

**INSTITUTUL POLITEHNIC "TRAIAN VUIA" TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII**

Ing. SEVAȘTEAN - IOAN IASCA

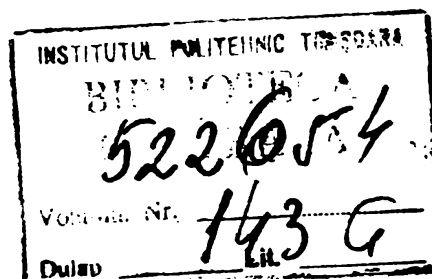
**CONTRIBUȚII LA STUDIUL DUCTILITĂȚII DIAFRAGMELOR DIN
BETON ARMAT, PENTRU CLĂDIRI**

- TEZA DE DOCTORAT -

**BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA**

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC,

Profesor doctor decent inginer IOAN PALIMON



- 1987 -

BUPT

C U P R I N S :

Cap.1. INTRODUCERE	1
1.1. Generalități privind structurile cu diafragme din beton armat monolit	1
1.2. Tipuri de structuri cu diafragme. Clasificări.....	3
1.3. Tipuri de diafragme. Clasificări	6
1.4. Criterii generale de alcătuire a structurilor cu diafragme	7
1.5. Stadiul actual al cercetărilor privind comportarea diaframelor din beton armat monolit, la solicitări orizontale	8
1.6. Obiectul tezei de doctorat	11
CAP.2. ANALIZA DIAFRAMELOR CU GOLURI, ÎN DOMENIUL ELASTIC ...	15
2.1. Comportarea structurilor cu diafragme la solicitări seismice	15
2.2. Metode pentru calculul diaframelor cu goluri în domeniul elastic	16
2.2.1. Generalități	16
2.2.2. Metode simplificate pentru calculul eforturilor secționale în diafragmele cu goluri	18
2.2.2.1. Metoda cadrului înlocuitor	20
2.2.2.2. Metoda structurii continue echivalentă lentă	32
2.2.3. Metode de complexitate medie	42
2.2.3.1. Metoda deformațiilor impuse	42
2.2.3.2. Metoda rigidităților relative de nivel	44
2.2.4. Metode complexe, bazate pe considerarea diaframelor ca elemente de suprafață ...	47
2.3. Domenii de utilizare a metodelor de calcul elastic.....	48
CAP.3. ANALIZA COMPORTĂRII POSTELASTICE A DIAFRAMELOR DIN BETON ARMAT, LA FORȚE ORIZONTALE	50
3.1. Necesitatea calculului structurilor în domeniul postelastic	50
3.2. Caracteristici ale deformării postelastice a secțiunilor de beton armat	51
3.2.1. Noțiunea de calcul în domeniul plastic... ..	51
3.2.2. Articulația plastică la elementele din beton armat	51
3.2.3. Capacitatea de retire a articulației plastice	54

3.2.4. Relațiile efort-deformație pentru elemente sol- licitate la compresiune excentrică.....	56
3.2.4.1. Relația efort axial-moment încovoietor ($N_u - M_u$)	56
3.2.4.2. Relația moment încovoietor - curbura ($M - \delta$)	58
3.2.4.3. Relația efort axial-curbură ($N - \delta_u$).....	59
3.3. Caracteristici de deformare postelastica a diafragma- ler cu goluri, supuse la încărcări orizontale seismice	60
3.3.1. Mecanismul de cedare al diafragmelor cu un gir de goluri	60
3.3.2. Capacitatea de deformare postelastica a rigle- lor de cuplare.....	62
3.3.2.1. Mecanismul de rupere	62
3.3.2.2. Retirea riglelor de cuplare	64
3.3.2.3. Ductilitatea riglelor de cuplare.....	66
3.3.3. Capacitatea de deformare postelastica a men- tanșilor	68
3.3.3.1. Mecanismul de rupere	68
3.3.3.2. Deplasarea (săgeata) la vârful montanșilor	69
3.3.3.3. Retirea montanșilor	73
3.3.3.4. Ductilitatea montanșilor	76
3.3.4. Ductilitatea de element	77
3.4. Procedee de calcul în domeniul postelastic, a struc- turilor cu diafragme.....	77
3.4.1. Procedee de primă aproximație	78
3.4.2. Procedee biografice simplificate.....	79
3.4.3. Procedee biografice de analiză dinamică neî- niară	80
4. DUCTILITATEA ȘI ENERGIA DISIPATĂ LA DIAFRAMELE CU GOLURI SOLICITATE LA FORȚE ORIZONTALE	81
4.1. Ductilitatea diafragmelor cu goluri	81
4.1.1. Precizări privind noțiunea de ductilitate.....	81
4.1.2. Ductilitatea de deplasare.....	82
4.1.3. Ductilitatea de curbură (secțională)	85
4.1.4. Ductilitatea de rotire	85
4.1.5. Relațiile între factorii de ductilitate $\mu_A - \mu_T - \mu_R$	86
4.1.6. Ductilitatea elementelor sollicitate ciclic - alternant	90
4.1.7. Tipuri de diafragme ductile	92
4.2. Capacitatea de disipare a energiei la diaframele cu goluri.....	96
4.2.1. Principii ale calculului energetic.....	96
4.2.2. Calculul energetic la acțiuni seismice.....	98

4.2.3.	Legătura între capacitatea de disipare a energiei și ductilitate.....	100
4.2.4.	Procedeu energetic pentru analiza postelastica a diafragmelor cu goluri	101
CAP.5.	PROGRAMA EXPERIMENTALĂ PRIVIND DUCTILITATEA, ENERGIA DISIPATĂ ȘI PERIOADA PROPRIE DE VIBRAȚIE A DIAFRAGMELOR CU GOLURI, SOLICITATE MONOTONĂ ȘI CICLIC - ALTERNANT.....	105
5.1.	Scopul programului experimental.....	105
5.2.	Caracteristicile elementelor experimentale	106
5.2.1.	Caracteristici geometrice.....	106
5.2.2.	Materiale folosite	108
5.2.3.	Armarea elementelor experimentale	109
5.3.	Încercarea elementelor experimentale.....	114
5.3.1.	Principiul de încercare	114
5.3.2.	Standul experimental.....	116
5.3.3.	Încărcări aplicate.....	119
5.3.4.	Aparatura de măsură și control.....	122
5.4.	Comportarea elementelor experimentale.....	124
5.4.1.	Modul de rupere a modelelor	124
5.4.2.	Sucesiunea de formare a articulațiilor plastice.....	132
5.4.3.	Relația forță-deplasare ($P-\Delta$)	135
5.4.4.	Perioada proprie de vibrație a modelelor..	138
5.5.	Concluzii privind încercările experimentale	140
CAP.6.	CONTRIBUȚII ȘI CONCLUZII LA EVALUAREA DUCTILITĂȚII, A CAPACITĂȚII DE ABSORBȚIE ^{A ENERGIIEI} ȘI A PERIOADEI PROPRIE DE VIBRAȚIE LA DIAFRAGMELE CU GOLURI, SOLICITATE DE FORȚE ORIZONTALE ALTERNANTE	143
6.1.	Evaluarea ductilității diafragmelor cu goluri....	143
6.1.1.	Ductilitatea de element (de deplasare)....	143
6.1.2.	Ductilitatea riglelor de cuplare.....	148
6.1.3.	Ductilitatea montajilor	154
6.1.4.	Concluzii cu privire la ductilitatea modelelor experimentale	163
6.2.	Capacitatea de absorbție a energiei	166
6.2.1.	Energia absorbită prin deformații post-elastice	166
6.2.2.	Contribuția riglelor de cuplare la disiparea energiei	170
6.2.3.	Relația între capacitatea de absorbție a energiei și ductilitate	171
6.2.4.	Concluzii privind capacitatea de absorbție a energiei la diafragmele cu goluri	172

6.3. Perioada fundamentală de vibrație	176
6.3.1. Considerații generale.....	176
6.3.2. Degradarea perioadei de vibrații a modelelor experimentale	178
6.3.3. Relații între perioada fundamentală și ductilitate.....	186
6.3.4. Concluzii asupra modificării perioadei fundamentale de vibrație	181
6.4. Concluzii generale, recomandări, contribuții....	183
6.4.1. Factorii care influențează caracteristicile postelastice ale diaframelor cu goluri	184
6.4.2. Recomandări privind metodele de ductilizare a diaframelor cu goluri.....	185
6.4.3. Contribuții personale, Valori, icări ale cercetărilor	188
BIBLIOGRAFIE	190

*

* *

Cap.1. INTRODUCERE

Dezvoltarea îndepărtată a tuturor domeniilor de activitate umană implică atât creșterea continuă a volumului de construcții cât și diversificarea lor, iar efortul tehnico-material al societății pentru realizarea acestui mare volum de construcții devine tot mai substanțial. De aceea necesitatea de a construi economic, dar bine, s-a impus ca un element de primă importanță în fața constructorilor. Satisfacerea acestor cerințe implică însă o analiză aprofundată a soluțiilor constructive, a comportării structurilor de rezistență sub acțiunea încărcărilor exterioare și reclamă o cunoaștere temeinică a factorilor care influențează această comportare, a modului de acționare a încărcărilor și a răspunsului structurii la acțiunile ce se exercită asupra sa.

De o deosebită importanță a devenit în ultimele decenii, tendința de protejare a structurilor la acțiunile seismice puternice, tendință care a scus în primul plan necesitatea fundamentării unei concepții de proiectare și execuție "antiseismice".

