.

Fiecare element reprezintă 2 diafragme cuplate.

Concomitent cu execuția diafragmelor s-au turnat epruvete de control, cuburi cu latura de 10 și 20 cm, pentru determinarea rezistenței la compresiune, prisme de 10 x 10 x 55 cm pentru determinarea rezistenței la întindere din încovoiere și prisme de 10 x 10 x 30 cm pentru stabilirea modulului de elasticitate și a rezistenței prismatice.

Dimensiunile și armarea elementelor experimentale sînt date în fig.5.1 și 5.2. Fiecare element modelează la scară 1:6 două diafragme cu lățimea de 4,5 m și înălțimea de 18 m.

La marginile diafragmelor au fost prevăzute îngroșări (bulbi). Din figura 5.2 rezultă că armarea diferitelor părți componente ale diafragmelor s-a făcut folosind următoarele procente de armare :

- în inima diafragmelor $\mu = 0,18 \%$;
- în îngroșări (bulbi) $\mu = 0,95 \%$;
- în zonele verticale învecinate golurilor $\mu_{loc} = 1 \%$;
- în buiandrugii $\mu = 1,33\%$ pentru elementele DG1, DG2, DG3 și $\mu = 0,75 \%$ pentru elementul DG4.

Armarea s-a făcut cu oțel OB 37.

La turnarea elementelor s-a folosit un beton cu următoarea compoziție :

- nisip 0 - 3 mm : 720 kg/m³
- nisip 3 - 7 mm : 1100 kg/m³

- ciment PZ 400 : 320 kg/m³
- apă : 200 kg/m³.

Compactarea s-a făcut prin vibrare. Caracteristicile mecanice pe epruvete de control sînt date în tabelul 5.1. Atît modelele cît și epruvetele de control au fost învelite în folii de masă plastică timp de 7 zile, apoi au fost decofrate și păstrate în aer liber pînă la încercare (4 ... 6 săptămîni de la turnare - vezi tabelul 5.1.).

În elementele DG2, DG3, DG4 fisurile inițiale au fost provocate prin interpunerea unei folii de celuloid (0,2 mm) pe întreaga secțiune transversală a buiandrugilor.

A doua etapă cuprinde executarea și încercarea elementelor prezentate în tabelul 5.2.

Elementele experimentale reprezentînd tronsoane de diafragmă formate din cîte 2 buiandrugii s-au executat la scara 1:2. Dimensiunile și armarea elementelor sînt prezentate în tabelul 5. Schițele de armare ale elementelor (buiandrugilor) sînt date în fig.5.3.

La turnarea elementelor s-a folosit un beton cu următoarea compoziție :

- nisip 0 - 3 mm : 641 kg/m³ ;
- nisip 3 - 7 mm : 1140 kg/m³ ;
- ciment PZ 400 : 300 kg/m³ ;
- apă : 200 kg/m³.

Armarea s-a făcut cu oțel OB 37. Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului determinate pe epruvete confecționate din aceeași șarjă cu elementele experimentale sînt date în tabelul 5. Compactarea s-a făcut prin vibrare. Atît elementele experimentale cît și epruvetele de control au fost învelite în folii de masă plastică timp de 7 zile, apoi au fost decofrate și păstrate în aer liber pînă la încercare (3 ... 4 săptămîni de la turnare - vezi tabelul 5.4).

5.3. Încercarea elementelor experimentale.

În prima etapă elementele DG1, DG2, DG3 și DG4 supuse la încercări axiale constatate au fost încercate la grinzii simple realizate cu o forță concentrată aplicată static la mijlocul deschiderii. În acest fel comportarea unei jumătăți de element a fost identică cu solicitarea unei diafragme în consolă, supusă la forțe verticale.

ționale și la o forță orizontală concentrată la vîrf.

Forța axială $N = 83 \text{ tf}$ a fost realizată prin intermediul unui dispozitiv special care a permis repartizarea ei uniform pe secțiunea celor doi montanți, cît și menținerea constantă de la începutul încărcării pînă la ruperea elementului. Efortul unitar de compresiune corespunzător acestei încărcări a fost de $13,7 \text{ daN/cm}^2$, efort ce corespunde încărcărilor verticale a unor structuri în diafragme întîlnite în practică.

Momentul încovoietor, corespunzător celui produs de încărcările orizontale, realizat prin aplicarea la mijlocul deschiderii a unei forțe verticale concentrate, a crescut progresiv de la valoarea "0" pînă la rupere. Forța concentrată a fost aplicată în trepte de 125 sau 250 daN.

În vederea stabilizării deformațiilor, verificării aparatului de măsurare și eliminării erorilor de măsurare, s-au efectuat inițial două cicluri încărcare - descărcare pînă la forța de 750 daN, respectiv 1000 daN, după care s-a trecut la încărcarea pînă la rupere.

Schema de încărcare a elementelor, poziția aparatului de măsurare a deformațiilor, înregistrate la diferite trepte de încărcare sînt date în figurile 5.4 pînă la 5.7 și tabelul 5.5 și 5.6. Au fost măsurate săgețile elementelor cu microcomparatoare și fleximetre, deplasările relative (componenta orizontală) ale punctelor omoloage de pe montanți în axele buiandrugilor, deformațiile specifice în zonele cu moment maxim ale buiandrugilor cu traductori electrorezistivi, și deschiderile fisurilor pe buiandrug cu microcomparatoare 1:1000. În timpul încercărilor au mai fost notate treptele de fisurare, ordinea de apariție a fisurilor și evoluția lor. Releveele fisurilor sînt date în fig.5.8.

În etapa a doua a programului experimental elementele BGNS1, BGFS1, BGNS2, BGFS2, BGNL1, BGFL1, BGNL2, BGFL2, au fost încercate într-un stand conform schiței de încercare din fig.5.9.

Elementele au fost așezate cu montanții în poziție orizontală; un montant a fost fixat de fundația standului iar celuilalt montant i s-au aplicat alternativ încărcări orizontale axiale. Cărușele buiandrugii au fost solicițate la momente de încovoieră și forțe tăietoare similar cu cele provocate de încărcările exterioare reale pe diafragme.

Elementele pe care a fost simulat efectul contracției în-

piedicate au fost supuse - înainte de aplicarea încărcării orizontale alternante - la eforturi de întindere axială a buiandrugilor pînă la fisurarea acestora. Deschiderile fisurilor au fost ținute la o valoare constantă, menținînd presele active (vezi fig.5.9b).

Starea de eforturi în armătura longitudinală, în zona de încastrare a buiandrugilor, a fost măsurată prin dispunerea de traductori pe armătură, înainte de turnarea elementelor. Elementele cu armătura în diagonală au avut de asemenea aplicați traductori la marginile buiandrugilor în zona de încastrare (fig.5.10).

Starea de eforturi atît la marginile buiandrugilor cît și la mijlocul lor după direcția celor două diagonale au fost măsurate cu traductori tensioactivi fixați pe ambele fețe ale fiecărui buiandrug (fig.5.10). Totodată au fost măsurate deplasările relative ale buiandrugilor prin intermediul a două microcomparatoare (vezi fig.5.9).

Elementele (nefisurate sau fisurate) au fost supuse la încărcări orizontale alternante, aplicate în cicluri crescătoare, astfel încît să fie prinse stadiile de lucru caracteristica. În penultimul ciclu de încărcare, momentul încovoietor produs de încărcările orizontale, realizat la capetele buiandrugilor prin aplicarea unei forțe în axa montanților, a crescut pînă la limita de curgere. S-a descărcat apoi pînă la zero și s-a încărcat elementul în sensul celălalt, în trepte, trecînd prin limita de curgere, pînă la rupere, măsurîndu-se deplasarea corespunzătoare limitei de rupere (zdrobirea betonului comprimat), avînd drept scop determinarea factorului de ductilitate.

5.4. Rezultatele încercărilor și interpretarea lor.

5.4.1. Rezultatele încercărilor primei etape.

5.4.1.1. Rigiditatea de ansamblu a elementelor.

Evoluția săgeților la diferite trepte de încărcare poate fi urmărită în fig. 5.4, 5.5, 5.6, 5.7. Săgețile maxime ale elementelor pentru toate diafragmele sînt date comparativ în fig.5.11. Se constată că pînă la valori ale forței concentrate, aplicată în mijlocul elementului, reprezentînd 50% din forța de rupere, elementele au o comportare elastică. Rigiditățile relative ale elementelor corespunzătoare acestui domeniu sînt date mai jos.

Elementul	Limita domeniului elastic P (daN)	Rigiditatea relativă		Comparație între rigiditățile experimentale.	
		Teor.	Exp.		
Diafragme cu buiandrugi fără fisuri inițiale $\mu = 1,33 \%$ (DG1)	1000	1	0,61	1	
Diafragme cu fisuri inițiale la mijlocul buiandrugilor $\mu = 1,33 \%$ (DG2)	1000	1	0,56	0,92	
Diafragme cu fisuri inițiale la marginile buiandrugilor $\mu = 1,33 \%$ (DG3)	1000	1	0,42	0,70	1
Diafragmă cu fisuri inițiale la marginile buiandrugilor $\mu = 0,75 \%$ (DG4)	750	1	0,28		0,65

În urma unui calcul pe baza metodei structurii continue echivalente, considerînd betonul ca material perfect elastic, a rezultat că rigiditatea teoretică a diafragmei cu buiandrugi fără fisuri inițiale (DG1), armați cu un procent $\mu = 1,33 \%$, încărcată în domeniul elastic, este mai mare cu 40 % decît rigiditatea experimentală.

Reducerea rigidității se datorește fisurării zonei întinse a secțiunilor de încastrare ale buiandrugilor în montanți, buiandrugi lucrînd ca elemente din beton armat în stadiul "2".

Deci, pentru diafragmele cu goluri mijlocii ($1 < \alpha < 10$) considerarea unei reduceri a rigidității buiandrugilor cu 40 % conduce la obținerea de rezultate bune în evaluarea eforturilor și deplasărilor acestor diafragme supuse la încărcări care nu depășesc limita de elasticitate.

Încercările au arătat că existența fisurilor inițiale la buiandrugi reduce rigiditatea elementelor, reducerea fiind mai mare în cazul fisurilor inițiale la marginea buiandrugilor.

Cantitatea de armătură din buiandrugii fisurați inițial influențează rigiditatea de ansamblu; diafragmele cu buiandrugii armați cu un procent de armare mai redus au o rigiditate mai mică, rigiditatea buiandrugilor fiind dependentă - cum este și firească - de procentul de armare a lor.

5.4.1.2. Ductilitatea diafragmelor.

Prin noțiunea de ductilitate se înțelege capacitatea de deformare plastică a diafragmei și este caracterizată prin factorul de ductilitate prin deplasare " μ_0 ".

Factorul de ductilitate prin deplasare " μ_0 " este definit ca raportul dintre deplasarea vârfului diafragmei corespunzătoare atingerii mecanismului de colaps și deplasarea vârfului diafragmei corespunzătoare atingerii limitei de curgere în cel mai sollicitat buiandrug.

Ductilitatea unei diafragme este strâns legată de dimensiunile geometrice relative ale buiandrugilor și montanților și de modul de alcătuire și dispunere a armăturii lor.

Observațiile privind ductilitatea elementelor încercate rezultă din examinarea diagramelor - forță - săgeți maxime (fig. 5.11). Acceptându-se că începutul manifestării deformațiilor plastice în mod accentuat corespunde unei săgeți de aproximativ 7 mm pentru toate diafragmele (cu sau fără fisuri inițiale), s-au putut stabili următoarele valori ai factorilor de ductilitate.

E l e m e n t u l	Factorul de ductilitate	Valori relative ale ductilității.
Diafragmă cu buiandrugii fără fisuri inițiale $\mu = 1,33 \%$ (DG1)	14,2	1
Diafragmă cu fisuri inițiale la mijlocul buiandrugului $\mu = 1,33 \%$ (DG2)	18,1	1,27
Diafragmă cu fisuri inițiale la marginile buiandrugilor $\mu = 1,33 \%$ (DG3)	15,2	1,07
Diafragmă cu fisuri inițiale la marginile buiandrugilor $\mu = 0,75 \%$ (DG4)	13,2	0,93

Valorile mari ale factorilor de ductilitate (13,2 - 18,1) se explică prin procentul de armare relativ redus al zonelor întinse ale elementelor verticale și prin prezența armăturii în zona comprimată.

Deși există o oarecare diferențiere între valorile factorilor de ductilitate se consideră că nu se poate desprinde o concluzie clară în ceea ce privește influența prezenței fisurilor inițiale în buiandrugi asupra ductilității diafragmelor, parametri determinanți fiind procentele de armare ale tălpilor acestora și natura încărcării exterioare, care la elementele încercate au fost într-totul similare cu cei reali, corespunzători unei încărcări exterioare alternante provenite din mișcarea seismică.

Se observă că prezența fisurilor în buiandrugi conduce la grăbirea manifestării deformațiilor plastice a buiandrugilor astfel încât la elementele cu buiandrugi prefisurați deformația plastică la atingerea stadiului ultim (mecanismul de colaps) a fost mai mare. Deci factorul de ductilitate al diafragmei cu fisuri inițiale este mai mare decât cel al diafragmei cu buiandrugi fără fisuri inițiale. Factorul de ductilitate al diafragmei cu fisuri inițiale la mijlocul buiandrugilor este cel mai mare (18,1), datorită alunecării mari dezvoltată la mijlocul buiandrugilor.

Diagramele din fig.5.12, 5.13 și tabelul 5.7, prezintă deplasările relative ale buiandrugilor, care au putut fi înregistrate abea după depășirea domeniului elastic. În continuare, până la treapta de încărcare dinaintea ruperii, deplasările relative sînt mai mari la diafragmele cu buiandrugi cu fisuri inițiale decât la diafragmele cu buiandrugi nefisurați (de exemplu pentru punctul F4 $\Delta_{DG1} = 1 \text{ mm}$, $\Delta_{DG2} = 3,5 \text{ mm}$, $\Delta_{DG3} = 4 \text{ mm}$). Aceste deplasări mari înregistrate la rupere explică natura ruperii buiandrugilor prin alunecare. Acest fapt se observă și din examinarea deschiderii fisurilor buiandrugilor (fig.5.14, 5.15, 5.16 și tabelul 5.8).

5.4.1.3. Capacitatea portantă a diafragmelor.

Din examinarea figurilor 5.14 și 5.16, privind modul de dezvoltare a fisurilor rezultă că indiferent de lipsa sau existența fisurilor inițiale în buiandrugi (la mijlocul sau marginile acestora), în apropierea ruperii, buiandrugi s-au transformat în penduli (formându-se articulații plastice la toate marginile buiandrugilor) și fisurare din cei doi montanți (tălpi) ai diafragmelor au cedat prin curgerea armăturii din zona întinsă (armătura din bulb pentru montantul inferior, respectiv armătura de la marginea golului pentru montantul superior) și zdrobirea betonului în zona comprimată.

Considerînd că formarea articulațiilor plastice la capetele tuturor buiandrugilor și a unei articulații plastice la baza fiecărui montant reprezintă mecanismul de colaps, în urma calculului a rezultat că valorile teoretice ale capacității portante ale diafragmelor sînt foarte apropiate de valorile experimentale după cum se vede din tabelul de mai jos.

E l e m e n t u l	Forța de rupere (daN)	Momentul de încovoiere la rupere experimental (daN.m)	Momentul de încovoiere la rupere teoretic (daN.m)
Diafragma cu buiandrugii fără fisuri inițiale $\zeta = 1,33 \%$ DG1	2125	3970	3912
Diafragma cu fisuri inițiale la mijlocul buiandrugilor $\zeta = 1,33 \%$ DG2	2125	4187	3912
Diafragma cu fisuri inițiale la marginile buiandrugilor $\zeta = 1,33 \%$ DG3	2125	4021	3912
Diafragma cu fisuri inițiale la marginile buiandrugilor $\zeta = 0,75 \%$ DG4	1625	3170	3098

Se constată că prezența fisurilor inițiale în buiandrugii (la mijlocul sau la marginile acestora) nu influențează capacitatea portantă a elementelor. Se menționează că natura încărcării prin folosirea unei forțe exterioare acționînd într-un singur sens nu corespunde naturii încărcării exterioare alternante provenite din seism și de asemenea fisurile inițiale nu au fost însoțite de tensiunile corespunzătoare în armătură, așa cum de fapt se întîmplă în realitate.

Totodată, din tabelul de mai sus rezultă că reducerea procentului de armare al buiandrugilor, de la 1,33 % la 0,75 %, conduce la o reducere a momentului de rupere 20 %.

5.4.2. Rezultatele încercărilor etapei a doua.

5.4.2.1. Rigiditatea de ansamblu a elementelor.

a) Elementele cu buiandrugi nefisurați.

S-au proiectat elementele BGNS1 și BGNS2, respectiv BGNL1 și BGNL2 astfel încât să aibă aceeași capacitate portantă. BGNS1 și BGNL1 au armătură longitudinală și etrieri și BGNS2 și BGNL2 au armătura în diagonală. Se menționează că la elementele BGNS2 și BGNL2 s-a folosit și armătură de montaj (bare longitudinale și etrieri).

Din examinarea relațiilor, forță - deplasare a elementelor cu buiandrugi scurți, armați cu armătură longitudinală și etrieri, respectiv cu armătura în diagonală (BGNS1 respectiv BGNS2), arătate în fig. 5.17 și 5.18 și tabelele 5.9 și 5.10, se constată că pînă la treapta de fisurare, cele două elemente s-au comportat la fel, avînd o rigiditate constantă. După fisurarea elementelor, elementul BGNS1 (cu buiandrugi cu armătură longitudinală și etrieri) a început să dezvolte deformații plastice din ce în ce mai mari. La descărcarea elementului, fisurile dezvoltate nu s-au închis perfect ceea ce a condus, la încărcarea în sensul celălalt la concentrări de eforturi și la degradări în beton, după care rigiditatea elementului s-a stabilizat (fig.5.17). În schimb, elementul BGNS2 avînd buiandrugi cu armătura în diagonală a avut după fisurare o rigiditate mai liniară și mai mare datorită faptului că armătura în diagonală după fisurare a preluat în întregime eforturile, și elementul și-a recăpătat caracterul unui material elastic.

Din examinarea relațiilor forță - deplasare ale elementelor cu buiandrugi lungi, armați cu armătură longitudinală și etrieri, respectiv cu armătura în diagonală (BGNL1 respectiv BGNL2), arătate în fig.5.19 și 5.20 și tabelul 5.11 și 5.12, se constată că pînă la treapta de fisurare cele două elemente s-au comportat la fel, avînd o rigiditate constantă. După fisurarea elementelor, la elementul BGNL1 (cu buiandrugi cu armătură longitudinală și etrieri) s-au dezvoltat deformații plastice din ce în ce mai mari. La descărcarea acestui element, fisurile dezvoltate nu s-au închis perfect ceea ce a condus, la încărcarea în sensul celălalt, la degradări în beton, după care rigiditatea elementului s-a stabilizat (fig.5.19). În schimb, elementul BGNL2 avînd buiandrugi cu armătura în diagonală a avut - după fisurare - o rigiditate

mult mai mare decît cea a elementului BGNL1 (la forța crizontală $P = 4000$ daN, rigiditatea elementului BGML2 este de două ori mai mare decît cea a elementului BGML1) datorită preluării în întregime a eforturilor din armătura în diagonală după fisurarea elementului. Elementul BGML2 și-a recăpătat - după fisurare - caracterul unui material elastic.

Analizînd relațiile forță - deplasare arătate în fig.5.17, 5.18, 5.19 și 5.20 se remarcă următoarele :

- In domeniul elastic, rigiditățile elementelor cu buiandrugi cu armătura în diagonală (BGNS2 și BGML2) sînt mai mari decît cele ale elementelor cu buiandrugi cu armătură longitudinală și etrieri. Sporul de rigiditate la elementele cu buiandrugi lungi este mai mare decît la cele cu buiandrugi scurți așa cum se vede în tabelul de mai jos.

Elementul	Limita domeniului elastic (daN)	Rigiditatea relativă experimentală
BGNS1	6000	1
BGNS2	6000	1,3
BGNL1	4000	1
BGNL2	4000	2

- Pierderea rigidității buiandrugilor cu armătura în diagonală este mult mai redusă decît cea a buiandrugilor cu armătura longitudinală și etrieri (fig.5.21).

- Capacitatea de absorbție de energie a buiandrugilor cu armătura în diagonală este mult mai mare decît cea a buiandrugilor cu armătura longitudinală și etrieri (fig.5.22 și 5.23). Astfel, la elementul cu buiandrugi scurți armarea în diagonală sporește capacitatea de absorbție de energie de 2 ori iar la cele cu buiandrugi lungi de 1,5 ori.

b) Elemente cu buiandrugi fisurați.

Elementele BGFS1 și BGFS2 respectiv BGFL1 și BGFL2 au fost supuse, înainte de aplicarea încărcării exterioare orizontale alternante, la eforturi de întindere axială a buiandrugilor obținîndu-se fisurarea acestora în secțiunile de încălzire avînd ca scop simularea efectului contracției împiedicate. Deschiderile fisurilor au fost ținute la o valoare constantă (circa 0,15 mm) menținînd prescele active.

Elementele BGFS1 și BGFL1 au armătura longitudinală și etrieri, iar elementele BGFS2 și BGFL2 au armătura în diagonală.

Examinând relațiile forță - deplasare relativă buiandrugilor, prezentate în fig.5.24, 5.25 și tab. 5.13, 5.14, se constată că :

- Prezența fisurilor inițiale în secțiunile de încastrare a buiandrugilor scurți cu armătura longitudinală și etrieri (elementul BGFS1 - fig.5.24) conduce la o comportare total diferită de cea a elementelor cu buiandrugii nefisurați. Starea de eforturi creată din apariția contracției împiedicate produce grăbirea curgerii armăturii întinse sub acțiunea încărcărilor exterioare.

Totodată la elementul BGFS1 deformațiile plastice s-au dezvoltat la trepte mici de încărcare, chiar la primele cicluri, ceea ce a condus la reîbchiderea imperfectă a fisurilor inițiale și ca urmare la degradarea progresivă a betonului sub acțiunea ciclului de încărcare următor alternant.

- Prezența fisurilor inițiale în secțiunile de încastrare a buiandrugilor scurți cu armătura în diagonală (elementul BGFS2 - fig.5.25) conduce la o reducere a rigidității relative a buiandrugilor, însă elementul cu buiandrugii scurți cu armătura în diagonală își păstrează caracterul său mai liniar datorită participării singure a armăturii în diagonală la preluarea în întregime a eforturilor generate de încărcarea exterioară. Deci se constată comportarea superioară a elementului cu buiandrugii scurți prefisurați cu armătura în diagonală față de cea a elementului cu buiandrugii scurți prefisurați cu armătura longitudinală și etrieri.

De asemenea, din analiza figurilor 5.26, 5.27 și tab.5.15, 5.16 se observă următoarele :

- Rigiditatea buiandrugilor lungi cu armătură longitudinală și etrieri este mult influențată de prezența fisurilor inițiale din contracție astfel încât (similar cu elementul cu buiandrugii scurți) la încărcări alternante de mică intensitate apar deformații plastice. Cu toate acestea, elementul cu buiandrugii lungi prefisurați (BGFL1) are o comportare mai bună decât elementul cu buiandrugii scurți prefisurați (BGFS1), (vezi fig.5.24, 5.26), la efectul forței tăietoare este hotărâtor.

- Rigiditatea elementului cu buiandrugii lungi (BGFL2) prefisurați cu armătură longitudinală și etrieri este mult mai redusă decât cea a elementului cu buiandrugii lungi (BGFL2), prefisurați cu armătura în diagonală (fig.5.25, 5.27).

- Pierderea rigidității elementului cu buiandrugi lungi, prefisurați cu armătură în diagonală (BGFL2), sub acțiunea încărcărilor alternante este mult mai redusă decât cea a elementului cu buiandrugi lungi, prefisurați cu armătură longitudinală și etrieri (BGFL1).

- Capacitatea de absorbție de energie a elementului cu buiandrugi cu armătura în diagonală (BGFL2) este mult mai mare decât cea a elementului cu buiandrugi cu armătură longitudinală și etrieri (BGFL1) (fig.5.28, 5.29). La elementul cu buiandrugi scurți, armarea în diagonală sporește capacitatea de absorbție de energie de 2 ori iar cele cu buiandrugi lungi de 1,4 ori.

5.4.2.2. Ductilitatea buiandrugilor.

Prin ductilitatea optimă a unui buiandrug se înțelege capacitatea lui de deformare plastică, astfel încât să nu apară ruperi locale în secțiunile de încastrare ale buiandrugilor în montanți înaintea atingerii stadiului ultim al diafragmei (mecanismul de colaps), absorbînd o cantitate considerabilă din energia introdusă în diafragmă de acțiunea seismică.

Ductilitatea unui buiandrug este caracterizată prin factorul de ductilitate care este definit ca raportul dintre deformația totală corespunzătoare stadiului ultim de rupere și deformația corespunzătoare limitei de curgere.

Din examinarea fig.5.17, 5.18, 5.19, 5.20, 5.24, 5.25, 5.26, 5.27 privind relațiile forță - deplasare relativă buiandrug ale elementelor BGNS1, BGNS2, BGNL1, BGNL2, BGFS1, BGFS2, BGFL1, BGFL2 se observă că factorii de ductilitate au valorile date în tabelul de mai jos :

Elementul	Factorul de ductilitate
BGNS1	10
BGNS2	20
BGFS1	7
BGFS2	16
BGNL1	19
BGNL2	25
BGFL1	13
BGFL2	20

Aceste valori ale factorilor de ductilitate indică următo-

toarele concluzii :

- Buiandrugii armați cu armătură în diagonală au o ductilitate superioară celor armați cu armătură longitudinală și etrieri. Această performanță superioară a armăturii în diagonală este mult mai evidentă la buiandrugii scurți la care așezarea avanta-joasă a armăturii în diagonală oferă buiandrugilor, ductilitatea oțelului, datorită preluării în întregime a eforturilor de către armătură, după fisurarea buiandrugului.

- Prezența fisurilor inițiale la marginile buiandrugilor reduce ductilitatea buiandrugilor. O reducere considerabilă a ductilității buiandrugilor se produce, datorită prezenței fisurilor din contracție, mai ales la elementele cu buiandrugii cu armătură longitudinală și etrieri.

- Este important de subliniat că ductilitatea elementelor cu buiandrugii scurți cu armătură longitudinală și etrieri este redusă, iar prezența fisurilor inițiale la capetele acestor buiandrugii conduce la o rupere casantă prin alunecare așa cum s-a observat la elementul BGFS1 la care ruperea s-a produs prin alunecare și nu prin zdrobirea betonului în zona comprimată.

5.4.2.3. Capacitatea portantă a buiandrugilor.

Așa cum se observă din fig.5.17, 5.18, 5.19, 5.20, 5.24, 5.25, 5.26, 5.27, s-au obținut următoarele valori ale capacității portante :

Elementul	Capacitatea portantă teoretică (daN)	Capacitatea portantă experimentală (daN)
BGNS1	19700	12000
BGNS2		23000
BGNL1	9800	9800
BGNL2		14000
BGFS1	-	6000
BGFS2		17000
BGFL1	-	6000
BGFL2		10000

Din analiza tabelului de mai sus se pot desprinde următoarele concluzii :

- Capacitatea portantă sub încărcări alternante a buian-

drugilor lungi ($l_0/h_0 \geq 2$), nefisurați, se poate evalua cu suficientă exactitate pe baza teoriei elementelor liniare încovoiate. Elementul BGNL2 are un spor de capacitate portantă de 40% datorită prezenței armăturii de montaj și așezării mai la extreme a armăturii în diagonală (brațul de pîrghie a cuplului interior este mai mare).

- Capacitatea portantă sub încărcări alternante a buiandrugilor lungi, prefisurați din contracție împiedicată este influențată de prezența fisurilor inițiale. La elementul BGFL1 cu buiandrugii lungi cu armătură longitudinală, reducerea capacității portante este egală cu 50% față de elementul BGFL1 cu buiandrugii lungi nefisurați și avînd aceleași caracteristici, iar reducerea capacității portante a elementului BGFL2 cu buiandrugii lungi, prefisurați cu armătură în diagonală este de 25% față de elementul BGFL2 cu buiandrugii lungi nefisurați cu armătura în diagonală.

- Capacitatea portantă sub acțiunea încărcărilor alternante a buiandrugilor scurți ($l_0/h_0 < 2$), nefisurați, nu se poate evalua pe baza teoriei elementelor liniare, efectul forței tăietoare fiind predominant, ruperea producîndu-se după una din diagonalele principale, transformînd buiandrugii în două console triunghiulare. Utilizarea, la buiandrugii scurți, a armăturii în diagonală, capabilă să preia momentul încovoietor și forța tăietoare, contribuie la mărirea capacității portante în mod cu totul deosebit. S-a constatat experimental, aproape o dublare a capacității portante a elementului BGNS2 față de elementul BGNS1.

- Prezența fisurilor inițiale din contracția împiedicată conduce la reducerea capacității portante a elementelor cu buiandrugii scurți. Capacitatea portantă a elementului BGFS1 se reduce cu 50% față de cea a elementului BGNS1 iar capacitatea portantă a elementului BGFS2 se reduce cu 30% față de cea a elementului BGNS1. Deci, la buiandrugii scurți, ca și la buiandrugii lungi, armătura în diagonală contribuie la o comportare mult mai bună a buiandrugilor, decît armătura longitudinală și etrieri.

Ansamblu(încercării elementelor este redat în fig.5.30.

Aspecte ale elementelor după încercare sînt prezentate în fig.5.31, 5.32, 5.33 și 5.34.

Releveele fisurilor sînt arătate în fig.5.35, 5.36, 5.37, 5.38, 5.39, 5.40, 5.41 și 5.42.

Concluziile enunțate la pct. 5.4.2.2 și 5.4.2.3, privind

influența prefisurării din contracția împiedicată asupra capacității portante și ductilității buiandrugilor nu pot fi generalizate datorită numărului redus de elemente încercate.

6. CONCLUZII GENERALE ȘI RECOMANDARI PRIVIND PROIECTAREA DIAFRAGMELOR ȚINÎND SEAMA DE CERINȚELE DE DUCTILITATE

6.1. Concluzii generale privind rigiditatea, ductilitatea și capacitatea portantă a diafragmelor.

În ceea ce urmează se rezumă concluziile desprinse din analiza rezultatelor programului experimental propriu - avînd ca scop clarificarea anumitor aspecte legate de rigiditatea, ductilitatea și capacitatea portantă a diafragmelor.

- Rigiditatea diafragmelor cu goluri este influențată în mare măsură de caracteristicile de deformabilitate a buiandrugilor. Deformabilitatea buiandrugilor depinde de fisurarea zonei întinse datorită încărcărilor exterioare cît și de prezența fisurilor inițiale din contracția împiedicată. Prezența fisurilor inițiale la capetele buiandrugilor, din contracția împiedicată, are ca efect o reducere a rigidității diafragmei. Această reducere este dependentă de procentul de armare obișnuită cuprinse între 0,75 și 1. Considerarea unei reduceri a rigidității buiandrugilor cu 70%, care ține seama atît de fisurarea zonei întinse a secțiunilor buiandrugilor din încărcările exterioare cît și de efectul contracției împiedicate, conduce la obținerea de valori apropiate între rigiditățile teoretice și experimentale ale diafragmelor. Deci, pentru scopuri practice se recomandă considerarea unei reduceri a rigidității buiandrugilor cu 80% ($E_p = 0,2 E_m$) datorită fisurării zonei întinse cît și a efectului contracției împiedicate, care conduce la rezultate satisfăcătoare în evaluarea rigidității diafragmelor avînd buiandrugii cu procente de armare obișnuite folosite în proiectarea curentă.

^{Lunoi} - Capacitatea portantă sub încărcări alternante a buiandrugilor ($l_0/h_r \geq 2$) se poate evalua cu suficientă exactitate pe baza teoriei elementelor liniare încovoiate.

- Capacitatea portantă sub acțiunea încărcărilor dinamice a buiandrugilor scurți ($l_0/h_r < 2$) nu se poate evalua pe baza teoriei elementelor liniare încovoiate, efectul forței tăietoare fiind predominant, ruperea producîndu-se după una din diagonale.

principale, transformând buiandrugi în 2 console triunghiulare.

- Utilizarea armăturii în diagonală capabilă să preia moment încovoietor și forță tăietoare, contribuie la mărirea capacității portante în mod cu totul deosebit la buiandrugi scurți la care s-a constatat aproape o dublare a capacității portante. Deci se recomandă acest tip de armare la buiandrugi scurți. (In anumite situații speciale, este dorită, la buiandrugi scurți, o armare după diagonalele principale cu stâlpișori cu etrieri închiși), mai ales că așa cum se va cede ulterior, aceasta contribuie hotărâtor și la mărirea ductilității buiandrugilor.

Prezența fisurilor inițiale la capetele buiandrugilor reduce capacitatea portantă sub acțiunea încărcărilor alternante. Această reducere este mai mare la buiandrugi cu armătură longitudinală și etrieri.

- Ductilitatea buiandrugilor cu armătura în diagonală este mult mai mare decât cea a buiandrugilor cu armătură longitudinală și etrieri pentru aceleași caracteristici geometrice și consum de armătură apropiată.

- Degradarea buiandrugilor cu armătură în diagonală este cu mult mai redusă decât a buiandrugilor cu armătură longitudinală și etrieri.

Prezența fisurilor inițiale, din contracția împiedicată influențează ductilitatea buiandrugilor. Deci, o reducere considerabilă a ductilității buiandrugilor se produce, datorită fisurilor inițiale din contracție, mai ales la elementele cu buiandrugi cu armătură longitudinală și etrieri.

Se menționează că numărul încercărilor efectuate pentru clarificarea efectului contracției împiedicate asupra ductilității și capacității portante a buiandrugilor nu este suficient astfel încât să se tragă concluzii certe în acest sens. Deci, se subliniază importanța clarificării acestui aspect prin efectuarea unor studii experimentale mai vaste.

6.2. O propunere privind proiectarea diafragmelor cu șiruri de goluri mijlocii ținând seama de cerințele de rezistență și ductilitate.

Cunoașterea comportării postelastice a diafragmelor sub acțiunea încărcărilor exterioare, indică modul în care trebuie să se proiecteze diafragmele în vederea asigurării unei comportări

optime la acțiunea încărcărilor alternante.

Pentru proiectarea diafragmelor cu șiruri de goluri mijlocii, pe baza cunoașterii comportării postelastice a diafragmelor (ținând seama de cerințele de rezistență și ductilitate se propune următorul mod de calcul.

- Determinarea solicitărilor în buiandrugi și montanți, după metoda elastică;

- Armarea diferențiată a buiandrugilor pe înălțime, ținând seama de distribuția forțelor tăietoare obținută din calculul elastic. Acest lucru asigură transformarea buiandrugilor în penduli într-un interval mai strâns decât în cazul armării identice a buiandrugilor pe întreaga înălțime a diafragmei. Procentele de armare longitudinală și transversal se stabilesc după recomandările date la pct. 6.3.2.1.

- Se armează montanții, ca elemente de beton slab armat, luând momente majorate față de cele rezultate din calculul elastic. Coeficienții de majorare vor avea valori cuprinse între 1,5 și 2. Se presupune că majorarea momentelor de dimensionare a montanților asigură transformarea buiandrugilor în penduli înaintea formării articulațiilor plastice la baza montanților. La dimensionare se ține seama de caracterul alternant al încărcării orizontale exterioare;

- Se calculează forțele tăietoare la bazele montanților corespunzătoare stadiului ultim (fig.6.1), cu relația :

$$Q_{max}^{m,k} = \frac{I_{m,k}}{\sum I_m} P_{max} \quad ; \quad k = 1, 2, \dots, n, \dots \quad (6.1)$$

$$P_{max} = \frac{\sum M_{cap}^{m,k} + \sum_{k=1}^{p-1} L_k \cdot L_k}{2 \cdot \frac{H}{3}} \quad (6.2)$$

unde : $Q_{max}^{m,k}$ - este forța tăietoare maximă la baza montanțului k , corespunzătoare atingerii stadiului ultim;

P_{max} - este încărcarea exterioară maximă necesară atingerii stadiului ultim;

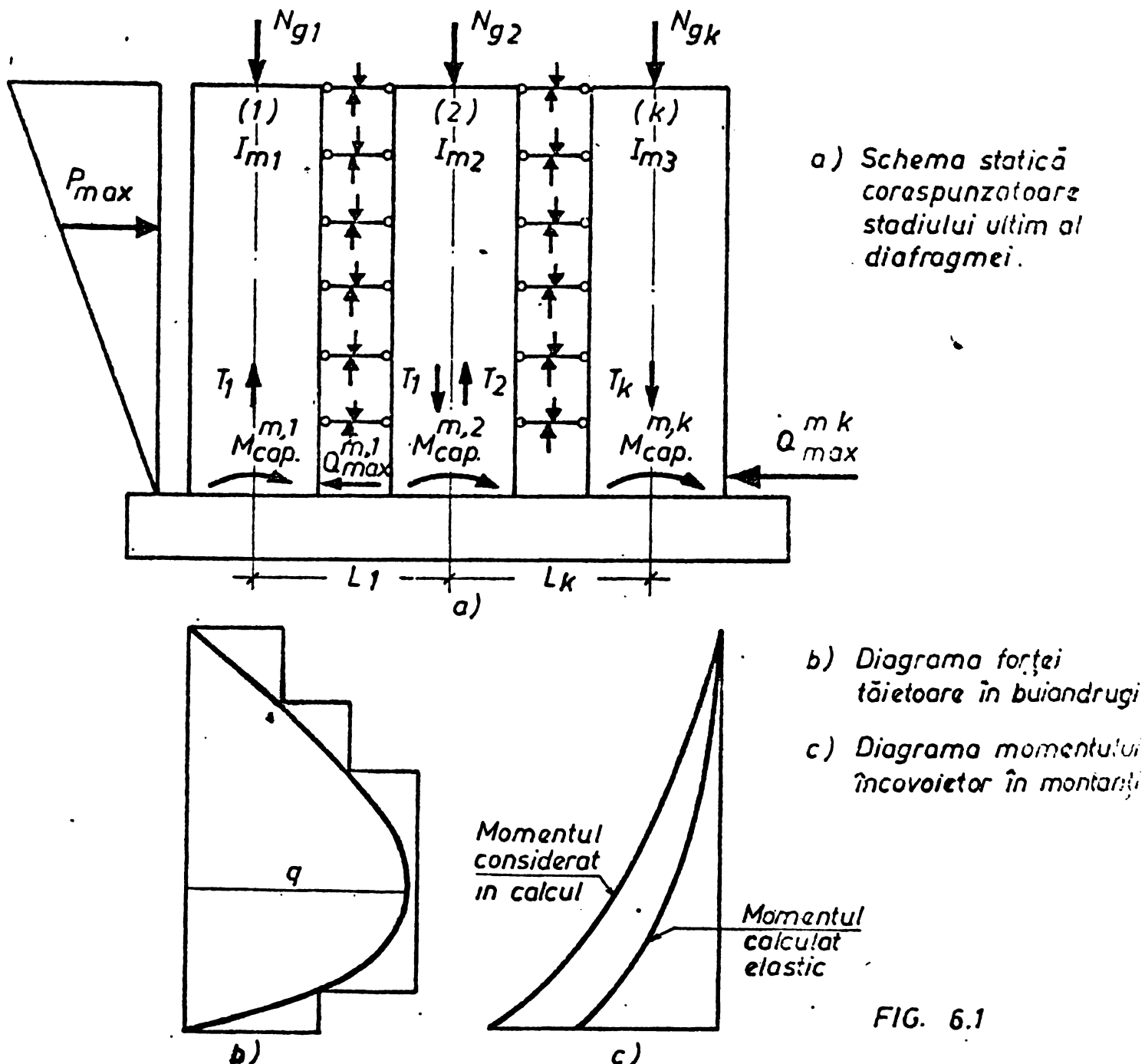
$M_{cap}^{m,k}$ - momentul capabil la baza montanțului k , ține seama de prezența încărcărilor verticale permanente cât și de cel al forțelor axiale în montanți, provenite din plastificarea tuturor buiandrugilor (atingerea limitei de curgere în armătura întinsă a tuturor buiandrugilor):

T_K - este forța axială în montantul K, corespunzătoare plasticității tuturor buiandrugilor pe toată înălțimea diafragmei;

H. - înălțimea diafragmei.

- Se calculează armătura transversală în montați capabilă să preia singură forța tăietoare calculată anterior.

Acest calcul este valabil la diafragmele la care hotărîtor este modul I de vibrație.



6.3. Recomandări privind proiectarea diafracmelor ținând seama de cerințele de rezistență și stabilitate.

Proiectarea modernă, antiscismică a structurilor cu diafragme din beton armat presupune asigurarea simultană a cerințelor

rezistență și ductilitate.

Normativul 13/70 privind proiectarea construcțiilor civile și industriale în zone seismice prevede necesitatea conferirii acestor structuri pe lângă o capacitate de rezistență corespunzătoare, proprietăți de ductilitate minime necesare unei comportări satisfăcătoare, la acțiunea încărcărilor dinamice (vânt, cutremur, explozii). Nu sînt, însă, precizate criterii concrete de proiectare privind ductilitatea.

Pe baza concluziilor desprinse din analiza efectelor unor cutremure naturale asupra structurilor cu diafragme din beton armat /72 / 174 / 182 / 192 / 128 / 173/, din încercările experimentale efectuate în R.S.R. și în străinătate, cît și din încercările experimentale proprii, se pot sintetiza unele recomandări privind proiectarea și alcătuirea structurilor cu diafragme cu asigurarea simultană a cerințelor de rezistență și ductilitate.

6.3.1. Ductilitatea diaframelor pline.

La acțiunea încărcărilor orizontale alternante în diafragme apar solicitări $\pm M$, $\pm T$, $\pm N$, care produc eforturi ce se suprapun peste eforturile din încărcările verticale existente în diafragmă în timpul exploatării ei.

Avariile care pot apărea în diafragme, reflectă în mare măsură preponderanța unei anumite solicitări. Cel mai frecvent întâlnite sînt diafragmele zvelte și medii ($H/B \geq 2,5$) la care efectul predominant îl are încovoierea. Avarierea caracteristică în acest caz constă în formarea articulațiilor plastice la baza diaframelor. Aceste articulații plastice își conservă individualitatea și capacitatea de rotire ductilă numai dacă sînt îndeplinite anumite condiții și anume :

a) Intensitatea efortului de compresiune provenit din încărcările verticale permanente să fie moderată. Cu cît deformația de compresiune va fi mai mare, cu atît ductilitatea va fi mai mică, zdrobirea ultimă a betonului producîndu-se mai devreme.

În funcție de factorul de intensitate a deformațiilor de compresiune centrică "s" definit ca raportul dintre efortul mediu de compresiune σ_0 ($\sigma_0 = N_g/A_m$) și rezistența betonului la compresiune "R_c" (fig.6.2).

$$s = \frac{\sigma_0}{R_c} \quad (6.3)$$

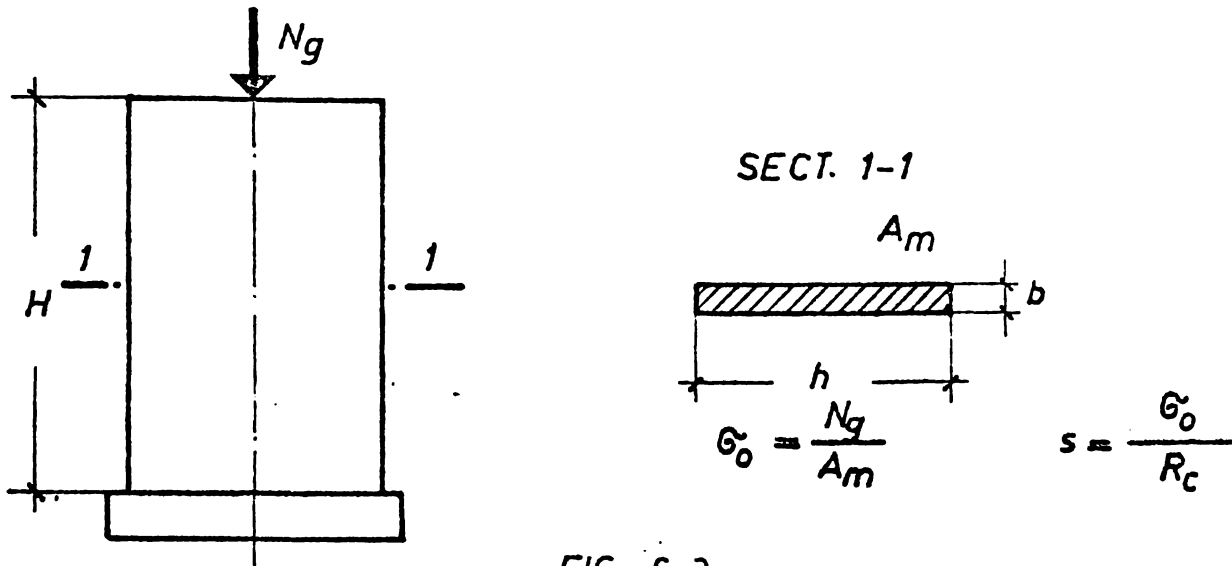


FIG. 6.2

se definesc trei domenii distincte referitoare la ductilitatea diafragmelor de beton armat, cu armătura simetrică :

- $s \leq 0,3$. Ductilitatea ultimă a diafragmei va fi de minimum 2 și nu este necesară o ductilizare artificială, prin utilizarea unei armături transversale suplimentare. În acest domeniu se încadrează marea majoritate a diafragmelor;

- $0,3 < s \leq s_{max} = 0,5$. Ductilitatea ultimă a diafragmei va fi mai mică decât 2 și se impune o ductilizare artificială cu armătură transversală. Procentul minim de armare care asigură o ductilitate mai mare decât 2 se determină aproximativ astfel (fig.6.