În acest context de împrejurări s-au impus structurile cu diafragme din beton armat monolit, care au ajuns astăzi să reprezinte soluția cea mai frecvent utilizată la clădirile civile multi-etajate, datorită avantajelor pe care le prezintă atât sub aspectul economicității și al posibilității de a folosi procedee industrializate de execuție cât și din punct de vedere al comportării și răspunsului la acțiunile laterale în general și seismice în special.

1.1. Generalități privind structurile cu diafragme din beton armat monolit.

Structurile cu elemente de rezistență verticale plane-diafragme - au început să fie utilizate pe scară largă pe plan mondial, în urmă cu oca. 3 decenii, în special la clădirile de locuit multi-etajate, dovedindu-și în acest interval utilitatea atât din punct de vedere al rezistenței la acțiuni seismice /6/, cât și a unor avantaje tehnico-economice /8,186/, în raport cu structurile în cadre de beton armat ;

- consum de oțel, cofraje și manoperă mai redus ;
- deplasări relativ mici, la acțiunile orizontale (seism, vânt, etc) ;

Tabelul 1.1.

Clădirea	Localitatea și țara	Destinația clădirii	Numărul de nivele	Înălțimea	Anul construcției
1	2	3	4	4	6
Water-Tower Inn Building	Chicago (S.U.A.)	Hotel și locuințe	77	263	1974
Transamerican	San-Francisco(S.U.A)	Birouri	50	261	1972
M.L.C. Center	Sydney (Australia)	Birouri	62	235	1975
One Shell Plaza (beton ușor)	Houston (S.U.A.)	Birouri	50	218	1970
Tiniuku-Suitomo	Tokio (Japonia)	Birouri	52	212	1979
Edificio Peugeot	Buenos Aires (Argentina)	Birouri	63	204	1962
Carlton Center	Johannesburg (Africa de Sud)	Birouri	50	203	1972
Parque Central Torre	Caracas (Venezuela)	Birouri	56	200	-
Lake Point Towers	Chicago (S.U.A.)	Locuințe	70	196	1965
Place Victoria	Montreal (Canada)	Birouri	47	190	1964
Tour Fiat	Paris (Franța)	Birouri	49	188	1973
Marina City	Chicago (S.U.A.)	Locuințe și parkinguri	60	179	1962
Manufacturer's Life Center	Toronto (Canada)	Locuințe și magazine	55	176	1971
Mexico Hotel	Ciudad de Mexico (Mexic)	Hotel	48	173	1972
Australia Square (beton ușor)	Sydney (Australia)	Birouri	52	171	1967
Mresdner Bank	Frankfurt am Main (R.F.Germania)	Birouri	30	166	1977
Kasumigaseki	Tokio (Japonia)	Hotel	36	147	1967
Mainzer Landstrasse Bürohaus	Frankfurt am Main (R.F.Germania)	Birouri	40	142	1975
Concordia	Köln(R.F.Germania)	Locuințe	49	137	1972
Stadt Hotel	Berlin (R.F.Germania)	Hotel	41	132	1970
Intercontinental	București (România)	Hotel	24	88	1969

- posibilitatea dirijării ordinii de apariție a articulațiilor plastice în diafragme sub acțiunea forțelor seismice, mai întâi în capetele buiandrugilor și apoi la baza montanșilor ;

- asigurarea unei protecții sporite, împotriva avarierii elementelor nestructurale (pereți despărțitori, mobilier, etc), datorită rigidității mai mari ;

- sensibilitatea redusă a diaframelor la dereglările introduse de pereții despărțitori în comportarea la forțe seismice ;

- posibilitatea utilizării unor procedee industrializate de execuție (mai rapide), de tipul cofrajelor plane, spațiale, glisante, etc).

După cum se remarcă în lucrarea /179/, referitor la comportarea construcțiilor din țara noastră la cutremurul din 4 martie 1977, structurile cu diafragme din beton armat monolit la care s-a realizat o simetrie în distribuția diaframelor, asigurând o rigidizare suficientă, echilibrată și continuă pe ambele direcții, au avut o bună comportare la cutremur.

Din motivele arătate mai sus, la clădirile înalte cu peste 10-12 niveluri, în zone seismice, structurile cu cadre din beton armat constituie o soluție extrem de dezavantajoasă, aproape neaplicabilă, în timp ce structurile cu diafragme se pot executa cu înălțimi foarte mari, cu condiția luării unor măsuri speciale (folosirea unor betoane de marcă superioare, reducerea greutății proprii a elementelor nestructurale și a celor de rezistență, etc).

Pe aceste considerente, pe plan mondial s-au construit numeroase clădiri foarte înalte cu structura din diafragme de beton armat, destinate în general pentru birouri, hoteluri sau locuințe. Printre cele mai reprezentative clădiri înalte cu structura din diafragme de beton armat, din lume, se situează cele din tabelul 1.1, iar de la noi din țară, hotelurile " Intercontinental " și " Corobanți " din București, hotelul " Continental " din Timișoara, Spitalul Municipal din București ș.a.

1.2. Tipuri de structuri cu diafragme. Clasificări.

În cazul clădirilor cu structura din diafragme de beton armat monolit, există o diversitate de criterii după care aceste clădiri se pot clasifica.

Astfel, după forma în plan a clădirii, se disting ;

- clădiri de tip punct, având dimensiuni apropiate, în plan, pe cele două direcții, care atunci când au înălțimi mari se mai numesc clădiri turn (fig.1.1a) ;

- clădiri de tip bară, avînd forme dreptunghiulare în plan și deci rigiditatea sporită pe o direcție (Fig.1.1.b);

- clădiri de forme speciale, care pot avea în plan configurații diverse : circulare, hexagonale, ovale, rombice, tip U , T , L , Y , H, etc (fig.1.1.c)

După modul de dispunere în plan a diafragmelor se utilizează :

- structuri cu diafragme dese, numite și structuri de tip "fagure", la care diafragmale sînt dispuse la fiecare travee avînd și funcțiunea de pereți despărțitori. Aceste structuri au rigiditate mare, diafragmale au procente mici de armare, iar execuția se pretează la procedee industrializate (fig.1.1.d) ;

- structuri de diafragme dispuse la distanțe medii, numite și structuri de tip "celular", la care diafragmale delimitează celule mari, de mărimea unui apartament, unei clase de școală, etc, iar între diafragme sînt amplasați stîlpi (de regulă în fațade, fig. 1.1.e) ;

- structuri cu diafragme rare, dispuse la distanțe mari, la care diafragmale nu respectă un anumit ritm și care oferă avantajele unei libertăți funcționale mai mari a planului, dar care au în același timp un consum de oțel cu cca. 10-15 % mai ridicat decît sistemul " fagure " (fig.1.1.f);

- structuri cu nuclee(" tuburi " de diafragme), la care diafragmale sînt grupate sub forma unui nucleu central sau a mai multor nuclee marginale, în restul planului prevăzîndu-se stîlpi (fig. 1.1.g) ;

- structuri combinate diafragme-cadre, la care cadrele pot prelua și o parte din încărcările orizontale. Asemenea structuri au o ductilitate sporită datorită conlucrării între cadre și diafragme, păstrîndu-și avantajul rigidității oferit de prezența diafragmelor (fig.1.1.e,f,g).

- structuri cu parter flexibil, la care doar o parte din diafragmale de la etaje se continuă și la parter (sau nici una în cazul limitat), celelalte fiind înlocuite de stîlpi care permit crearea unor spații cu suprafețe mari. Este cazul clădirilor de locuit sau hotelurilor care au la etaje diafragme dese, iar la parter spații mari pentru magazine, restaurante, etc. Variația bruscă a rigidității diafragmelor de la etaj la parter, pune probleme de calcul și dimensionare deosebite, mai ales în zone seismice unde folosirea unor asemenea structuri este limitată (fig.1.1.h).

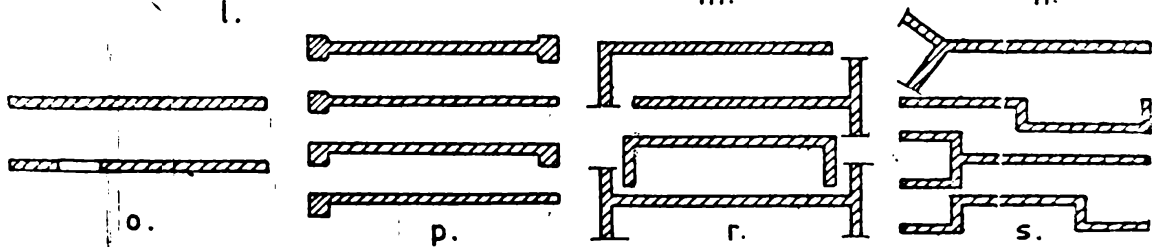
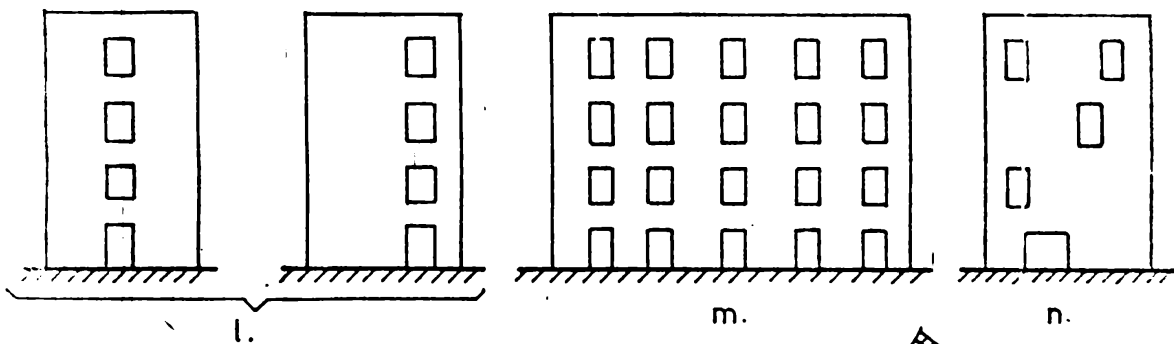
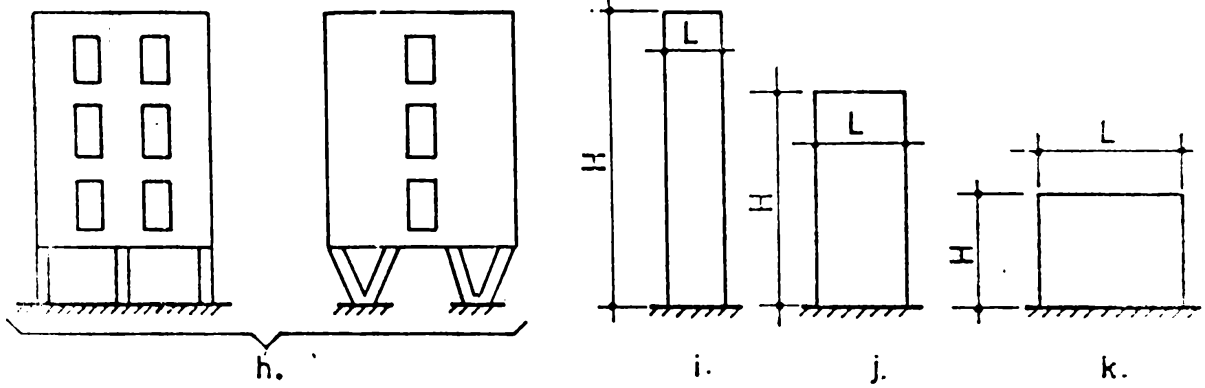
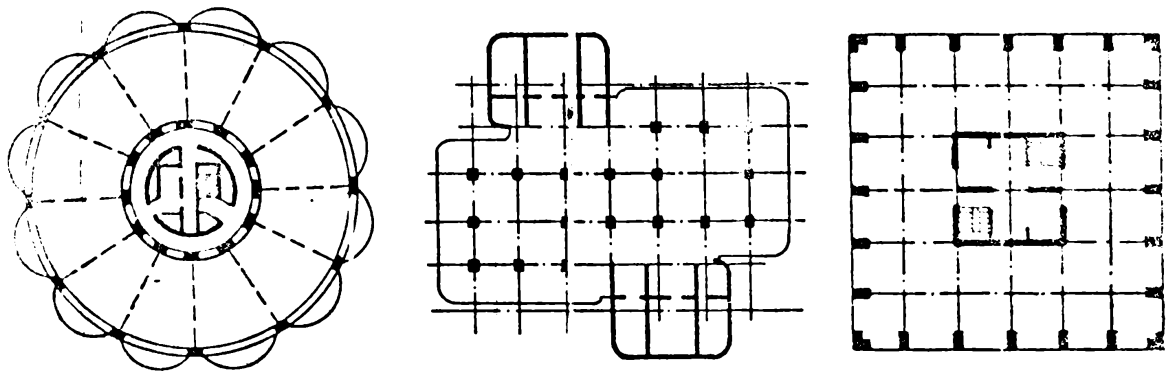
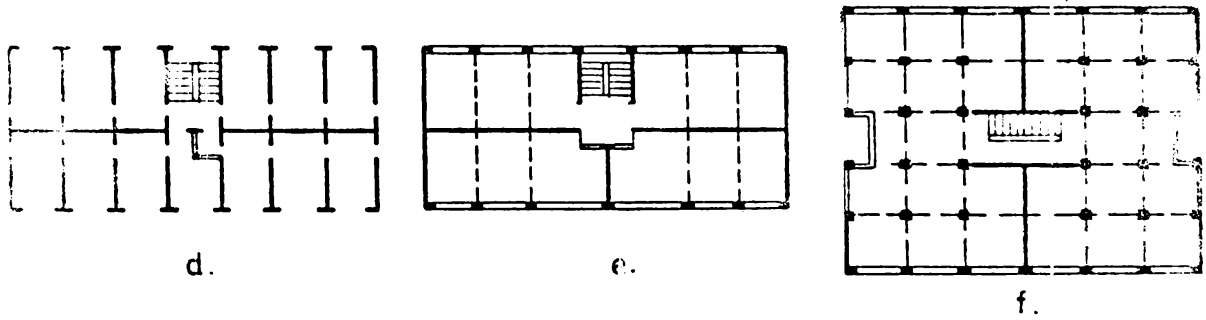
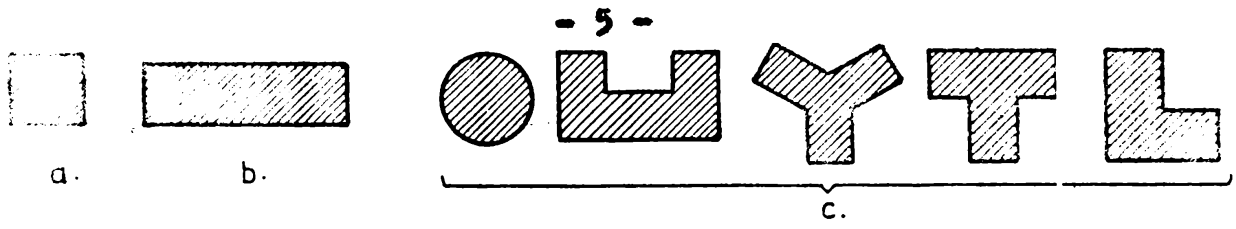


Fig. 1.1

1.3. Tipuri de diafragme. Clasificări

Din punct de vedere al prezenței golurilor, diafragmele de împart în două mari categorii :

- diafragme pline, având diferite secțiuni (lamelare, cu bulbi, cu tălpi, etc), cu rigiditate ridicată și o comportare mai clară și ușor de prins în calcul ;

- diafragme cu goluri, formate din montanși și rigle de cuplare (buiandrugi), având rigiditatea mai redusă datorită prezenței golurilor și o comportare mai complexă datorită concentrărilor de eforturi din jurul golurilor.

După conformația generală, diafragmele pline se împart în funcție de raportul dimensiunilor în plan vertical (H/L), /42,136/, în :

- diafragme lungi, la care $H/L > 5$ (fig.1.1.i) ;

- diafragme medii, la care $2 \leq H/L \leq 5$ (fig.1.1.j) ;

- diafragme scurte, la care $H/L < 2$ (fig.1.1.k) ;

După rintel /30/, criteriul de clasificare cel mai corect este acela al ponderii deformațiilor de lunecare δ^L în raport cu deformațiile totale (din încovoiere δ^M și lunecare δ^L). Astfel diafragmele pot fi :

- diafragme lungi, la care $\delta^L \leq 0,1$ ($\delta^M + \delta^L$) ;

- diafragme scurte, la care $\delta^L > 0,1$ ($\delta^M + \delta^L$) ;

cu observația că δ^L și δ^M se referă la valorile în domeniul elastic, deoarece în domeniul de comportare postelastice raportul se modifică, întrucât datorită fisurării betonului scade rigiditatea diafragmei la lunecare în raport cu cea la încovoiere.

La rândul lor, diafragmele cu goluri pot fi grupate astfel:

- diafragme cu un șir de goluri dispuse simetric sau nesimetric (fig.1.1.l) ;

- diafragme cu mai multe șiruri de goluri (fig.1.1.m) ;

- diafragme cu goluri dispuse neordonat (fig.1.1.n).

După forma în plan a secțiunii transversale a diafragmelor, se deosebesc următoarele tipuri :

- diafragme lamelare, de formă alungite, dreptunghiulare, sensibile la pierderea de stabilitate, dar simplu de dimensionat și executat (Fig.1.1.o) ;

- diafragme cu bulbi la capete, care prezintă unele dificultăți la execuție, dar au o stabilitate sporită prin prezența bulbilor și un spor de capacitate portantă față de cele lamelare (fig.1.1.p) ;

- diafragme cu tălpi, de o parte sau de ambele părți ale inimii diafragmei, alcătuiind profile în formă de T, L, I, □, etc.

Tălpile, rezultate din conlucrarea unor diafragme perpendiculare, măresc zona comprimată a diafragmei și contribuie la creșterea stabilității acesteia (fig.1.1.r) ;

- diafragme frunte sau cotite, nerecomandabile în zonele seismice, datorită concentrărilor de eforturi în zonele de fringere (fig.1.1.s).