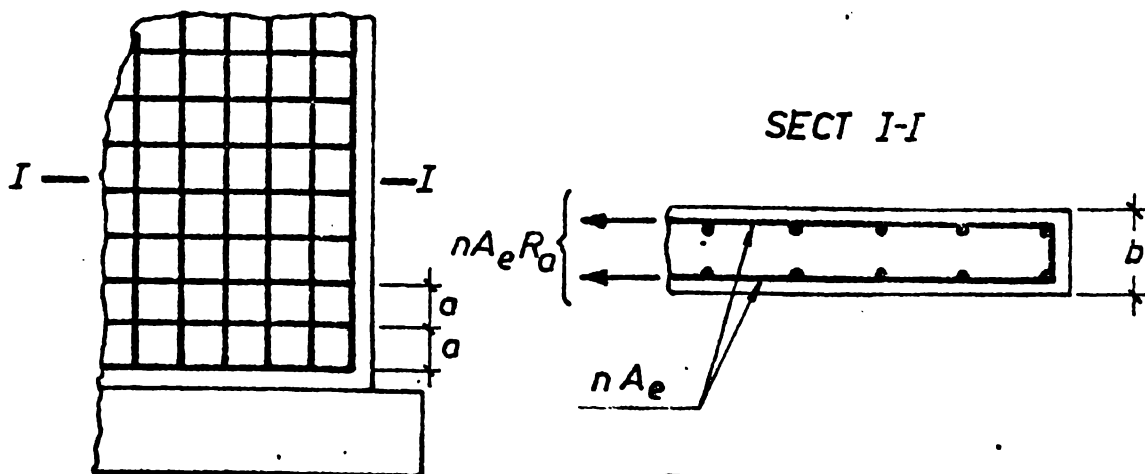


FIG. 6.3

$$\% P_f \geq (s + 0,1)$$

(6.4)

$$\% P_t \geq \frac{n A_s}{a \cdot b} \cdot 100 \quad (6.5)$$

Acest caz este rar întâlnit la diafragme.

- $\delta \geq 0,5 = s_{max}$. Ductilitatea este foarte mică și diafragma trebuie re-proiectată.

b) Evitarea unei rupeți casante datorită forței tăietoare. Acest lucru se poate realiza prin punerea condiției ca forța tăietoare maximă care apare la baza montantului în stadiul ultim să fie integral preluată de armătura transversală (fig.6.4).

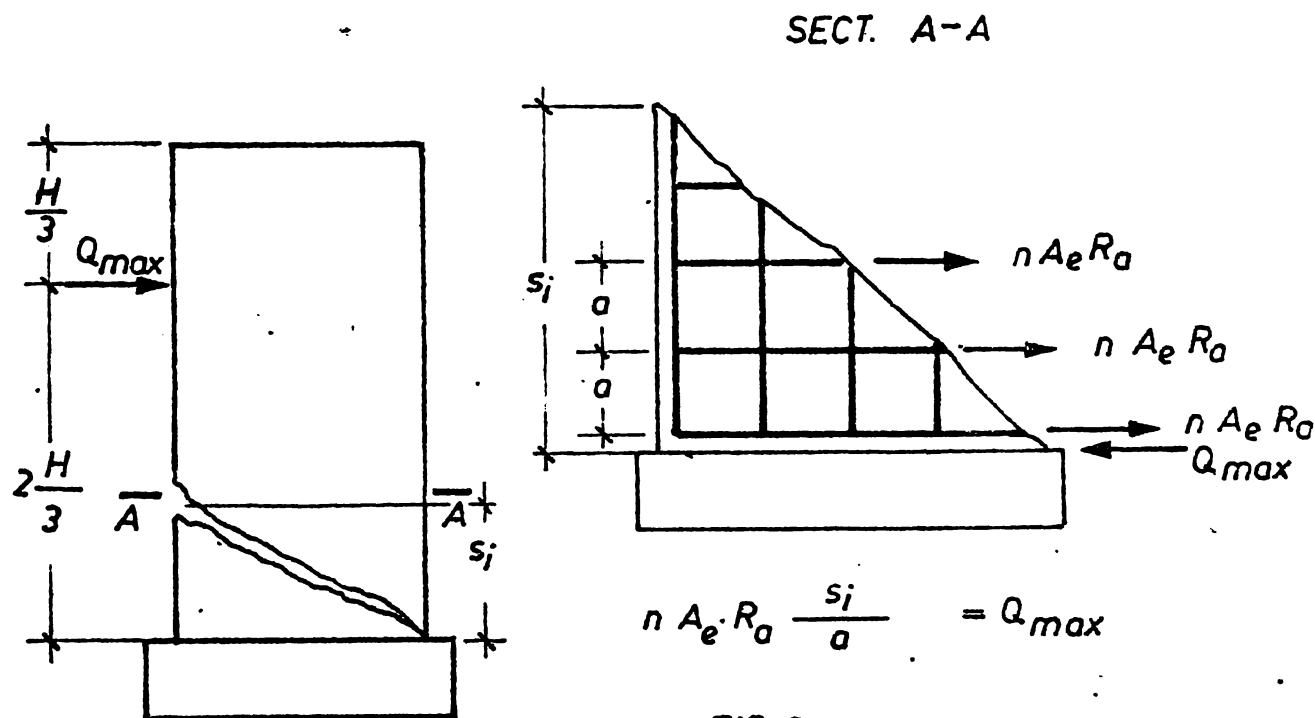


FIG.6.4

$$n A_e R_o \frac{s_i}{a} \approx Q_{max} \quad (6.6)$$

unde : s_i - este proiecția pe verticală a fisurii înclinate;
 Q_{max} - este forța tăietoare corespunzătoare atingerii capacității portante a diafragmei la baza ei.

Diafragmele se calculează ca elemente slab armate /38/. Fiind slab armate, pentru a evita o degradare locală pronunțată la marginile bazei diafragmei, sub acțiunea încălzirilor alternante mari, se recomandă dispunerea armăturii longitudinale pe mai multe rânduri.

6.3.2. Ductilitatea diafragmelor cu geluri.

Disiparea energiei introduse în structură de către un...

tremur trebuie să se facă creind baraje disipatoare de energie prin plastificare, cu condiția păstrării stabilității structurii, admițând întotdeauna o linie elastică finală. Astfel, în cazul diafragmelor cu șiruri de goluri, buiandrugii trebuie să lucreze ca disipatori principali de energie. Ei trebuie astfel concepuți încât la capetele lor să se formeze articulații plastice cât mai ductile fără să apară ruperi locale înaintea formării articulațiilor plastice și la baza montanților. Păstrarea montanților în domeniul elastic pînă înaintea stadiului ultim, conferă structurii stabilitate.

Ductilizarea structurilor cu diafragme cu șiruri de goluri se face prin ductilizarea elementelor lor componente.

6.3.2.1. Ductilizarea buiandrugilor.

Acțiunea seismică care imprimă diafragmei o mișcare orizontală alternantă, obligă buiandrugii, prin intermediul montanților, să se comporte ca niște grinzi de beton armat supuse la încărcări alternante. Deci, ductilizarea buiandrugilor se face ca și la grinzile de beton armat solicitate alternant.

a) Buiandrugii lungi respectă teoria liniară de încovoiere și capacitatea lor portantă putîndu-se evalua ca atare, armarea lor fiind simetrică. Mărirea ductilității lor se face prin îndeplinirea următoarelor condiții :

- limitarea procentului de armare longitudinal astfel încît forța tăietoare să nu depășească valoarea de $2 b h_0 R_t$. Dacă se respectă această condiție elementul poate să atingă, mai întîi, limita de curgere în armătura întinsă, în secțiunea de încastrare, fără să se producă ruperea prin forța tăietoare în secțiunea înclinată (fig.6.5).

$$\%P_{long} \leq \frac{R_t l_0}{R_a (h_0 - a')} 100 \quad (6.7)$$

Pentru mărci obișnuite de beton (B 200, B 300) și oțel nou 10 (OB 37) relația (6.7) ar corespunde procentelor (1 - 1,3)%.

- Evitarea efectului forței tăietoare, prin preluarea completă a ei prin intermediul armăturii transversale :

$$\%P_t \geq \frac{Q_{max}}{b R_a s_j} 100 \quad (6.8)$$

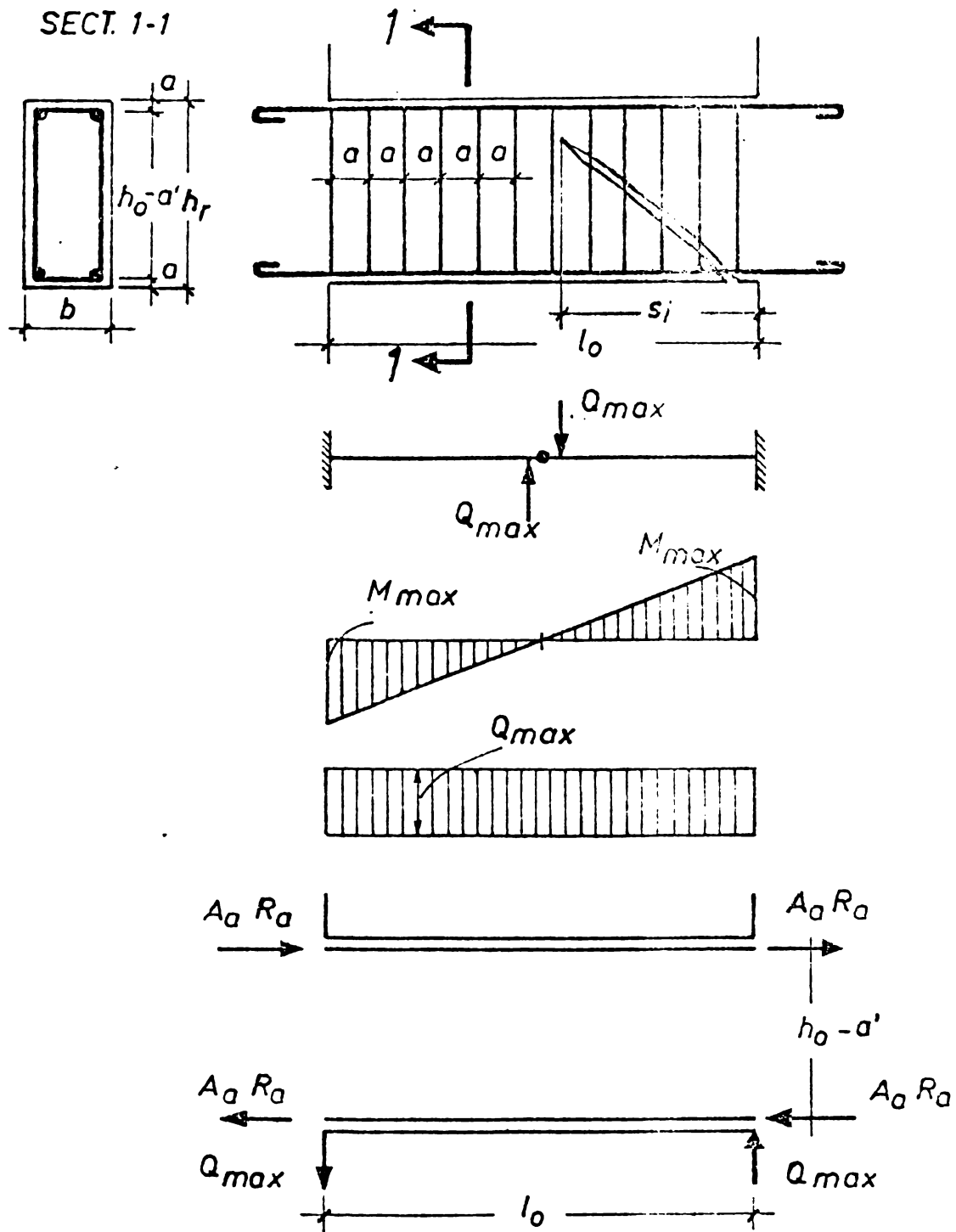


FIG. 6.5

b) Buiandrugii scurți sînt foarte sensibili la efectul forței tăietoare, astfel încît o rupere după diagonala prin. este inevitabilă. Pentru cunoașterea și evitarea și găsirea unor formule adecvate privind capacitatea portantă ar trebui efectuat un program experimental vast. Mărirea ductilității acestor elemente se face prin respectarea acelorăși recomandări ca și la buiandrugii lungi.

Concluziile programului experimental referitoare la armarea în diagonală a buiandrugilor au scos în evidență performanța acestui mod de armare din punct de vedere al capacității port-cît și al ductilității. Efectul favorabil al armării în diagonală este mult mai pronunțat la buiandrugii scurți. Deci se recomandă armarea buiandrugilor scurți cu armătura în diagonală după diagonale principale.

Calculul buiandrugilor cu armătura în diagonală se face în modul următor :

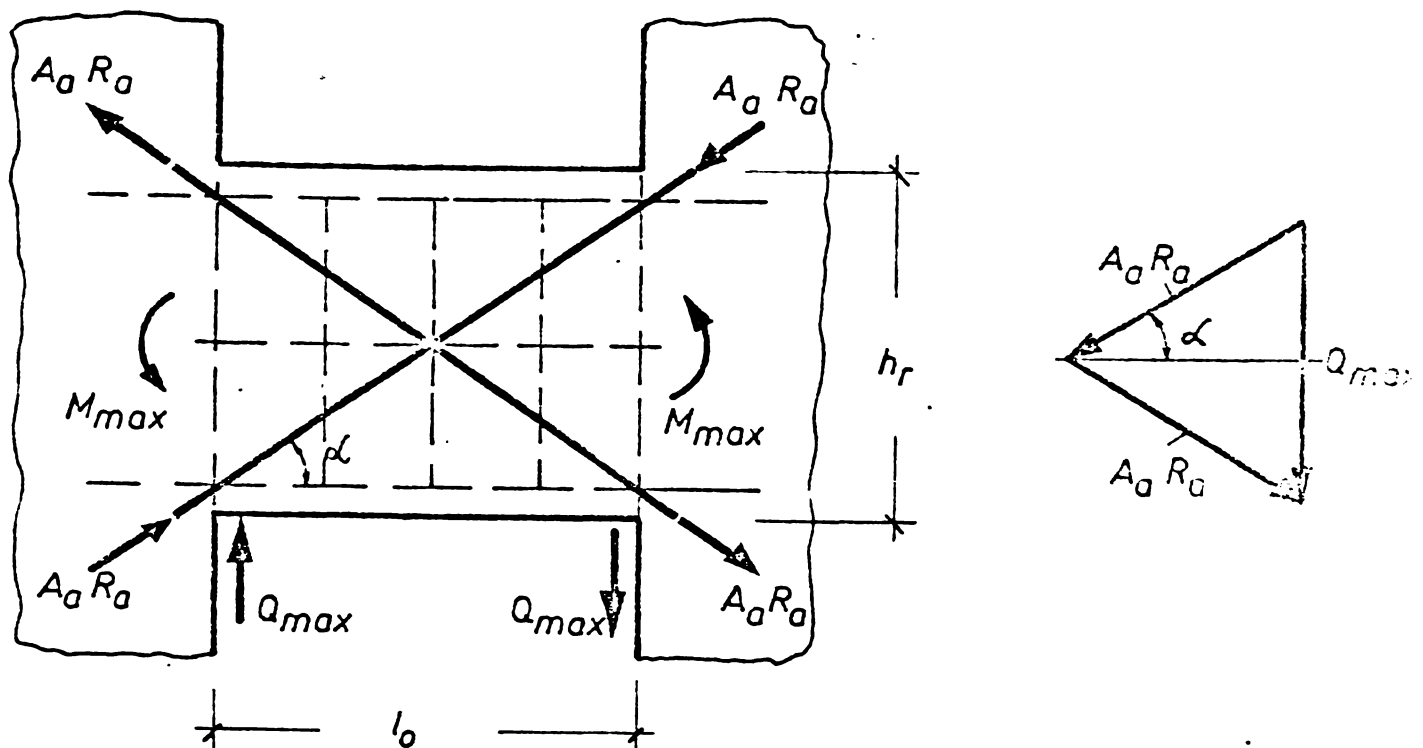


FIG. 6.6

În urma unei ecuații de echilibru a forțelor (fig.6.6) rezultă :

$$A_0 = \frac{Q_{max}}{2R_0 \sin \alpha} \quad (6.1)$$

Momentul încovoiator se calculează din ecuația de echilibru a momentelor :

$$M_{max} = A_0 R_0 l_0 \sin \alpha \quad (6.2)$$

6.3.2.2. Ductilizarea montanților.

Pentru ductilizarea montanților diafragmelor cu goluri este necesară respectarea următoarelor condiții :

a) Intensitatea efortului de compresiune, provenit din sarcărcările verticale permanente cât și din încărcările provenite din seism, corespunzătoare curgerii armăturii tuturor buiandrugilor, să fie moderată (fig.6.7).

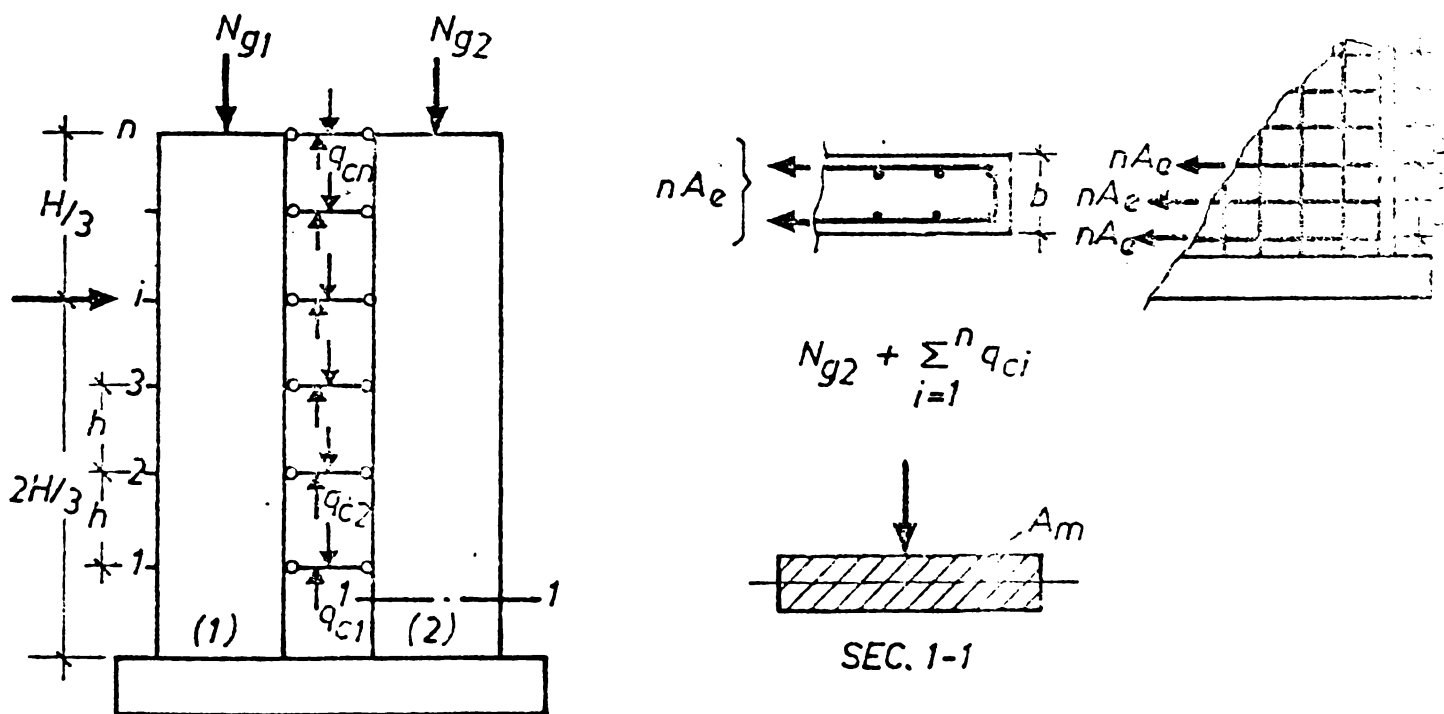


FIG. 6.7

Efortul mediu de compresiune se calculează cu următoarea relație :

$$\sigma_0 = \frac{N_{g2} + \sum_{i=1}^n q_{ci}}{A_m} \quad (6.11)$$

În funcție de factorul de intensitate a deformațiilor la compresiune centrică "s" definit ca raportul dintre efortul mediu de compresiune " σ_0 " și rezistența betonului la compresiune :

$$s = \frac{\sigma_0}{R_c} \quad (6.12)$$

Se definește ca și la diafragmele pline (vezi pct.6.3.1) trei doazăni distincte necesare la ductilizarea diafragmelor beton armat, cu armătură simetrică. Ductilizarea montanților face exact ca și la diafragmele pline conform pct.6.3.1.

În proiectare se recomandă acordarea unei atenții deosebite.

te montanților extremi (marginali) care sînt în general suprasolicitați din forța axială care reduce ductilitatea lor.

b) Evitarea unei rupeți casante datorită forței tăietoare. Acest lucru se poate realiza prin punerea condiției ca forța tăietoare maximă care apare la baza montantului în stadiul ultim (fig. 6.8) să fie integral preluată de armătura transversală.

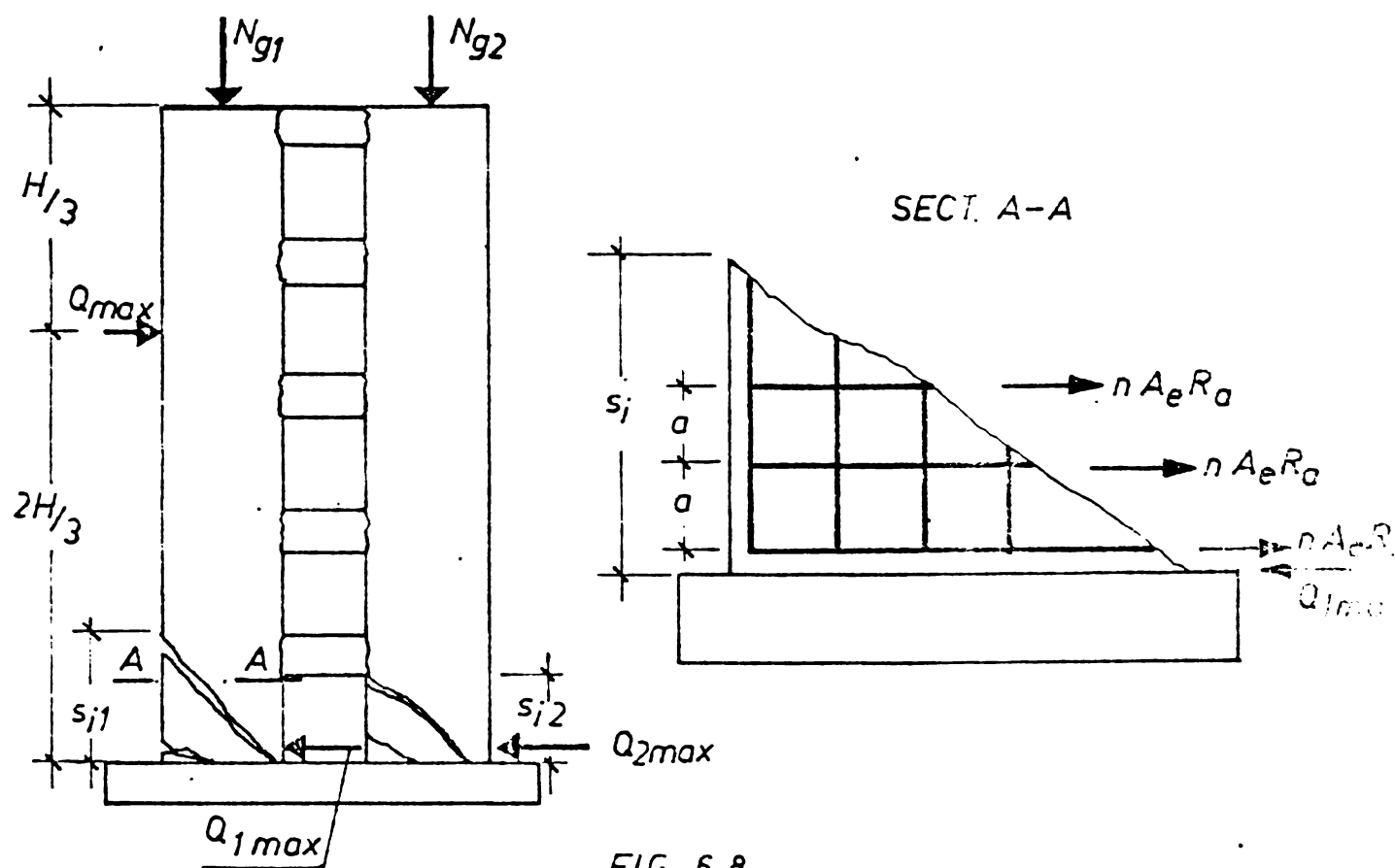


FIG. 6.8

$$n A_e R_a \frac{s_j}{a} = Q_{max} \quad (6.13)$$

unde : Q_{max} - este forța tăietoare maximă care apare la baza montantului în stadiul ultim.

Se recomandă să se facă verificarea la forța tăietoare toate secțiunile montanților în stadiul ultim, mai ales la cele de turnare punând condiția ca betonul în regiunile respective să nu participe la preluarea forței tăietoare.

B I B L I O G R A F I E
=====

- /1/ Agent, R., Bazele teoretice și aplicațiile utilizării diafragmașilor în calculul cadrelor etajate. In : Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.1, 1963.
- /2/ Agent, R., Sisteme reticulare nedeterminate, București, Editura Tehnică, 1970.
- /3/ Agent, R. și alții, Calculul rigidităților diafragmelor plane și cu goluri la clădiri etajate, Institutul de Construcții București, 1975.
- /4/ Albiges, M., Goulet, I., Contreventement des bâtiments. In Annales de l'Institut Technique du Batiments et des Travaux Publics, No.5, 1960.
- /5/ Arcan, M., Berechnungsverfahren für Windscheiben mit einer Reihe von Öffnungen Spannungsoptische Untersuchung Die Bautechnik, Vol.41, March, 1964, pp.95-100.
- /6/ Arcan, M., O metodă de calculul diafragmelor de rigiditate cu un șir de goluri, Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr.2, 1962.
- /7/ Avram, C., Curs de beton armat, partea a II-a, Calculul și alcătuirea elementelor de construcții, Timișoara, Litografia învățământului, 1955.
- /8/ Avram, C. și Filimon, I., Curs de beton armat, partea a III-a, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1962.
- /9/ Avram, C., Făcăoaru, I., Filimon, I., Mîrșu, O., Terța, Rezistențele și deformațiile betonului, București, Editura Tehnică, 1971.
- /10/ Avram, C., Anastasescu, D., Mîrșu, O., Munteanu, I., Cercetări privind calculul și comportarea structurilor încastrate realizate din cadre-diafragmaș de beton armat supuse la sarcini orizontale, Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.5, 1969.
- /11/ Avram, C., Anastasescu, D., Mîrșu, O., Munteanu, I., Considerații asupra diafragmaș-cadre din beton armat, Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.

- (12) Avram, C., Mîrșu, O., Bob, C., Asupra ductilității și energiei de deformație a elementelor de beton armat, în vederea analizei neliniare a structurilor supuse la seism. A III-a Conferință de betoane, Cluj, 1970.
- /13/ Beck, H., Contribution to the analysis of coupled shear walls. Proceedings ACI Journal, Vol.59, august 1962, pp. 1055-1070.
- (14) Beck, H., Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben dargestellt am Beispiel der Vierendeelträger. Der Bauingenieur, Vol.31, Heft 12, pp.436-443.
- /15/ Beck, H., Ein Beitrag zur Berücksichtigung der Dehnungsverformungen bei Rahmen mit schlanken und gedrungenen Konstruktions Gliedern. Die Bautechnik, Vol.36, Heft May 1959, pp. 178-184.
- /16/ Beck, H., Ein Beitrag zur Berechnung regelmässig gegliederte Scheiben. Ingenieur - archiv, Vol.LXVI, 1958.
- /17/ Berg, V.B. and Stratta, I.L., Anchorage and the Alaska earthquake of march 27, 1964, American Iron and Steel Institute, New York, N.Y. 1964.
- (18) Binncy, I.R., Diagonally reinforced coupling beams, M.E. report, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, feb. 1972.
- /19/ Blume, I.A., New mark, N.M. and Corning, L.H. Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions. Portland cement Association, Chicago, 1961.
- (20) Bob, C., Contribuții la stadiul articulațiilor plastice structurale de beton armat formate din elemente liniare, teză de doctorat, Timișoara, 1969.
- /21/ Boutin, I.P., Puech, C. și Tran Trong, Etude comparative de calcul des murs en béton armé suivant divers règlements. In Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux Publics, 1970, juin 1970.
- /22/ Brînzan, I. și alții, Modèles de diaphragmes en béton armé soumis à de fortes sollicitations dynamiques, International Symposium on the effects of repeated loading materials and structural elements, RELEM, Mexico City 1966.

- (23) Brînzan, I., Metode de calcul a diaframelor de beton armat cu un șir de goluri rectangulare, Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.2, 1968.
- (24) Brînzan, I. și Barbaiani, M., Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme, București, Editura Tehnică, 1976.
- /25/ Chitty, L., On the cantilever composed of a number of parallel beams interconnected by cross bars, The London Edinburgh and Dublin philosophical magazine and Journal of science, Vol.38, oct. 1947, pp. 685-699.
- (26) Cișmigiu, A., Titaru, E.M., Velkov, M., Energetic interpretation of the structure behaviour during the earthquake of 26 July 1963 in Skopje and conclusions concerning the elasto - plastic design, University of Skopje 1967 and 1968.
- /27/ Cișmigiu, A., Forțe - materiale - structuri, Revista de arhitectură, nr.3-4, București, 1972.
- (28) Cișmigiu, A., Proiectarea rezistenței și ductilității zidurilor și stâlpilor din beton armat, Revista construcțiilor, nr.2, 1976.
- (29) Coll, A., Puri, A.D. și Tottenham, H., Numerical elastic analysis of coupled shear walls. In : Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Vol.55, martie 1973.
- /30/ Csonka, P., Eljárás elmozduló sarkú derékszögű keretek számítására, Budapest, 1950.
- /31/ Csonka, P., Une contribution à la simplification de la méthode de Hardy Cross in technique moderne, Construction no.3, 1952.
- (32) Dabija, E.F., Aspecte privind ductilitatea și capacitatea de absorbție a energiei de către elementele de beton armat. In : Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.12, 1969.
- /33/ Decauchy, M.A., Contreventement des batiments, Annales de l'Institute technique du Batiment et des Travaux Publics, Vol.17, No.193, ian. 1964.

- ✓ /34/ Dumitrescu, D. și Agent, R., Scheme logice pentru calculul elementelor de beton armat și beton precomprimat (Partea I-a), Institutul de Construcții București, 1973.
- ✓ /35/ Dumitrescu, D. și Colmanovici, G., Proiectarea armării elementelor de beton cu plase sudate, Editura Tehnică, București, 1973.
- ✓ /36/ Dumitrescu, D. și alții, Principii fundamentale privind siguranța și calculul construcțiilor, raport general, A V-a Conferință de betoane, Timișoara, 1972.
- ✓ /37/ Filimon, I., Unele probleme ale betonului slab armat, auto-referat - dizertație, Litografia Institutului Politehnic Timișoara, 1959.
- ✓ /38/ Filimon, I., Elemente de beton slab armat solicitate excentric, Buletinul Științific și Tehnic al Institutului Politehnic Timișoara, 1959.
- (39) /39/ Fintel, M., Response of buildings to lateral forces. In : Journal of the ACI, Vol.68, nr.2; 1971.
- (40) /40/ Fintel, M., Ductile shear walls in earthquake resistant multistorey buildings. Proceedings American Concrete Institute Journal, Vol.71, No.6, June 1974, pp.296-309.
- ✓ /41/ Florian, V., Calculul diafragmelor cu goluri cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice. In : Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.10-11, 1967.
- ✓ /42/ Florian, V., Contribuții privind calculul diafragmelor cu goluri, al diafragmelor cuplate și al cadrelor diafragme. In : Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr.6, 1965 și nr.1, 1966.
- (43) /43/ Florian, V., Contribuții privind calculul la forțe orizontale al structurilor alcătuite din diafragme. In : Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr.6, 1964.
- (44) /44/ Friedrich, R., Bazele metodei elementelor finite, curs postuniversitar, Construcții speciale de beton armat, I.P.T. 1972.

- /45/ Frischmann, W.W., Parbhu, S.S., Toppler, I.F., Multistorey frames and interconnected shear walls subjected to lateral loads. Concrete and constructional Engineering, Vol. 58, 1963.
- /46/ Girijavallabhan, C.V., Analysis of shear walls by finite element method. Proceedings of the Symposium on application of finite methods in civil engineering, Vanderbilt University, Nashville Tennessee, Nov. 1969, pp. 631-641.
- /47/ Gluck, I., Elasto - plastic analysis of coupled shear walls. Proceedings, Structural Division ASCE, Vol.99, No. ST8, Aug. 1973, pp.1743-1760.
- /48/ Green, N., Bracing walls for multistorey buildings, Proceedings ACI Journal, Vol.49, Nov. 1952, pp. 233-284.
- /49/ Hangan, M., Construcții din beton armat, București, Editura Tehnică, 1963.
- /50/ Housner, G.W., Behaviour of structures during earthquake. I.E.M.D. Proc. ASCE, No. EM4, Oct. 1959.
- /51/ Iain, Mc.Leod., A rectangular finite element for the shear walls. Analysis in Journal of the Structural Division, apr. 1969.
- /52/ Ifrim, M., Analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică, București, Editura Didactică și Pedagogică, 1973.
- /53/ Kazimi, S.M.A., The analysis of shear wall buildings. Building science, Vol.1, aug. 1966.
- /54/ Keintzel, E., Calculul cadrelor etajate simetrice cu o singură deschidere cu stâlpi axial deformabili la forțe zontale. In : Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.1, 1967.
- /55/ Keintzel, E., Calculul simplificat al diafragmelor cu pereți asimetrici la sarcini orizontale. In : Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.1, 1968.

- /56/ Keintzel, E., Metode simplificate pentru calculul construcțiilor multietajate, București, Editura Tehnică, 1969.
- /57/ Keintzel, E., Calculul spațial al construcțiilor multietajate ținând seama de rigiditatea de răsucire a elementelor structurale. In : Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.12, 1971.
- /58/ Keintzel, E., Calculul în domeniul plastic al construcțiilor cu diafragme. In : Revista Construcțiilor, nr.7, 1973.
- /59/ Lerner, E., Asupra calculului diaframelor la acțiuni seismice. In : Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.2, 1968.
- /60/ Lerner, E., Referat privind calculul cu ajutorul calculato-
rului electronic al structurilor alcătuite din diafragme de beton armat, supuse la solicitări seismice. In : Proiect ISART, Nr. D 35-17C, București, oct. 1971.
- /61/ Lin, T.Y., Lateral force distribution in a concrete building storay. In : Journal of ACI, nr.12, 1951.
- /62/ Mateescu, D., Anastasescu, D. și Gădeanu, L., Calculul timpanelor rigide cu un șir de goluri, Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.2, 1962.
- /63/ Mazilu, P., Statica construcțiilor, Vol.II, București, Editura Tehnică, 1959.
- /64/ Mîrșu, O., și Vuc, I., Metode de calcul al diaframelor la acțiuni seismice, Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr.6, 1963.
- /65/ Muto, K., Seismic analysis of reinforced concrete buildings. Proc. IWCEE, Berkeley, California, 1956.
- /66/ Nrgoiță, A., Dumitraș, M., Parametrii ductilității elementelor încovoiate precomprimate, A VIII-a Conferință de Betoane, Cluj-Napoca, 1976.
- /67/ Negoită, A., și alții, Cercetări privind optimizarea rezistenței rezistență - ductilitate în proiectarea structurilor antiseismice alcătuite din beton armat ușor și poziție plan 830/1975, contract 11698/1973.

- ✓ /68/ Newmark, N.M., Hall, W.Y., Dynamic behaviour of reinforced and prestressed concrete buildings under horizontal forces and the design of joints, AIPC, Publication préliminaire, Huitième Congrès, New York, 9-14 sept. 1968, pp. 584-661.
- ✓ /69/ Olteanu, Gh., și Paruv, E., Metoda elementelor finite. Sinteza documentară, Vol.II și III, București, INIO, 1973.
- ✓ /70/ Paulay T., The coupling of shear walls. P.H.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, Newzealand, 1969.
- ✓ /71/ Paulay, T., An elasto - plastic analysis of coupled shear walls, Proceedings ACI Hournal, Vol. 67, No.11, Nov. 1970, pp. 915-922.
- ✓ /72/ Paulay, T., Coupling beams of reinforced concrete shear walls. Journal of the structural Division, ASCE, Vol. 97, ST3, Proc. paper 7984, Mar. 1971, pp.843-862.
- ✓ /73/ Paulay, T., Simulated seismic loading of spandrel beams, Journal of the Structural Division ASCE, Vol.97, ST 9, Proc. paper 8365, Sept. 1971.
- ✓ /74/ Paulay, T., and Binney, I.R., Diagonally reinforced couplin beams, Publication SP-42, ACI, Detroit, March 1974, pp. 579-598.
- ✓ /75/ Penzon, I., Elastic - plastic response of idealized multistorey structures subjected to a strong motion earthquake. Proceedings, Second world conference on earthquake engineering, Tokoyo, 1960, Vol.II, pp.739-760.
- ✓ /76/ Przemieniecki, I.S., Theory of matrix structural analysis; McGRAN-Hill, Toronto, 1968.
- ✓ /77/ Rosman, R., Die statische Berechnung von Hochhauswänder mit Öffnungsreihe, Bauingenieur Praxis, Heft 65, Wilhelm Ernst and Sohn, Berlin, 1965.
- ✓ /78/ Rosman, R., Beitrag zur statischen Berechnung waagrecht belasteter Querwände bei Hochbauten, Der Bauingenieur, part.I, Vol.35, Heft 4, 1960, pp.133-136; part II, Vol 37, Heft 1, 1962, pp.24-26; part III, Vol.37, Heft 8, 1962, pp.303-308.

- ✓ /79/ Rosman, R., Spannungsoptische Untersuchung einer waagrecht belasteten Querwand eines Hochbautes, Der Bauingenieur, Vol.37, Heft 12, 1962, pp.466-469.
- /80/ Sandi, H. și alții, Studiu experimental asupra deformării dinamice a clădirilor înalte, Studii și cercetări INCERC, seria Mecanica construcțiilor, nr.2, 1967.
- /81/ Sandi, H. și alții, Utilizarea experimentală a programelor existente în vederea calculului unei structuri complexe, referat INCERC, sept. 1972.
- /82/ Santha Kumer, A.R., The ductility of coupled shear walls, Thesis presented to the University of Canterbury, At Christchurch, New Zealand, 1974 in Fulfillment of the requirements of the degree of doctor of philosophy.
- /83/ Steinbrugge, K.V., Flores, R.A., The chilean earthquake, of may 1960, A structural engineering viewpoint, Bulletin of the seismological society of America, vol. 53, No.2, feb. 1963, pp. 225-307.
- /84/ Terteza, I. și alții, Proiectarea betonului armat, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1977.
- /85/ Titaru, E. și Cișmigiu, A., Calculul dinamic și spațial al construcțiilor la cutremur și la alte acțiuni laterale, Revista construcțiilor, nr.12, 1959.
- /86/ Topa, N., Calculul diafragmelor cu încastrări elastice avînd un singur șir de goluri, Revista Construcțiilor, nr.2, București, 1970.
- ✓ /87/ Voletsos, A.S. and New Mark, N.M., Effect of inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions, Proceedings, Second world conference on earthquake engineering, Tolyo, 1960, Vol.II, pp.895-912.
- ✓ /88/ Weaver, W. and Oakberg, R.G., Analysis of frames with shear walls by finite element methods, Proceedings of the Symposium on application of finite element methods in civil engineering, Nashville, Tennessee, Nov.1969, pp. 567-600.
- /89/ Zienkiewicz, O.K., The finite element method in engineering science, Mc.Craw Hill, London, 1971.

- /90/ x x x ACI 318-71 Building Code Requirements for reinforced Concrete.
- /91/ x x x ACI Commentary on building Code Requirements for reinforced concrete (ACI 318-71).
- /92/ x x x ACI Committee 442. Response of buildings to lateral forces, Journal of ACI, No.2, 1971.
- /93/ x x x The Agadir, Marocco earthquake, February 29, 1962. American Iron and Steel Institute, New York, 1962.
- /94/ x x x Alaska earthquake of 1964 and aftershocks, United States Government Printing Office, Washington, 1967.
- /95/ x x x Cercetări privind efectul contracției asupra comportării diafragmelor cu goluri din beton armat. Contract nr.4/1976, Referat I.P.T.Timișoara, 1976.
- /96/ x x x Cercetări privind fundamentarea instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea structurilor din diafragma de beton armat monolit cu considerarea efectului contracției, Contract I.P.T., nr.23/24.II.1977, Timișoara 1977.
- /97/ x x x Exemplu de calcul a unei structuri de clădiri de locuit alcătuită din diafragme de beton armat, acțiune nată de solicitări seismice conform Indrumăturului IPCT 4203/III. In proiect ISART nr.D-35-14a, oct. 1971.
- /98/ x x x Indicații constructive privind alcătuirea clădirilor realizate cu ajutorul cofrajelor plane universale tip CUP-72, București, INCERC, august 1973.
- /99/ x x x Indicații provizorii pentru proiectarea structurilor cu diafragme din beton armat la clădiri etajate, Proiect ISART, nr.PT-916-91, oct. 1971.
- /100/ x x x Indrumător pentru calculul structurilor multietajate din beton armat la acțiunea sarcinilor seismice. In Proiect IPCT, nr.4203/III, 1967.
- /101/ x x x Instrucțiuni tehnice provizorii pentru proiectarea construcțiilor cu diafragme din beton armat monolit. In Proiect ISART, Nr. N-66-2, București, 1973.

- /102/ x x x Limit design of structures to resist earthquakes
(- 1 - w.l.E.E., Berkeley, 1954.
- /103/ x x x P. 13-70 Normativ pentru proiectarea construcțiilor
ilor civile și industriale din regiuni seismice.
In Buletinul construcțiilor, nr.5, 1971.
- /104/ x x x Recomandări internaționale unificate CEB, CIB
și UETC pentru calculul și executarea structurilor
din panouri mari monolitizate (trad.din l.franceză),
CACAS, 1971.
- /105/ x x x The San Fernando, California earthquake of
february 9, 1971. United States Government Printing
Office, Washington, 1971.
- /106/ x x x Seismic details for special ductile frames.
Reported by ACI Committee 315, Journal of ACI, may
1970.
- /107/ x x x The Skopje, Yugoslavia earthquake July 26, 1963.
Ameciran Iron and Steel Institute, New York, 1964.
- /108/ x x x STAS 10107/0-76 Construcții civile și industriale.
le. Calculul și alcătuirea elementelor din beton,
beton armat și beton precomprimat.