1.4. Criterii generale de alcătuire a structurilor cu diafragme

Diafragmele, amplasate rațional într-o clădire, pot deveni deosebit de eficiente în preluarea solicitărilor orizontale, îndeplinind în același timp și alte cerințe funcționale. Într-o structură, diafragmele le revine de regulă întreaga solicitare orizontală, sau uneori cea mai mare parte din această încărcare, de aceea la baza calculului și alcătuirii unei asemenea structuri trebuie să stea câteva criterii generale de primă importanță:

- asigurarea unei rigidități a structurii, astfel încât în timpul unui cutremur moderat să fie protejate împotriva avariilor atât elementele structurale cât și cele nestructurale și mobilierul ;

- asigurarea unei rigidități și capacități portante, care să permită obținerea unui răspuns elastic al structurii, sau cel mult, să liăteze gravitatea avariilor structurale, în timpul unui cutremur moderat, astfel încât costul reparațiilor să fie rezonabil ;

- asigurarea unei ductilități structurale și a unei capacități de disipare a energiei (în cazul unui cutremur puternic) care, chiar dacă permit apariția unor avarii extinse dincolo de posibilitatea de a fi reparate, să nu permită ajungerea la colaps.

Realizarea acestor criterii, presupune respectarea unor reguli de conformare generală a ansamblului structurii, legate de :

- alegerea corespunzătoare a forței în plan a clădirii astfel încât să se evite nesimetriile de masă, sau să se reducă la minimum ;

- amplasarea corespunzătoare a diafragmelor în planul clădirii, în scopul reducerii la minimum a nesimetriilor de rigiditate, sau chiar al evitării acestora, pentru a micșora efectele defavorabile ale torsionii generale a structurii ;

- asigurarea unei rigidități de ansamblu a structurii la deplasări laterale, de același ordin de mărime după toate direcțiile ;

- realizarea planșelor ca diafragme orizontale (gaibe), cu o rigiditate și o capacitate portantă suficiente pentru a colecta

forțele orizontale și a le transmite diaframelor verticale.

- evitarea amplasării în zone seismice, a clădirilor cu forme și structuri având nesimetrii pronunțate de masă și rigiditate.

1.5. Stadiul actual al cercetărilor privind comportarea diaframelor din beton armat monolit, la solicitări orizontale

Răspîndirea tot mai largă a sistemului constructiv cu diaframe din beton armat monolit și recunoașterea avantajelor pe care le prezintă mai ales în ceea ce privește comportarea la solicitări orizontale de tip seismic, a dus la o intensificare a cercetărilor teoretice și experimentale asupra acestui sistem în ultimii 15-20 de ani, atât la noi în țară cît și în străinătate.

Dacă în prima parte a acestei perioade, cercetările s-au limitat la abordarea unor aspecte izolate privind comportarea în domeniul elastic a structurilor cu diaframe solicitate la încărcări statice, în partea a doua s-a pus accentul tot mai mult pe studierea comportării diaframelor pline și cu goluri în condiții specifice solicitărilor seismice puternice, adică comportarea în domeniul postelastice, pînă la cedare, sub încărcări ciclice /186/.

În cele ce urmează se fac referiri la cercetările din ultima perioadă de 8-10 ani din țară și din străinătate.

În România, cercetările privind comportarea structurilor cu diaframe din beton armat monolit s-au concentrat în principal în București, la I.C.C.C. și Catedra de Construcții din beton armat de la I.C.B., în Timișoara la Filiala I.C.C.P.D.C. și la Catedra de Construcții civile, industriale și agricole din cadrul I.P. "Traian Vuia" și în Iași la Filiala I.C.C.P.D.C. în colaborare cu ICPRON și Catedra de mecanica construcțiilor de la I.P. Iași.

La I.M.C.E.H.C. București s-au efectuat începînd din anul 1977 o serie de cercetări asupra comportării unor modele de diaframe pline, de lungime medie, supuse la încărcări orizontale monotone sau alternante, /42,43,173,186/, iar la Catedra de Construcții din beton armat, din cadrul I.C.B. s-au efectuat o seamă de studii teoretice și experimentale asupra unor diaframe pline de beton armat cu secțiuni dreptunghiulare, cu bulbi sau talpi supuse la încărcări alternante ciclice, urmărindu-se rezistența, deformabilitatea și ductilitatea elementelor încercate, /5,7,56,60,69,70,71,143,149/.

La Timişoara, în cadrul Catedrei C.C.I.A. a I.P. "Traian Vuia" în colaborare cu Filiala I.C.C.P.D.C. s-au inițiat și desfășurat o serie de cercetări asupra calculului și comportării structurilor cu diafragme din beton armat monolit supuse la încărcări laterale monotone sau alternante /13,21,39,85,91,93,125,157,159,169/, iar după 1980 programul de cercetare teoretică și experimentală s-a orientat în principiu asupra comportării diafragmelor cu goluri, din beton armat monolit, la încărcări laterale ciclice alternante, urmărind cu precădere comportarea în domeniul postelastice. Studiile și încercările desfășurate au fost valorificate prin numeroase lucrări publicate pe plan local și național /50,52,53,94,95,96,114,115,116,117,118,119,167,168,177,178/ sau internațional /51/, precum și prin propuneri și recomandări /183,184,185/ privind completarea și îmbunătățirea instrucțiunilor tehnice P85-82 referitoare la proiectarea diafragmelor din beton armat /100/.

La Iași, s-au efectuat studii și cercetări experimentale asupra unor elemente constitutive a diafragmelor supuse la solicitări orizontale /109,110,187/, pentru stabilirea capacității portante și ductilității acestora, studii ale căror rezultate sînt prezentate în lucrarea /103/.

Pe baza studiilor și experimentărilor efectuate s-au putut elabora pentru prima dată la noi în țară în 1973, instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton armat monolit, completate și îmbunătățite în 1982, /180/.

În străinătate, principalele cercetări asupra structurilor cu diafragme s-au desfășurat în S.U.A., Noua Zeelandă, Canada, Japonia, etc.

Astfel, în S.U.A., cercetările publicate de Cardenas, Hanson, Corley, Hognestad și Magura /44,58/, asupra diafragmelor din beton armat pun bazele prescripțiilor americane ACI 318-77 /174/, referitoare la calculul și dimensionarea diafragmelor insistînd asupra faptului că modelul de rupere și de determinare a capacității portante la compresiune excentrică valabil la elementele liniare din beton armat poate fi adoptat și la diafragmele lungi.

Un vast program de cercetări asupra unor diafragme pline supuse la solicitări ciclice s-a desfășurat la Universitatea din Berkeley - California, concluziile trase de Wang, Bertero și Popov /29,170/ arătînd în evidență necesitatea dimensionării diafragmelor la o valoare a forței tăietoare asociată momentului

capabil, precum și rolul armăturilor longitudinale și transversale ale bulbilor asupra capacității de deformaare postelastice a diafragmelor. În același centru de cercetare Aktan și Bertere publică o lucrare /10/, în care sînt prezentate o serie de cercetări în domeniul diafragmelor din beton armat monolit, efectuate de diverși cercetători din S.U.A., Noua Zeelandă și alte țări precum și rezultatele obținute de aceștia cu privire la proiectarea anti-seismică a diafragmelor cu goluri și a structurilor mixte cadre-diafragme.

De remarcat în mod deosebit sînt cercetările efectuate în Noua Zeelandă de către Park, Paulay, Santhakumar, Uzumeri, ș.a. asupra diafragmelor pline scurte, sau cu goluri, solicitate în domeniul postelastic. Cercetările, desfășurate de Universitatea Canterbury din Christchurch /135,136,137,138,139,140,141,142,143,156/ acot în evidență comportarea riglelor de cuplare și a montajilor diafragmelor cu goluri, mecanismul lor de cedare și capacitatea de deformaare postelastică, capacitatea portantă și degradarea rigidității elementelor experimentale, precum și influența modului de armare a riglelor de cuplare asupra comportării de ansamblu a diafragmelor.

Cercetările efectuate sub conducerea lui I. Paulay marchează astfel o etapă calitativ superioară în studiul experimental desfășurat pe plan mondial asupra diafragmelor cu goluri, prin trecerea la studierea comportării diafragmelor în domeniul de lucru postelastic, mergînd pînă la stadiul de cedare și luînd în considerare și încărcări ciclice alternante de tipul celor seismice.

Încercări referitoare la comportarea diafragmelor cu goluri în ansamblu și a riglelor de cuplare, supuse la solicitări laterale s-au mai efectuat la laboratorul P.C.A. de la Skokie-Illinois sub conducerea lui Barney /23/ și în Canada sub coordonarea lui Mirza M.S., care a prezentat un studiu experimental, /121/, desfășurat asupra unui număr de 3 diafragme de lungime medie, cu un gir de goluri mic sau mijlociu și cu buiandrugi armăți în sistemul clasic sau după diagonala, supuse la încărcări laterale statice monotone și fără forțe axiale.

La această dată, pe baza studiilor și cercetărilor experimentale efectuate, se poate afirma ca o concluzie generală, ca acestea au pus în evidență posibilitatea de a realiza structuri cu diafragme din beton armat, cu caracteristici generale de comportare convenabile din punct de vedere al rezistenței, rigidității, ductității și capacității de absorbție a energiei și deci cu eficiență ridicată la utilizarea în zone de solicitări seismice repetate

/6,29,186/.

Pe acest considerent, în România și în multe țări din lume (Franța, Canada, Australia, R.F.G., Noua Zeelandă, S.U.A., etc) s-au redactat norme de calcul și alcătuire a construcțiilor cu diafragme din beton armat, norme cuprinse de regulă în normele pentru construcțiile din beton armat în general, sau în normative speciale numai pentru structuri cu diafragme, cum este normativul românesc P 85 - 82 /180/.

Majoritatea acestor normative sînt redactate însă luînd în considerare o comportare elastică a diafragmelor sub acțiunea încărcărilor exterioare, în timp ce comportarea în afara domeniului elastic este mai puțin studiată și cunoscută, deși se cunoaște că proiectarea unor structuri din beton armat în limitele unui răspuns elastic la solicitări seismice puternice, este evident neeconomică.

Normativul românesc dă indicații cu caracter general, cu privire la cerințele de ductilitate a structurilor și la capacitatea acestora de a disipa energia indusă de cutremure, concretizate mai ales prin măsuri constructive, de aceea continuarea cercetărilor asupra comportării diafragmelor din beton armat în domeniul post-elastic și asupra factorilor care influențează această comportare trebuie să continue o preocupare de bază a specialiștilor în domeniu.

1.6. Obiectul tezei de doctorat

După cum s-a aratat în cele de mai sus, răspîndirea largă în lume, a sistemului structural cu diafragme de beton armat în execuția clădirilor, datorită avantajelor pe care le prezintă și conturarea clară a tendințelor de protejare a acestora față de acțiunile seismice puternice, a pus în evidență necesitatea fundamentării unei concepții de proiectare și execuție " antiseismice " clare, științifice a acestor structuri. Făurirea unei asemenea concepții, reclamă însă o cunoaștere temeinică a relației solicitare - structură - răspuns și a factorilor care influențează această relație. În acest sens în ultimii ani s-a constatat o intensificare a cercetărilor teoretice și experimentale asupra comportării structurilor cu diafragme din beton armat monolit, punîndu-se accentul tot mai mult pe comportarea în domeniul postelastice (vezi pct.1.5).

Lucrarea de față, care sintetizează cercetările autorului pe o perioadă de 6 ani (1961 - 1987), se încadrează în acest program larg de cercetare științifică, teoretică și experimentală, desfășurat în țara noastră și se referă la problemele comportării diafrag-

melor din beton armat, cu goluri, la acțiunea solicitărilor orizontale ciclic-alternante, urmărind cu precădere domeniul de comportare postelastice. Din multitudinea factorilor care influențează răspunsul postelastic al diafragmelor cu goluri, solicitate lateral ciclic - alternant, autorul s-a preocupat de elucidarea unor aspecte de mare importanță cum sînt ductilitatea diafragmelor cu goluri și a elementelor componente ale acestora și capacitatea diafragmelor cu goluri de a absorbi (disipa) energia indusă de solicitări, prin deformări postelastice. În același timp în lucrare sînt prezentate rezultate și concluzii ale cercetărilor autorului privind mechanismul de rupere (cedare) al diafragmelor cu goluri solicitate ciclic - alternant, posibilitățile de dirijare a acestui mecanism, precum și unele aspecte privind influența degradării rigidității diafragmelor cu goluri supuse la încărcări orizontale ciclic - alternante, asupra modificării perioadei proprii de vibrație.

Cercetările autorului, desfășurate în cadrul unui colectiv al Catedrei de construcții civile, industriale și agricole, a Facultății de construcții din Timișoara, în colaborare cu Filiale din Timișoara a I.C.C.P.D.C., au la bază două contracte de cercetare științifică extinse pe o perioadă de 6 ani, avînd ca beneficiar I.C.C.P.D.C. - București :

- contract nr.877/1981, I.C.C.P.D.C. - " Studii asupra comportării structurilor din diafragme de beton armat monolit la încărcări laterale alternante ", /177/ ;

- contract nr.555/1985, I.C.C.P.D.C. - " Comportarea în domeniul postelastic a diafragmelor cu goluri, din beton armat, solicitate la încărcări orizontale alternante ", /178/.

egalonate pe următoarele faze de elaborare, desfășurate pe ani :

Contractul 877/1981

- Faza 1/1982 - " Studii preliminare de stabilire a modelelor experimentale și de realizare a standului de încercare /177/ ;

- Faza 2/1982 - " Experimentări pe modele pentru studierea comportării diafragmelor cu goluri solicitate la încărcări laterale alternante (referat final), /177/ ;

- Faza 1/1983 - " Laborator. Experimentări pe modele de diafragme pentru studierea comportării diafragmelor cu goluri mijlocii, solicitate la încărcări laterale alternante (referat parțial), /177/ ;

- Faza 2/1984 - " Prescripții tehnice. Propuneri privind îmbunătățirea prevederilor referitoare la ductilitate și rigiditate din instrucțiunile tehnice pentru proiectarea diafragmelor de beton armat (P.85-82) - Referat cu concluzii ", /183/ ;

- Faza 3/1984 - " Recomandări privind completarea instrucțiunilor tehnice P 85-82, referitor la capacitatea portantă și alcătuirea constructivă a diafragmelor din beton armat, /184/ ;

- Referat final de sinteză - " Comportarea structurilor din diafragme de beton armat monolit, la încărcări laterale alternante" /177/ ;

Contractul 555/1985

- Faza 1/1985 - " studiu preliminar de stabilire a modelelor experimentale", /173/ ;

- Faza 2/1985 - " Laborator. Experimentări pe modele pentru studierea comportării în domeniul postelastice a diafragmelor sollicitate la încărcări orizontale alternante - etapa I/176/ ;

- Faza 3/1985 - " Laborator. Experimentări pe modele pentru studierea comportării în domeniul postelastice a diafragmelor sollicitate la încărcări alternante - etapa II", /178/ ;

- Faza 4/1986 - " Laborator. Experimentări pe modele pentru studierea comportării în domeniul postelastice a diafragmelor sollicitate la încărcări orizontale alternante - etapa III ", /178/ ;

- Faza 5/1986 - " Recomandări privind completarea și îmbunătățirea instrucțiunilor de calcul și alcătuire ale diafragmelor cu goluri, supuse la încărcări orizontale alternante (referat final de sinteză), /185/.

Lucrarea de doctorat este structurată pe 6 capitole.

Capitolul 1, cuprinde o introducere cu privire la dezvoltarea sistemului constructiv cu diafragme de beton armat monolit în țară și în străinătate, o clasificare generală a structurilor cu diafragme și a diafragmelor din beton armat monolit, câteva criterii generale de alcătuire a acestor structuri, precum și o sinteză a stadiului actual al cercetărilor din țară și străinătate, asupra comportării diafragmelor din beton armat monolit la sollicitări orizontale.

Capitolul 2 , conține o analiză a comportării ^{și} calculului diafragmelor cu goluri în domeniul elastic, prezentând date cu privire la metodele folosite pentru calculul diafragmelor în domeniul de comportare elastic și la domeniile de utilizare a acestor metode.

Capitolul 3, prezintă o analiză a comportării postelastice

a diaframelor solificate de sarcini orizontale, cuprinzind caracteristicile deformării postelastice a secțiunilor de beton armat și a diaframelor cu goluri în ansamblu, cu accent pe capacitatea de deformare postelastice a elementelor constituente ale acestora și pe mecanismul de rupere, precum și o prezentare generală a procedurilor de calcul al structurilor cu diafragme, în domeniul postelastic.

Capitolul 4, tratează în detaliu, problemele definiției și evaluării ductilității diaframelor cu goluri, solificate la sarcini orizontale în general și ciclic-alternante în special, precum și ale stabilirii capacității diaframelor cu goluri de a disipa energia indusă de solicitări. Capitolul mai prezintă de asemenea un procedeu energetic biografic folosit pentru analiza postelastice a diaframelor cu goluri.

Capitolul 5, cuprinde descrierea programului experimental desfășurat de autor, asupra unor modele de diafragme din beton armat monolit, cu un gir de goluri simetrice, solificate la încărcări orizontale ciclic-alternante, insistând asupra capacității de deformare postelastice a diaframelor - model și asupra mecanismului de rupere a acestora.

Capitolul 6, cuprinde contribuțiile autorului la elucidarea unor probleme legate de capacitatea de deformare postelastice a diaframelor cu goluri la evaluarea ductilității și capacității de absorbție a energiei a acestora și la influența degradării rigidității diaframelor, asupra perioadei proprii de vibrație. Capitolul mai cuprinde recomandări și propuneri privind îmbunătățirea prevederilor referitoare la ductilitatea și capacitatea de disipare a energiei la diafragmele cu goluri solificate la forțe orizontale, precum și concluzii desprinse din studiile și cercetările experimentale desfășurate de autor.

Tesa de doctorat se extinde pe un număr de 200 pagini, cuprinzând un număr de 124 figuri, 23 tabele și 186 titluri bibliografice.

Cap.2. ANALIZA DIAFRAGMELOR CU GOLURI, IN DOMENIUL ELASTIC

Răspunsul structurii la acțiunile exterioare cuprinde două aspecte, unul calitativ și unul cantitativ. Aspectul calitativ se referă la faptul că degradarea elementelor de rezistență, fisurarea, deformațiile, pot fi percepute vizual, iar aspectul cantitativ se referă la modalitățile de evaluare a mărimilor fizice corespunzătoare stadiului de solicitare analizat - deplasări și eforturi.

Analiza în domeniul elastic a diafragmelor cu goluri, din beton armat, se referă la cel de al doilea aspect și pune problema calculului și dimensionării diafragmelor în limitele obținerii unui răspuns elastic la acțiunile ce se manifestă asupra lor.

2.1. Comportarea structurilor cu diafragme la solicitări seismice

După cum rezultă din lucrările de specialitate /6,186/; comportarea structurilor din beton armat monolit la diferitele cutremure puternice din ultimii 20 de ani este cunoscută și a fost studiată de către o serie de cercetători din țară și străinătate /10,29,49,69,80,97,128,140,170,179, etc)/.