T A B L A D E L A T E R I I
=====

	<u>Pag.</u>
Cap.1. Introducere	1
1.1. Utilizarea structurilor cu diafragme și clasifi- carea lor	1
1.1.1. Dispunerea în plan a diafragmelor	2
1.1.2. Forma în plan a clădirii	3
1.1.3. Conformația diafragmelor	4
1.1.4. Tehnologiile folosite pentru execuția struc- turilor cu diafragme	5
1.2. Scurt istoric al dezvoltării metodelor de calcul al structurilor cu diafragme	6
1.3. Stadiul actual al problemei	11
1.4. Subiectul tezei de doctorat	13
Cap.2. Analiza metodelor de calcul ale structurilor cu diafragme	15
2.1. Metode simplificate	15
2.1.1. Generalități	16
2.1.2. Caracteristicile geometrice și de rigiditate	16
2.1.3. Metoda cadrelor	20
2.1.4. Metoda structurii continue echivalente	25
2.2. Metoda de complexitate medie	35
2.2.1. Generalități	35
2.2.2. Metoda rigidităților relative de nivel	37
2.2.3. Metoda deformațiilor impuse	39
2.3. Metoda elementelor finite	45
2.3.1. Generalități	45
2.3.2. Metoda elementelor finite	46
2.3.3. Aplicarea metodei elementelor ^{finite} în analiza structurilor cu diafragme	51
2.3.4. Precizări	51
Cap.3. Calculul elastico - plastic al diafragmelor	61
3.1. Introducere	61
3.2. Ipoteze de calcul	61
3.3. Modelul structural	61
3.4. Calculul diafragmei	61
3.4.1. Încărcările și deformațiile montanților	61
3.4.2. Condițiile de echilibru și compatibilitate ale celor doi montanți	61

3.4.3. Solicitățile interioare și deplasările lamelilor	69
3.4.4. Ecuația diferențială a solicitărilor interioare	70
3.4.5. Condiții de margine	71
3.4.6. Încărcările exterioare	71
3.4.7. Solicitățile interioare și săgeți	72
3.5. Calculul diafragmei folosind metoda diferențelor finite	72
3.5.1. Introducere	72
3.5.2. Ecuația de recurență	73
3.5.3. Încărcarea exterioară	75
3.5.4. Condiții de margine	76
3.6. Mecanismul de colaps	76
3.7. Definirea rotirilor și ductilităților	78
3.8. Stadiile de calcul elastico - plastic	84
3.9. Rezolvarea problemei cu ajutorul metodei diferen- țelor finite	
3.10. Calculul elastico plastic al diafragmelor cu goluri	92
3.10.1. Calculul automat al ductilităților necesare pentru elementelor diafragmei cu un șir de goluri mijlocii	93
3.11. Performanța structurilor cu diafragme la acțiuni dinamice	97
3.12. Ductilitatea diafragmelor pline	100
3.13. Ductilitatea diafragmelor cu goluri	101
3.13.1. Buiandrugi lungi	102
3.13.2. Buiandrugi scurți	102
3.13.3. Ductilitatea montanților	106
3.13.4. Ductilitatea diafragmei în ansamblu	110
Cap.4. Propuneri de prevederi privind alcătuirea structuri- lor cu diafragme realizate monolit din beton armat în SIRIA	111
4.1. Prevederi cu caracter general privind alcătuirea diafragmelor	112
4.2. Prevederi constructive privind alcătuirea diafrag- melor monolite de beton armat	117
4.2.1. Dimensiunile geometrice ale diafragmelor	117

4.2.2. Armarea diafragmelor	118
Cap.5. Cercetări experimentale privind rigiditatea, ductilitatea și capacitatea portantă a diafragmelor	127
5.1. Scopul programului	
5.2. Alcătuirea și execuția elementelor experimentale	128
5.3. Încercarea elementelor experimentale	129
5.4. Rezultatele încercărilor și interpretarea lor . .	131
5.4.1. Rezultatele încercărilor primei etape . .	131
5.4.2. Rezultatele încercărilor etapei a doua . .	136
Cap.6. Concluzii generale și recomandări privind proiectarea diafragmelor ținând seama de cerințele de ductilitate	142
6.1. Concluzii generale privind rigiditatea, ductili- tatea și capacitatea portantă a diafragmelor . .	143
6.2. O propunere privind proiectarea diafragmelor cu șiruri de goluri mijlocii ținând seama de cerin- țele de rezistență și ductilitate	143
6.3. Recomandări privind proiectarea diafragmelor ținând seama de cerințele de rezistență și ductilitate	145
6.3.1. Ductilitatea diafragmelor pline	146
6.3.2. Ductilitatea diafragmelor cu goluri	148
B i b l i o g r a f i e	154

PLAN COFRAJ DIAFRAGME DG1, DG2, DG3, DG4

Scara 1:20

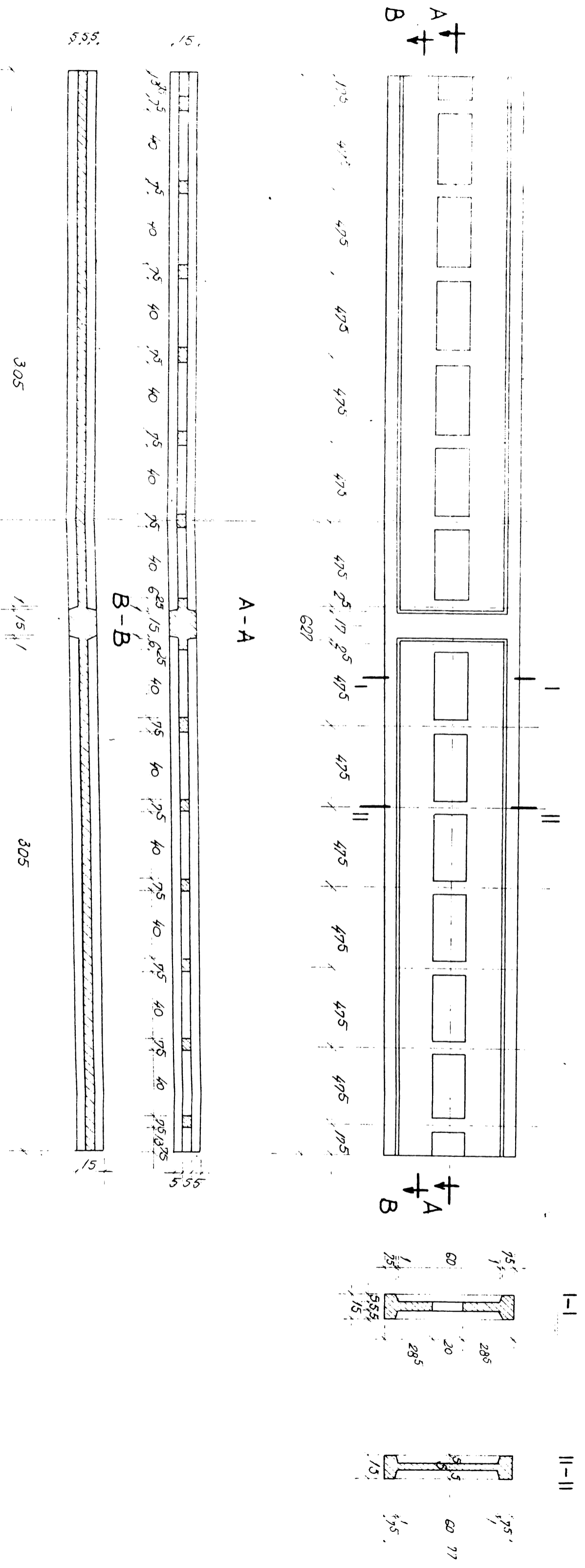
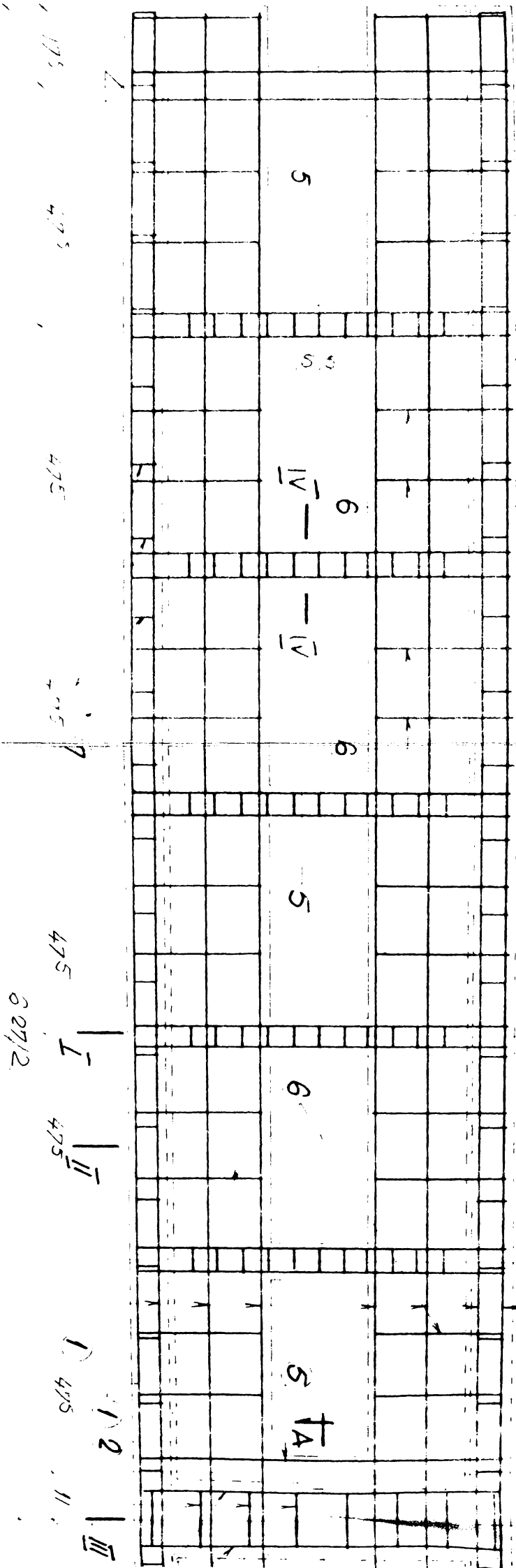


Fig. 5.1.

PLAN ARMARE DIAFRAGME DG1, DG2, DG3, DG4

Scala 1/10

I II -1,2



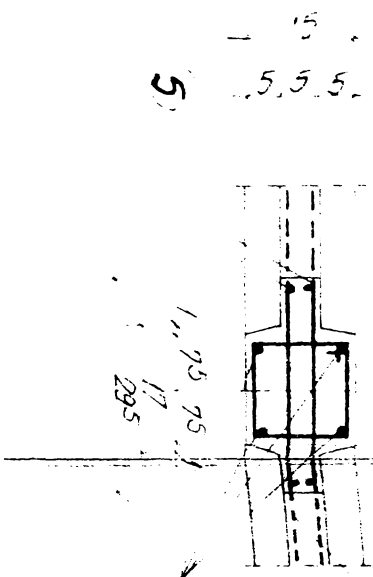
1 1262 = 1262

2 475 = 1268

3 463 = 1260

A-A

Scala 1/10



Nota:

- 1 - La diafragma DG1, DG2, DG3, procentului 1,3 buindrușilor este 1,33%
- 2 - La diafragma DG4 procentului de cr buindrușilor este de 0,72%
- 3 - Din ombele tipuri se vor executa
- 4 - La diafragma DG1, DG2,
- 5 - La diafragma DG4,

Fig. 5.2.

PLATEJAMENTO DGI
 - Sistema de medição
 - Permite obtenção de medições e deformações
 - Aproximado de eixos e largura orientada

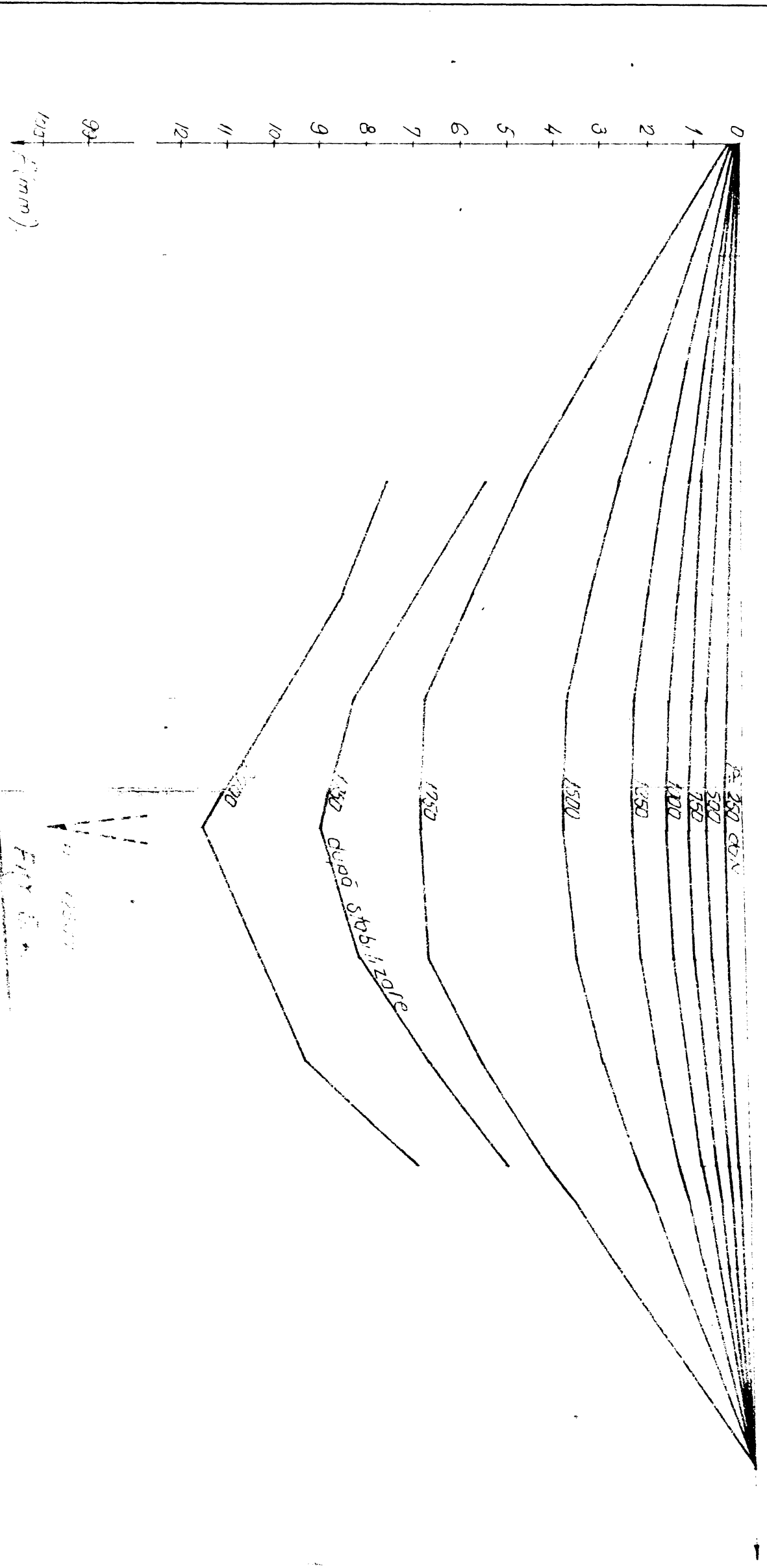
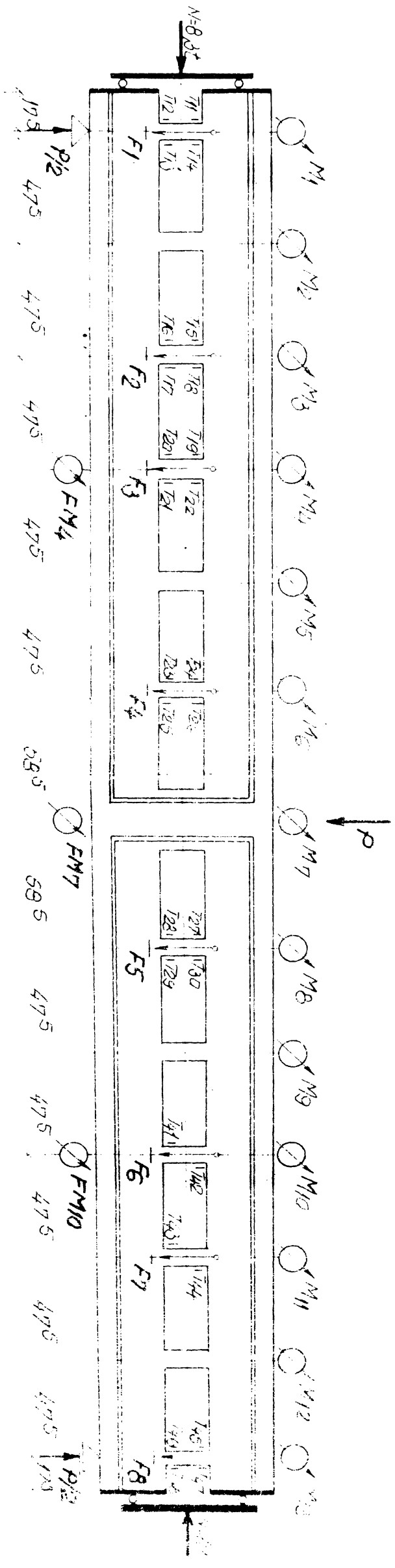
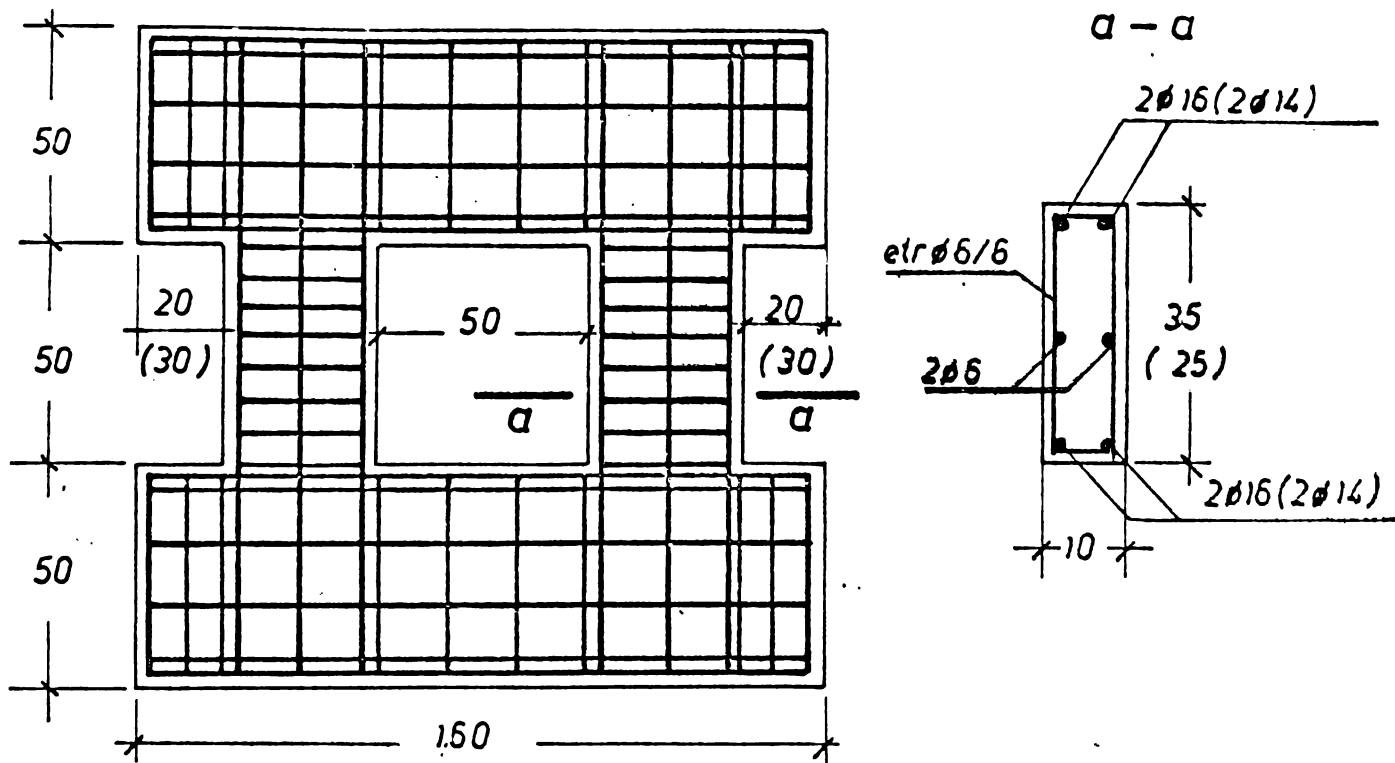
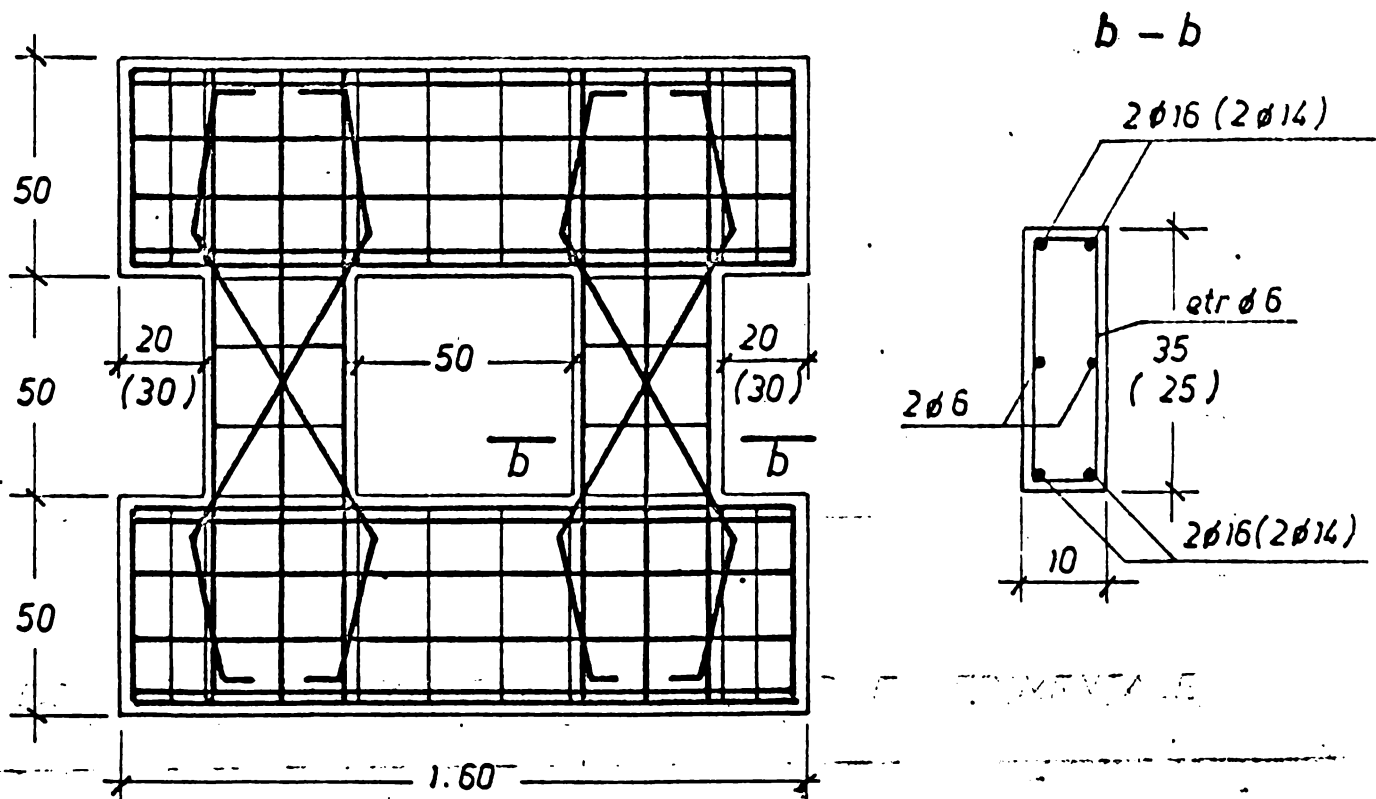


Fig. 6.4



a. Elemente cu buiandrugii cu armatura longitudinală
(BGNS1, BGNL1, BGFS1, BGFL1)

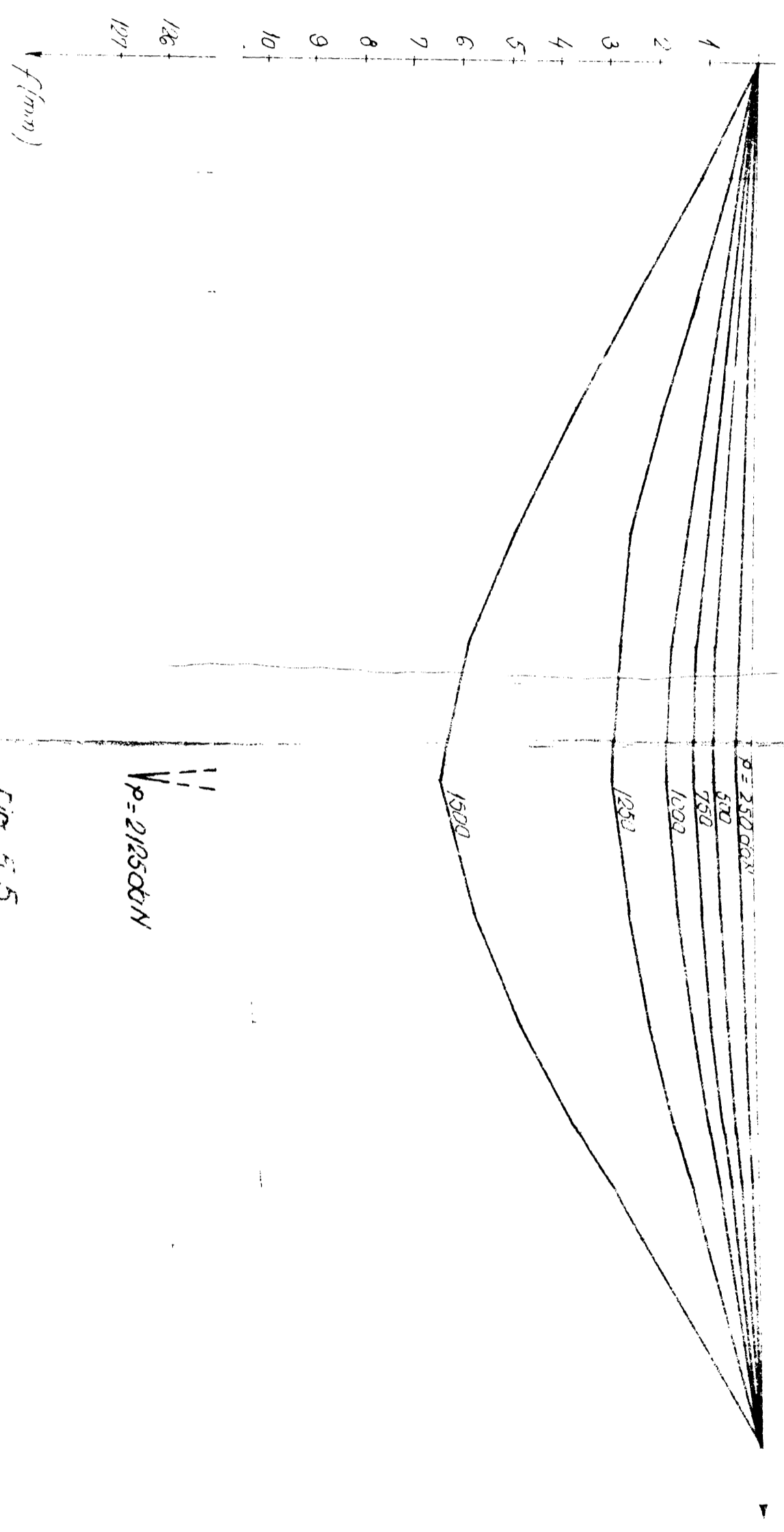
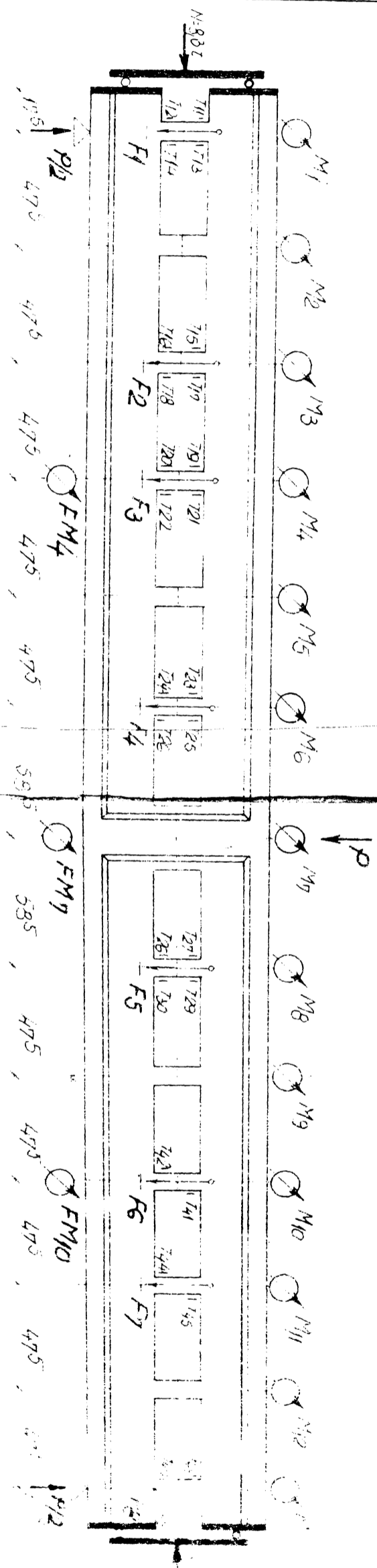


b Elemente cu buiandrugii cu armatura în diagonală
(BGNS2, BGNL2, BGFS2, BGFL2)

VALORILE DIN PARANTEZA SINT VALABILE PENTRU BUIAINDRUGII LUNGI



DIAGRAMA DGE
 Schema de incalzire
 - Aparat optimizat de incalzire a aerului
 - Incalzitor de aer cu lungi elemente



$P = 212500 \text{ N}$
 FIG. 5.5

DIAGRAMA DG3

- Schema de montare
- Poziții oportuni de măsurare a deformărilor
- Diagrama de săgeți în lungul elementului

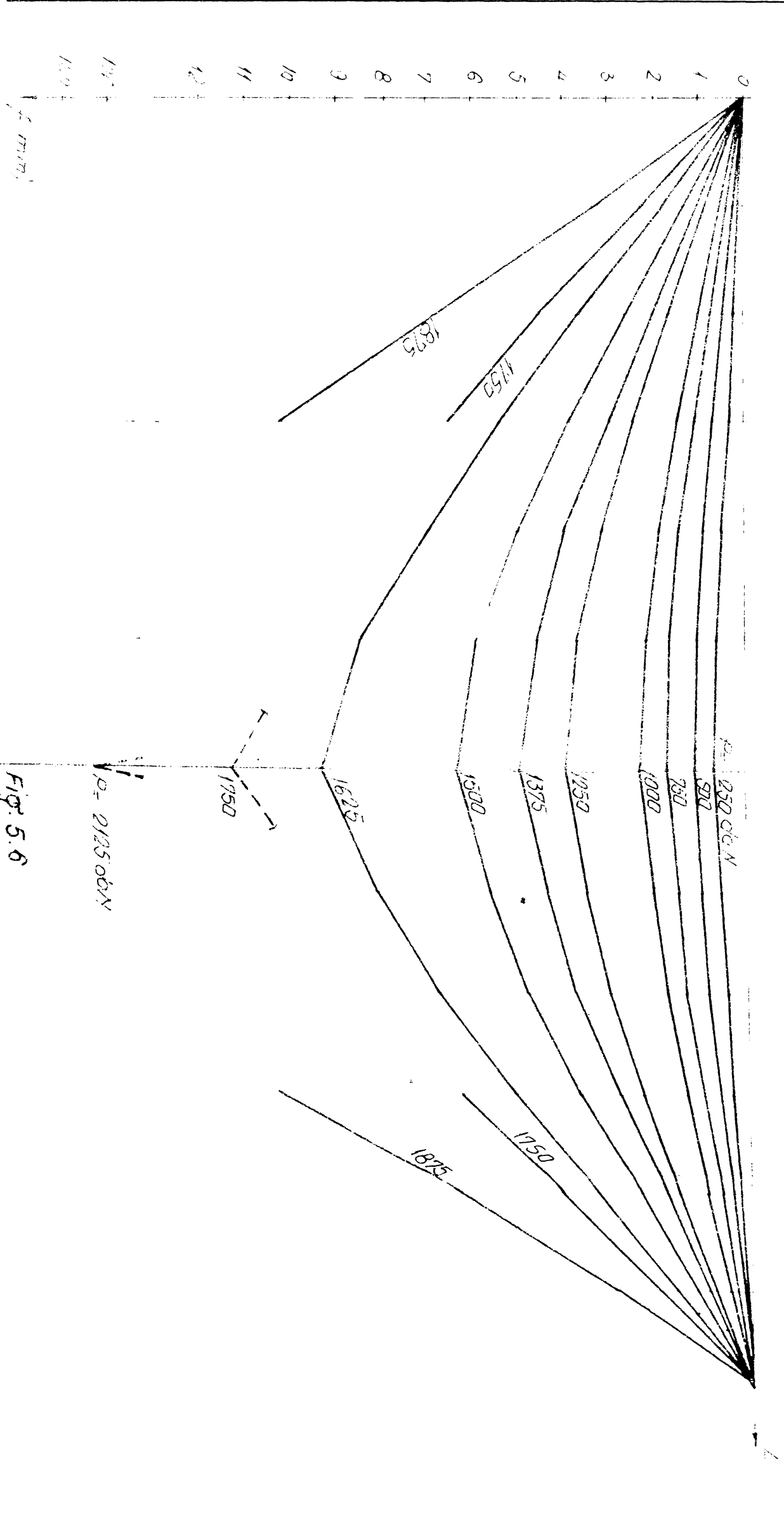
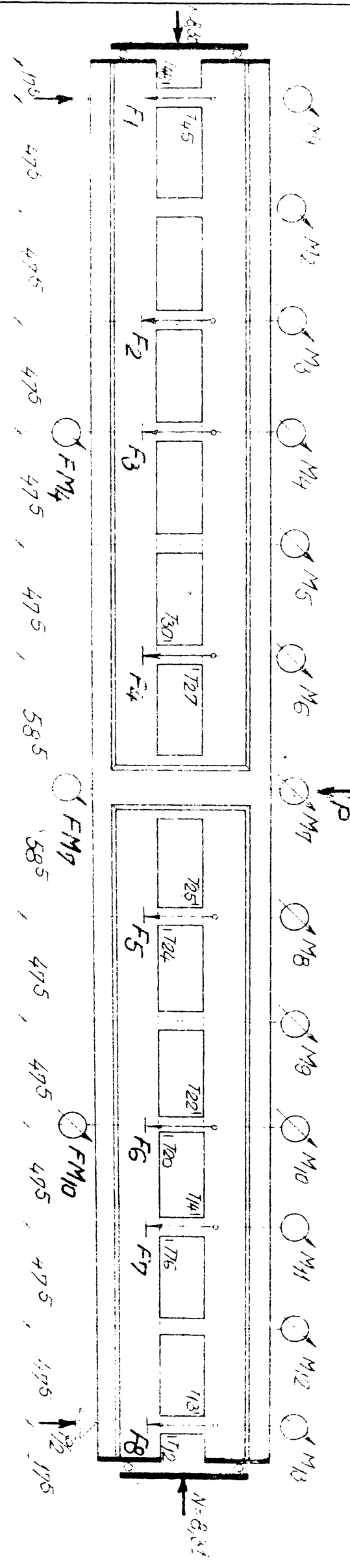


Fig. 5.6

DIAPRAGMA DG4

- Schema de încercare
- Puzișo oportuni de măsurare a deforimărilor
- Diagrame de vâguri în lungul elementului

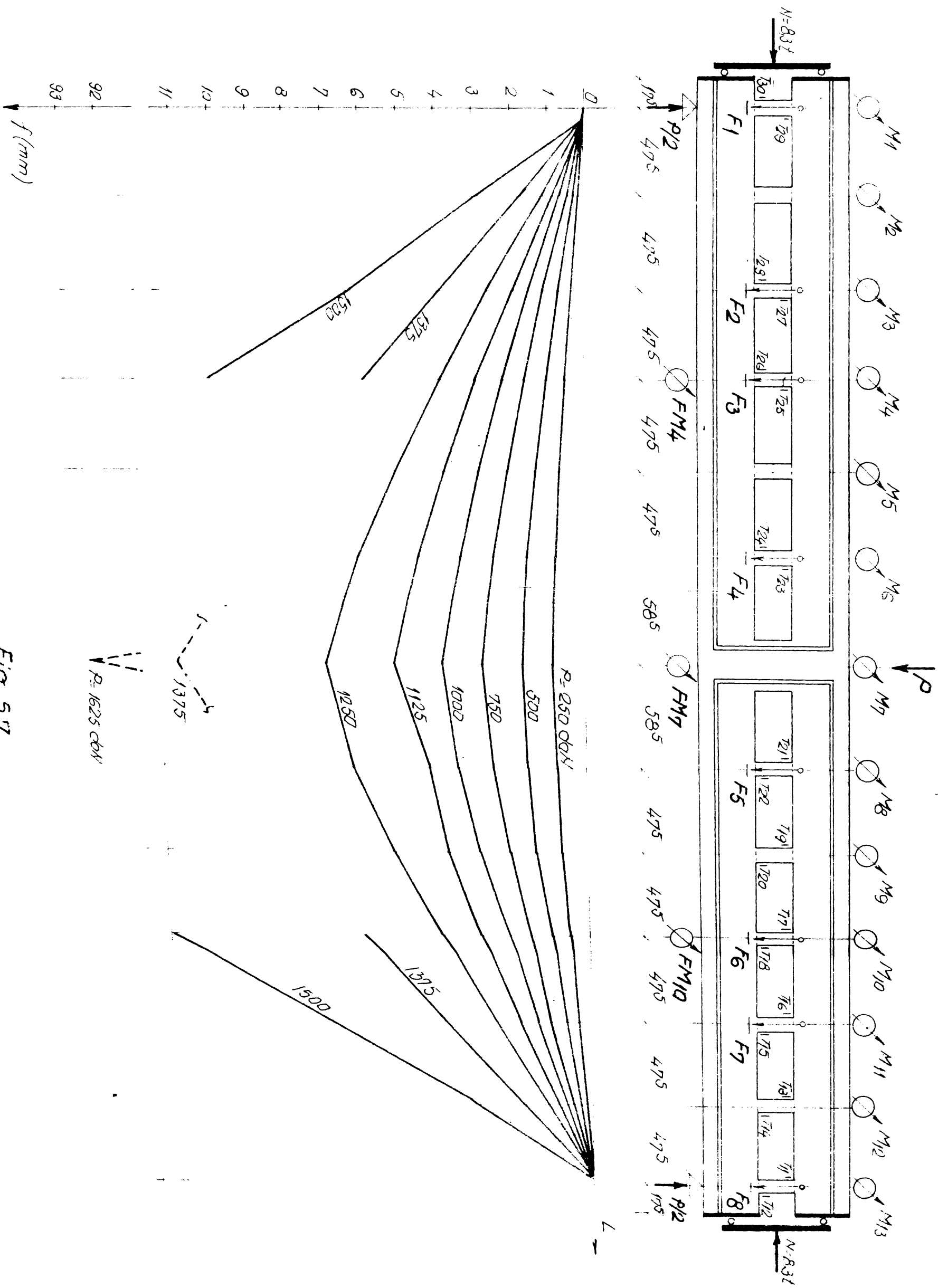


Fig. 5.7.

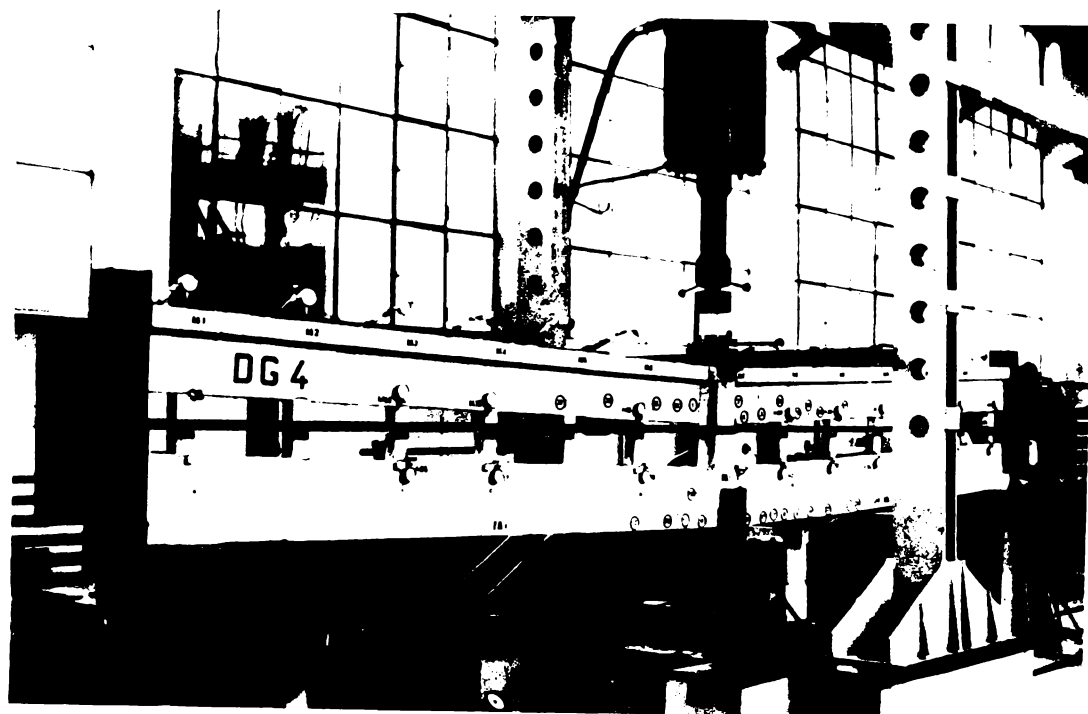
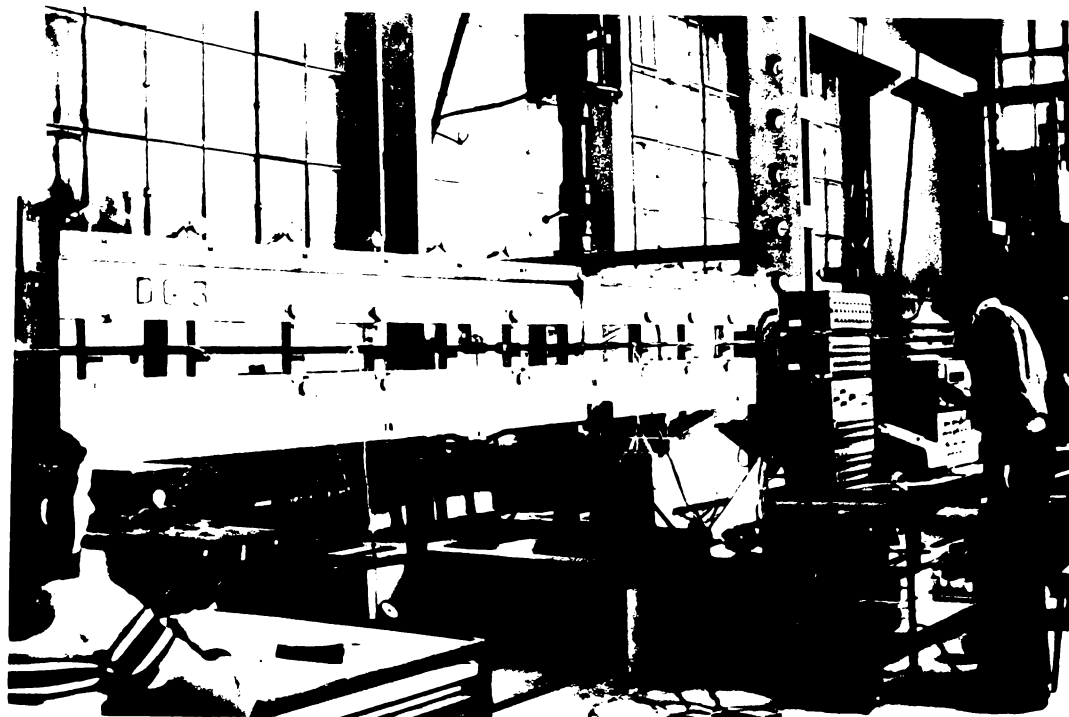
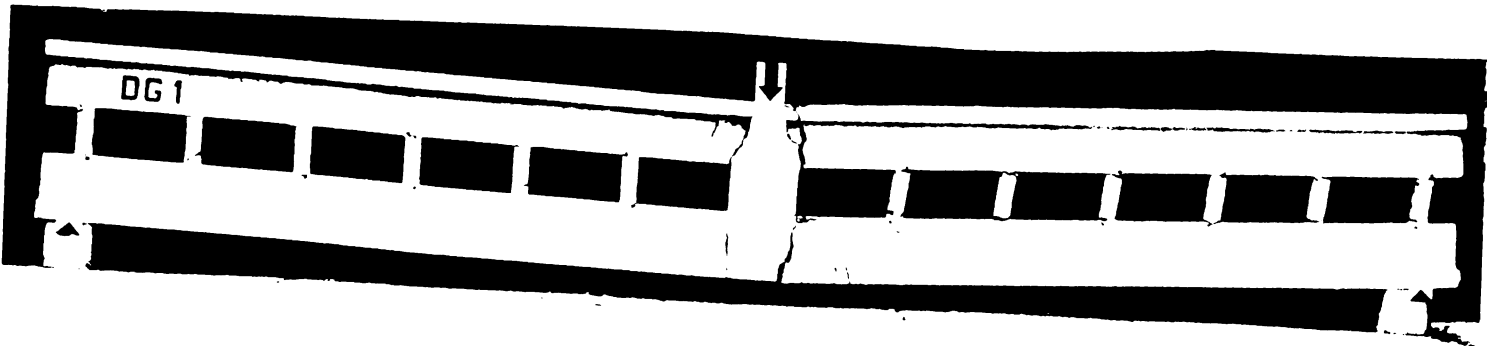
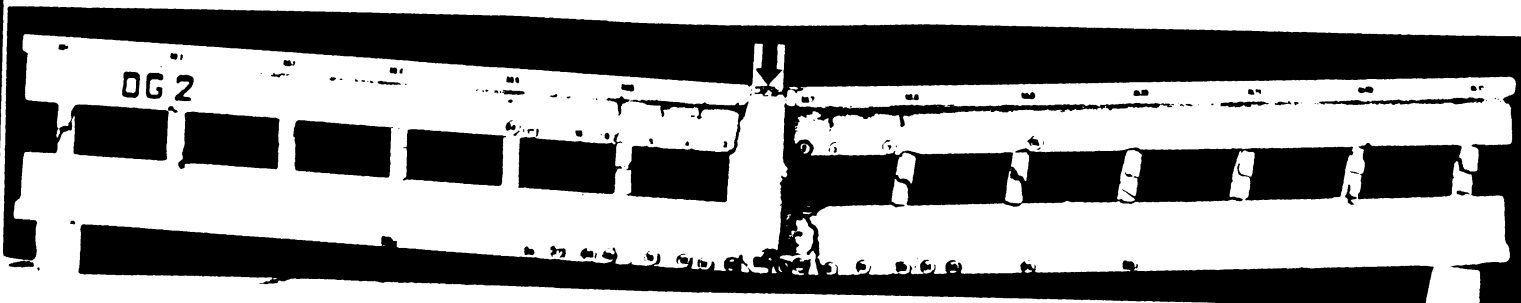


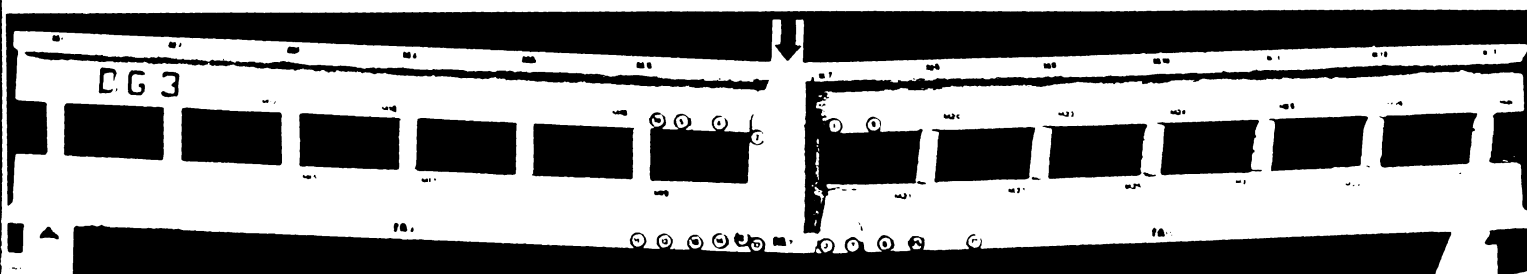
Fig 5.8 Ansamblul încercării elementelor DG1, DG2, DG3, DG4.



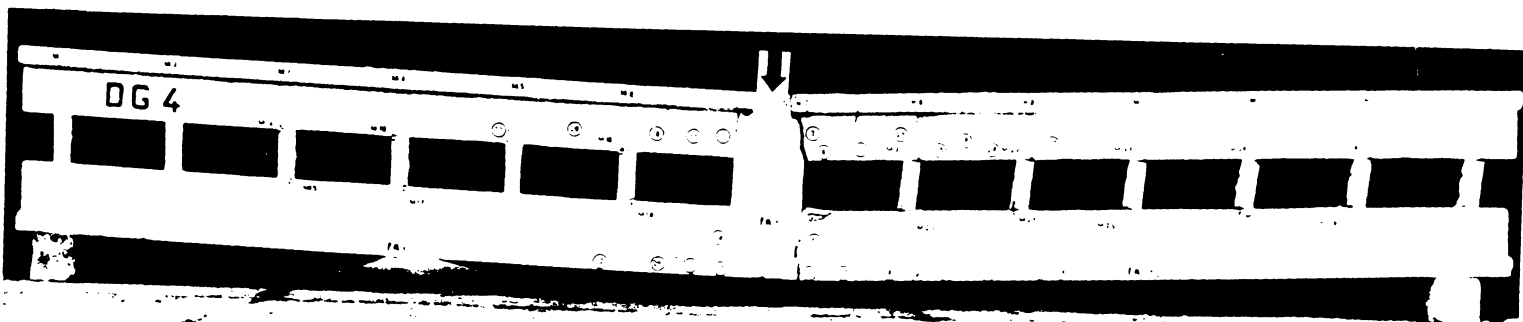
Aspect de rupere a diafragmei DG1.



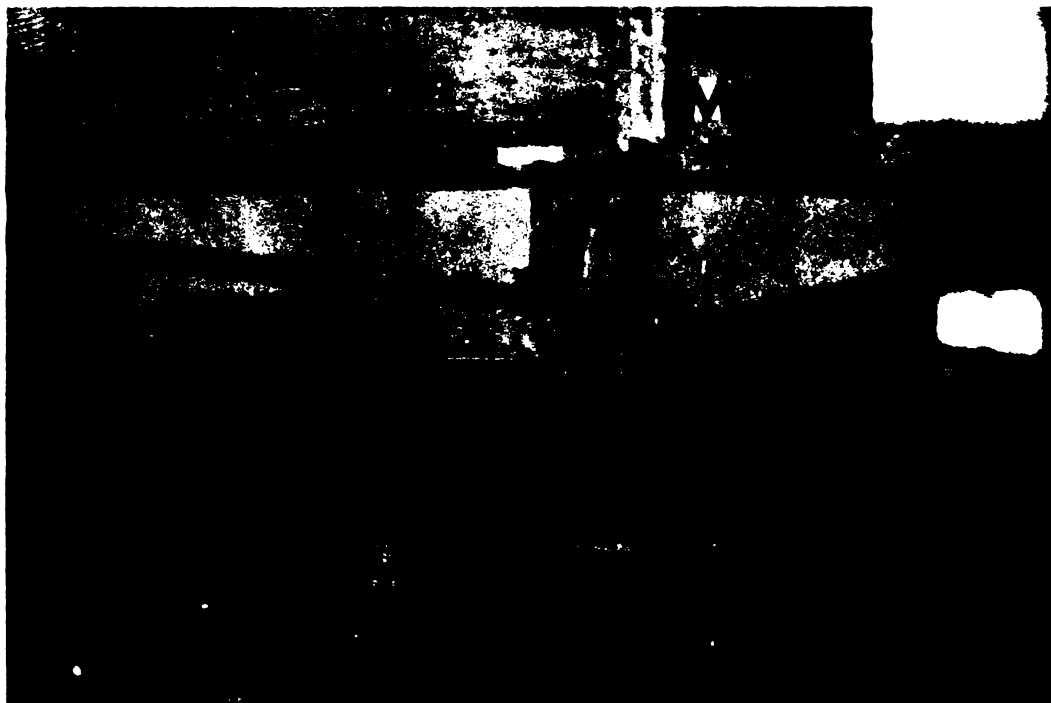
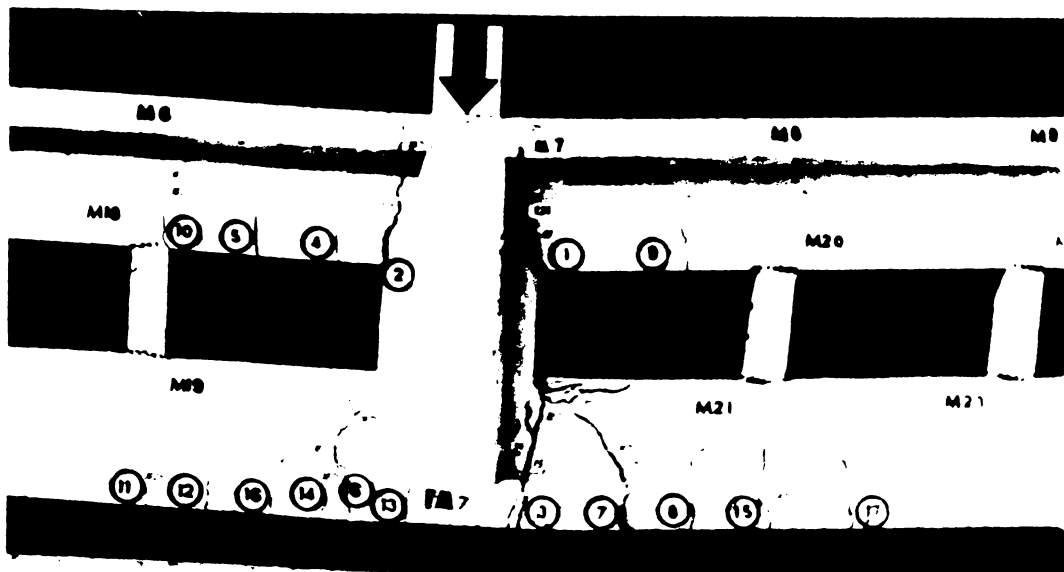
Aspect de rupere a diafragmei DG2.



Aspect de rupere a diafragmei DG3.



Aspect de rupere a diafragmei DG4.



Unele detalii ale elementelor încercate DG1, DG2, DG3, DG4.

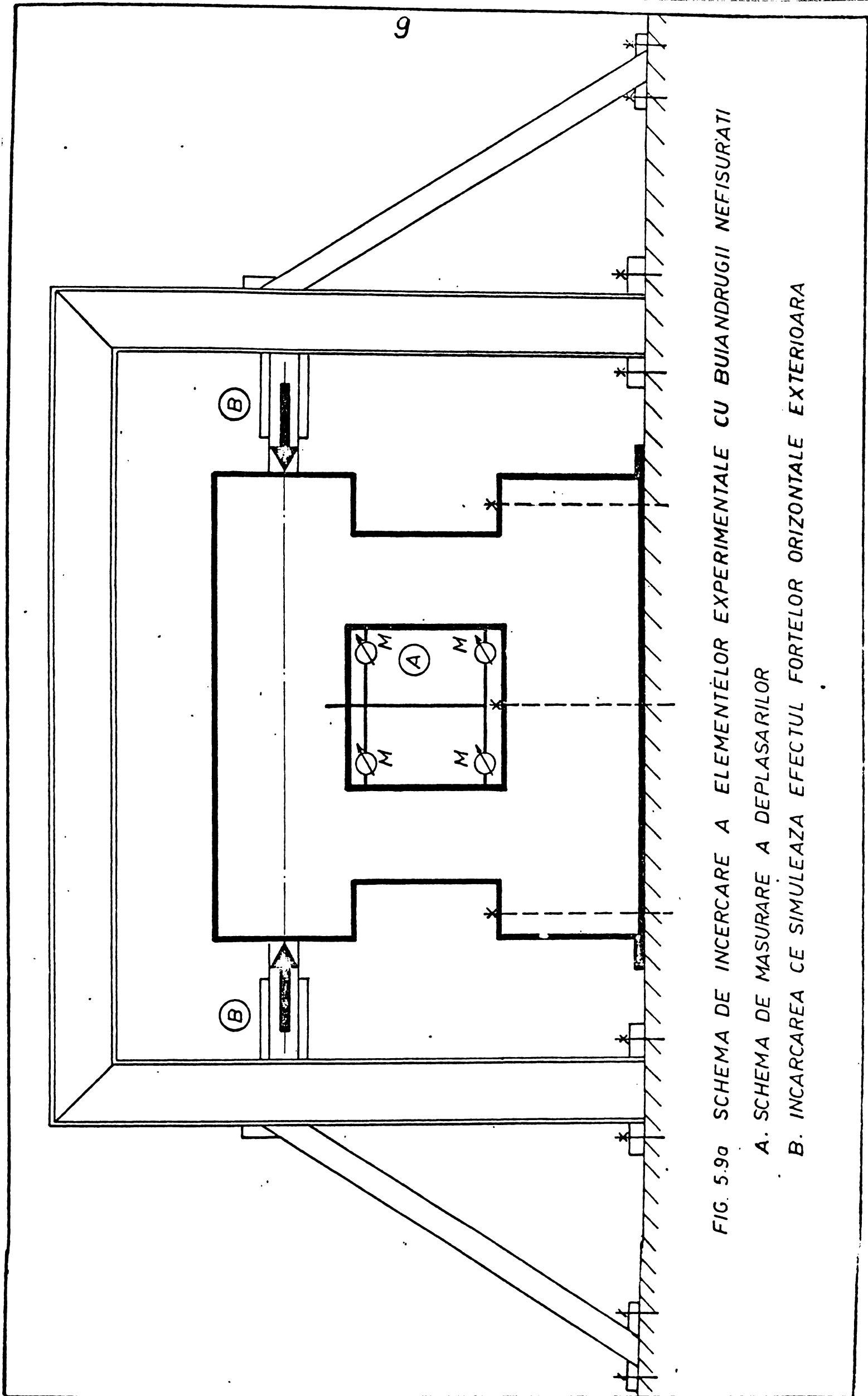


FIG. 5.9a SCHEMA DE INCERCARE A ELEMENTELOR EXPERIMENTALE CU BUIANDRUGII NEFISURATI
 A. SCHEMA DE MASURARE A DEPLASARILOR
 B. INCARCAREA CE SIMULEAZA EFECTUL FORTELOR ORIZONTALE EXTERIOARA

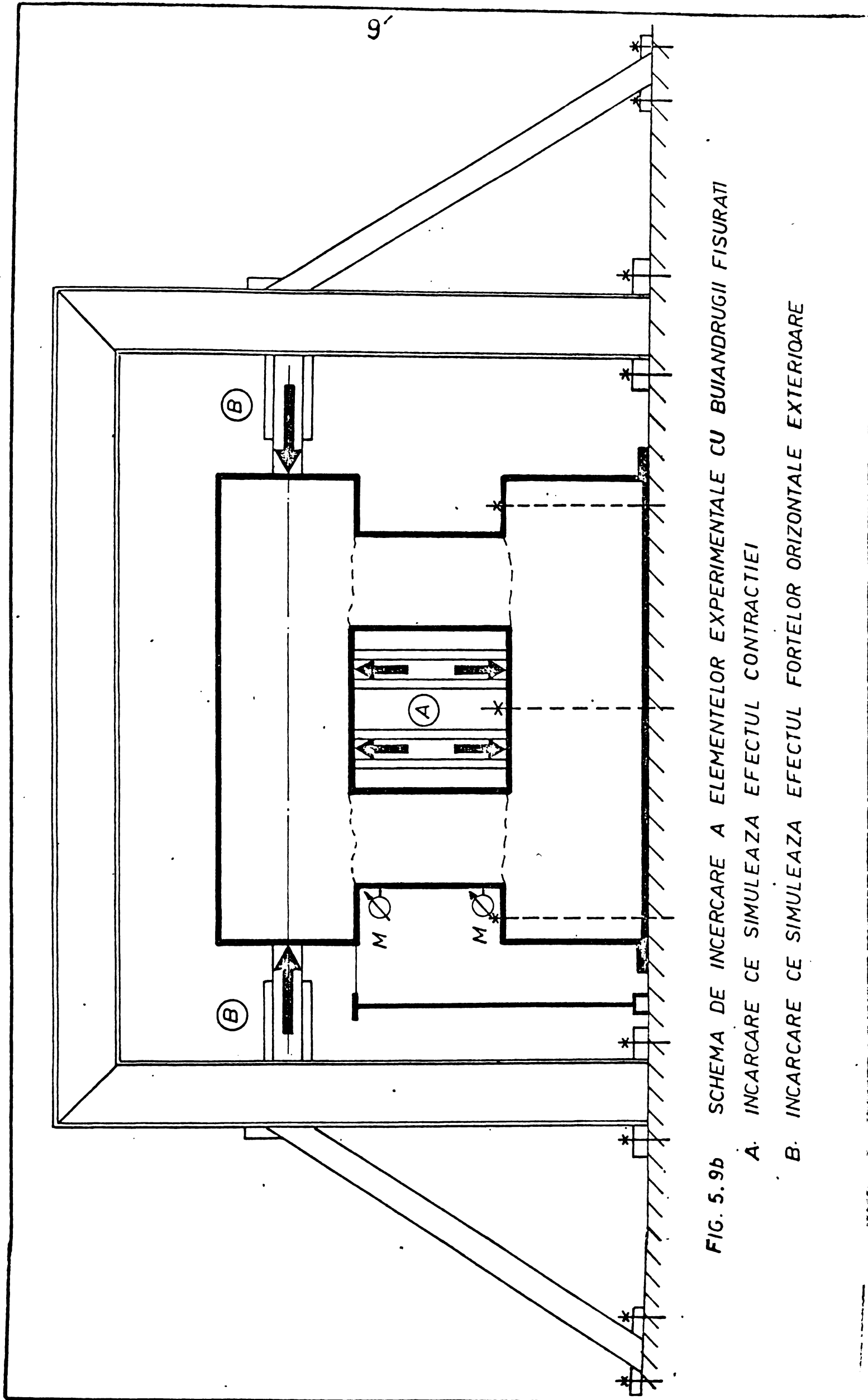


FIG. 5.9b SCHEMA DE INCERCARE A ELEMENTELOR EXPERIMENTALE CU BUIANDRUGII FISURATI

A. INCARCARE CE SIMULEAZA EFECTUL CONTRACTIEI

B. INCARCARE CE SIMULEAZA EFECTUL FORTELOR ORIZONTALE EXTERIOARE

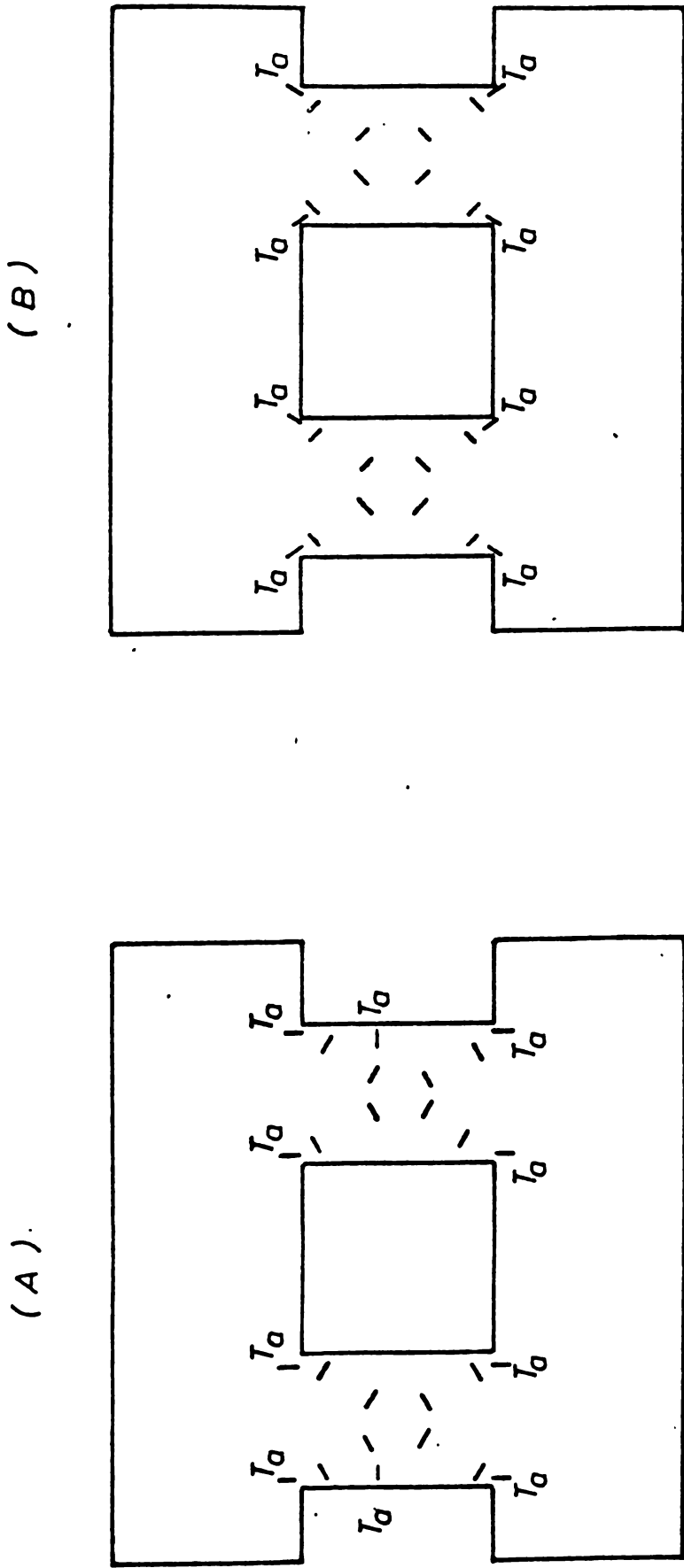


FIG. 5.10 (A) REPARTIZAREA TRADUCTORILOR PE ARMATURA SI PE BETON LA ELEMENTELE
AVIND ARMATURA LONGITUDINALA SI ETRIERI (T_a - Timbre pe armatură)

(B) REPARTIZAREA TRADUCTORILOR PE ARMATURA SI PE BETON LA ELEMENTELE
AVIND ARMATURA IN DIAGONALA (T_a - Timbre pe armatură)

SĂGETILE LA MILOCUL ELEMENTELOR DG1, DG2, DG3, DG4
LA DIFERITE TREPTE DE ÎNCĂRCARE

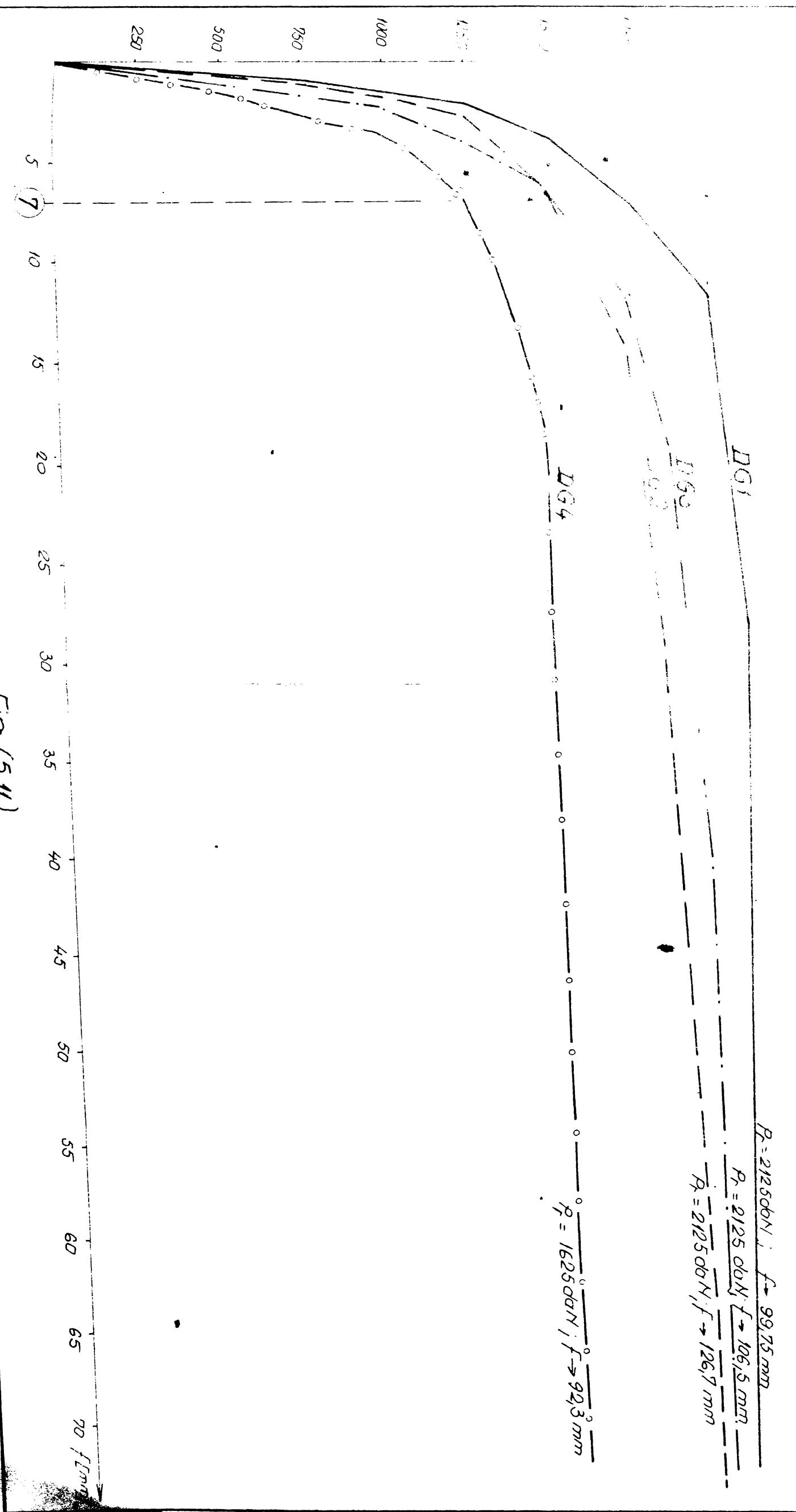
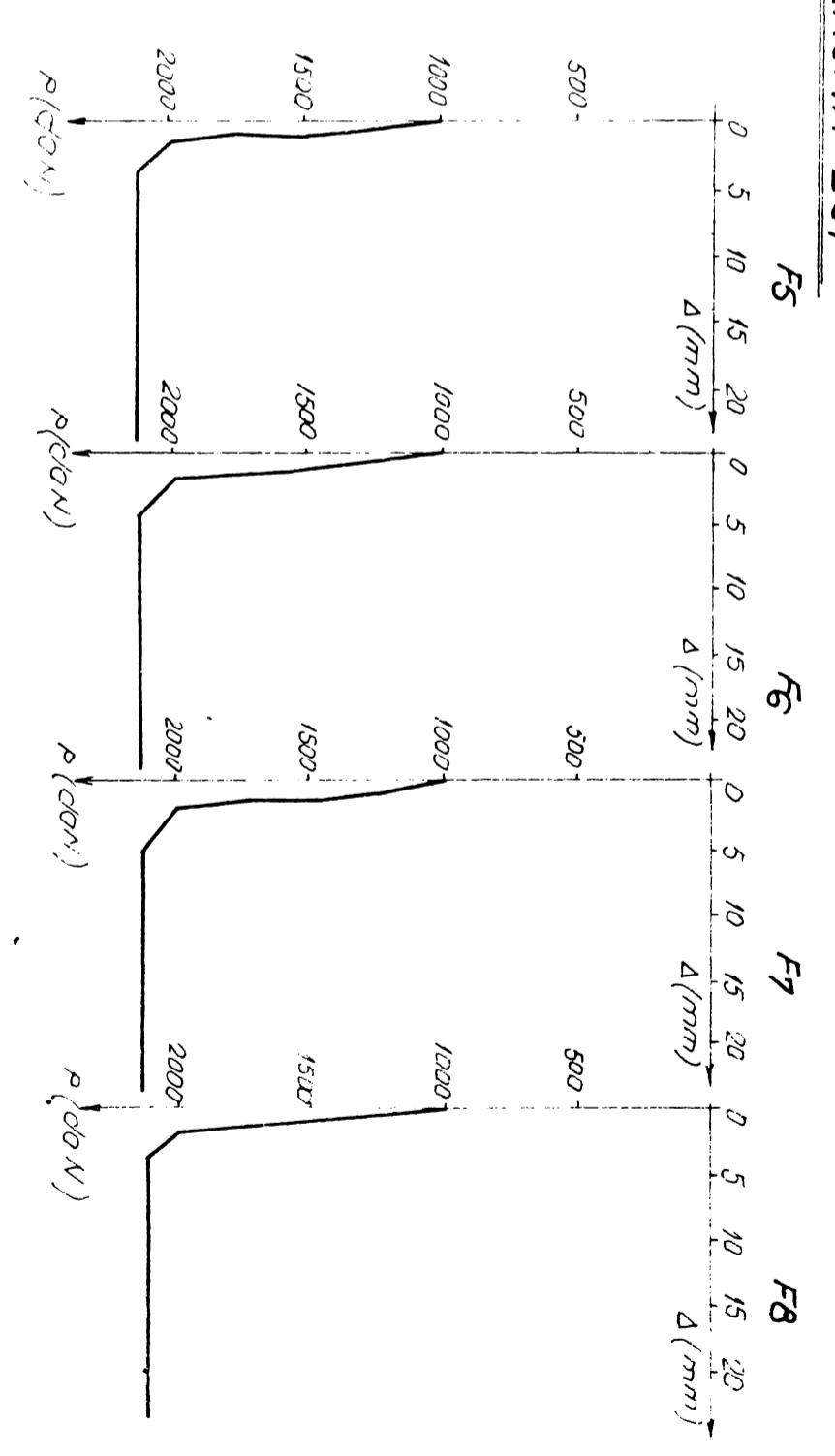
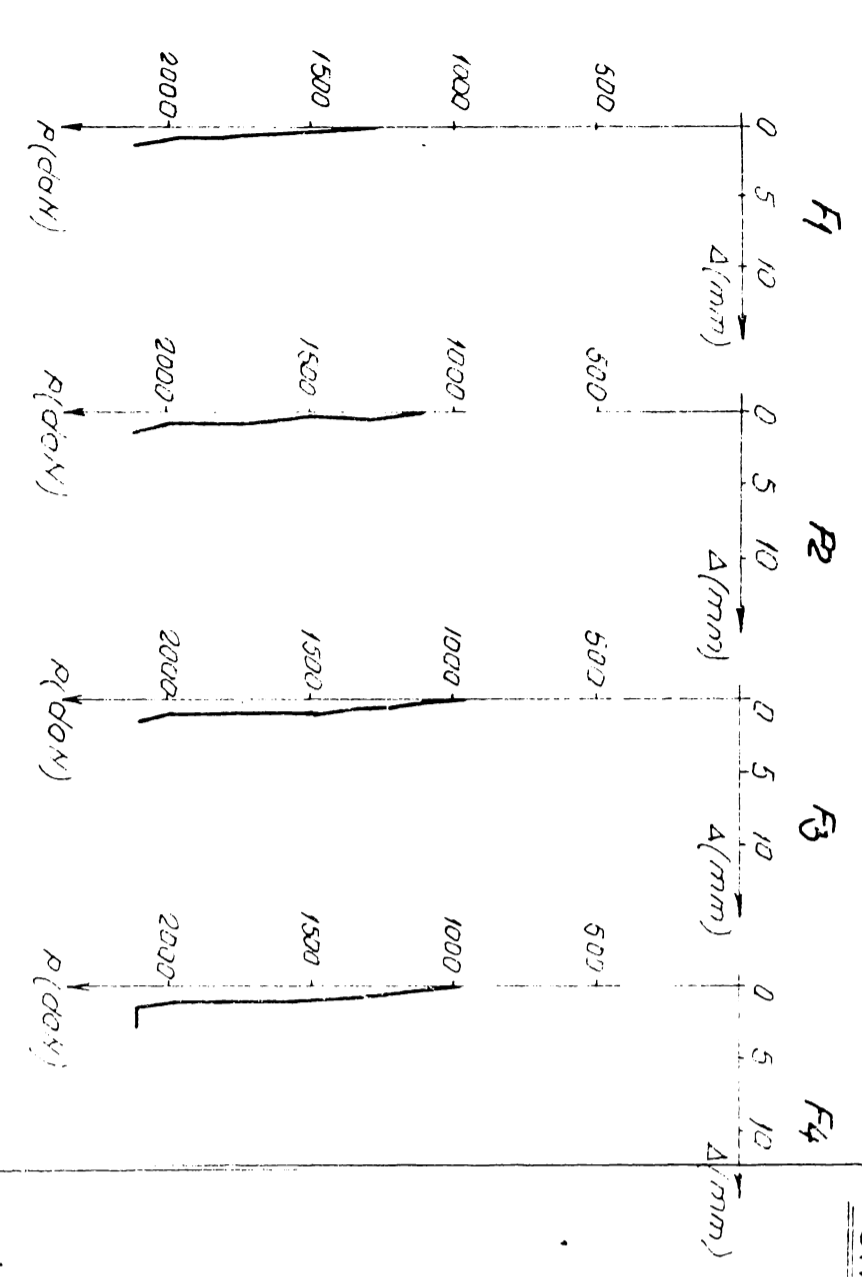


Fig. (5.11).

DEPLASĂRILE RELATIVE (COMPONENTA ORIZZONTALĂ) ALE PUNCTELOR OMOLGAGE DE PE SPALENI
ÎN AXELE BUIANDRUGILOR
DIAFRAGMA DG1



DIAFRAGMA
DG2

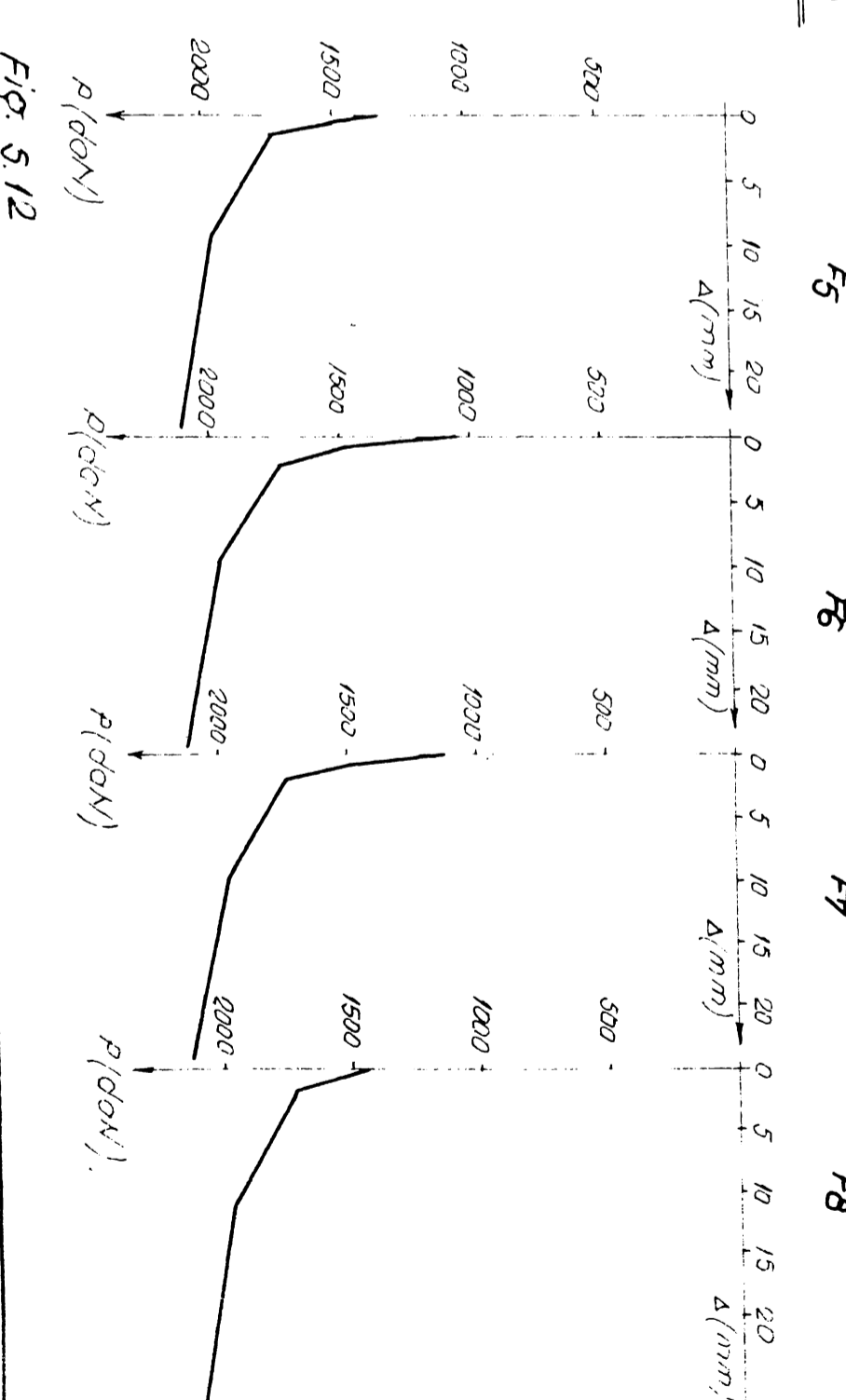
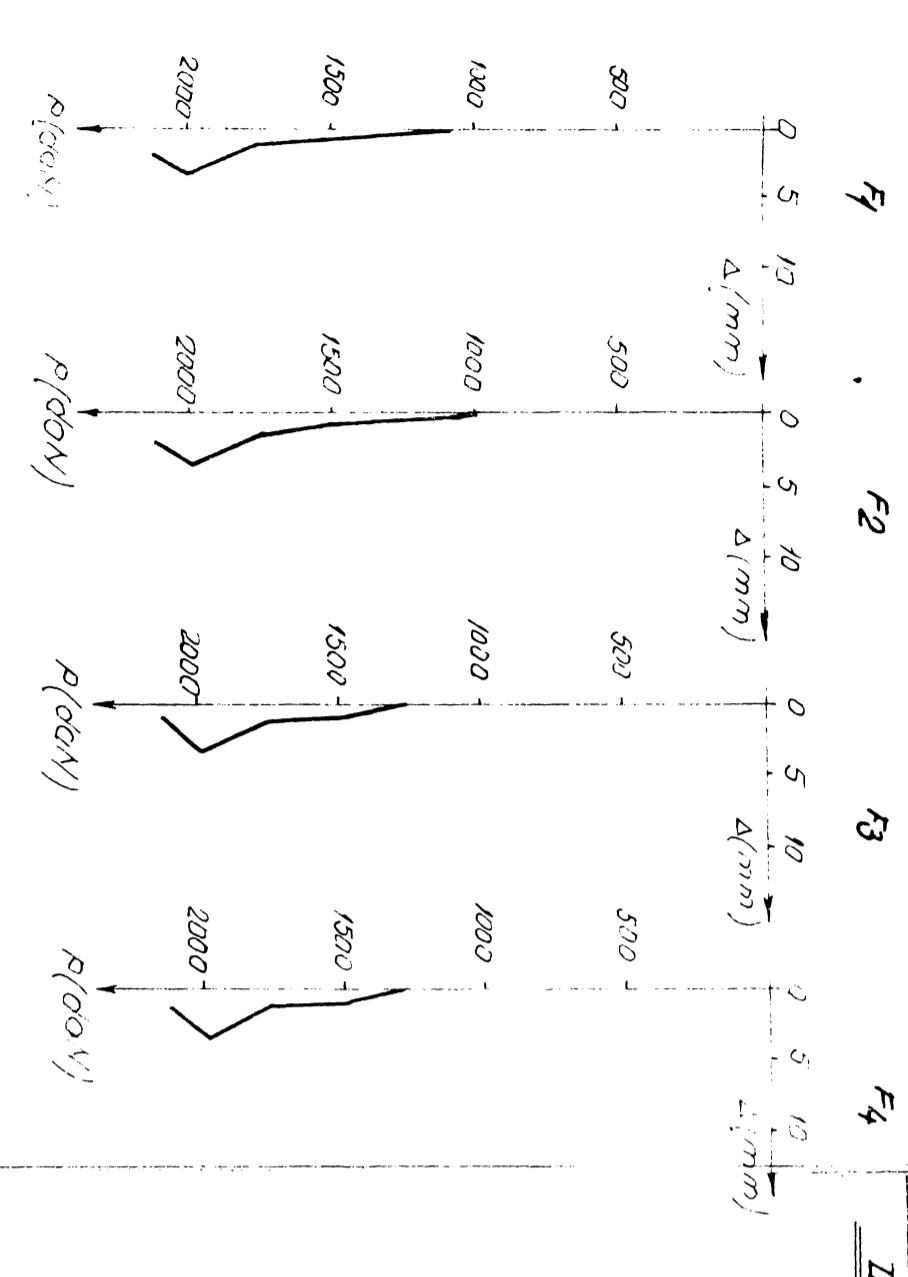
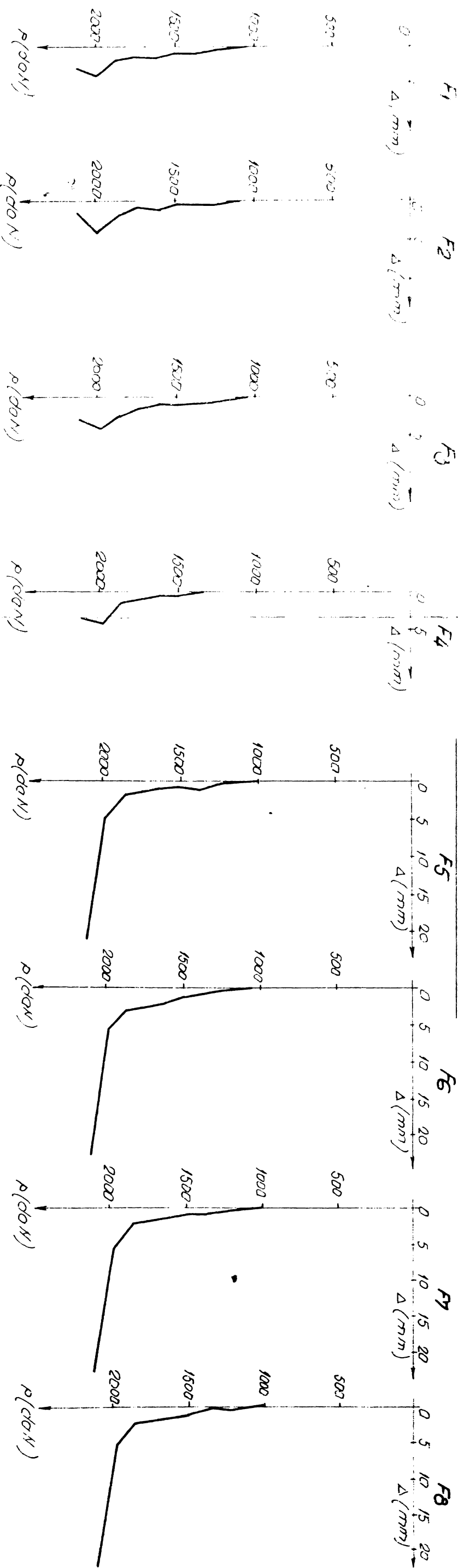


Fig. 5.12

DEFORMABILITATE ALTERNATIVĂ (COMPUNENȚA ORIZZONTALĂ) ALE PUNCTELOR OMOLOGHE DE PE ȘPALEȚI

ÎN AXELE BUIANDRUGILOR

DIAFRAGMA DG3



DIAFRAGMA DG4

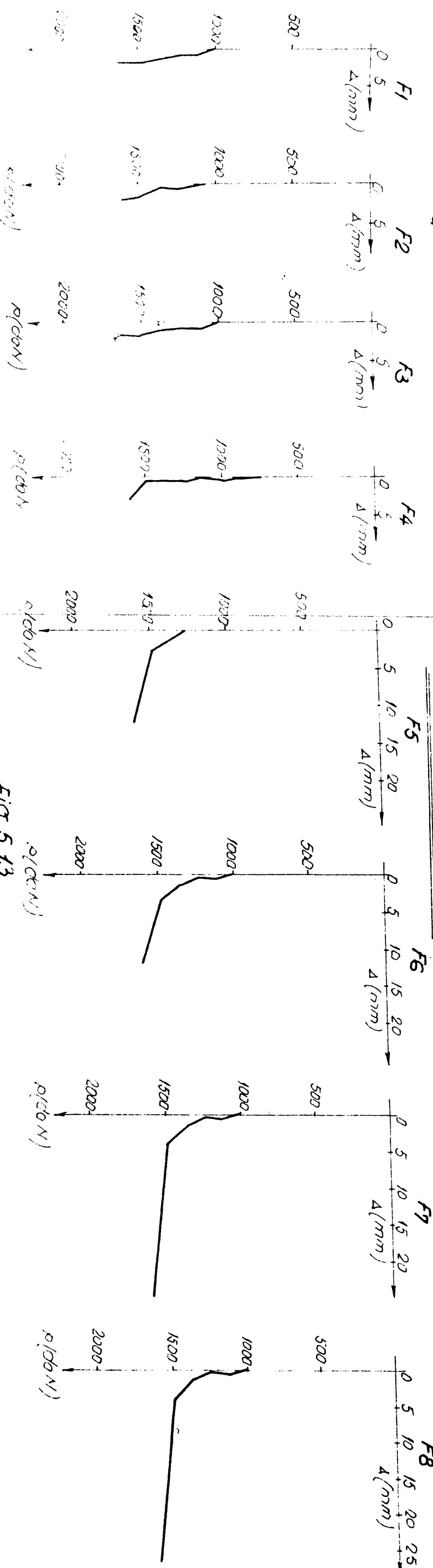
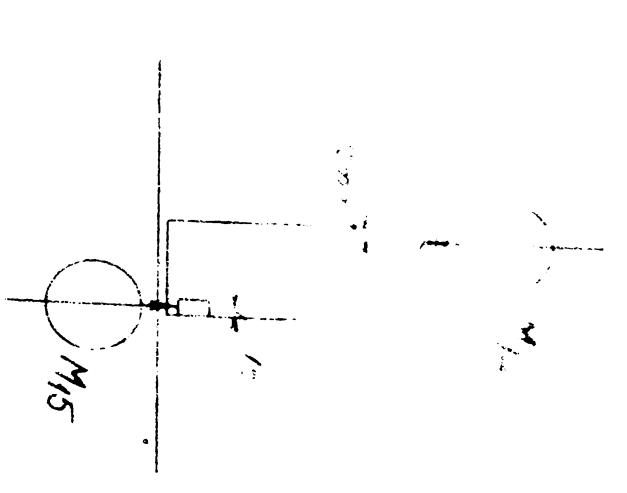
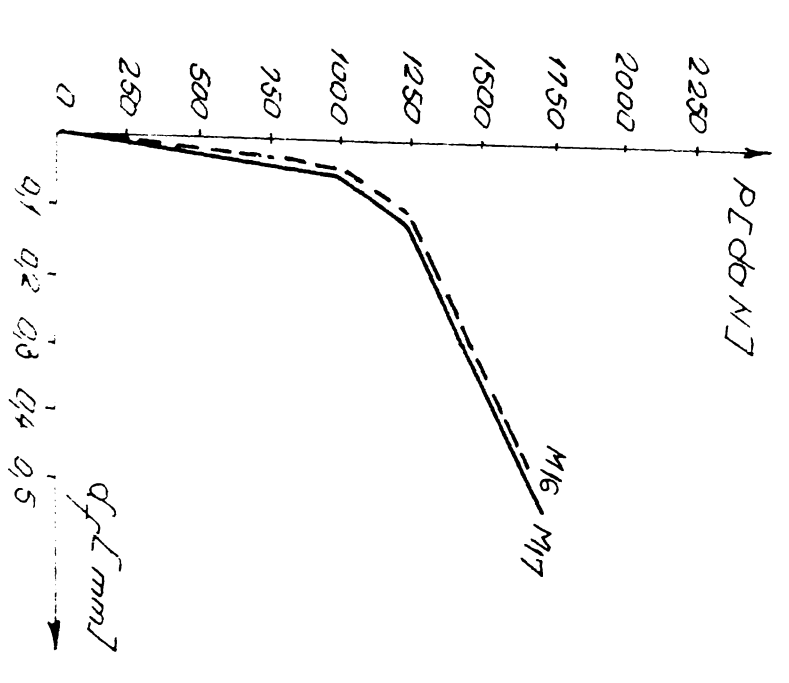
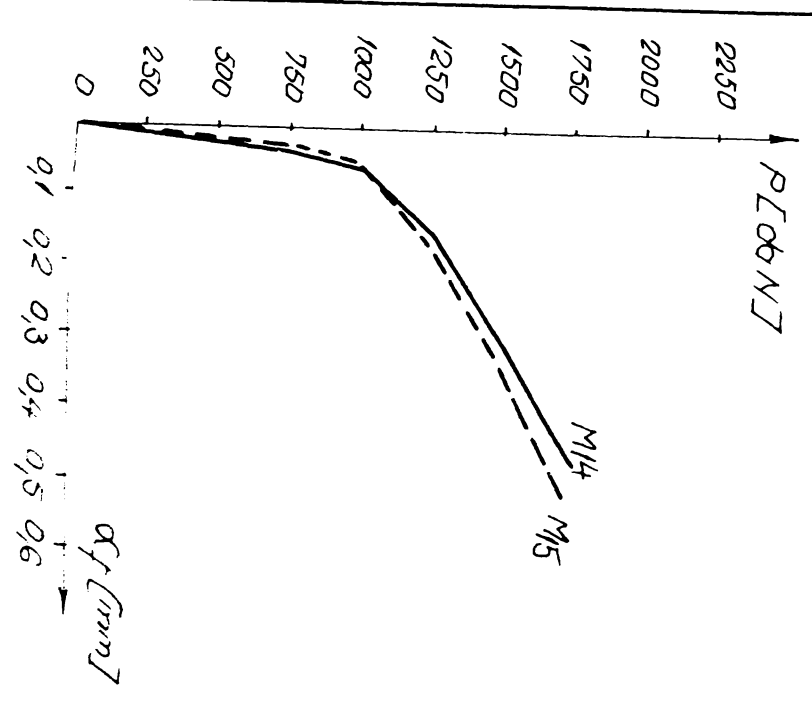


FIG. 5.13.