În România, cutremurul de 4 martie 1977 a pus în evidență /186/, faptul că structurile cu diafragme din beton armat monolit, au avut o comportare satisfăcătoare, deși au fost proiectate pe baza unor prescripții care s-au dovedit a fi descoperitoare, atât din punct de vedere al forțelor de calcul, cât și din cel al prevederilor de dimensionare și alcătuire constructivă, iar calitatea execuției a lăsat adeseori de dorit.

Lucrarea /179/ remarcă buna comportare a structurilor cu diafragme, la clădirile având parter și 4 etaje, la care nu s-au semnalat avarii structurale importante. În schimb la clădirile având un număr mai mare de niveluri, s-au constatat în unele cazuri (atât la structuri de tip "fagure" cât și la cele de tip "celular"), degradări structurale puternice (inclusiv 2 cazuri de prăbușiri parțiale la București), concentrate în principal la parter și etajele inferioare, în zonele de la baza montanșilor, în buiandrugi și în bulbii de capăt ai diafragmelor, unde din acțiunea cutremurului apar deseori solicitări alternante de compresiune și întindere.

S-au evidențiat astfel o serie de avarii caracteristice, apărute la diafragmele din beton armat monolit :

- fisurarea înclinată a diafragmelor, datorită faptului că nivelul de asigurare a preluării forței tăietoare a fost inferior celui de la compresiune excentrică (fig.2.1.a.) ;

- fisuri orizontale în zonele întinse, de la baza diafragmei (fig.2.1.b) ;

- zdrobiri ale betonului și flambarea armăturilor din zonele comprimate de la baza diafragmei sau montanșilor (fig.2.1.c) ;

- fisuri înclinate în riglele de cuplare (fig.2.1.d) ;

- fisuri verticale la capetele riglelor de cuplare, în zona întinsă și zdrobiri ale betonului comprimat (fig.2.1.e) ;

- fisurarea orizontală în dreptul rosturilor de turnare (fig.2.1.f) ;

Avariile prezentate, apărute separat, sau combinate (fig. 2.1.g), au scos în evidență faptul că, diafragmale pline sau montanșii diafragmelor cu goluri au avut în general capacitatea de preluare a forței tăietoare inferioară celei la moment încovoietor.

S-a constatat însă, efectul favorabil al armării diafragmelor, în ciuda, cu armături având ductilitate ridicată (OB 37, PC52) în raport cu plasele sudate din STNB, în primul caz armăturile deiorându-se doar, fără să se rupă, în timp ce la STNB s-au constatat și ruperi "casante". S-a mai remarcat faptul că, rigiditatea sporită a diafragmelor (în raport cu structurile în cadre) a determinat deplasări orizontale (săgeți) sensibil mai mici, ceea ce a dus la limitarea degradărilor elementelor nestructurale sau a mobilierului din clădiri, explicația constând în alura generală a axei medii deformată mult diferită la un cadru (fig.2.2) în raport cu o diafragmă (fig.2.3).

2.2. Metode pentru calculul diafragmelor cu goluri în domeniul elastic

2.2.1. Generalități

calculul elastic al diafragmelor cu goluri, presupune acceptarea unor simplificări curente referitoare la : schema de calcul a structurii de rezistență, la comportarea materialului și la comportarea elementelor de rezistență în ansamblu.

În ceea ce privește schema de calcul esențială este ca aceasta să modeleze cât mai fidel structura (diafragma), iar eventualele simplificări să nu introducă modificări în comportarea principală a structurii. Cum structurile de rezistență sînt de

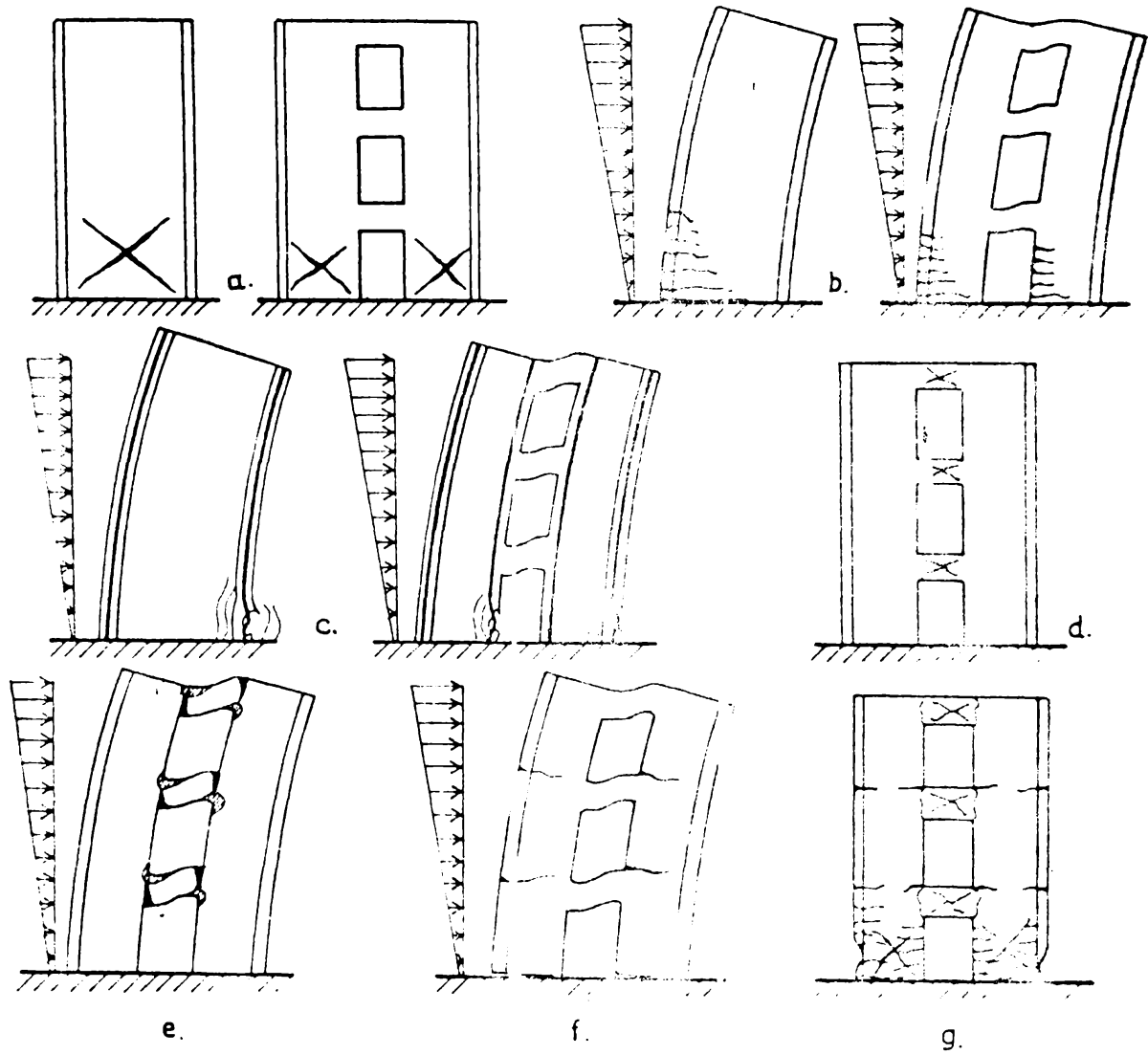


Fig. 2.1

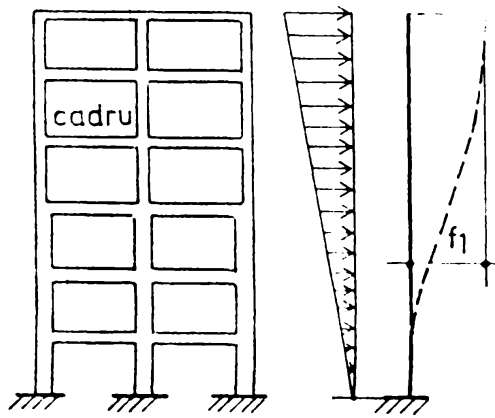


Fig. 2.2

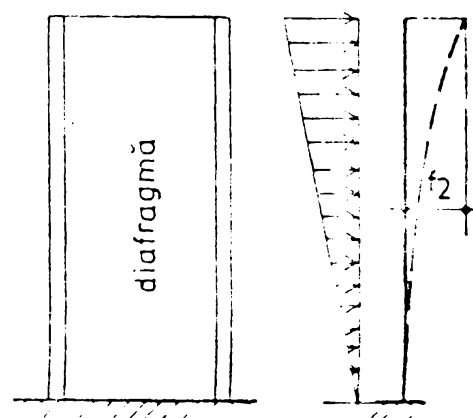


Fig. 2.3

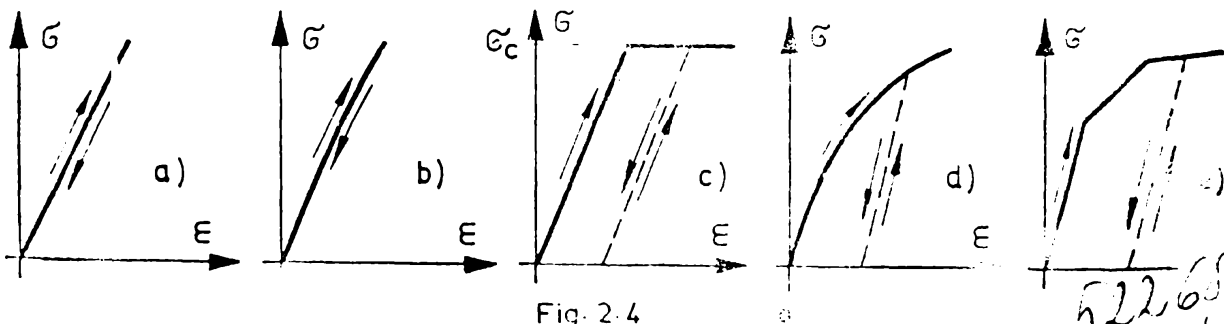


Fig. 2.4

522,654
143 G

regulă structurii spațiale, un calcul spațial implică dificultăți mari și cheltuieli foarte mari, de aceea pentru cele la care s-a acumulat o experiență suficientă, se adoptă de obicei scheme de calcul plane, structura descompunându-se în elementele componente-diafragme.