DIAFRAGMA DG2
Deschiderea fisurilor la diferite trepte de încărcare

DETALIUL A'



POZITIA MICROCOMPARATOARELOR

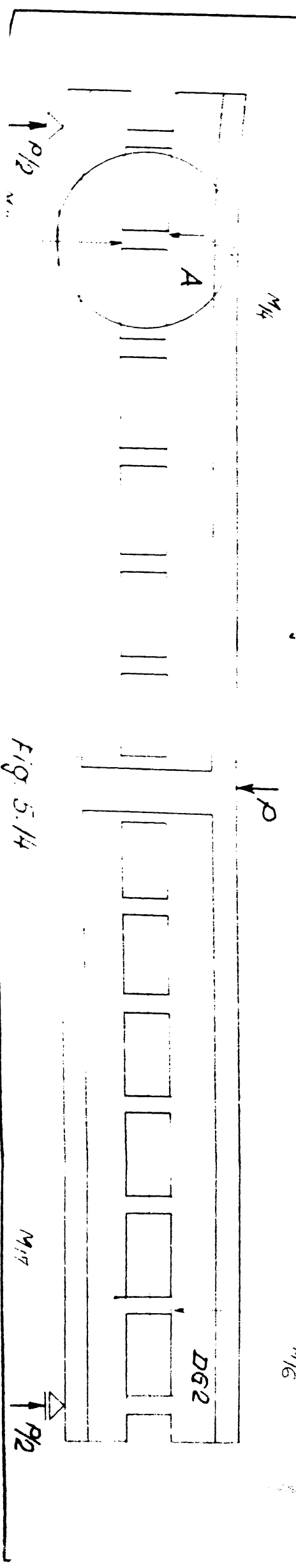


Fig. 5.14

DIAGRAMA 4.3 DISEÑO DE UNO A DISEÑO REPTA

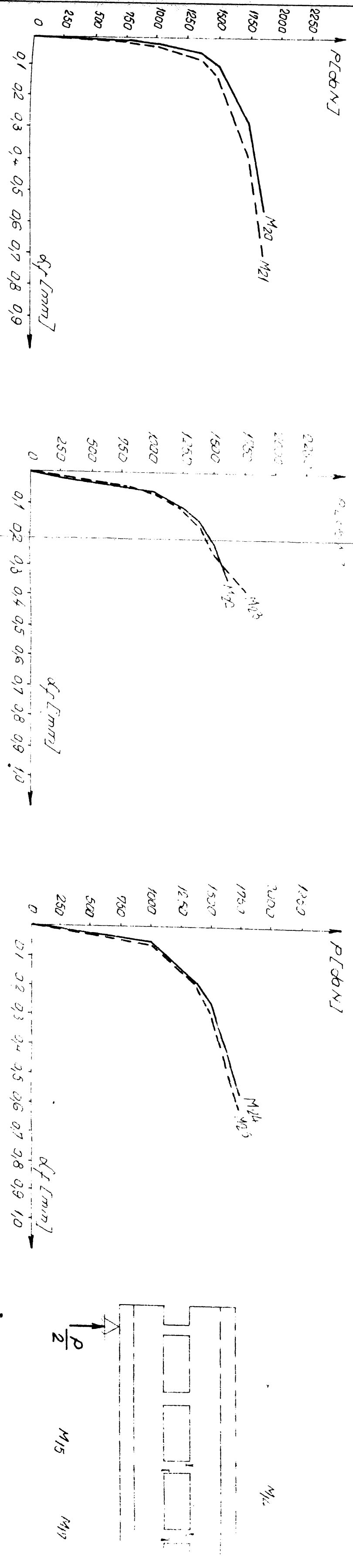
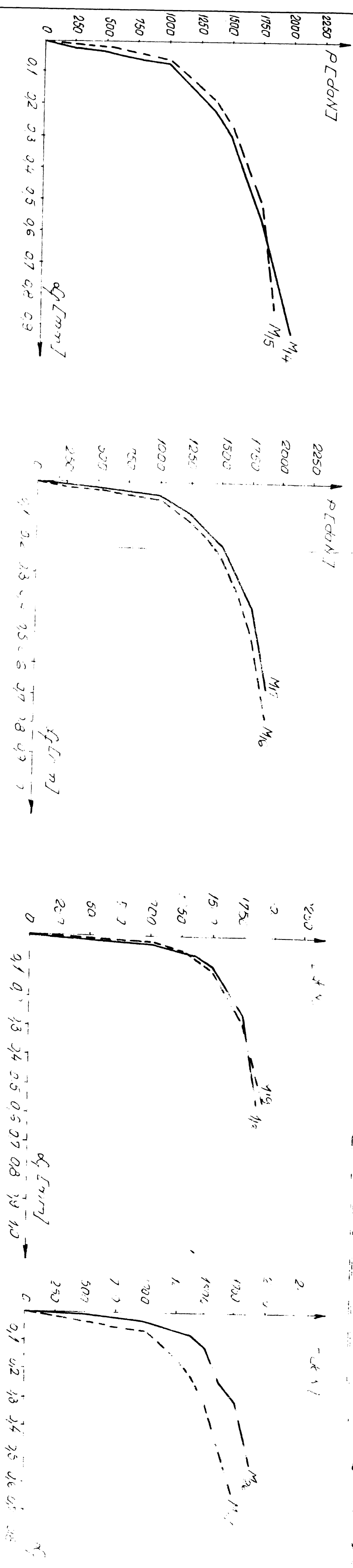


FIG 5.15.

NOIR CARE

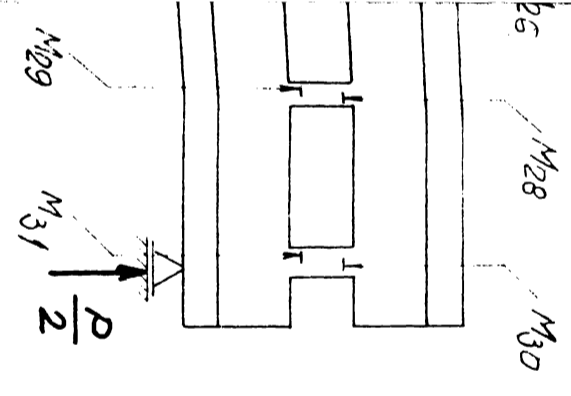
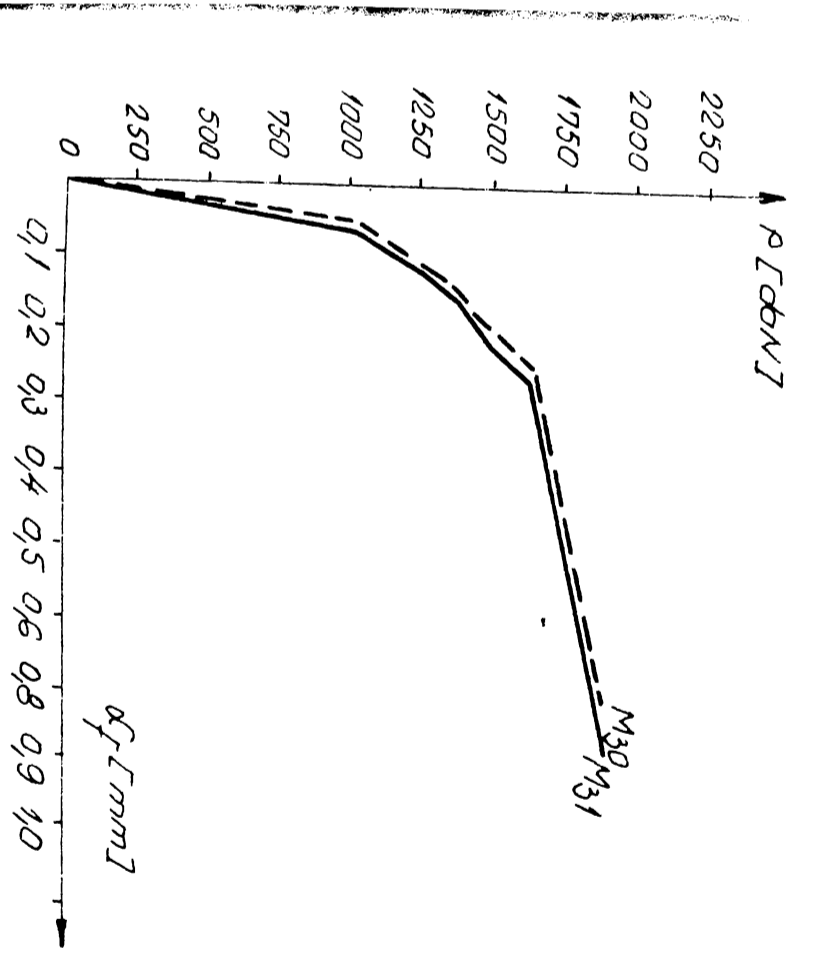
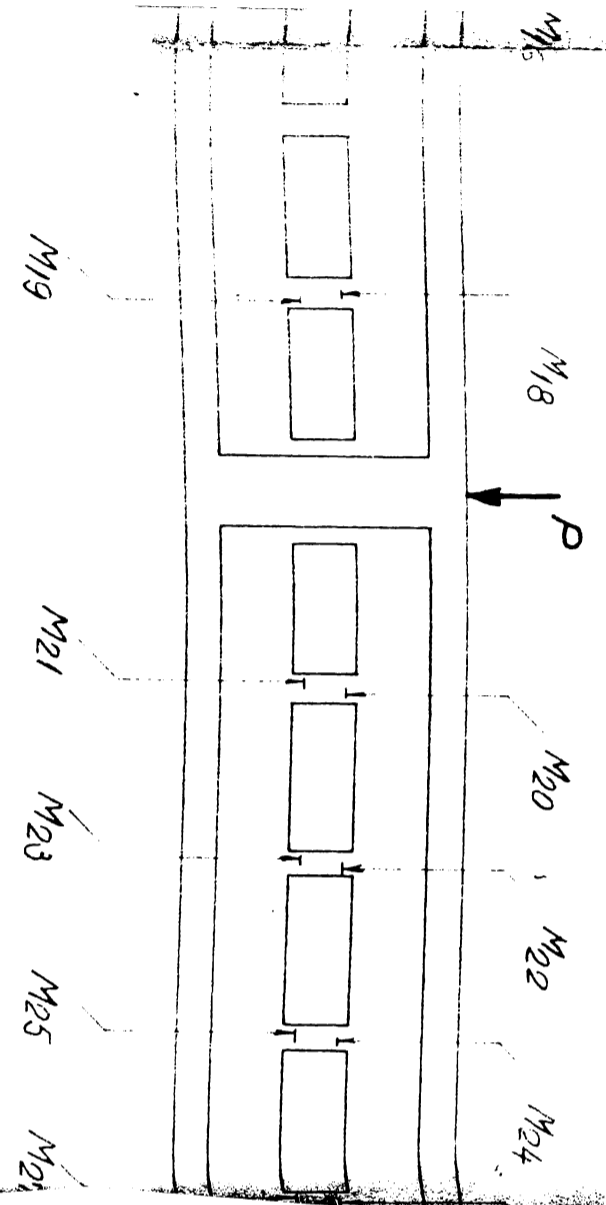
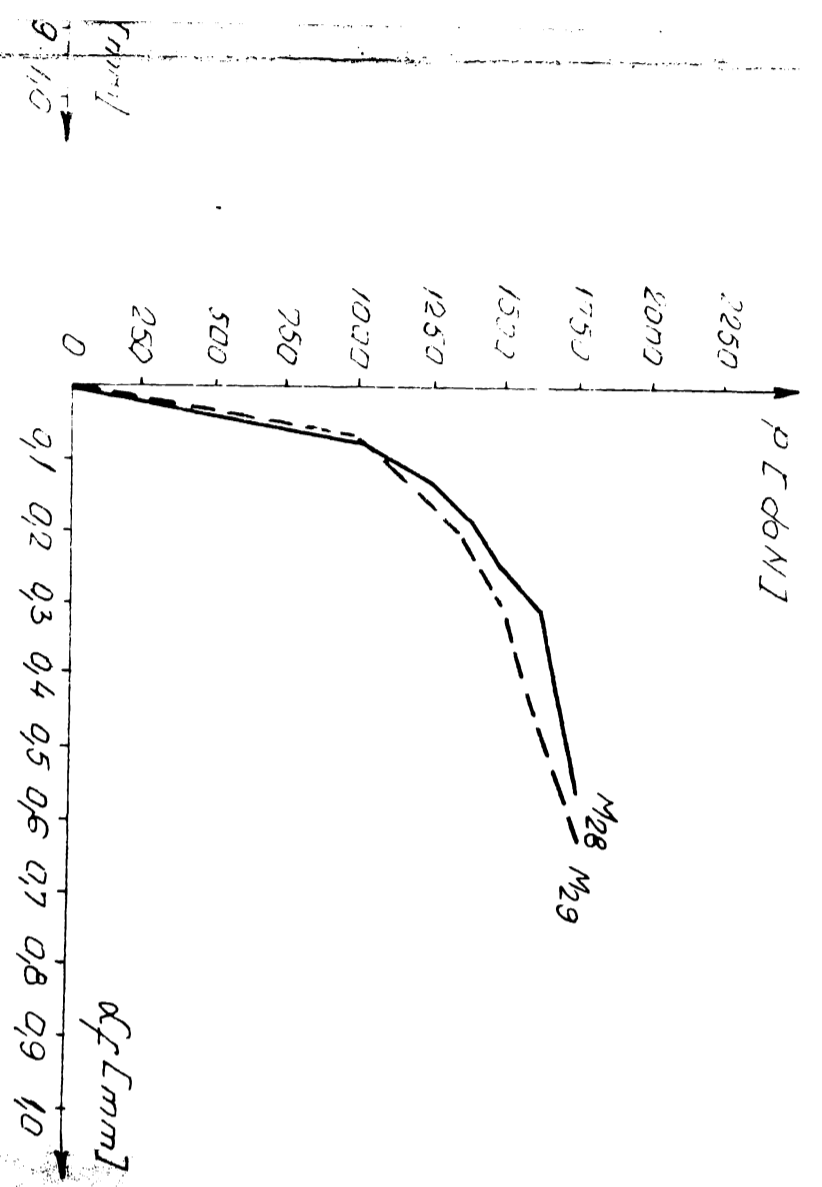


DIAGRAMA DG4, DESCHIDEREA FISURILOR LA DIFERITE FREȚE DE

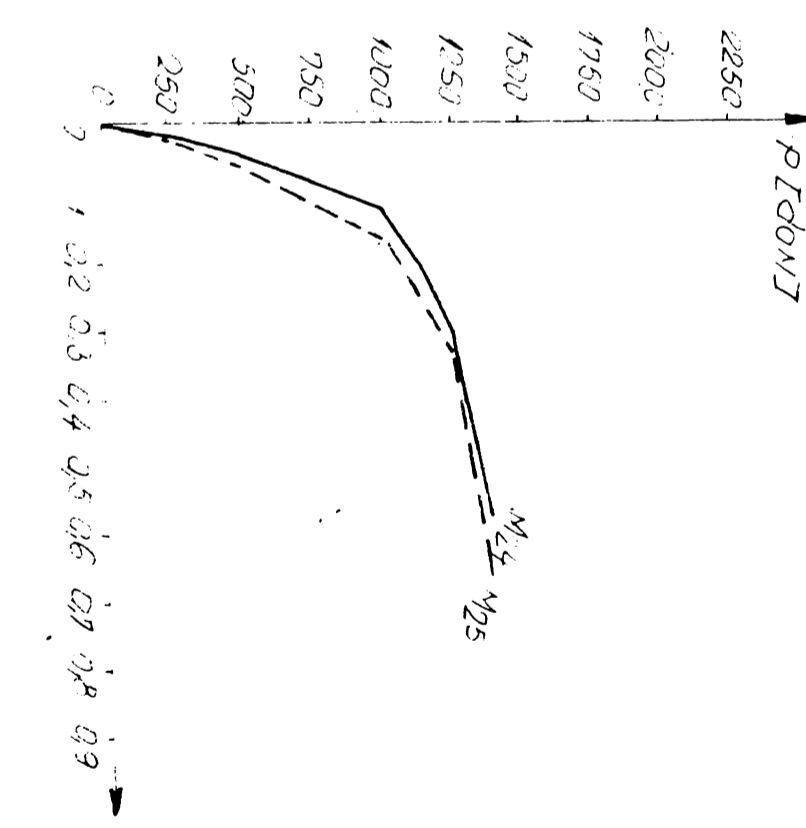
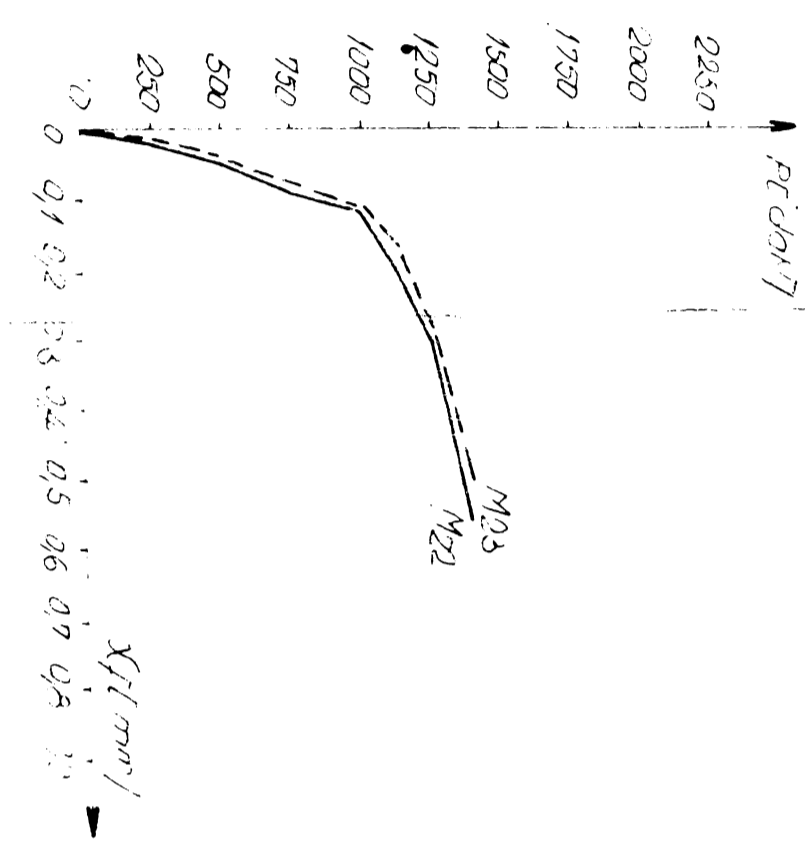
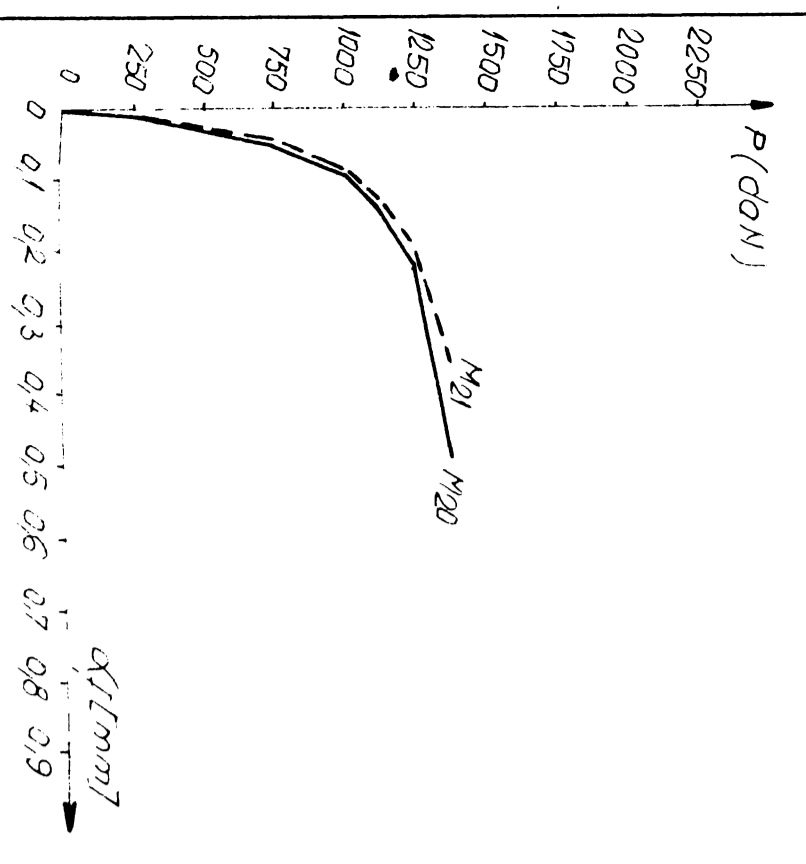
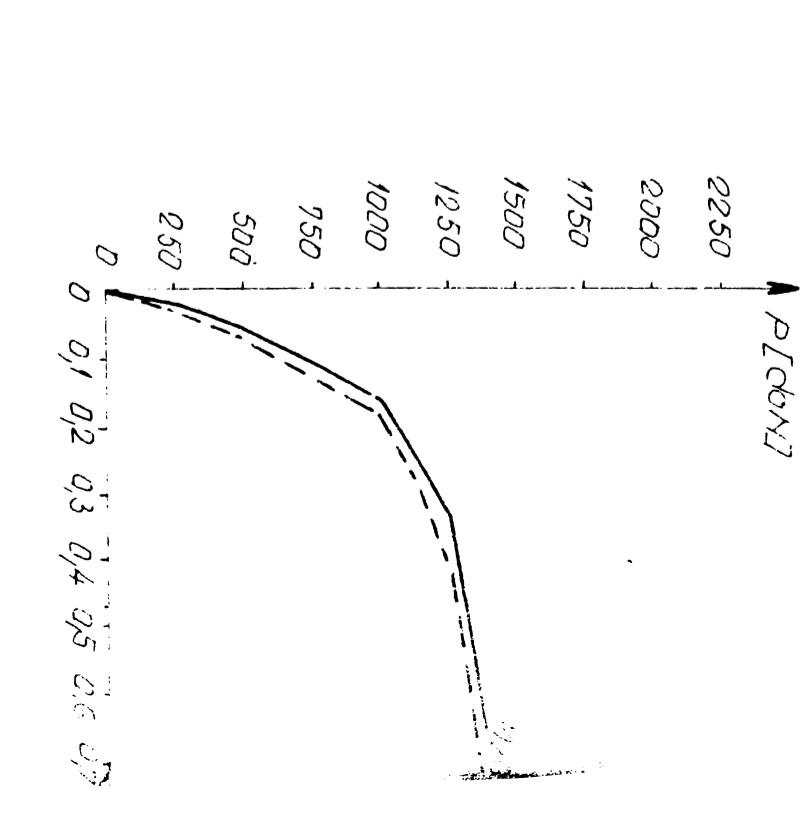
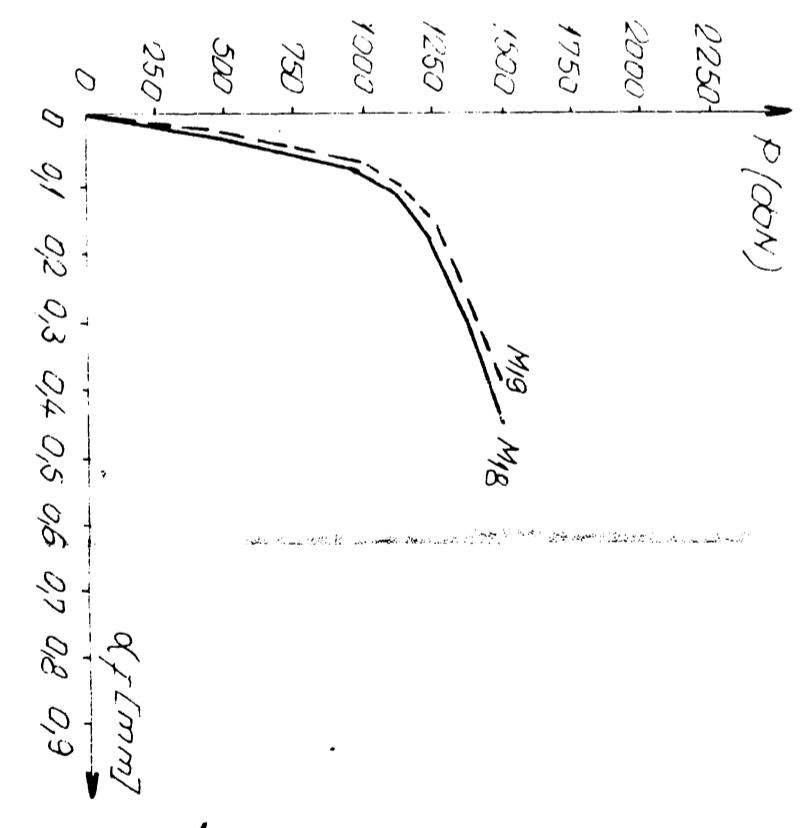
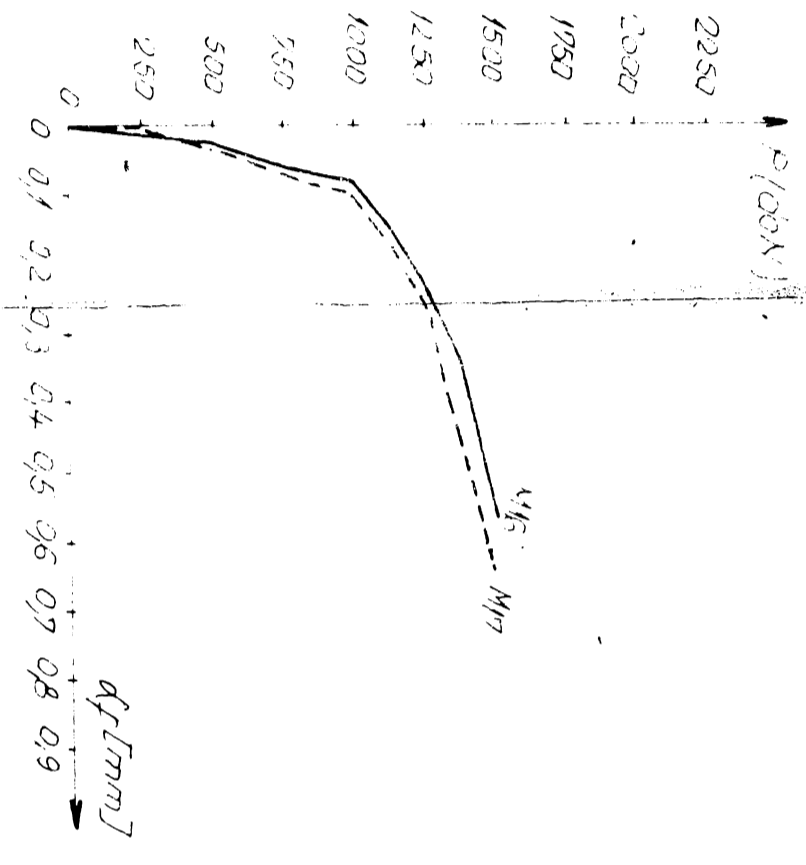
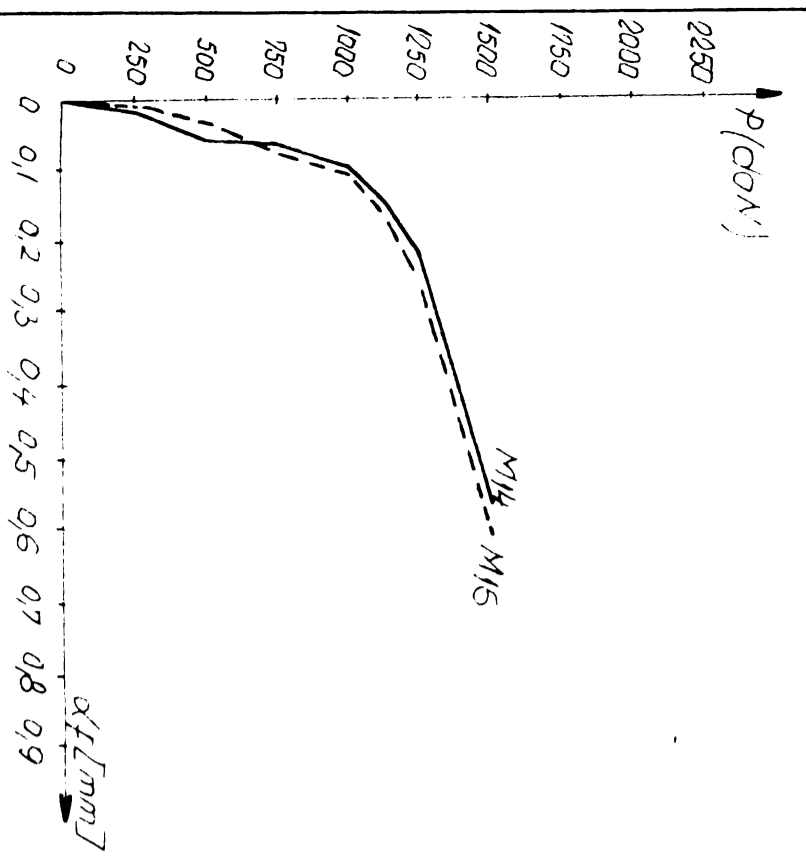
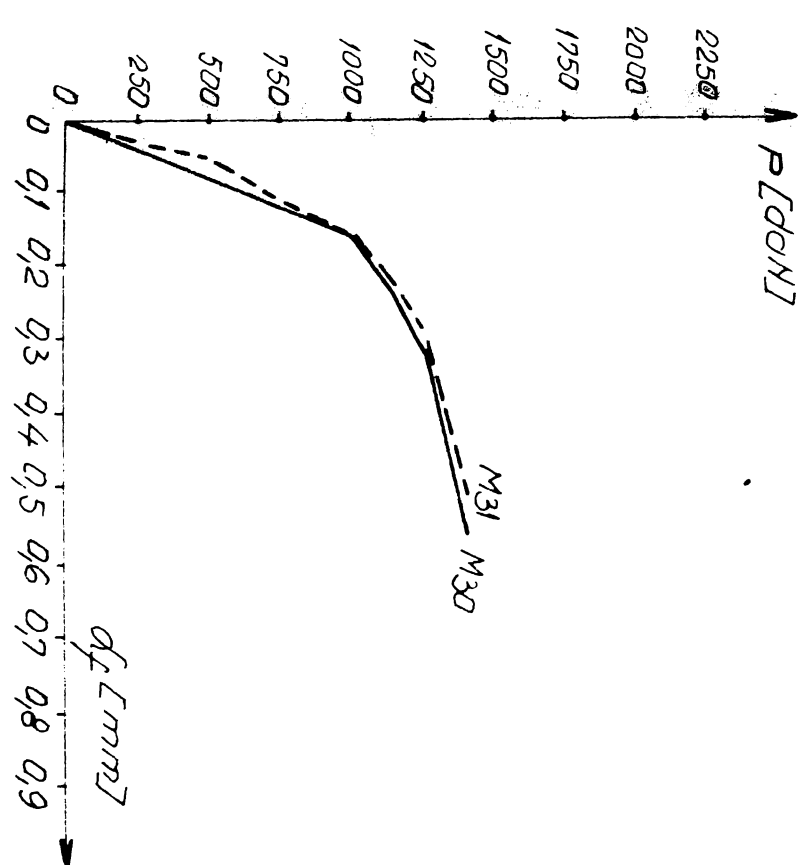
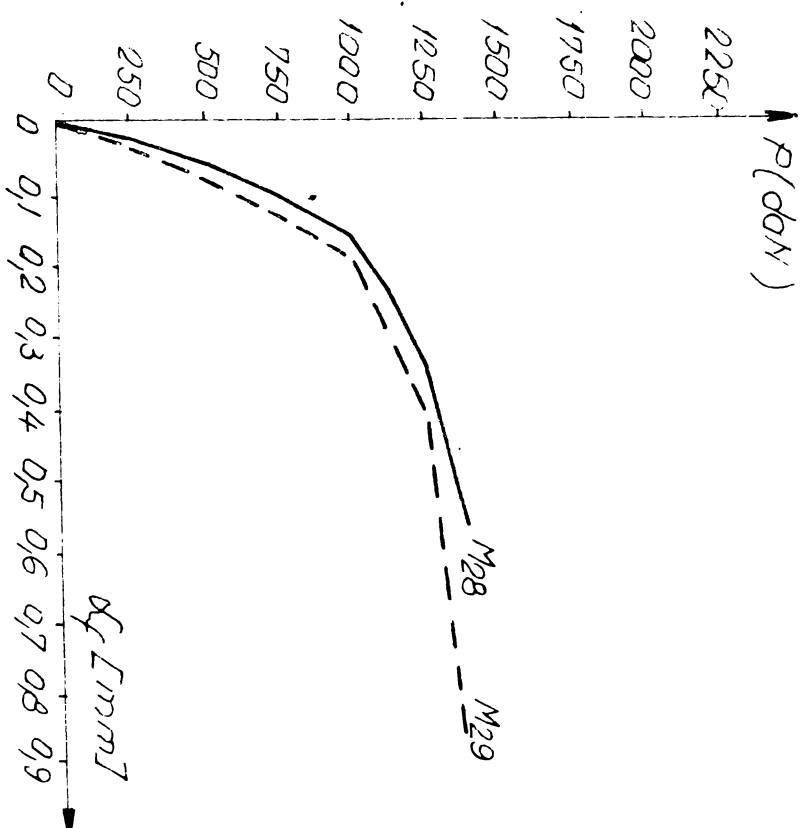


Fig. 5.16



174
 Scarițe microcomparatoare pentru măsurarea descrierii fisurilor sint
 etice cu cele de lo diafragma DG3.

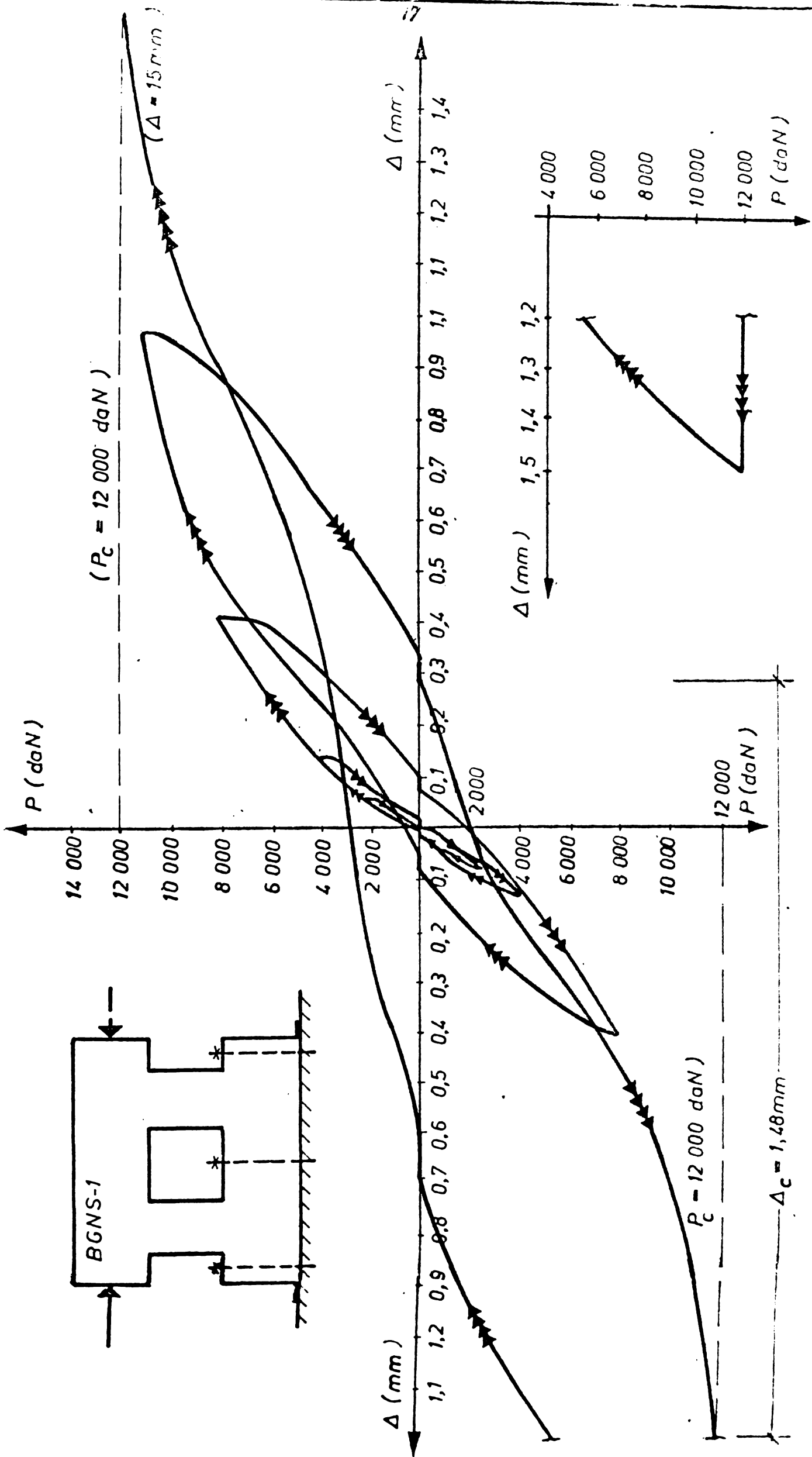


FIG. 5.17 RELATIA FORTA - DEPLASARE RELATIVA BUIANDRUG BGNS-1

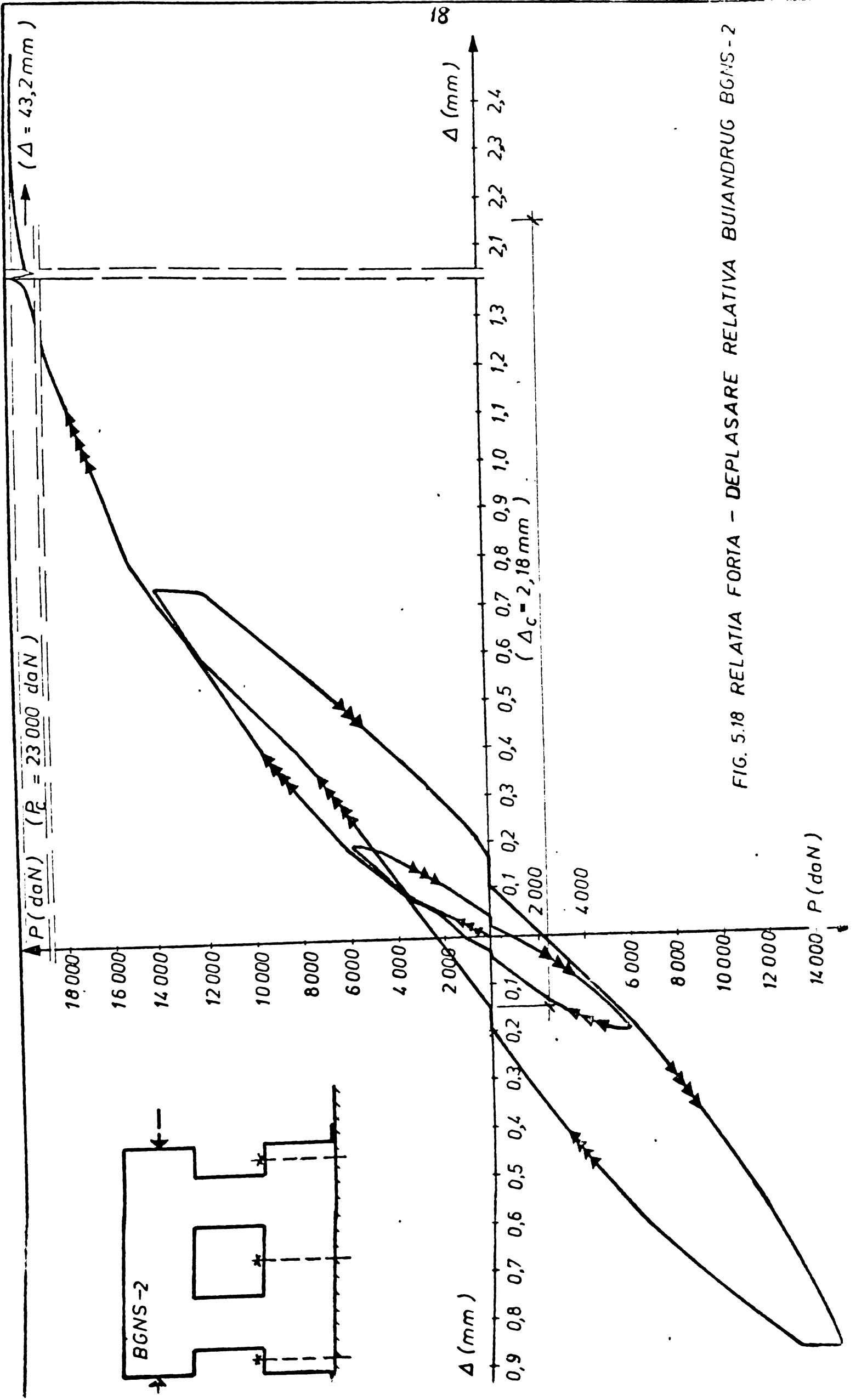


FIG. 5.18 RELATIA FORIA - DEPLASARE RELATIVA BUIANDRUG BGNS-2

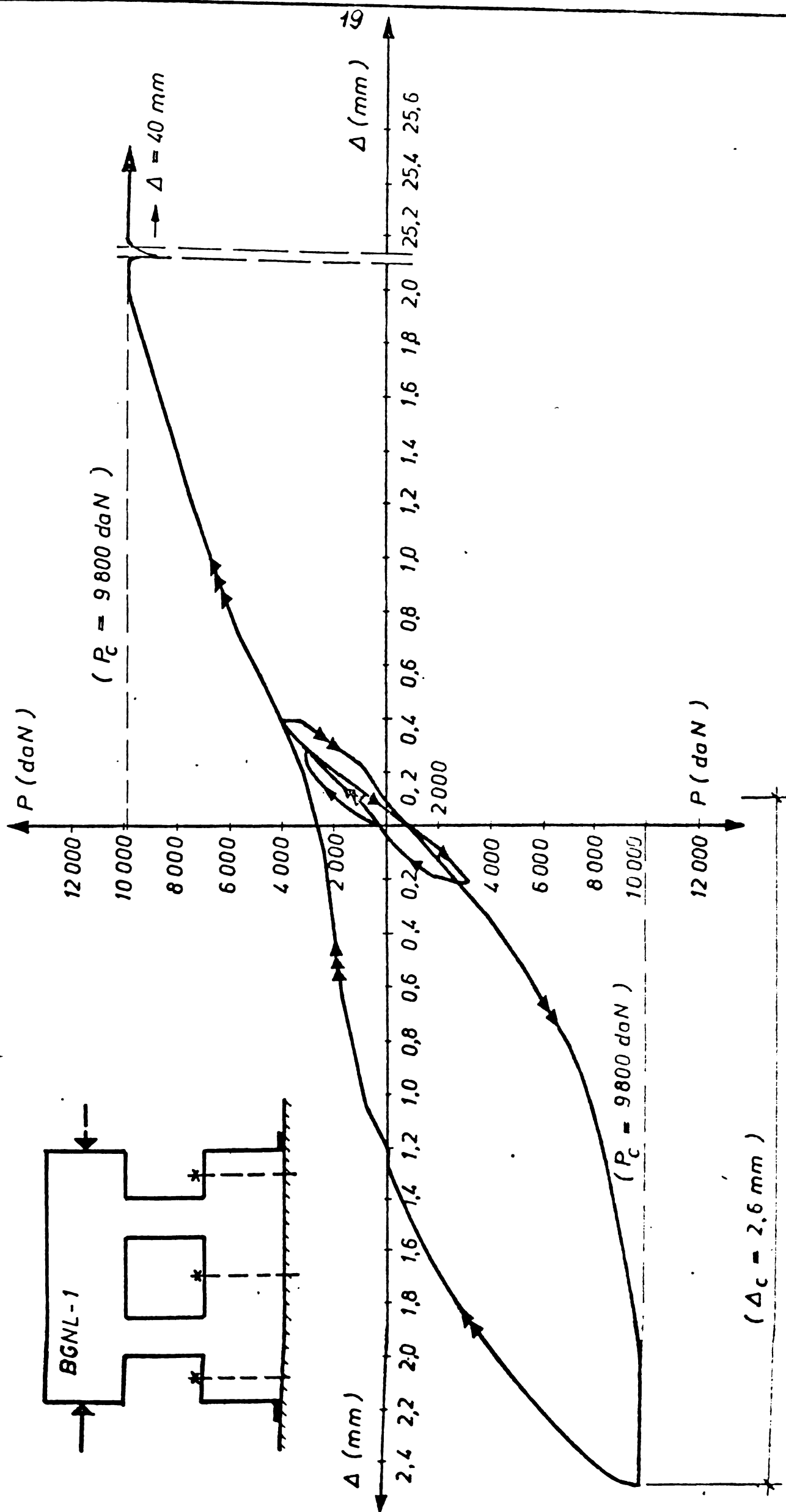


FIG. 519 RELATIA FORTA - DEPLASARE RELATIVA BUIANDRUG BGNL-1

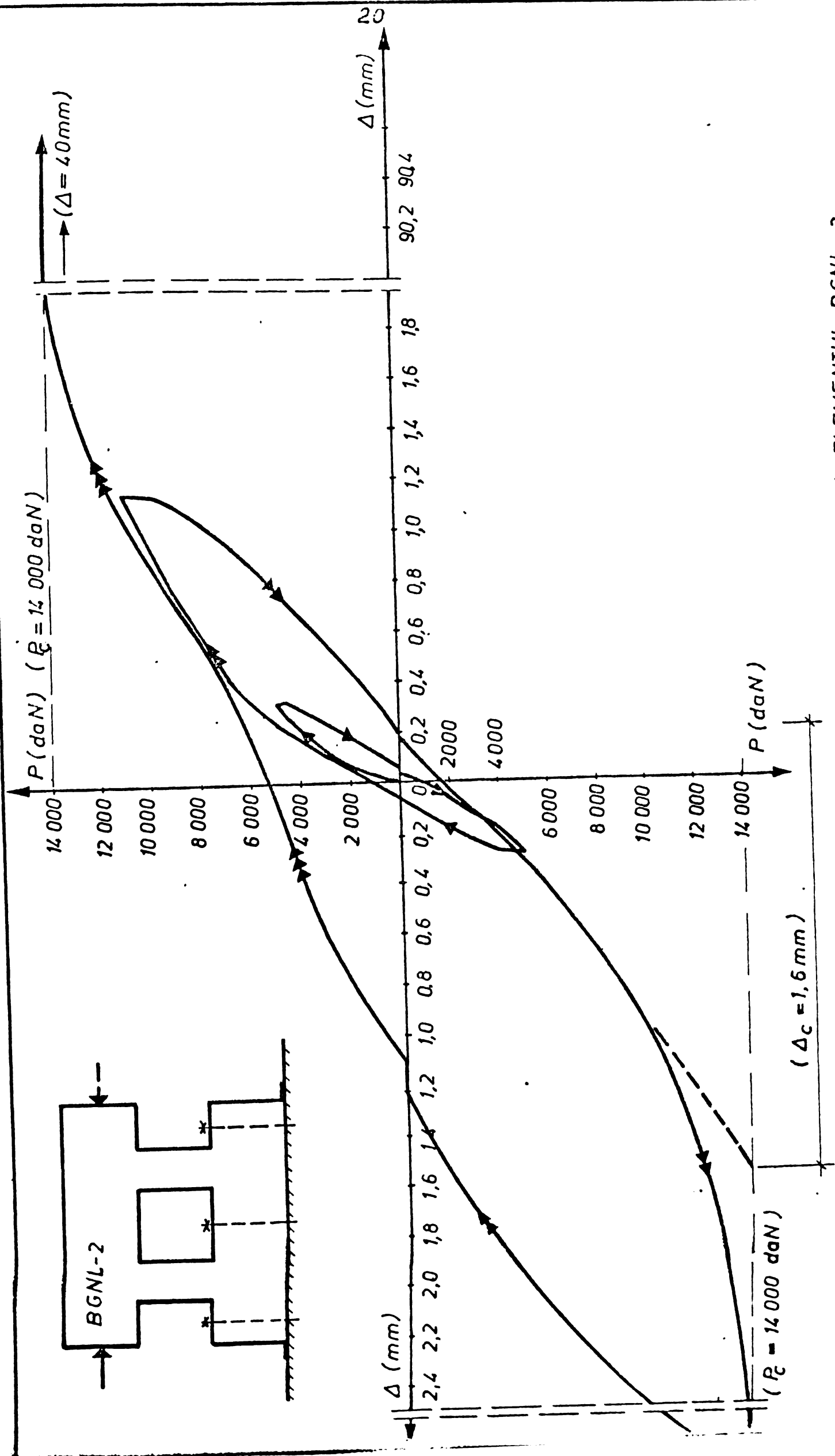
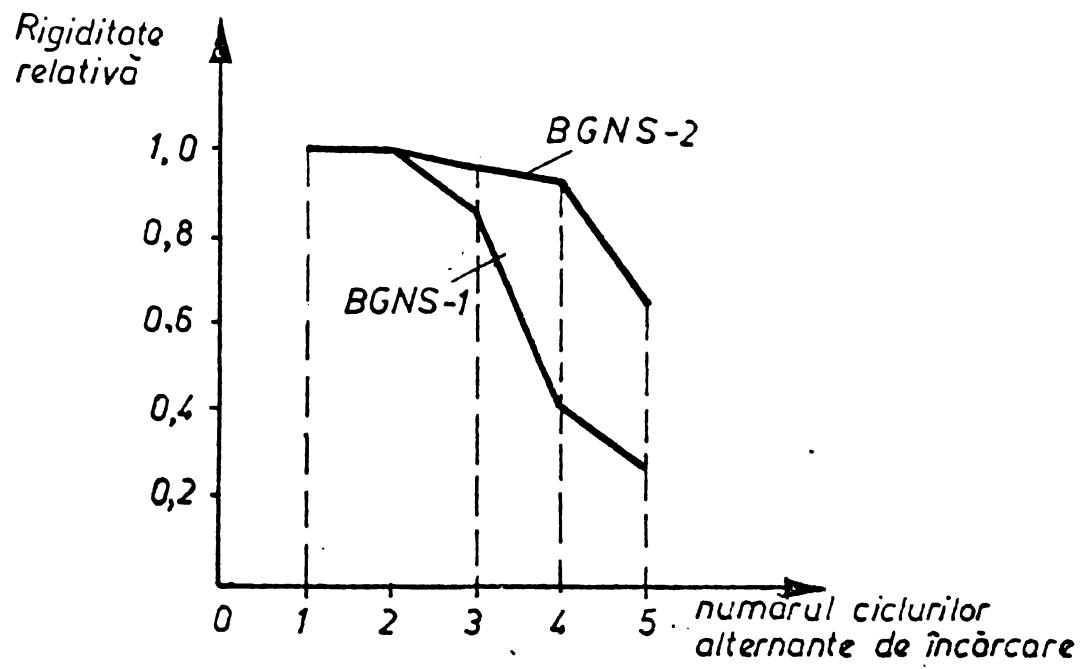
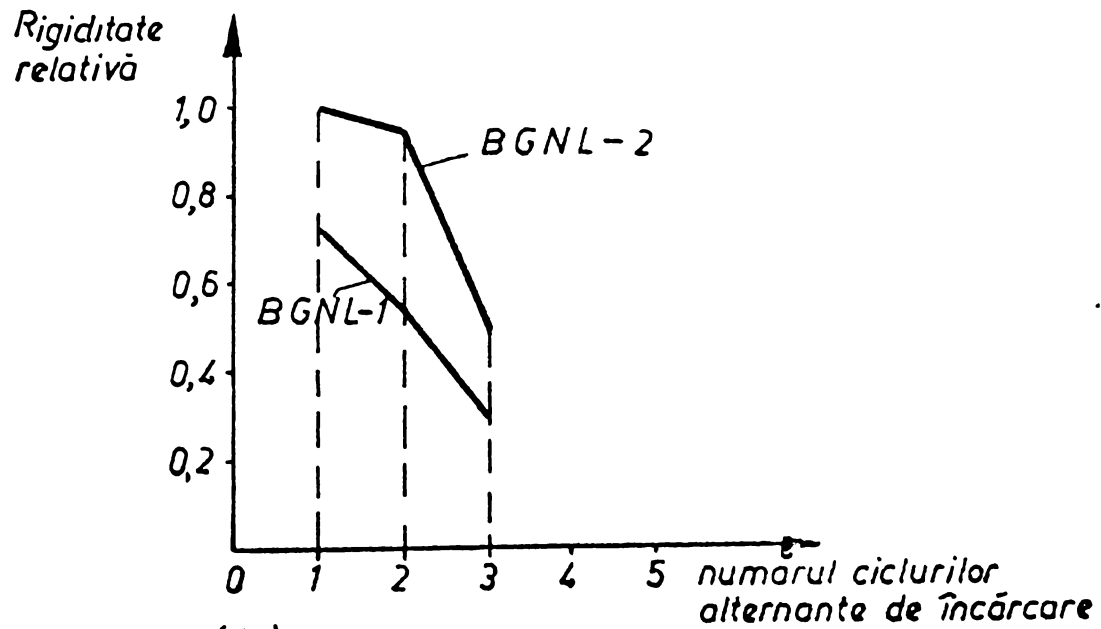


FIG. 5.20 RELATIA FORȚA - DEPLASARE RELATIVĂ LA ELEMENTUL BGNL-2



(a)



(b)

FIG. 5.21 PIERDEREA RIGIDITATII BUIANDRUGILOR SUB INCARCARI ALTERNANTE

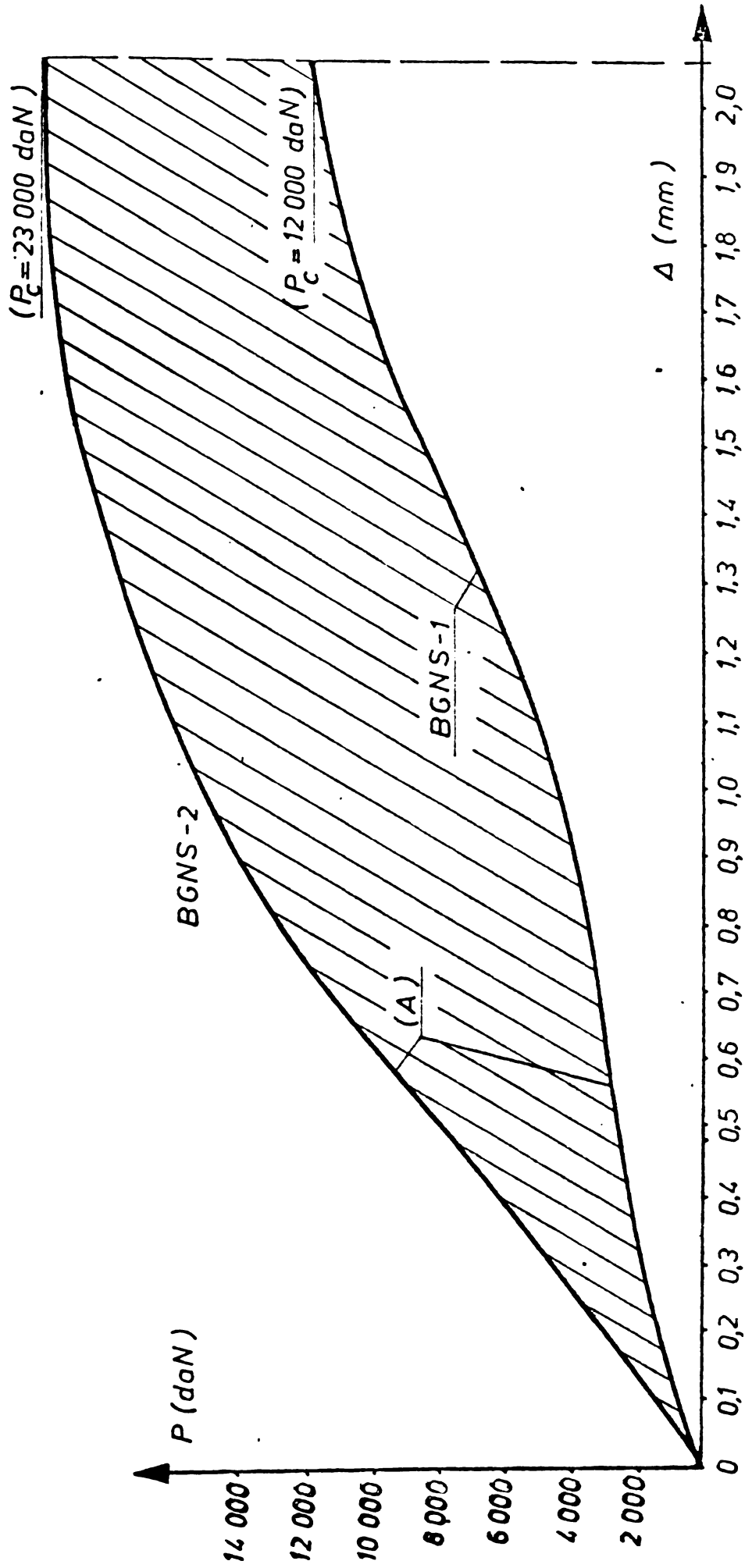


FIG. 5.22 CAPACITATEA DE ABSORBȚIE DE ENERGIE A ELEMENTELOR BGNS-1 ȘI BGNS-2

(A) ULTIMUL CICLU FORTA - DEPLASARE RELATIVĂ A ELEMENTELOR BGNS-1 ȘI BGNS-2

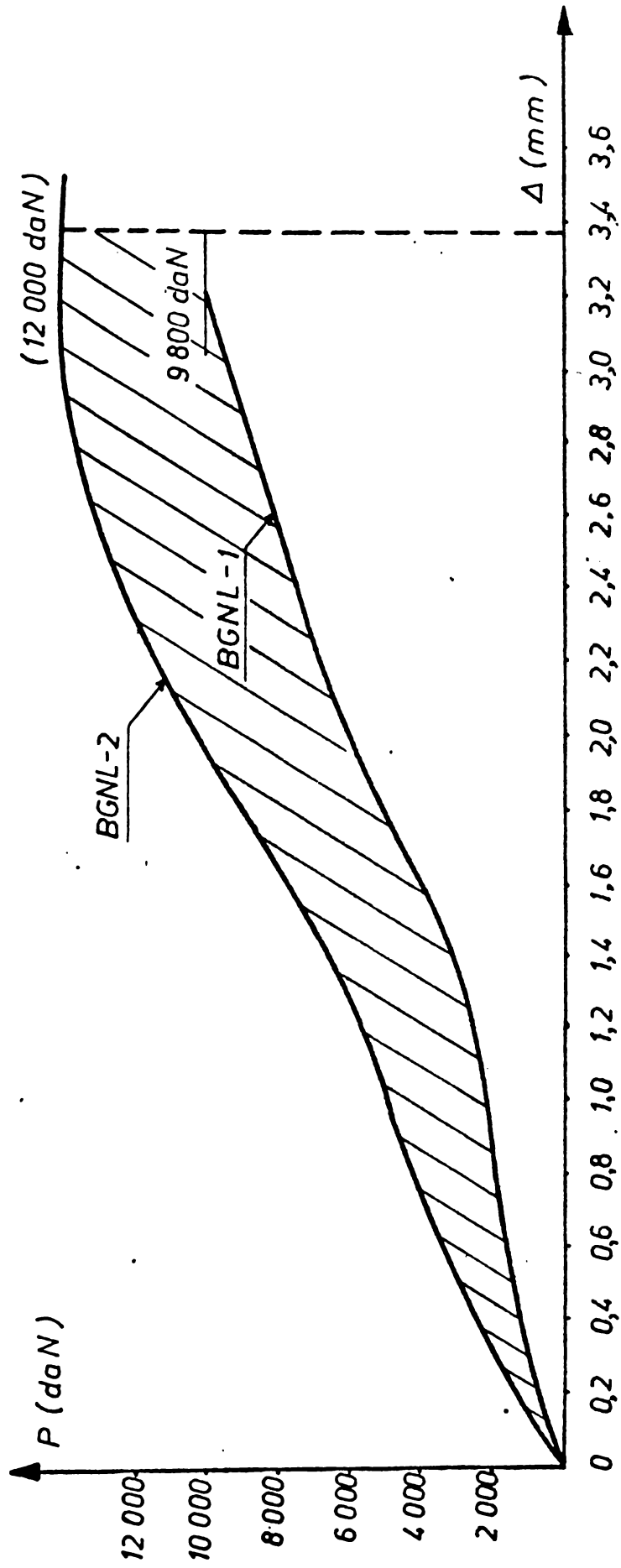


FIG. 5.23 CAPACITATEA DE ABSORBȚIE DE ENERGIE A ELEMENTELOR
BGNL-1 ; BGNL-2

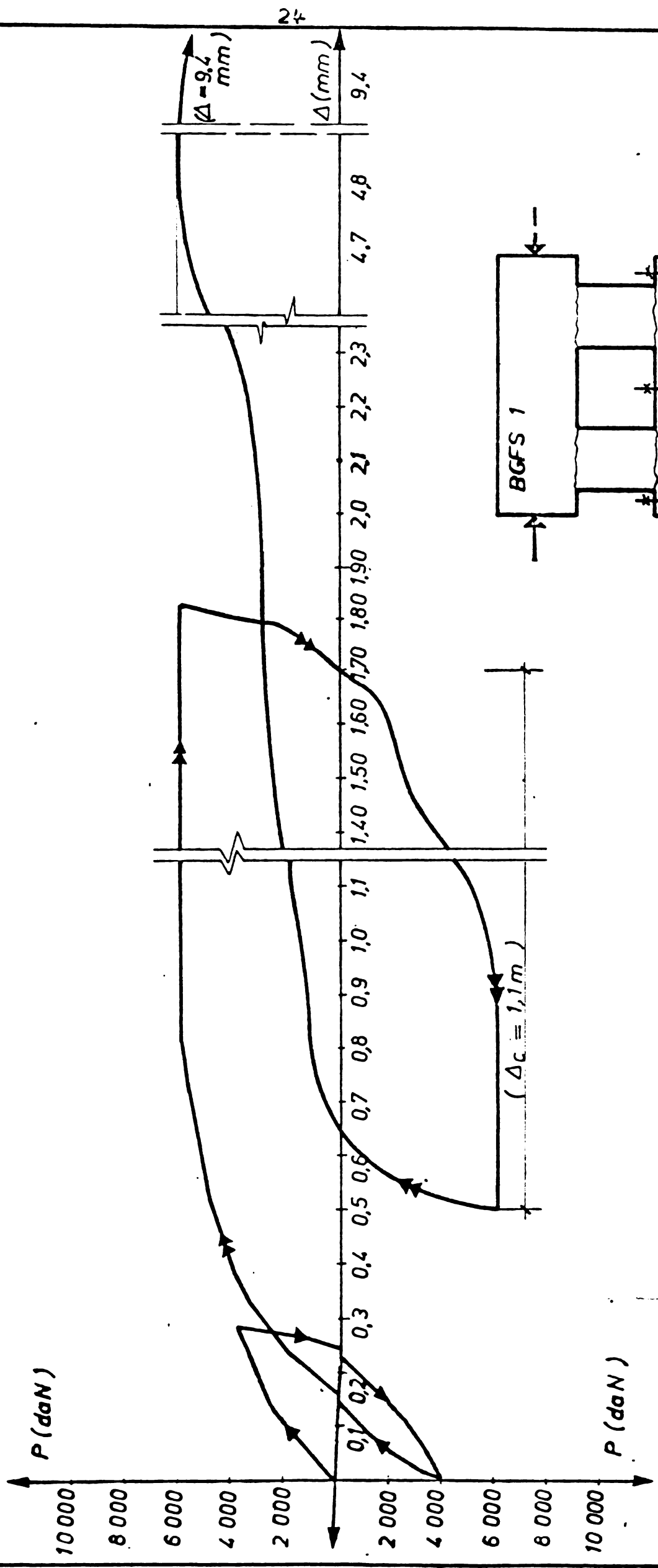


FIG. 5.24 RELATIA FORTA - DEPLASARE RELATIA BUIANDRUG BGFS-1

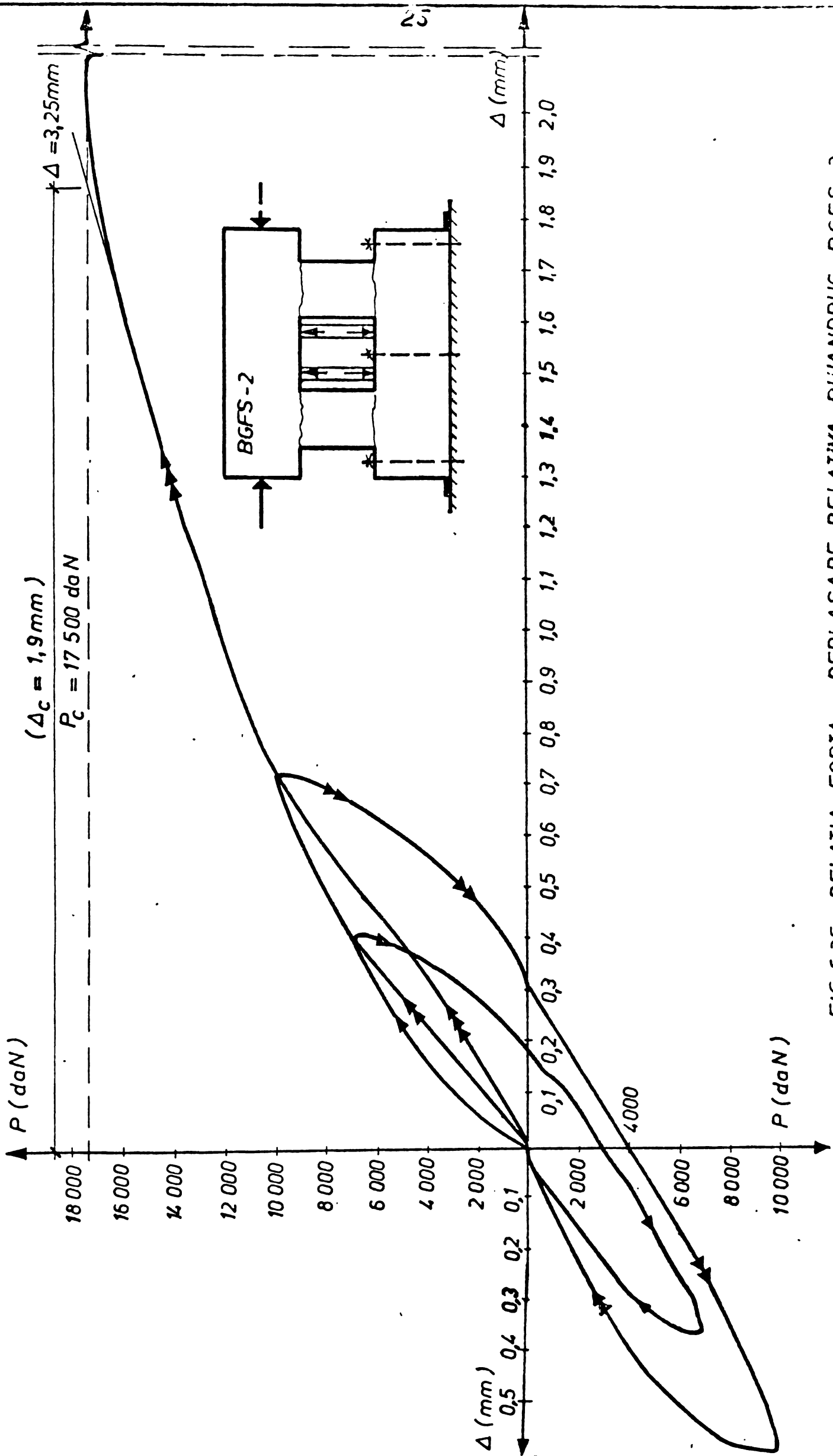


FIG. 5.25 RELATIA FORTA - DEPLASARE RELATIVA BUIANDRUG BGFS-2

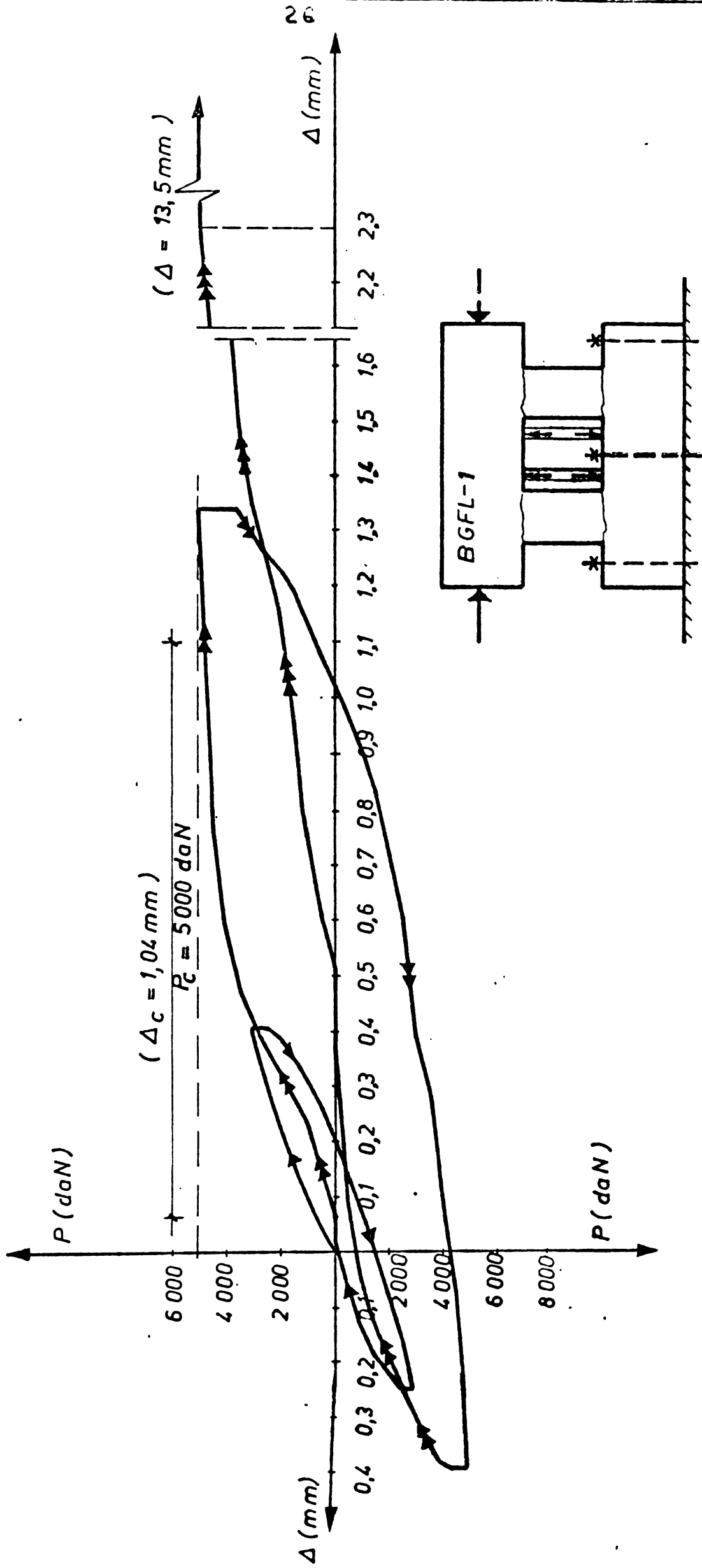


FIG. 5.26 RELATIA FORTA - DEPLASARE RELATIVA BUIANDRUG BGFL-1

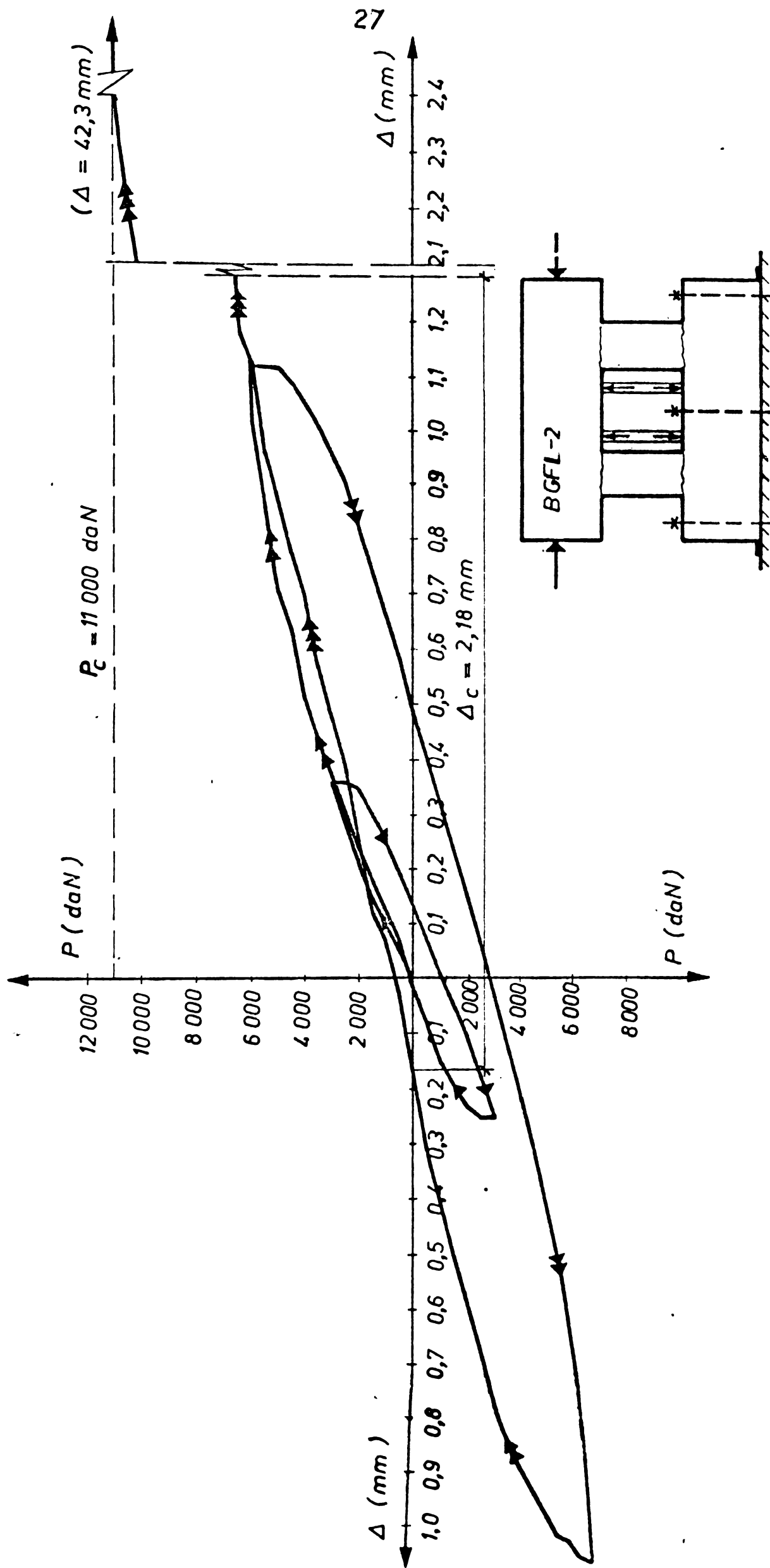


FIG. 5.27 RELATIA FORTA - DEPLASARE RELATIVA BUIANDRUG BGFL-2

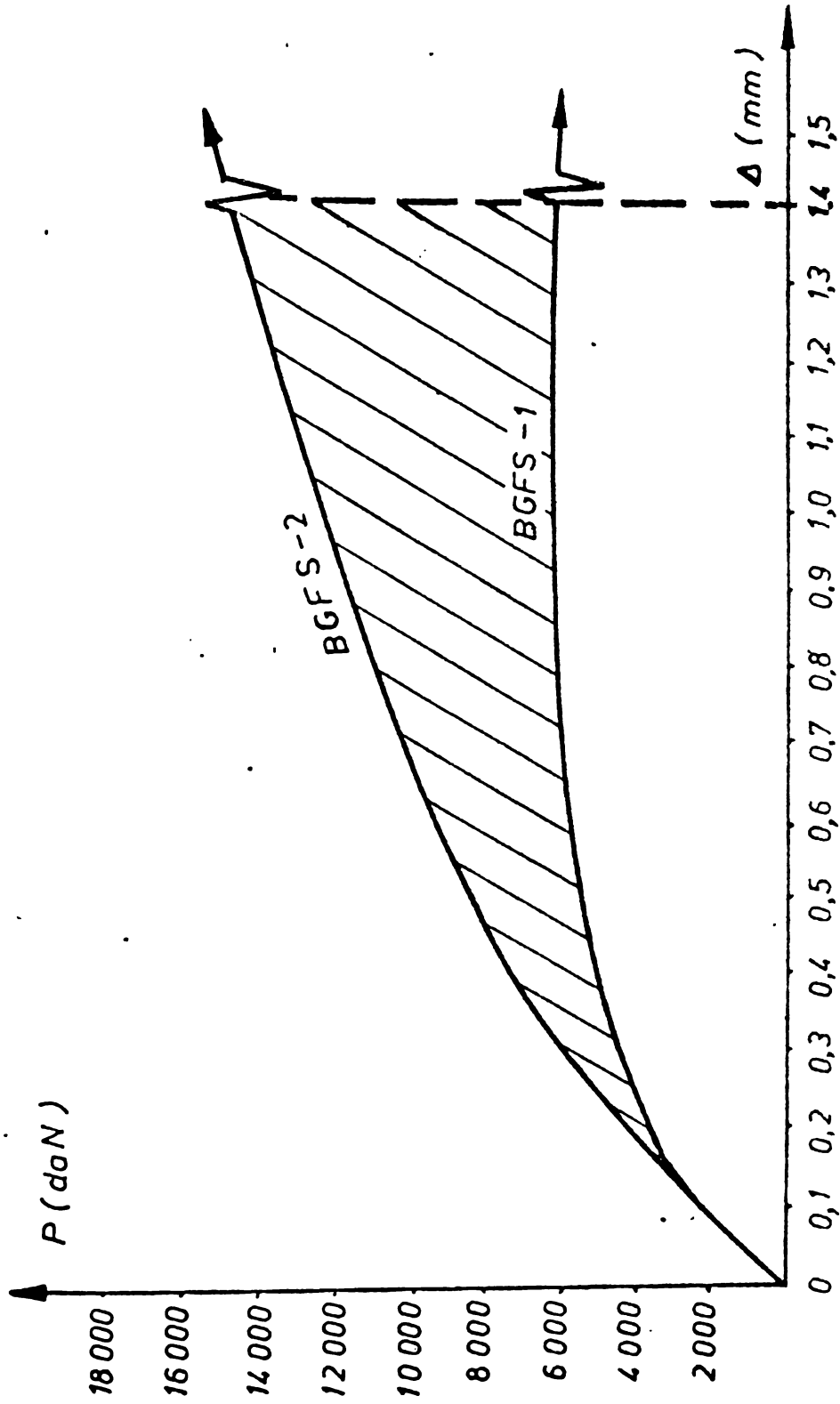


FIG. 5.28 CAPACITATEA DE ABSORBȚIE DE ENERGIE A ELEMENTELOR BGFS-1 SI BGFS-2

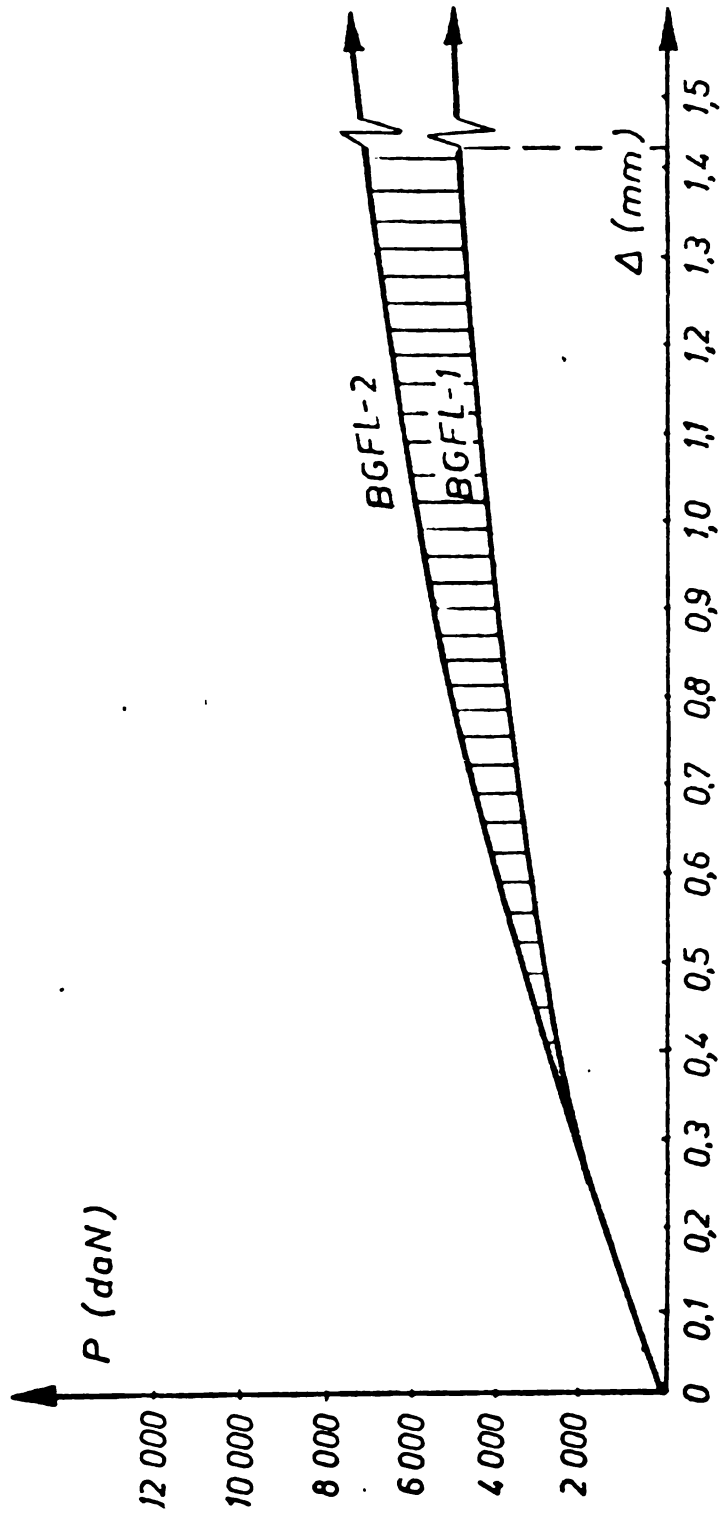
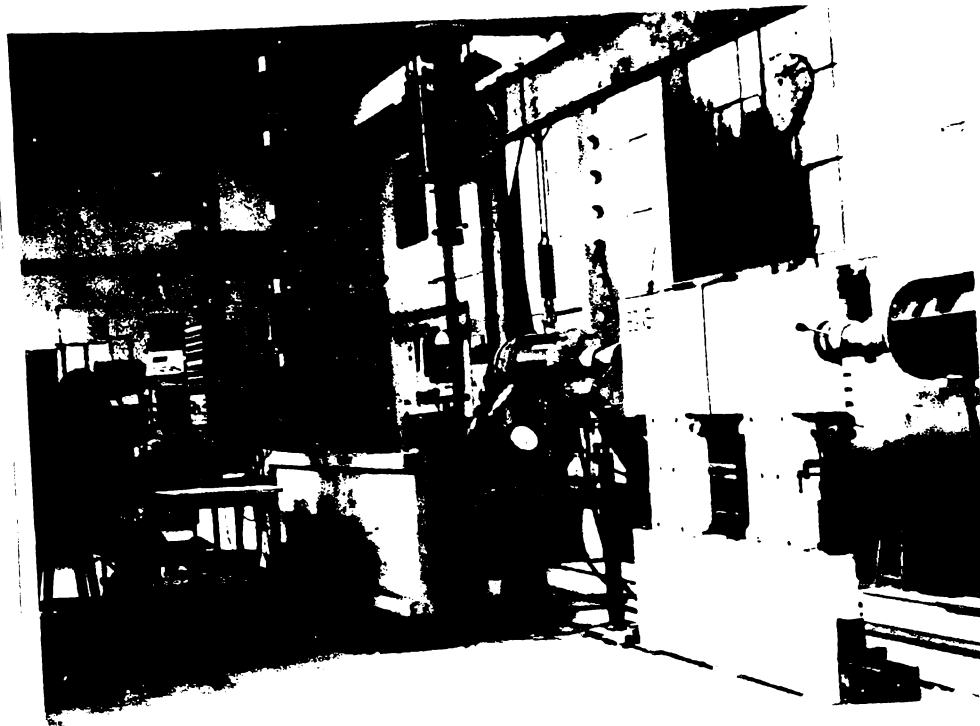
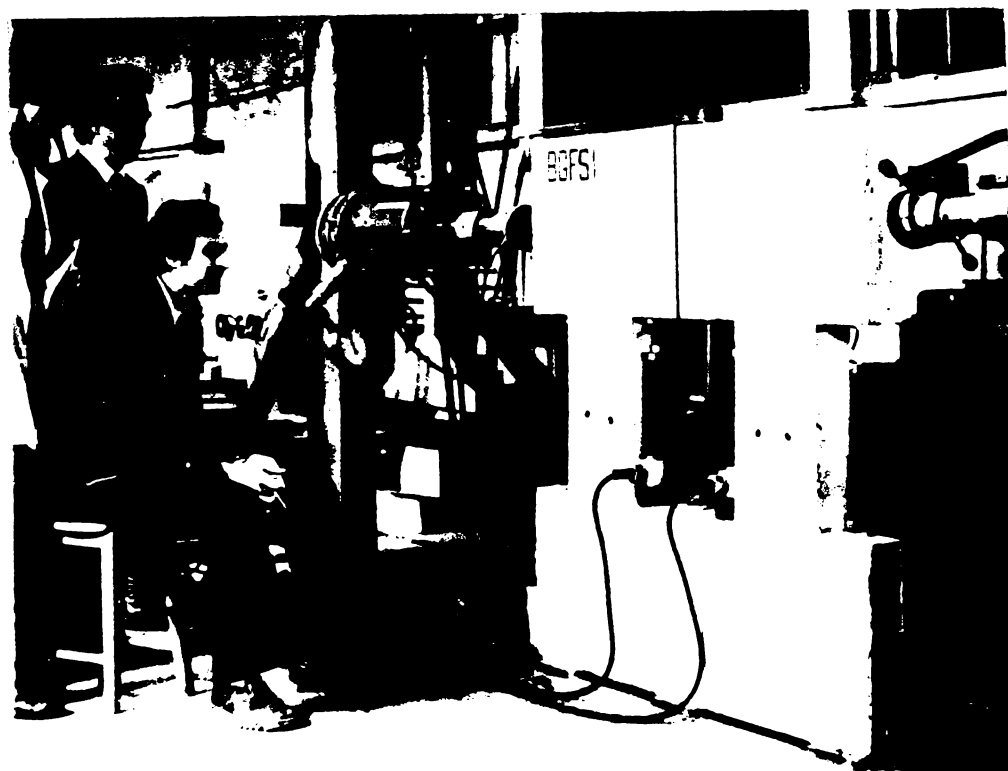