Comportarea materialului (betonul și armătura) din diafragme se schematizează prin curba caracteristică a materialului, corespunzătoare unei anumite solicitări. cea mai des folosită în practică este relația efort unitar - deformație specifică (fig.2.4.) reprezentată schematic pornind de la curbele caracteristice reale.

În domeniul de comportare elastică a materialului sînt variabile schemele simplificate din fig.2.4.a și b, iar structurile sau elementele care lucrează în aceste limite se numesc sisteme conservative /26/.

În afara limitei elastice de comportare, sînt folosite schemele simplificate din fig.2.4.c,d și e, care reprezintă o aproximație mai corectă a comportării materialului, avînd în vedere că structurile reale sînt alcătuite din materiale cu proprietăți elasto-plastice, care prin deformații plastice (curgeri) disipază (absorb) o parte din energia acumulată de structură sub efectul solicitărilor exterioare. Elementele care lucrează astfel sînt denumite sisteme neconservative, disipatoare de energie /26/.

Comportarea structurii se poate schematiza simplificat prin relațiile dintre forțele exterioare și deplasări (sau între eforturile secționale și deplasări), relații care au alura asemănătoare cu cele din fig.2.4, ale materialului.

2.2.2. Metode simplificate pentru calculul eforturilor secționale în diafragme cu goluri

Calculul structurilor cu diafragme cuprinde, conform /42,159/, în principal, următoarele etape :

- a - descompunerea structurii clădirii în substructuri simple (diafragme) ;
- b - stabilirea caracteristicilor geometrice și de rigiditate ale diaframelor ;
- c - determinarea încărcărilor orizontale totale pe fiecare direcție principală ;
- d - repartizarea încărcărilor orizontale între diafragmele care alcătuiesc structura, în funcție de rigiditățile acestora ;
- e - determinarea eforturilor secționale (M,N,T) din acțiunea încărcărilor orizontale;

f - determinarea eforturilor secționale din acțiunea încărcărilor verticale ;

g - însușirea eforturilor secționale din acțiunea combinată a încărcărilor verticale și orizontale ;

h - dimensionarea și armarea diafragmelor verticale ;

i - verificarea planșelor ca gâmba (diafragme) orizontale ;

Etapele b și e sînt specifice metodei de calcul a eforturilor secționale din diafragme, care definește în mod obișnuit și metoda de calcul în ansamblu a structurii.

La structurile cu diafragme, metodele simplificate pentru calculul eforturilor secționale din încărcările orizontale, în domeniul elastic, sînt metode bazate pe adaptarea unor simplificări :

- diafragmale sînt considerate în calcul ca fiind monotone pe verticală, pe toată înălțimea clădirii ;

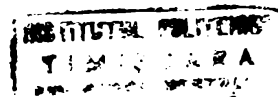
- legea de variație a încărcărilor orizontale pe înălțimea clădirii, trebuie să fie aceeași pentru toate diafragmale componente ale structurii și să fie cât mai simplă (pentru încărcările din acțiunea vîntului o distribuție uniformă, iar pentru cele seismice o distribuție triunghiulară) ;

- calculul la încărcări seismice ține seama numai de modul de vibrație fundamentală al structurii.

- structura se consideră ca un sistem de bare, diafragmale schematizîndu-se prin console verticale (diafragmale pline) sau prin cadre etajate (cele cu goluri suprapuse). Caracterul masiv al diafragmelor se ia în considerare prin introducerea unor corecții privind schemele pentru riglele de cuplare, deformațiile produse de forțele tăietoare și gradul de fisurare diferit al montanșilor și riglelor de cuplare ;

- se admite aproximația că deformațiile tuturor diafragmei-
lor componente ale structurii sînt egale și deci pentru repartizarea încărcărilor orizontale între diafragme este suficient să se pună condiția egalității deplasărilor laterale la un nivel (numai nivel caracteristic) ca să se realizeze egalitatea deplasărilor la toate nivelurile ;

- aproximația adăugată mai sus, privitoare la deformațiile diafragmelor se păstrează și referitor la influența rotirii fundațiilor, considerîndu-se că acestea sînt egale pentru toate diafragmale componente ale structurii, indiferent de modul de încastrare a acestora în fundație ;



Prin adăptarea simplificărilor asintote mai sus sistemul de ecuații de condiție rămâne dependent de un număr redus de parametri, ceea ce permite rezolvarea ușoară și directă cu ajutorul tabelelor sau abacelor.

În continuare se prezintă succint principalele metode simplificate pentru calculul eforturilor secționale în diafragmele cu goluri, folosite curent în proiectarea structurilor cu diafragme.

2.2.2.1. Metoda cadrului înlocuitor

Metoda cadrului înlocuitor sau metoda reducerii la cadre /6,42/, permite înlocuirea diafragmelor cu unul sau mai multe și ruri de goluri, cu un cadru etajat și monoton la care stâlpii sînt montanșii, iar riglele sînt buiandrugi (riglele de cuplare) diafragmei înlocuite.

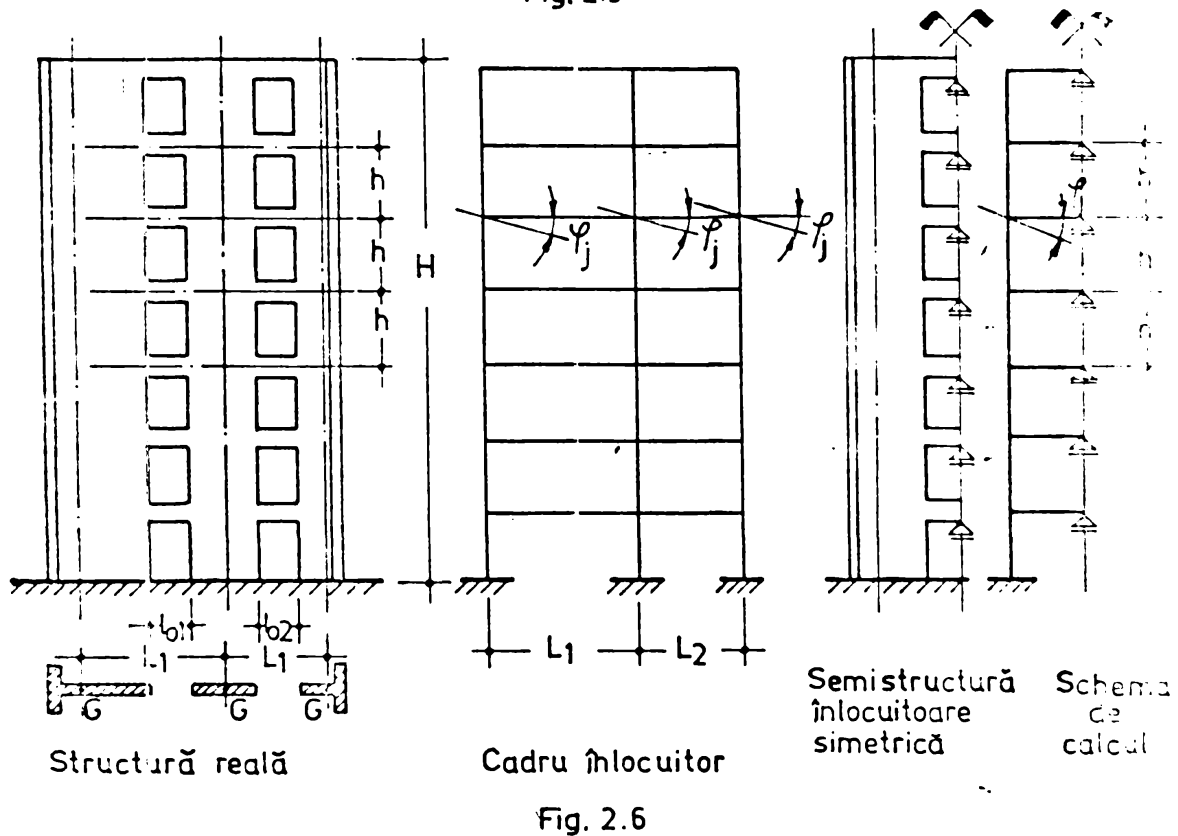
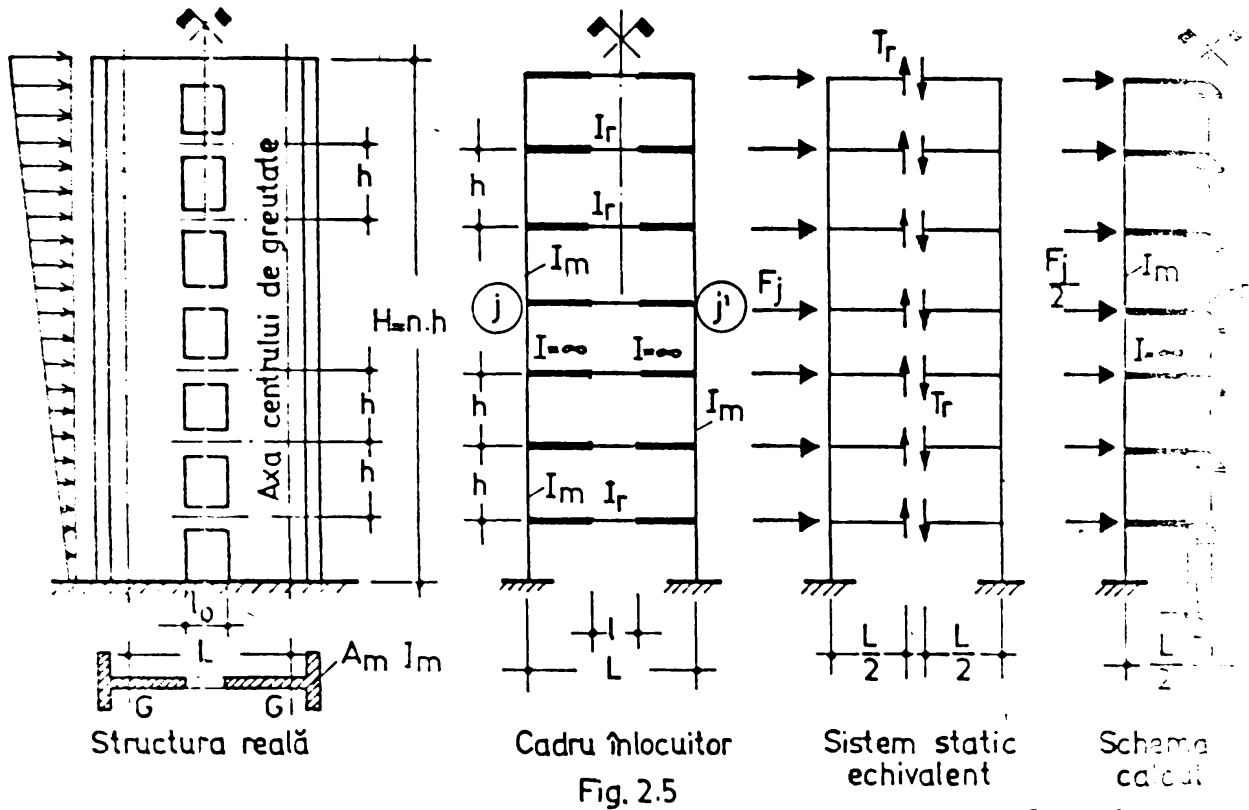
Pentru diafragmele cu un singur șir de goluri simetric dispuse, metoda permite transformarea sistemului static nedeterminat interior, într-un sistem static determinat echivalent la care momente- le încovoietoare la mijlocul riglelor (buiandrugilor) sînt nule, iar forțele tăietoare sînt aplicate la mijlocul buiandrugilor (fig.2.5.).