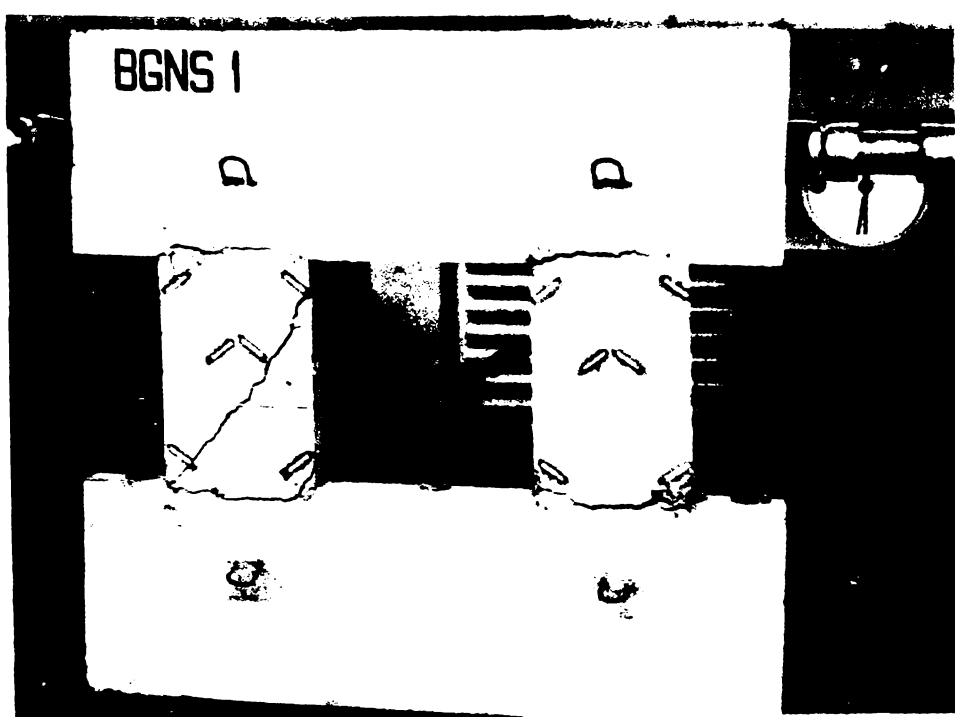
FIG. 5.29 CAPACITATEA DE ABSORBȚIE DE ENERGIE A ELEMENTELOR
BGFL-1 ; BGFL-2



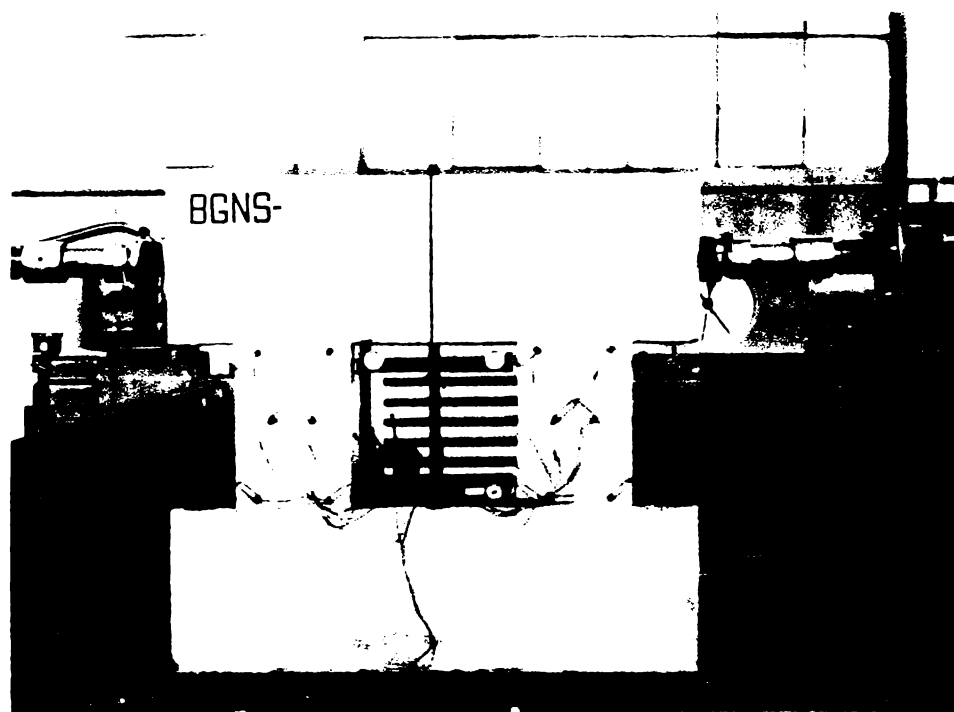
Ansamblul încercării elementelor cu buiașuși nefixuși.



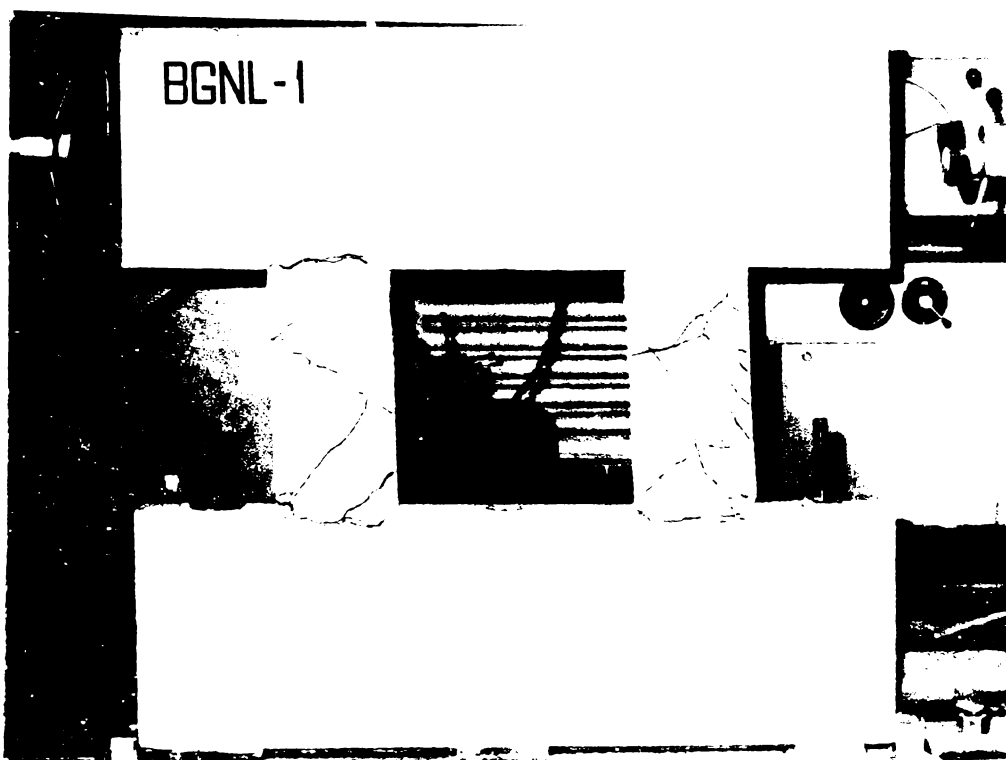
Ansamblul încercării elementelor cu buiașuși prefisurați din contracția împiedicată.



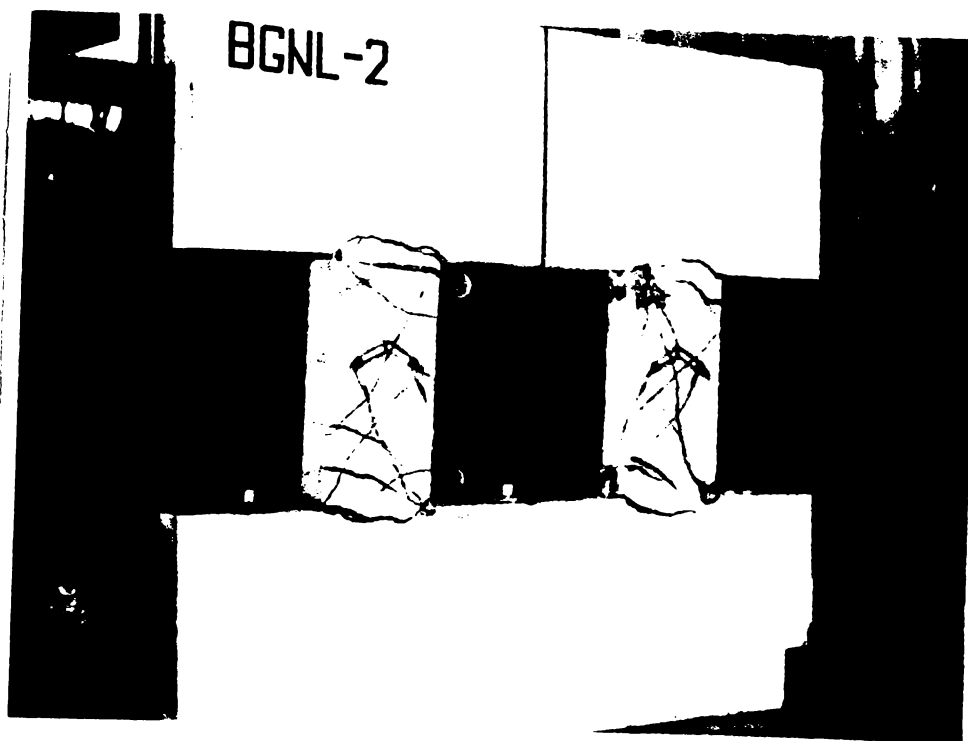
Aspect de rupere a elementului cu buindă și scurți
 nefisurați cu armătură longitudinală și etrieri (BGNS I).



Schemă de încercare a elementului cu bui și scurți
 nefisurați cu armătură în diagonală (BGNS-).



Aspect de rupere al elementului cu
reflexia cu crăpătură în diagonală.



Aspect de rupere al elementului cu crăpătură
reflexia cu crăpătură în diagonală.

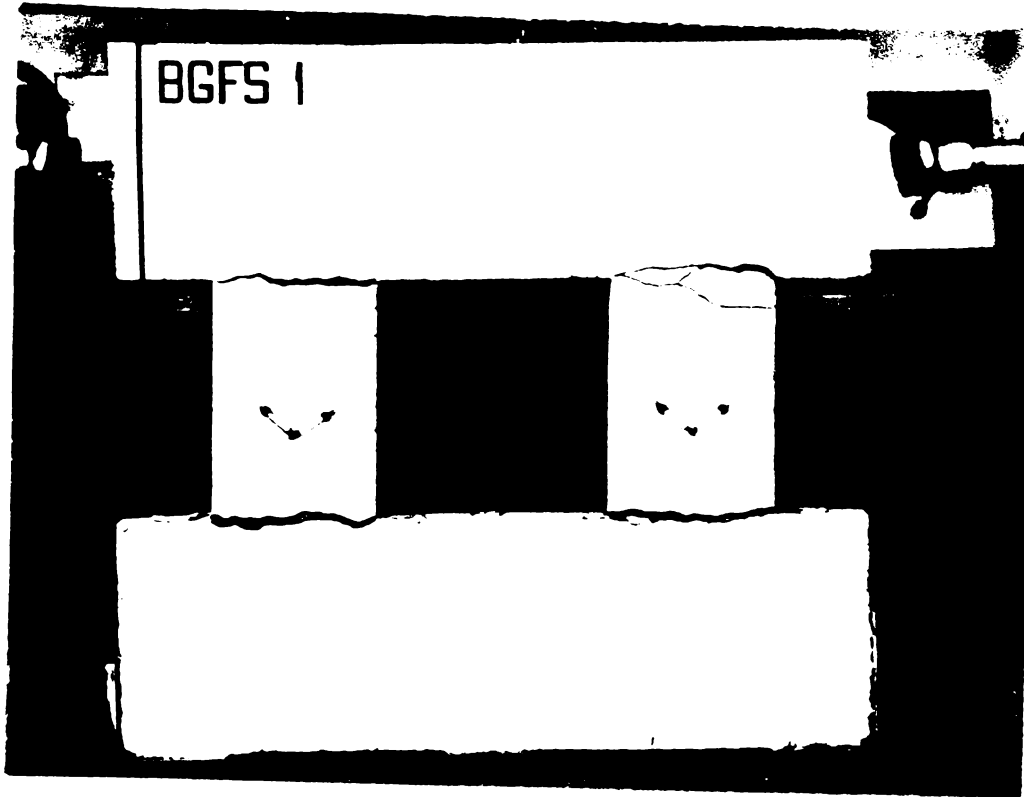


Figure 1
Control Panel

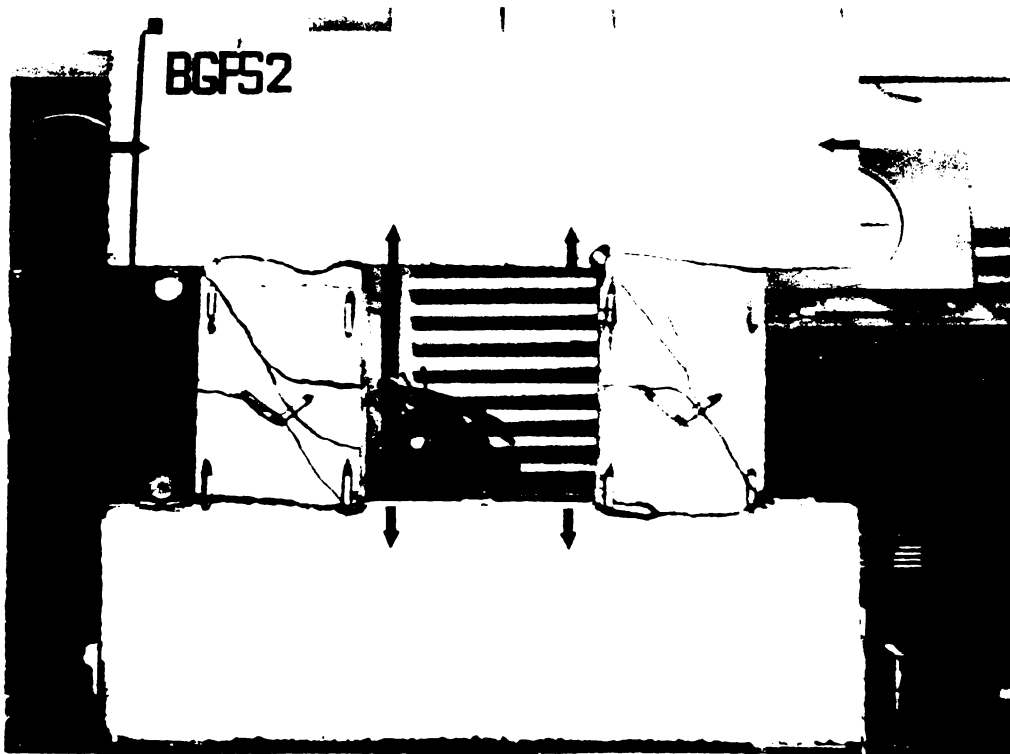
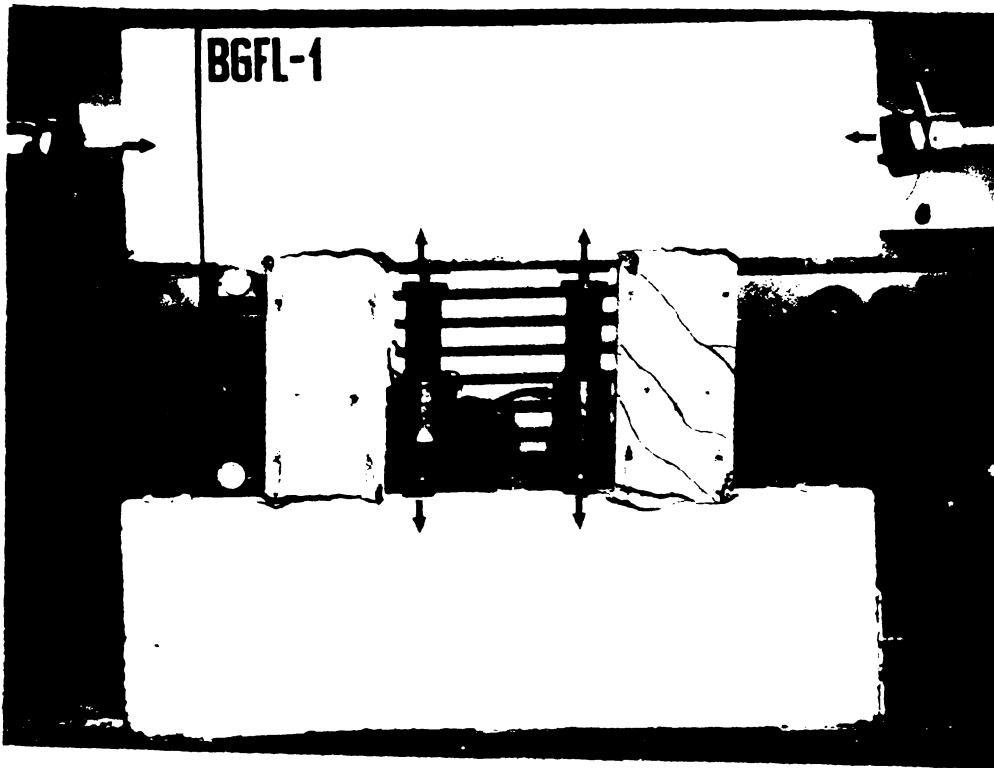
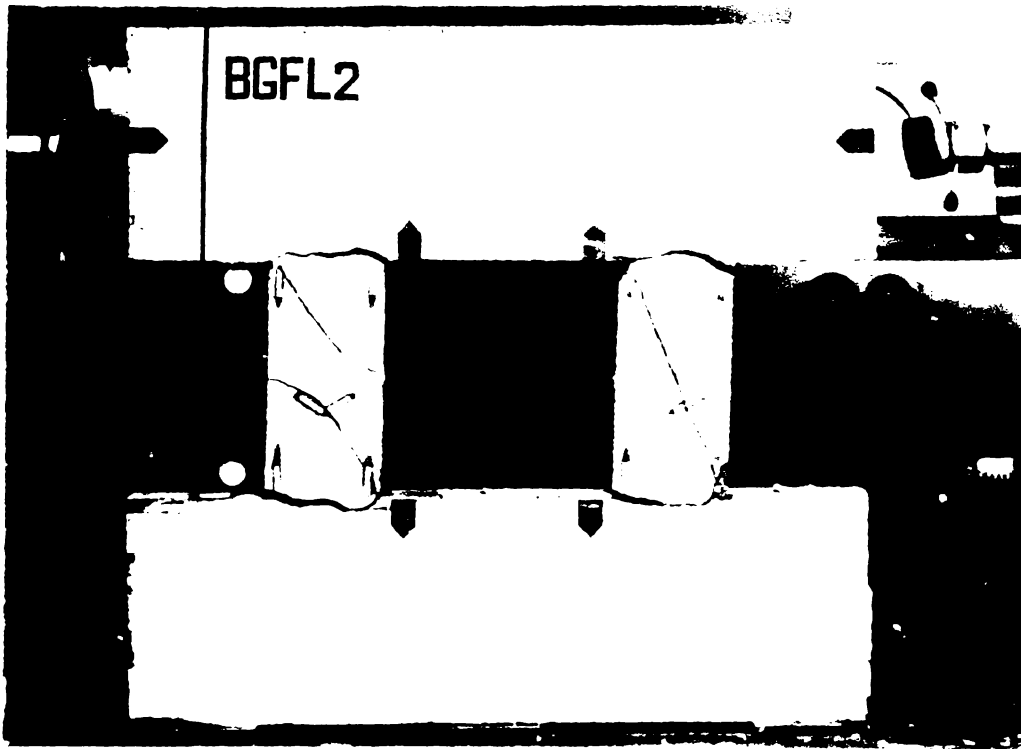


Figure 2
Control Panel



Elementul cu oală în poziție longitudinală și superior.



Elementul cu oală în poziție longitudinală și inferior.

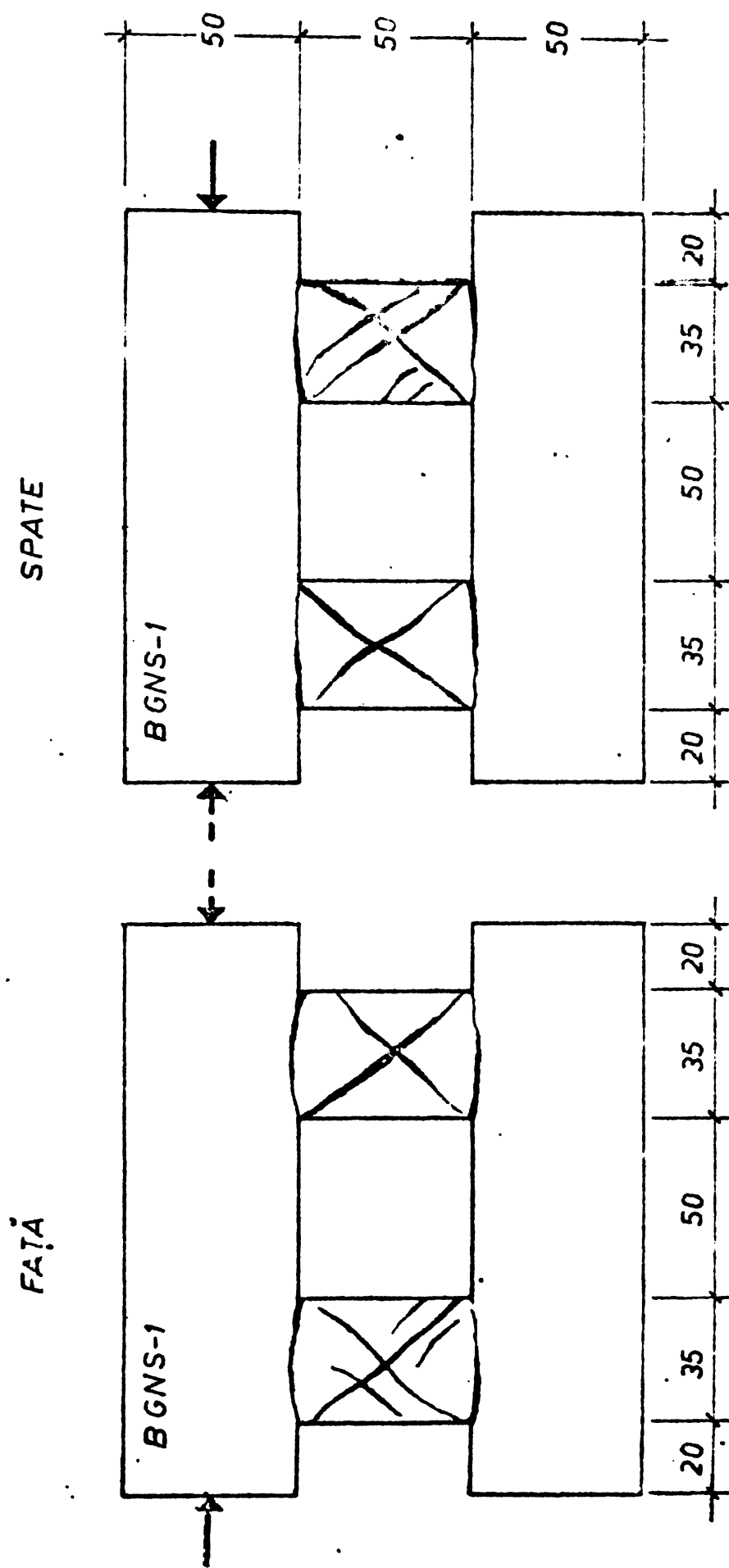


FIG. 5.35 MODUL DE FISURARE A BUIANDRUGILOR ELEMENTULUI BGNS-1 LA RUPERE

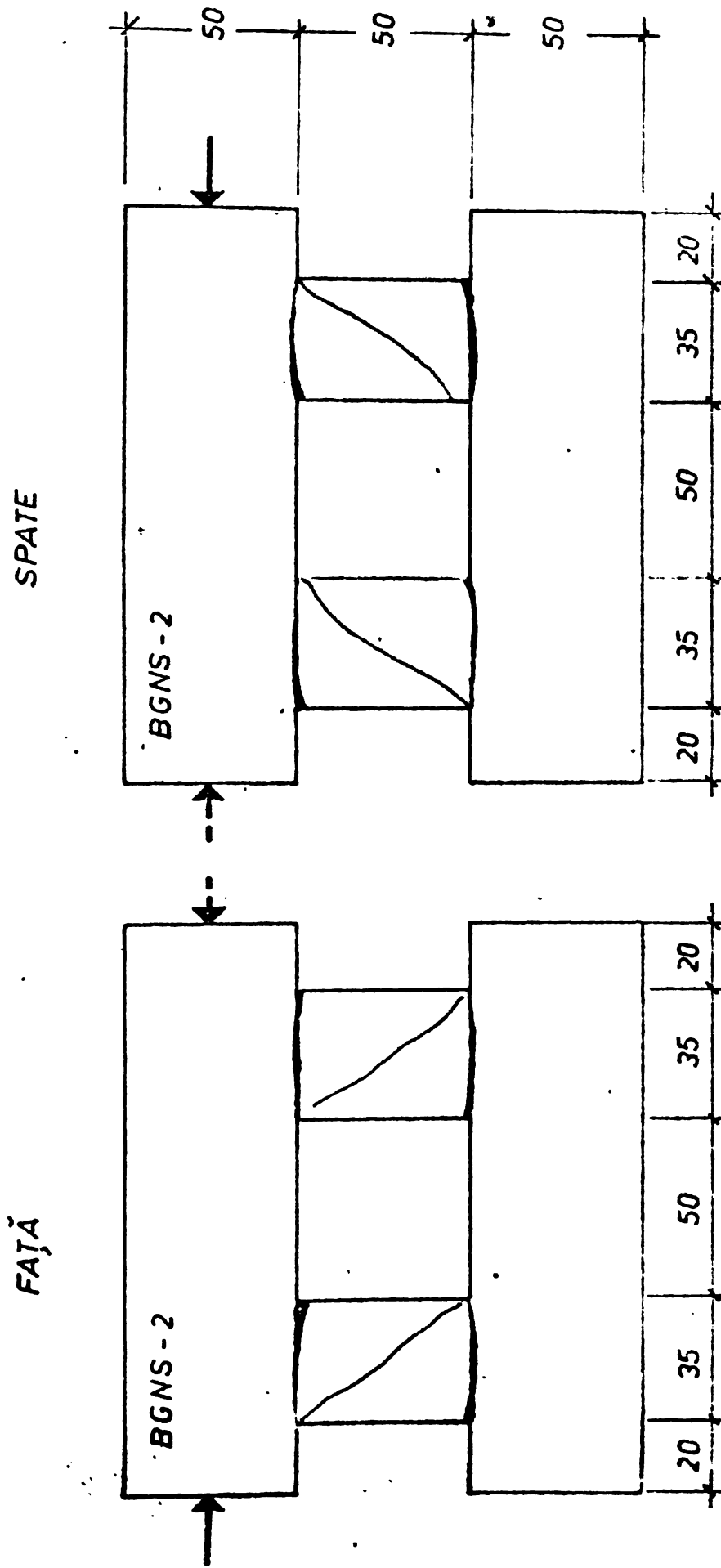


FIG. 5.36 MODUL DE FISURARE A BUIANDRUGILOR ELEMENTULUI BGNS - 2 LA RUPERE

FAJĂ

SPATE

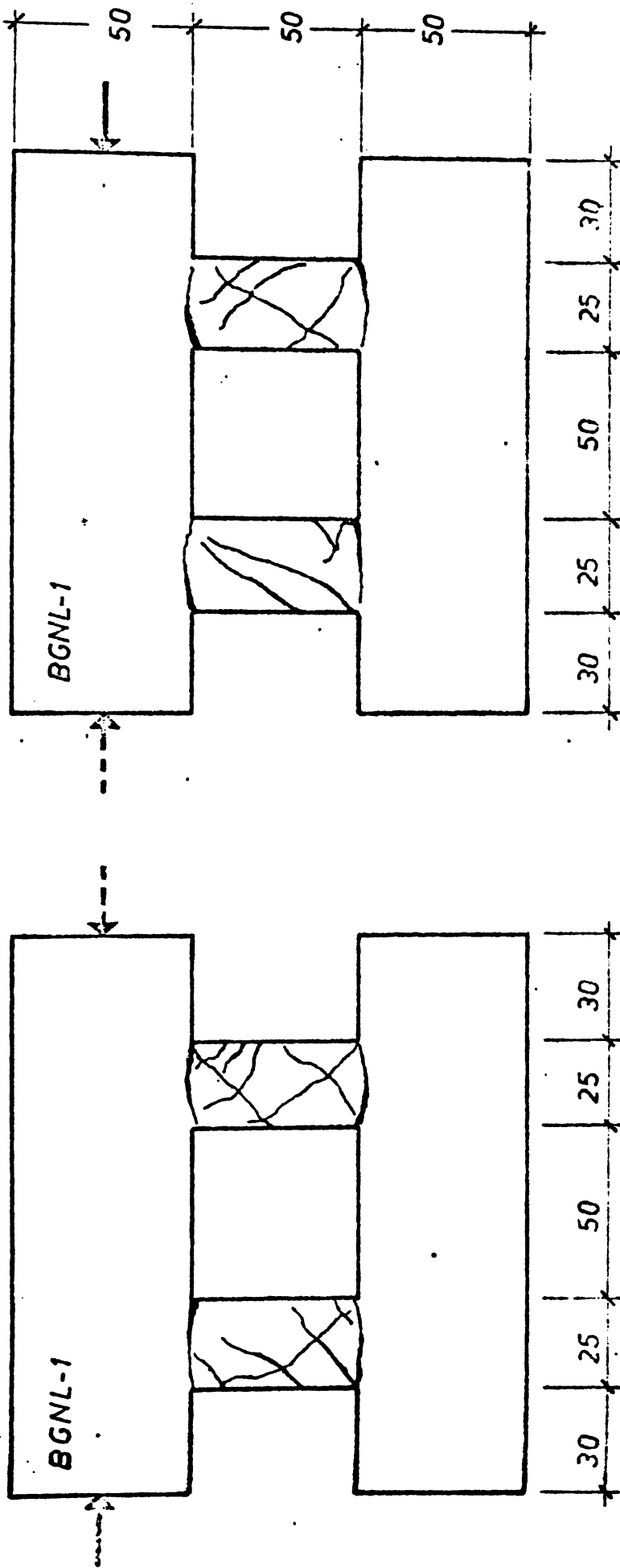


FIG. 5.37 MODUL DE FISURARE A BUIANDRUGILOR ELEMENTULUI BGNL-1 LA RUPERE

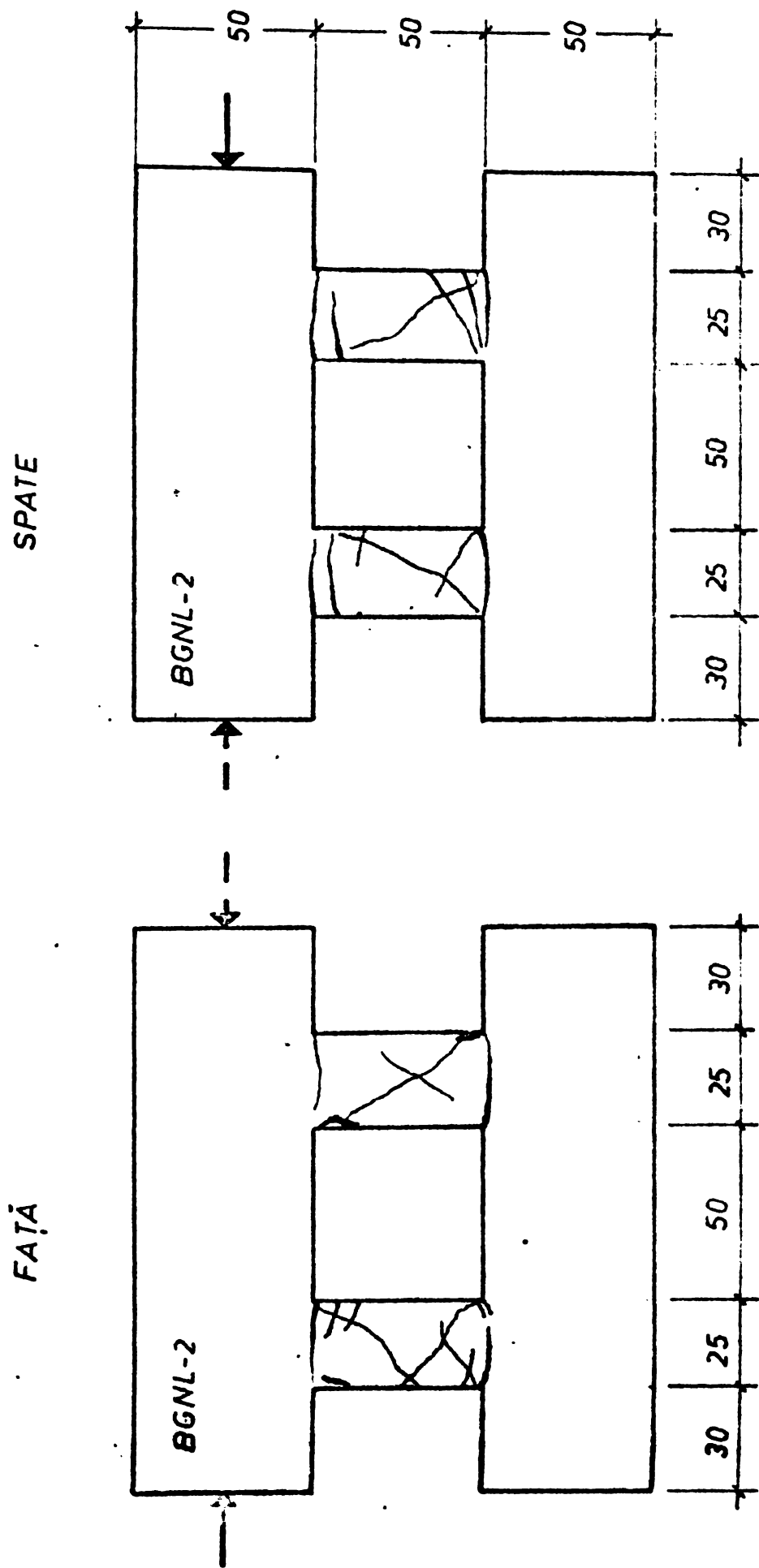


FIG. 5.38 MODUL DE FISURARE A BUIANDRUGILOR ELEMENTULUI BGNL-2 LA RUPERE

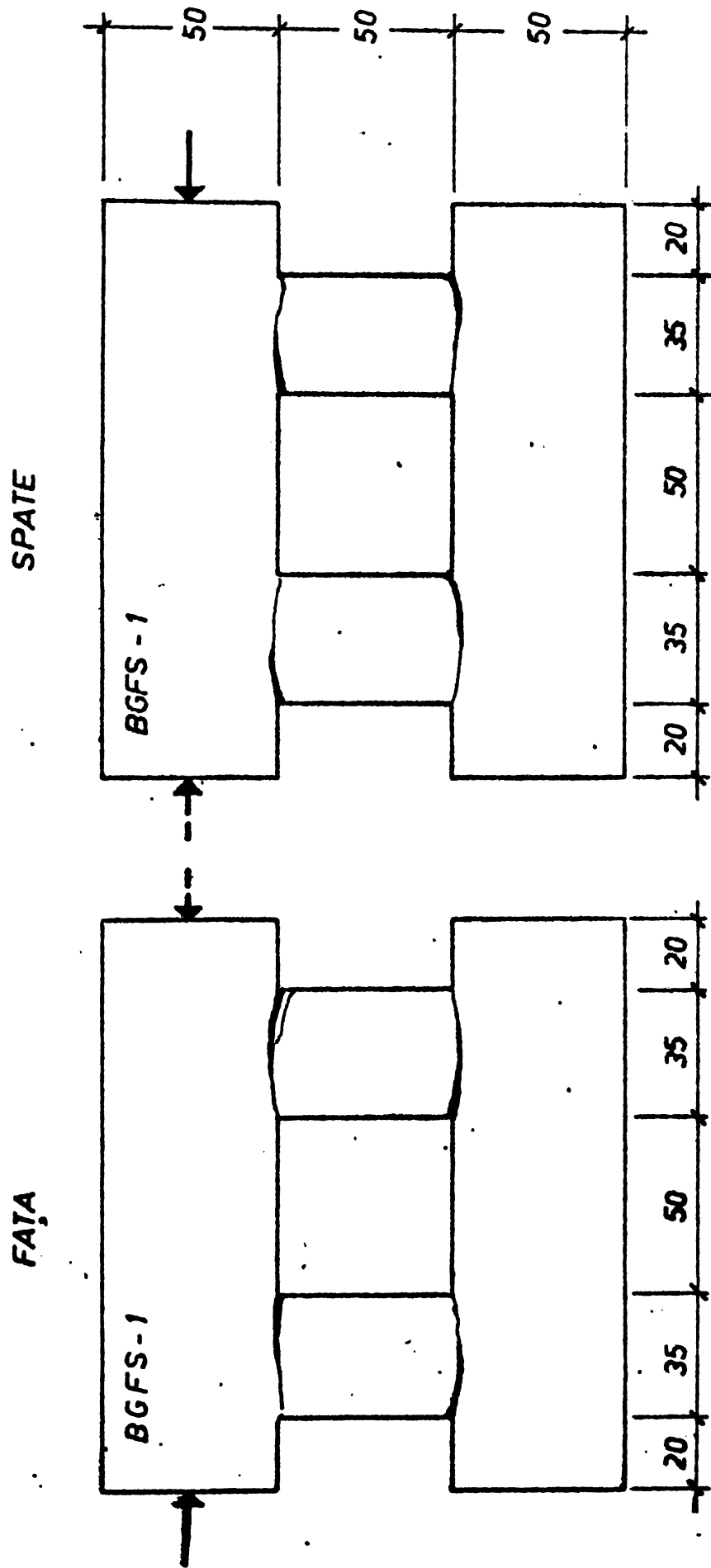
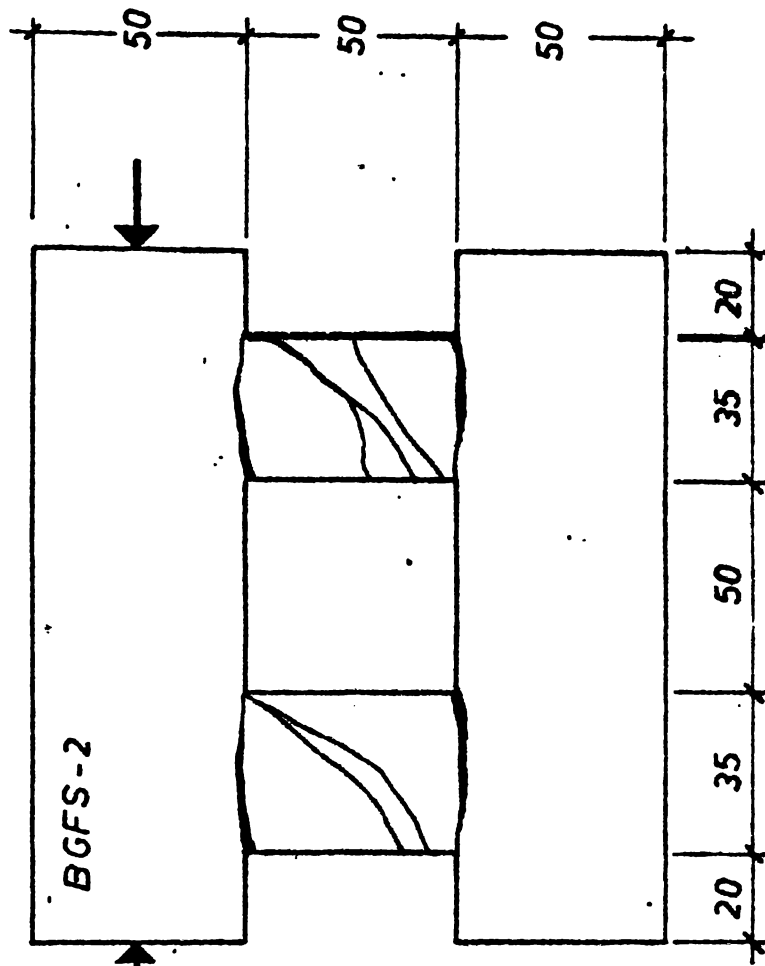
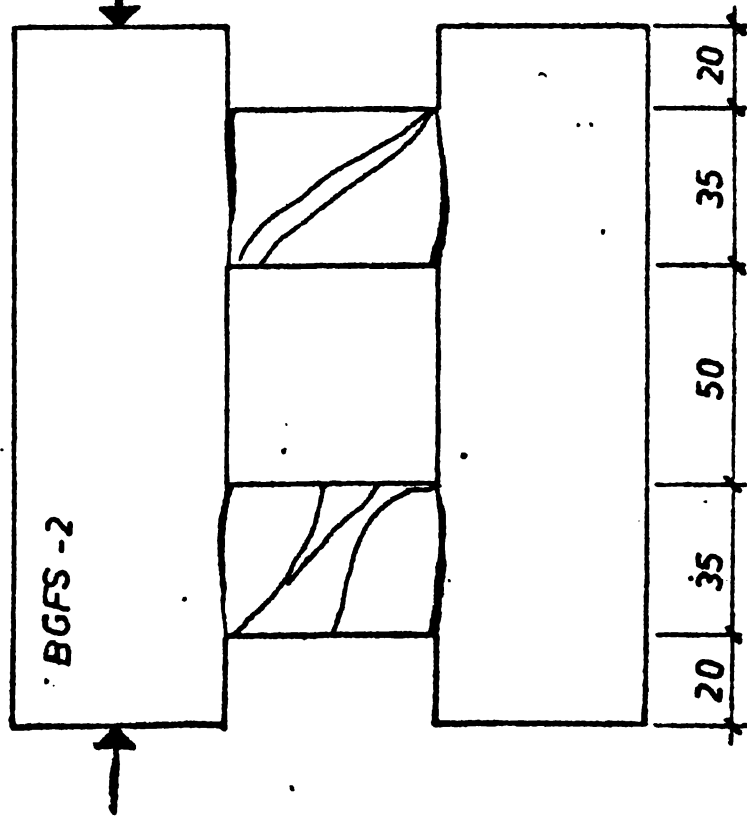


FIG. 5.39 MODUL DE FISURARE A BUIANDRUGILOR ELEMENTULUI BGFS -1 LA RUPERE

SPATE



FAJĂ



40

FIG. 5.40 MODUL DE FISURARE A BUIANDRUGILOR ELEMENTULUI BGFS-2 LA RUPERE

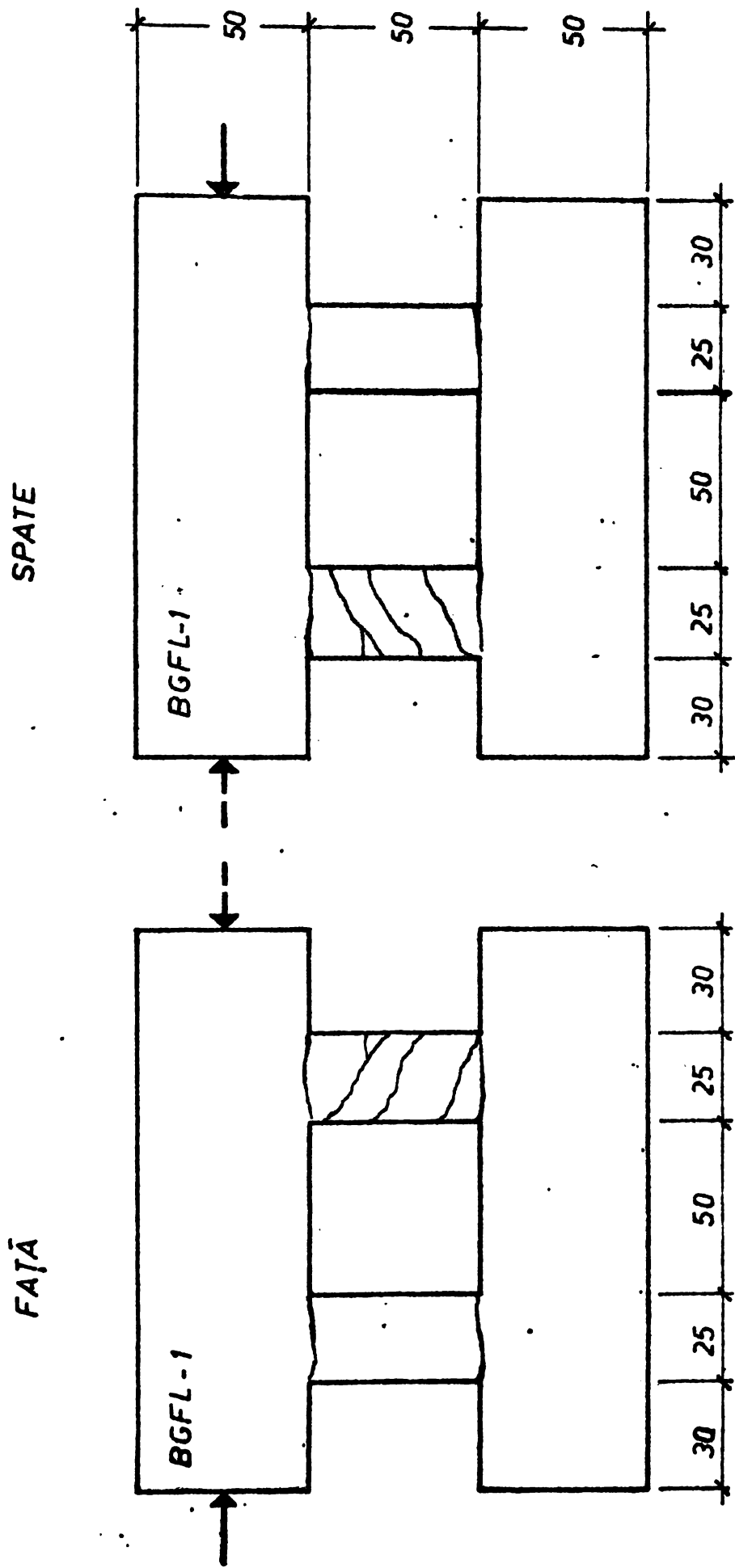


FIG. 5.41 MODUL DE FISURARE A BUIANDRUGILOR ELEMENTULUI BGFL-1 LA RUPERE

FAȚĂ

SPATE

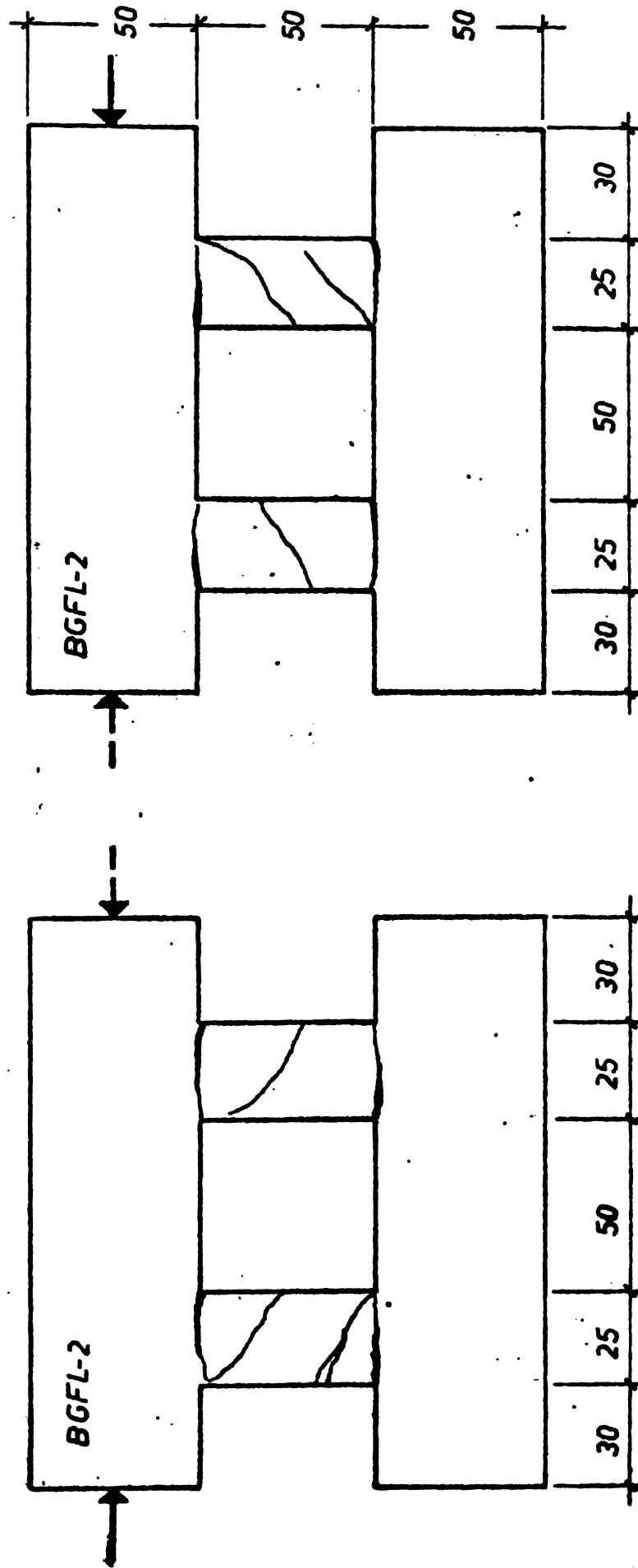


FIG. 5.42 MODUL DE FISURARE A BUIANDRUGILOR ELEMENTULUI BGFL-2 LA RUPERE

Tabelul 5.1.

Caracteristicile mecanice ale betonului folosit la turnarea elementelor
DG1, DG2, DG3, DG4.

Diagra- ma	Data confec- ționării	Data încer- cării dia- fragmelor	Data încerc. epruv.	R_b (daN/ cm ²) L=20	R_b (daN/cm ²) L=10	R_{pr} (daN/cm ²) 10x10x30	$R_t = \frac{3,5M}{bh^2}$ (daN/cm ²) 10x10x55	E_b (daN/ cm ²)
DG1	21.IX.1976	<u>3.XI.1976</u>	5.XI. 1976	245	265	220	29,4	306800
DG2		9.XI.1976						
DG3	13.X.1976	<u>11.XI.1976</u>	12.XI. 1976	300	310	255	25,0	315300
DG4		13.XI.1976						

Tabelul 5.2.

Denumirea elementului	Prezența fisurilor din tracție	Modul de armare	Tipul buiandrugilor
BGNS 1	NU	armăt. longit. și etrieri	scurți $\frac{l_0}{h_r} < 2$
BGFS 1	DA		
BGNS 2	NU	armătura în diagonală	
BGFS 2	DA		
BGNL 1	NU	armăt. longit. și etrieri	lungi $\frac{l_0}{h_r} \geq 2$
BGFL 1	DA		
BGNL 2	NU	armătură în diagonală	
BGFL 2	DA		

Tabelul 5.3.

Denumirea elementului	Dimensiuni buiandrugi			Dimensiuni montanți (cm)		Armare buiandrugi ^{*)}		
	Secțiune (cm)		Lungime (cm)	b	h	Longitu- dinal	In dia- gonală	Etrieri
	b	h						
BGNS 1						4Ø16 (2,3%)	-	Ø 6/6 cm
BGFS 1			50	10	50	-	4Ø16 (2,3%)	-
BGNS 2								
BGFS 2	10	35						
BGJL 1						4Ø14 (2,47%)	-	Ø 6/6 cm
BGFL 1			50	10	50	-	4Ø14 (2,47%)	-
BGJL 2								
BGFL 2	10	25						

*) Armătura de montaj nu este inclusă în tabel.

Tabelul 5.4.

Benumeru elementului	Data confectionării	Data încercării elementului	Data încercării cării epru- vetelor	R_c (daN/cm ²) L = 10	$R_t = \frac{2,5 M}{b h^2}$ (daN/cm ²) 10x10x55	E_b (daN/cm ²)
BGNS 1	15.X.1977	13.XI.1977	14.XI.1977	200	30	200000
BGNL 1		15.XI.1977				
BGNS 2	10.XI.1977	6.XII.1977	9.XII.1977	217	33	205000
BGNL 2		8.XII.1977				
BGFS 1	14.XII.1977	5.I.1978	8.I.1978	187	29	198000
BGFL 1		7.I.1978				
BGFS 2	25.XII.1977	17.I.1978	18.I.1978	203	31	204000
BGFL 2		19.I.1978				

Săgețile măsurate (mm) la diferite trepte de încărcare - Diagrama DGI. Tabelul 5-5.

P (daN)	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	FM ₄	M ₅	M ₆	M ₇	FM ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀	FM ₁₀	M ₁₁	M ₁₂	M ₁₃
0*)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
250	0,010	0,105	0,160	0,220	0,200	0,280	0,320	0,360	0,350	0,320	0,265	0,200	0,100	0,120	0,060	0,000
500	0,070	0,230	0,360	0,475	0,500	0,605	0,720	0,740	0,750	0,690	0,590	0,480	0,400	0,310	0,170	0,015
750	0,115	0,350	0,560	0,800	0,850	0,965	1,110	1,140	1,050	1,090	0,930	0,750	0,700	0,500	0,270	0,025
1000	0,160	0,480	0,790	1,070	1,150	1,335	1,560	1,620	1,400	1,510	1,310	1,030	1,000	0,680	0,370	0,030
1250	0,210	0,685	1,145	1,615	1,600	2,000	2,310	2,370	2,150	2,280	1,950	1,550	1,500	1,010	0,520	0,025
1500	0,270	0,060	1,830	2,570	2,650	3,265	3,790	3,870	3,650	3,660	3,140	2,750	2,400	1,600	0,780	0,010
1750**)	0,330	1,790	3,250	4,650	4,950	6,880	8,880	6,970	8,850	6,940	5,840	4,510	4,700	2,910	1,350	0,110
2000				5,480	5,800	8,485	8,485	9,150	9,150	8,450	7,020	5,360	5,600			
2125				7,600	8,300	8,545		11,770	12,750		9,730	7,330				
				16,300					27,750							
								99,750							

Diagrama DG2.

0*)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
250	0,000	0,060	0,130	0,190	0,300	0,250	0,330	0,350	0,300	0,290	0,250	0,190	0,000	0,140	0,070	0,000
500	0,000	0,150	0,340	0,490	0,500	0,620	0,750	0,600	0,700	0,720	0,620	0,430	0,300	0,310	0,180	0,000
750	0,000	0,230	0,490	0,750	0,700	0,960	1,150	1,240	1,100	1,090	0,950	0,690	0,550	0,480	0,270	0,005
1000	0,000	0,340	0,710	1,050	1,100	1,360	1,640	1,750	1,450	1,560	1,320	0,970	0,700	0,690	0,370	0,005
1250	0,000	0,540	1,170	1,920	1,800	2,520	2,860	2,860	2,600	2,590	2,200	1,660	0,700	1,120	0,560	0,005
1500	0,000	1,130	2,460	3,760	3,600	4,930	5,890	6,410	6,100	5,790	4,870	3,720	2,450	2,450	1,220	0,060
1750				8,100	8,100			14,300	13,500							
1875					30,300				30,300				22,500			
2000					64,200				64,200				57,500			
2125					126,700				126,700							

*) Valoarea "0" reprezintă situația diafragmei încărcată numai cu forță axială constantă N = 8,3 tf.

***) Citirea s-a făcut după stabilizarea deformațiilor

Tabelul 5.6.

Săgețile măsurate (mm) la diferite trepte de încărcare - Diagrama DG3.

P (den)	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	FM ₄	M ₅	M ₆	M ₇	FM ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀	FM ₁₀	M ₁₁	M ₁₂	M ₁₃
0 (N)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
250	0,000	0,100	0,250	0,360	0,500	0,600	0,630	0,660	0,600	0,530	0,470	0,410	0,200	0,280	0,160	0,005
500	0,010	0,230	0,500	0,720	0,800	0,940	1,070	1,150	1,100	1,000	0,930	0,720	0,500	0,490	0,280	0,005
750	0,015	0,370	0,750	1,100	1,100	1,440	1,680	1,730	1,500	1,530	1,380	1,050	0,900	0,710	0,380	0,005
1000	0,020	0,500	1,010	1,470	1,320	1,890	2,200	2,340	2,000	2,080	1,830	1,430	1,200	0,960	0,500	0,005
1250	0,010	0,820	1,670	2,460	2,400	3,180	3,740	4,020	3,700	3,630	3,140	2,410	2,000	1,610	0,830	0,005
1375	0,000	1,000	2,040	3,010	2,900	3,910	4,610	4,990	4,600	4,490	3,850	2,950	2,900	1,950	1,000	0,005
1500	-0,040	1,250	2,580	3,860	3,900	5,030	6,000	6,420	6,100	5,790	4,970	3,790	3,800	2,520	1,260	-0,015
1625	-0,050	1,720	3,610	5,430	5,500	7,110	8,590	9,450	9,200	8,390	7,030	5,320	5,400	3,500	1,700	-0,080
1750	-0,050	2,120	4,450	6,680	7,000			11,730	11,500			6,560	6,800	4,290	2,060	-0,215
1875	-0,150	3,180	6,750		10,200			18,940	18,100				10,700	6,570	3,050	0,445
2000	-0,240				22,100				39,500							
2125									106,500							

- Diagrama DG4.

0 (N)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
250	-0,010	0,140	0,350	0,500	0,400	0,670	0,780	0,880	0,600	0,820	0,700	0,530	0,500	0,000	0,180	0,005
500	-0,020	0,290	0,660	0,980	0,800	1,290	1,540	1,690	1,400	1,600	1,330	1,010	1,000	0,340	0,000	0,000
750	-0,040	0,460	1,060	1,570	1,400	2,060	2,450	2,730	2,400	2,530	2,160	1,640	1,700	0,530	-0,005	-0,005
1000	-0,060	0,640	1,420	2,140	2,000	2,820	3,340	3,760	3,200	3,470	2,930	2,210	2,300	0,710	-0,015	-0,015
1125	-0,090	0,840	1,890	2,850	2,700	3,730	4,490	5,080	4,500	4,250	3,920	2,950	3,100	0,960	-0,045	-0,045
1250	-0,150	1,110	2,540	3,800	4,000	5,050	6,120	6,950	6,600	6,350	5,290	4,000	4,300	1,270	-0,075	-0,075
1375	-0,270	1,690	3,840	5,880	6,100			11,090	10,300			6,180	6,800	1,950	-0,155	-0,155
1500	-0,370	2,810	6,220		10,200			18,090	17,600				11,400	3,150	-0,200	-0,200
1625									92,300							

Valoarea "0" reprezintă situația diafragmei încărcată numai cu forță axială constantă N = 8,3 tf.

Tabelul 5.7.

Deplasările relative (componenta orizontală) ale punctelor omoloage de pe spaleți în axele vuiandrugilor, în diferite trepte de încărcare.

Ele- men- tul	P (da)	Deplasa- rea (mm)	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8
D01	0*		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	250		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	500		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	750		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1000		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1250		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1500		0,5	0,0	0,5	1,0	0,5	0,5	1,0	0,5
	1750		1,0	0,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	1,0
	1750**		1,0	0,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	1,5
	2000		1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	2,0	2,0	2,0
2125		1,5...3,0	1,0...3,0	1,5...3,0	1,5...3,0	4,0...23,0	4,5...24,0	5,0...24,0	4,0...24,0	4,0...24,0
D02	0*		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	250		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	500		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	750		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1000		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1250		0,5	0,5	0,0	0,0	0,0	0,5	0,5	0,0
	1500		1,0	1,0	1,0	1,0	0,5	1,0	1,0	0,5
	1750		1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	2,5	2,0	2,0
	2000		3,5	3,5	3,5	3,5	9,5	10,5	11,0	11,5
	2125		2,2	2,1	1,1	1,4	25,0	25,0	25,0	28,0

Tabelul 5.7. (continuare)

Elementul	P (daN)	Deplasarea (mm)	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8
DG3	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	250	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	500	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	750	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1250	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	1500	1,0	0,5	0,5	1,0	0,5	1,0	1,0	1,0	0,5
	1750	1,0	0,5	1,0	1,0	0,5	1,0	1,0	1,0	1,0
	2000	1,5	1,0	1,5	1,5	1,0	1,5	1,5	1,5	1,5
	2250	2,0	1,5	2,0	2,0	1,5	2,0	2,0	2,0	2,0
	2500	4,0	4,0	4,5	4,0	4,0	4,0	5,0	5,5	5,5
	2750	3,0	1,5	3,0	3,5	3,0	3,5	21,0	23,0	22,5
DG4	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	250	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	500	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	750	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1000	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	1250	1,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,5	0,5
	1500	1,0	0,5	1,0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	1750	1,5	1,0	1,0	0,5	0,5	0,5	1,5	1,5	1,5
	2000	2,0	1,5	1,5	0,5	0,5	0,5	3,0	4,0	4,0
	2250	2,0	2,0	1,5	3,0	3,0	3,0	24,0	24,0	25,0
	2500	2,0	2,0	1,5	3,0	3,0	3,0	24,0	24,0	25,0
	2750	2,0	2,0	1,5	3,0	3,0	3,0	24,0	24,0	25,0

*) Valoarea "0" reprezintă situația diafragmei încărcată numai cu forța axială constantă N= 8,3 tf.

**) Citirea s-a făcut după stabilizarea deformațiilor.

Tabelul 5.8.

Deschiderile fisurilor (mm) la diferite trepte de încărcare
- Diafragma DG2.

P (daN)	Microcompara- torul	M ₁₄	M ₁₅	M ₁₆	M ₁₇
0 ^{*)}		0,000	0,000	0,000	0,000
250		0,010	0,008	0,007	0,007
500		0,024	0,025	0,019	0,020
750		0,038	0,040	0,031	0,032
1000		0,061	0,063	0,047	0,048
1250		0,158	0,163	0,118	0,121
1500		0,318	0,325	0,339	0,337
1750		0,478	0,508	0,530	0,527
1875					
2000					
2125					

*) Valoarea "0" reprezintă situația diafragmei încărcată numai la forță axială constantă N = 8,3 tf.

Tabelul 5.8. (continuare)

- Diagrama DG3.

P (daN)	M ₁₄	M ₁₅	M ₁₆	M ₁₇	M ₁₈	M ₁₉	M ₂₀	M ₂₁	M ₂₂	M ₂₃	M ₂₄	M ₂₅	M ₂₆	M ₂₇
0 [*])	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
250	0,027	0,012	0,014	0,011	0,010	0,004	0,003	0,008	0,014	0,010	0,012	0,013	0,004	0,018
500	0,036	0,024	0,025	0,021	0,018	0,006	0,008	0,015	0,029	0,013	0,028	0,029	0,012	0,034
750	0,061	0,043	0,040	0,035	0,026	0,014	0,015	0,025	0,044	0,039	0,045	0,048	0,022	0,052
1000	0,079	0,063	0,055	0,045	0,053	0,020	0,022	0,033	0,057	0,059	0,060	0,065	0,029	0,069
1250	0,171	0,149	0,134	0,109	0,070	0,050	0,046	0,061	0,116	0,119	0,138	0,143	0,060	0,158
1375	0,223	0,197	0,176	0,156	0,098	0,074	0,062	0,085	0,156	0,167	0,187	0,199	0,077	0,215
1500	0,305	0,274	0,245	0,208	0,174	0,108	0,095	0,137	0,230	0,253	0,264	0,286	0,121	0,309
1625	0,443	0,407	0,365	0,314	0,260	0,186	0,191	0,261	0,341	0,322	0,423	0,459	0,242	0,485
1750	0,560	0,522	0,500	0,410	0,559	0,270	0,281	0,385		0,387	0,563	0,614	0,312	0,643
1875.	0,912	0,851	0,770	0,670		0,529	0,557	0,694					0,535	
2000														
2125														
	M ₂₈	M ₂₉	M ₃₀	M ₃₁										
0 [*])	0,000	0,000	0,000	0,000										
250	0,020	0,017	0,015	0,014										
500	0,035	0,034	0,030	0,027										
750	0,054	0,054	0,043	0,042										
1000	0,075	0,073	0,063	0,058										
1250	0,131	0,165	0,117	0,114										
1375	0,179	0,222	0,155	0,157										
1500	0,259	0,314	0,221	0,229										
1625	0,313	0,488	0,264	0,365										
1750	0,560	0,643	0,499	0,404										
1875			0,856	0,810.										
2000			0,862											

*) Valoarea "0" reprezintă situația diafragmei încărcată numai cu forță axială constantă
 n = 8,3 tf.

Tabelul 5.8. (continuare)

- Diafragma DG4.		M ₁₄	M ₁₅	M ₁₆	M ₁₇	M ₁₈	M ₁₉	M ₂₀	M ₂₁	M ₂₂	M ₂₃	M ₂₄	M ₂₅	M ₂₆	M ₂₇
P (daN)	Microcompa-														
	ratorul														
0	*)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
250		0,017	0,008	0,011	0,004	0,014	0,011	0,009	0,010	0,019	0,009	0,016	0,019	0,020	0,023
500		0,060	0,034	0,029	0,031	0,032	0,027	0,031	0,029	0,044	0,035	0,044	0,062	0,055	0,069
750		0,071	0,074	0,059	0,074	0,054	0,050	0,052	0,056	0,090	0,073	0,085	0,118	0,108	0,100
1000		0,105	0,115	0,085	0,104	0,079	0,073	0,095	0,083	0,118	0,108	0,126	0,166	0,163	0,182
1125		0,156	0,170	0,147	0,172	0,115	0,103	0,141	0,131	0,200	0,169	0,202	0,256	0,250	0,277
1250		0,236	0,255	0,227	0,267	0,182	0,155	0,227	0,201	0,305	0,271	0,316	0,340	0,335	0,412
1375		0,398	0,424	0,342	0,450	0,309	0,273	0,488	0,375	0,568	0,501	0,579	0,660	0,654	0,735
1500		0,476	0,611	0,570	0,645	0,458	0,403								
1625															
		M ₂₈	M ₂₉	M ₃₀	M ₃₁										
0	*)	0,000	0,000	0,000	0,000										
250		0,020	0,027	0,036	0,026										
500		0,056	0,073	0,073	0,054										
750		0,100	0,131	0,117	0,113										
1000		0,158	0,186	0,159	0,157										
1125		0,237	0,238	0,227	0,220										
1250		0,345	0,404	0,320	0,303										
1375		0,565	0,866	0,548	0,518										
1500															
1625															

*) Valoarea "0" reprezintă situația diafragmei încărcată numai cu forță axială constantă
N = 8,3 tf.

Tabelul 5.9.

BGNS 1

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
0	0	2000	0,06	800	0,03	800	0,07	4800	0,32	7200	-0,39		
800	0,01	1600	0,05	0	0,00	0	0,02	4000	0,28	8000	-0,46		
1200	0,02	1200	0,04	800	0,02	800	0,04	3200	0,25	7200	-0,45		
1600	0,03	800	0,03	1200	0,04	1600	0,06	2400	0,22	6400	-0,43		
2000	0,04	0	0,01	1600	0,05	2400	0,08	1600	0,18	5600	-0,4		
2400	0,05	800	0,03	2000	0,06	3200	0,11	800	0,14	4800	-0,37		
2000	0,06	1600	0,04	2400	0,07	4000	0,14	0	0,09	4000	-0,33		
1600	0,07	2000	0,05	2800	0,08	4800	0,18	800	0,04	3200	-0,29		
1200	0,08	2400	0,06	3200	0,10	5600	0,22	1600	0,00	2400	-0,25		
0	0,09	2800	0,08	3600	0,12	6400	0,27	2400	-0,05	1600	-0,21		
800	0,10	3200	0,09	4000	0,15	7200	0,32	3200	-0,09	800	-0,16		
1200	0,11	3600	0,11	3600	0,14	8000	0,39	6000	-0,14	0	-0,10		
1600	0,12	2800	0,09	2800	0,12	7200	0,38	4800	-0,19	800	-0,02		
2000	0,13	2000	0,08	2000	0,11	6400	0,37	5600	-0,26	1600	0,06		
2400	0,14	1200	0,05	1200	0,09	5600	0,35	6400	-0,32	2400	0,12		

Tabelul 5.9. (continuare)

2025 1

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
3200	0,17	6400	0,66	6400	-0,41	5600	-1,39	7200	0,63		
4000	0,21	5600	0,62	7200	-0,47	4800	-1,34	8000	0,72		
4800	0,26	4800	0,58	8000	-0,54	4000	-1,27	8800	0,78		
5600	0,30	4000	0,53	8800	-0,63	3200	-1,19	9600	0,93		
6400	0,34	3200	0,49	9600	-0,77	2400	-1,13	10400	1,10		
7200	0,37	2400	0,44	10400	-0,90	1600	-1,05	11200	1,33		
8000	0,42	1600	0,39	11200	-1,15	800	-0,97	12000	1,53 - 15 mm		
8800	0,48	800	0,33	12000	-1,45	0	-0,82				
9600	0,57	0	0,26	12000	-1,71	800	-0,68				
10400	0,67	800	0,14	11200	-1,68	1600	-0,49				
11200	0,81	1600	0,01	10400	-1,65	2400	-0,32				
10400	0,80	2400	-0,11	9600	-1,61	3200	0,00				
9600	0,79	3200	-0,19	8800	-1,57	4000	0,19				
8800	0,76	4000	-0,25	8000	-1,53	4800	0,33				
8000	0,73	4800	-0,30	7200	-1,49	5600	0,42				
7200	0,69	5600	-0,35	6400	-1,45	6400	0,52				

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
0	0	4500	0,18	2500,	-0,05	2000	-0,12	5500	0,17	13000	0,59
500	0,01	4000	0,17	3000	-0,06	1550	-0,10	6000	0,19	13500	0,63
1000	0,02	3500	0,15	3500	-0,08	1000	-0,08	6500	0,21	14000	0,66
1500	0,03	3000	0,14	4000	-0,10	500	-0,07	7000	0,23	13500	0,65
2000	0,05	2500	0,12	4500	-0,12	0	-0,02	7500	0,26	13000	0,64
2500	0,06	2000	0,11	5000	-0,15	500	-0,01	8000	0,29	12500	0,63
3000	0,08	1500	0,09	5500	-0,17	1000	0,00	8500	0,31	12000	0,62
3500	0,09	1000	0,08	8000	-0,20	1500	0,02	9000	0,34	11500	0,61
4000	0,11	500	0,06	5500	-0,20	2000	0,04	9500	0,37	11000	0,60
4500	0,13	0	0,04	5000	-0,20	2500	0,06	10000	0,40	10500	0,59
5000	0,15	0	0,02	4500	-0,19	3000	0,08	10500	0,43	10000	0,57
5500	0,17	500	0,01	4000	-0,17	3500	0,09	11000	0,46	9500	0,55
6000	0,20	1000	0,00	3500	-0,16	4000	0,11	11500	0,49	9000	0,53
5500	0,20	1500	-0,01	3000	-0,14	4500	0,13	12000	0,53	8500	0,51
5000	0,19	2000	-0,03	2500	-0,13	5000	0,15	12500	0,56	8000	0,50

Tabelul 5.10. (continuare)

EGNS 2.

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
7500	0,48	500	0,08	8500	-0,35	13500	-0,84	5500	-0,54	2500	0,02		
7000	0,46	1000	0,05	9000	-0,38	13000	-0,83	5000	-0,52	3000	0,05		
6500	0,44	1500	0,03	9500	-0,42	12500	-0,82	4500	-0,49	3500	0,09		
6000	0,42	2000	-0,01	10000	-0,44	12000	-0,81	4000	-0,47	4000	0,13		
5500	0,39	2500	-0,02	10500	-0,47	11500	-0,80	3500	-0,44	4500	0,16		
5000	0,37	3000	-0,04	11000	-0,52	11000	-0,79	3000	-0,41	5000	0,20		
4500	0,35	3500	-0,07	11500	-0,55	10500	-0,78	2500	-0,38	5500	0,23		
4000	0,33	4000	-0,09	12000	-0,58	10000	-0,75	2000	-0,35	6000	0,26		
3500	0,31	4500	-0,12	12500	-0,62	9500	-0,73	1500	-0,31	6500	0,29		
3000	0,28	5000	-0,14	13000	-0,67	9000	-0,71	1000	-0,27	7000	0,33		
2500	0,26	5500	-0,16	13500	-0,72	8500	-0,69	500	-0,23	7500	0,36		
2000	0,24	6000	-0,19	14000	-0,74	8000	-0,67	0	-0,19	8000	0,39		
1500	0,21	6500	-0,22	14500	-0,82	7500	-0,65	5000	-0,12	8500	0,41		
1000	0,18	7000	-0,25	15000	-0,87	7000	-0,62	1000	-0,10	9000	0,43		
500	0,16	7500	-0,27	14500	-0,86	6500	-0,60	1500	-0,07	9500	0,46		
0	0,12	8000	-0,31	14000	-0,85	6000	-0,58	2000	-0,02	10000	0,49		

BGNS 2.

Tabelul 5.10. (continuare)

Forța	Deplasarea	Forța	Deplasarea
10500	0,51	18000	1,18
11000	0,54	18500	1,25
11500	0,57	19000	1,41
12000	0,59	19500	1,49
12500	0,62	20000	1,65
13000	0,66	20500	1,73
13500	0,68	21000	1,78
14000	0,71	21500	1,91
14500	0,74	22000	2,03
15000	0,80	22500	2,18
15500	0,86	23000	2,33 - 45 mm
16000	0,93		
16500	1,00		
17000	1,05		
17500	1,11		

BGNL 1.

Tabelul 5.11.

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
0	0,00	2000	-0,08	3000	0,34	6400	0,84	4400	2,04	7200	0,96	7200	0,96
800	0,03	2400	-0,13	4000	0,40	6800	0,91	3600	1,90	7600	1,07	7600	1,07
1200	0,05	2800	-0,18	3200	0,39	7200	1,02	2800	1,80	8000	1,17	8000	1,17
1600	0,08	3200	-0,23	2400	0,35	7600	1,16	2000	1,70	8400	1,33	8400	1,33
2000	0,11	2800	-0,22	1600	0,30	8000	1,26	1200	1,54	8800	1,44	8800	1,44
2400	0,15	2400	-0,21	800	0,23	8400	1,42	800	1,48	9200	1,65	9200	1,65
2800	0,20	2000	-0,20	0	0,09	8800	1,50	0	1,30	9400	1,75	9400	1,75
3200	0,25	1600	-0,18	800	0,00	9200	1,75	0	1,27	9800	2,10-	9800	2,10-
2800	0,23	1200	-0,15	1600	-0,09	9600	1,88	800	1,11		40,00		40,00
2000	0,18	800	-0,12	2400	-0,16	9800	2,33-	1600	0,71				
1200	0,16	0	-0,05	3200	-0,25	9000	2,48	2400	0,11				
800	0,13	0	0,00	4000	-0,35	8200	2,42	3200	0,18				
0	0,07	800	0,07	4800	-0,48	7600	2,38	4000	0,35				
800	0,02	1600	0,14	5200	-0,53	6800	2,30	4800	0,52				
1200	-0,02	2400	0,21	5600	-0,63	6000	2,20	5600	0,67				
1600	-0,05	3200	0,30	6000	-0,70	5200	2,12	6800	0,87				

BGNL 2.

Tabelul 5.12.

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
0	0	2500	0,21	4500	-0,23	2000	0,07	9500	0,86	5000	0,80
500	0,01	2000	0,18	5000	-0,29	2500	0,10	10000	0,95	4500	0,72
1000	0,03	1500	0,15	4500	-0,28	3000	0,13	10500	1,06	4000	0,65
1500	0,05	1000	0,12	4000	-0,27	3500	0,17	11000	1,16	3500	0,62
2000	0,08	500	0,10	3500	-0,26	4000	0,20	10500	1,15	3000	0,57
2500	0,10	0	0,06	3000	-0,23	4500	0,24	10000	1,14	2500	0,51
3000	0,14	0	0,03	2500	-0,21	5000	0,28	9500	1,13	2000	0,46
3500	0,18	500	-0,03	2000	-0,18	5500	0,33	9000	1,11	1500	0,40
4000	0,22	1000	0,00	1500	-0,15	6000	0,38	8500	1,08	1000	0,35
4500	0,26	1500	-0,02	1000	-0,12	6500	0,43	8000	1,04	500	0,28
5000	0,32	2000	-0,06	500	-0,09	7000	0,49	7500	1,00	0	0,19
4500	0,31	2500	-0,09	0	-0,05	7500	0,55	7000	0,96	0	0,17
4000	0,29	3000	-0,12	500	-0,03	8000	0,61	6500	0,92	500	0,13
3500	0,27	3500	-0,16	1000	0,00	8500	0,69	6000	0,87	1000	0,08
3000	0,24	4000	-0,19	1500	0,03	9000	0,76	5500	0,82	1500	0,01

Forta	Deplo- sarea	Forta	Deplo- sarea	Forta	Deplo- sarea	Forta	Deplo- sarea	Forta	Deplo- sarea	Forta	Deplo- sarea	Forta	Deplo- sarea
2000	-0,04	9500	-0,92	10000	-2,57	3500	-1,80	4000	-0,40	11500	1,14	11500	1,14
2500	-0,09	10000	-1,07	10500	-2,53	3000	-1,43	4500	-0,24	12000	1,30	12000	1,30
3000	-0,13	10500	-1,15	10000	-2,48	2500	-1,66	5000	-0,08	12500	1,40	12500	1,40
3500	-0,17	11000	-1,27	9500	-0,47	2000	-1,58	5500	+0,04	13500	1,50	13500	1,50
4000	-0,22	11500	-1,39	9000	-2,40	1500	-1,50	6000	+0,20	14000	1,60	14000	1,60
4500	-0,28	12000	-1,52	8500	-2,37	1000	-1,39	6500	+0,32		40,0 mtr.		
5000	-0,33	12500	-1,69	8000	-2,33	500	-1,32	7000	+0,40				
5500	-0,38	13000	-1,99	7500	-2,28	0	-1,20	7500	+0,46				
6000	-0,43	13500	-2,30	7000	-2,22	500	-1,12	8000	+0,58				
6500	-0,50	14000	-2,70	6500	-2,17	1000	-0,95	8500	+0,66				
7000	-0,56	13500	-2,68	6000	-2,11	1500	-0,87	9000	+0,74				
7500	-0,62	13000	-2,66	5500	-2,06	2000	-0,80	9500	+0,84				
8000	-0,70	12500	-2,64	5000	-2,00	2500	-0,70	10000	+0,90				
8500	-0,76	12000	-2,62	4500	-1,93	3000	-0,62	10500	+0,96				
9000	-0,85	11500	-2,60	4000	-1,87	3500	-0,60	11000	+1,08				

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
0	0,00	500	0,24	1000	0,10	5500	1,83	2000	1,57	2500	0,55	5000	3,40		
500	0,01	0	0,23	500	0,12	5000	1,83	2500	1,49	2000	0,57	5500	3,95		
1000	0,02	500	0,21	0	0,15	4500	1,82	3000	1,44	1500	0,58	6000	4,50		
1500	0,07	1000	0,19	500	0,18	4000	1,81	3500	1,39	1000	0,60		9,7 mm		
2000	0,09	1500	0,17	1000	0,20	3500	1,80	4000	1,30	5000	0,62				
2500	0,13	2000	0,14	1500	0,22	3000	1,79	4500	1,20	0	0,65				
3000	0,18	2500	0,12	2000	0,24	2500	1,78	5000	1,11	500	0,68				
3500	0,24	3000	0,08	2500	0,27	2000	1,77	5500	0,98	1000	0,80				
4000	0,29	3500	0,06	3000	0,30	1500	1,76	6000	0,50	1500	1,00				
3500	0,29	4000	0,00	3500	0,34	1000	1,74	5500	0,50	2000	1,38				
3000	0,29	3500	0,01	4000	0,40	500	1,72	5000	0,50	2500	1,63				
2500	0,28	3000	0,02	4500	0,45	0	1,72	4500	0,51	3000	2,00				
2000	0,27	2500	0,04	5000	0,54,	500	1,68	4000	0,52	3500	2,23				
1500	0,26	2000	0,06	5500	0,66	1000	1,67	3500	0,53	4000	2,53				
1000	0,25	1500	0,08	6000	0,90	1500	1,64	3000	0,54	4500	2,90				
					1,83										

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Depla- surca
0	0,00	7000	0,41	0	0,18	7000	-0,36	0	-0,01	6500	0,38	
500	0,01	6500	0,40	500	0,14	6500	-0,36	0	0,02	7000	0,40	
1000	0,02	6000	0,40	1000	0,13	6000	-0,35	500	0,03	7500	0,44	
1500	0,04	5500	0,39	1500	0,10	5500	-0,34	1000	0,06	8000	0,50	
2000	0,06	5000	0,37	2000	0,07	5000	-0,32	1500	0,08	8500	0,54	
2500	0,08	4500	0,36	2500	0,03	4500	-0,30	2000	0,11	9000	0,57	
3000	0,12	4000	0,34	3000	-0,03	4000	+0,28	2500	0,15	9500	0,60	
3500	0,14	3500	0,32	3500	-0,05	3500	-0,26	2000	0,18	10000	0,72	
4000	0,16	3000	0,31	4000	-0,07	3000	-0,23	3500	0,20	9500	0,72	
4500	0,20	2500	0,29	4500	-0,12	2500	-0,20	4000	0,23	9000	0,71	
5000	0,24	2000	0,27	5000	-0,18	2000	-0,15	4500	0,26	8500	0,70	
5500	0,28	1500	0,25	5500	-0,22	1500	-0,13	5000	0,28	8000	0,69	
6000	0,31	1000	0,24	6000	-0,25	1000	-0,09	5500	0,31	7500	0,67	
6500	0,35	5000	0,21	6500	-0,29	500	-0,07	6000	0,33	7000	0,66	

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
6500	0,65	1000	0,24	8500	-0,42	4000	-0,39	3500	0,30	11000	0,84
6000	0,64	1500	0,18	9000	-0,46	3500	-0,35	4000	0,34	11500	0,90
5500	0,62	2000	0,15	9500	-0,50	3000	-0,32	4500	0,38	12000	1,05
5000	0,60	2500	0,11	10000	-0,59	2500	-0,26	5000	0,42	12500	1,10
4500	0,58	3000	0,07	9500	-0,59	2000	-0,22	5500	0,46	13000	1,14
4000	0,55	3500	0,03	9000	-0,59	1500	-0,18	6000	0,48	13500	1,20
3500	0,53	4000	-0,01	8500	-0,58	1000	-0,13	5500	0,52	14000	1,28
3000	0,51	4500	-0,05	8000	-0,57	500	-0,09	7000	0,55	14500	1,36
2500	0,48	5000	-0,10	7500	-0,56	0	-0,01	7500	0,57	15000	1,45
2000	0,46	5500	-0,12	7000	-0,54	500	0,05	8000	0,60	15500	1,53
1500	0,45	6000	-0,18	6500	-0,52	1000	0,08	8500	0,63	16000	1,63
1000	0,40	6500	-0,22	6000	-0,49	1500	0,13	9000	0,65	16500	1,74
500	0,36	7000	-0,26	5500	-0,47	2000	0,17	9500	0,69	17000	1,86
0	0,31	7500	-0,31	5000	-0,45	2500	0,21	10000	0,73	17500	2,00- 32,5 mm
500	0,27	8000	-0,36	4500	-0,42	3000	0,26	10500	0,79		

BGFL 1.

Tabelul 5.15.

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
0	0,00	1500	0,01	2500	0,37	0	1,04	2500	-0,24	4500	2,28		
500	0,05	2000	-0,08	3000	0,43	500	0,98	2000	-0,19	5000	1,04		
1000	0,09	2500	-0,16	3500	0,37	1000	0,91	1500	-0,13				
1500	0,15	3000	-0,26	4000	0,60	1500	0,84	1000	-0,04				
2000	0,22	2500	-0,25	4500	0,80	2000	0,73	500	0,11				
2500	0,32	2000	-0,24	5000	1,34	2500	0,63	0	0,37				
3000	0,41	1500	-0,19	4500	1,33	3000	0,39	0	0,52				
2500	0,40	1000	-0,14	4000	1,32	3500	0,29	500	0,62				
2000	0,39	500	-0,07	3500	1,31	4000	0,07	1000	0,76				
1500	0,36	0	0,02	3000	1,30	4500	-0,11	1500	0,95				
1000	0,31	0	0,07	2500	1,26	5000	-0,39	2000	1,17				
500	0,27	500	0,13	2000	1,24	4500	-0,10	2500	1,26				
0	0,20	1000	0,23	1500	1,20	4000	-0,28	3000	1,35				
500	0,14	1500	0,28	1000	1,15	3500	-0,34	3500	1,50				
1000	0,08	2000	0,33	500	1,09	3000	-0,20	4000	1,84				

BGFL 2.

Tabelul 5.16.

Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea	Forța	Depla- sarea
0	0,00	1500	0,05	3000	0,37	2000	0,83	5500	-0,55	1000	-0,40	6500	1,14
500	0,05	2000	0,10	3500	0,44	1500	0,74	6000	-0,71	500	-0,31	7000	1,23
1000	0,10	2500	0,17	4000	0,52	1000	0,67	6500	-0,84	0	-0,16	7500	1,33
1500	0,14	3000	0,25	4500	0,65	500	0,60	7000	-1,06	500	-0,02	8000	1,42
2000	0,21	2500	0,24	5000	0,72	0	0,49	6500	-1,05	1000	0,07	8500	1,54
2500	0,29	2000	0,23	5500	0,87	500	0,40	6000	-1,02	1500	0,12	9000	1,69
3000	0,30	1500	0,19	6000	1,04	1000	0,33	5500	-1,01	2000	0,26	9500	1,80
2500	0,36	1000	0,15	6000	1,12	1500	0,25	5000	-0,96	2500	0,40	10000	1,93
2000	0,35	500	0,08	5500	1,11	2000	0,15	4500	-0,92	3000	0,49	10500	2,05
1500	0,30	0	0,01	5000	1,10	2500	0,06	4000	-0,88	3500	0,58	11000	2,18- 42,3 mm
1000	0,25	500	0,07	4500	1,09	3000	-0,02	3500	-0,83	4000	0,70		
500	0,20	1000	0,12	4000	1,04	3500	-0,14	3000	-0,75	4500	0,78		
0	0,15	1500	0,18	3500	1,01	4000	-0,21	2500	-0,67	5000	0,89		
500	0,06	2000	0,23	3000	0,97	4500	-0,31	2000	-0,59	5500	0,97		
1000	0,01	2500	0,30	2500	0,90	5000	-0,42	1500	-0,49	6000	1,05		