Aplicarea metodei și la diafragme cu un singur șir de goluri dispuse nesimetric sau la diafragme cu mai multe șiruri de goluri, solicită aproximația suplimentară că, la nivelul fiecărei rigle rotațiile tuturor nodurilor sînt egale între ele și de același semn la ambele capete ale riglelor (fig.2.6.).

Astfel diafragmele cu goluri devin cadre ortogonale, pentru a căror calcul la încărcări orizontale se pretează foarte bine metoda distorsiunilor, cunoscută în general sub denumirea de metoda Csonka /1,5,6,42,101/, cu observația că este necesar să se țină seama în plus de deformabilitatea axială a montanșilor (datorată lășizii mari a acestora în raport cu stâlpii unui cadru).

Distorsiunea unui nod de cadru, este rotirea imprimată acestuia în timp ce deplasările laterale ale nodului rămîn libere. În fig 2.7. este exemplificată distorsiunea unui nod de cadru (φ_j) cu deplasarea liberă (Δ), în comparație cu rotirea simplă a acestuia (ω_j), cu deplasarea blocată.

Pentru un cadru etajat ortogonal aceeași comparație între distorsiunea și rotirea simplă a unui nod de cadru curent (j), este prezentată în fig.2.8., iar în fig.2.9 este redată semnificația fizică a trecerii de la sistemul elastic de bază al metodei deplasărilor cu rotirile și deplasările laterale ale nodurilor blocate (ambele necunoscute), la un sistem de bază cu rotirile blocate - distorsiunile, dar cu deplasările laterale libere, deci cunoscute.



Intrucât diafragmae sînt monotone pe verticală sistemul de ecuații pentru rezolvarea problemei, devine dependent doar de 3 parametri :

- λ - raportul între rigiditățile riglelor și a montanșilor ;
- γ - factorul care introduce influența deformabilității axiale a montanșilor ;
- n - numărul de niveluri ,

astfel că rezultatele pot fi găsite în tabele în funcție de λ și γ pentru fiecare valoare a lui n (în lucrarea /6/ sînt date tabele pentru structurile de tip curent cu 3 - 11 niveluri).

Avînd în vedere notațiile din fig.2.5 - 2.9 se prezintă în continuare aplicarea metodei cadrului la calculul diafragmelor monotone cu goluri, supuse la forțe orizontale.

a. Diafragme cu un singur sir de goluri simetrice - Conform fig. 2.5. schema de calcul este un cadru etajat avînd stîlpii cu moment de inerție constant (I_m) iar rigiele cu moment de inerție constant (I_r) pe porțiunea centrală (1) deformabilă (fig.2.10) și infinit pe porțiunile laterale (L-1). Incărcările se consideră aplicate sub formă de forțe ^{centr}centrate acționînd în dreptul riglelor.

Calculul static este condus pe un semicadru ca în fig.2.9. cu reazeme mobile în punctele de moment nul de la mijlocul riglelor și încărcat în noduri cu 1/2 din forțele orizontale de nivel luate în considerare (a căror sumă este forța totală exterioară - Q).

Notînd cu :

M_{ji}, M_{jk}, M_j - momentele la capetele barelor care converg în nodul j (M_j fiind momentul la capătul riglei) ;

$\overline{M}_{ji}, \overline{M}_{jk}$ - valorile momentelor de încastrare perfectă (pe sistemul de bază) ;

$\overline{M}_j = \overline{M}_{ji} + \overline{M}_{jk}$ - momentul neechilibrat din nodul j ;

K_r, K_m - rigiditățile la distorsiune ale riglelor și stîlpilor; la determinarea relațiilor de calcul a eforturilor secționale și deformațiilor apar, /6/, următoarele expresii (pentru un nivel curent jk) :

- la stîlpi, care se deformează în sistemul de bază ca în fig.2.11

$$\overline{M}_{jk} = \overline{M}_{kj} = \frac{C_j \cdot h}{4} \quad (2.1)$$

și

$$K_m = \frac{E_m \cdot I_m}{h} \quad (2.2)$$

- la riglă, care sub efectul distorsiunii φ_j este sollicitată antisimetric, (fig.2.12) ;

$$K_r = \frac{6 E_r \cdot I_r}{l} \quad (2.3)$$

Expresiile momentelor în funcție de distorsiuni sînt :

- în sistemul de bază (cu rotirile blocate)

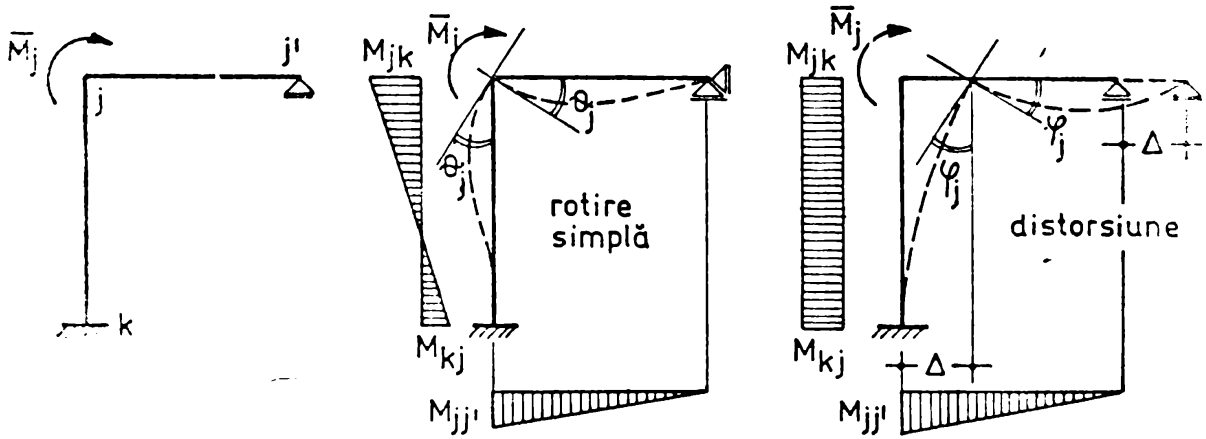


Fig. 2.7

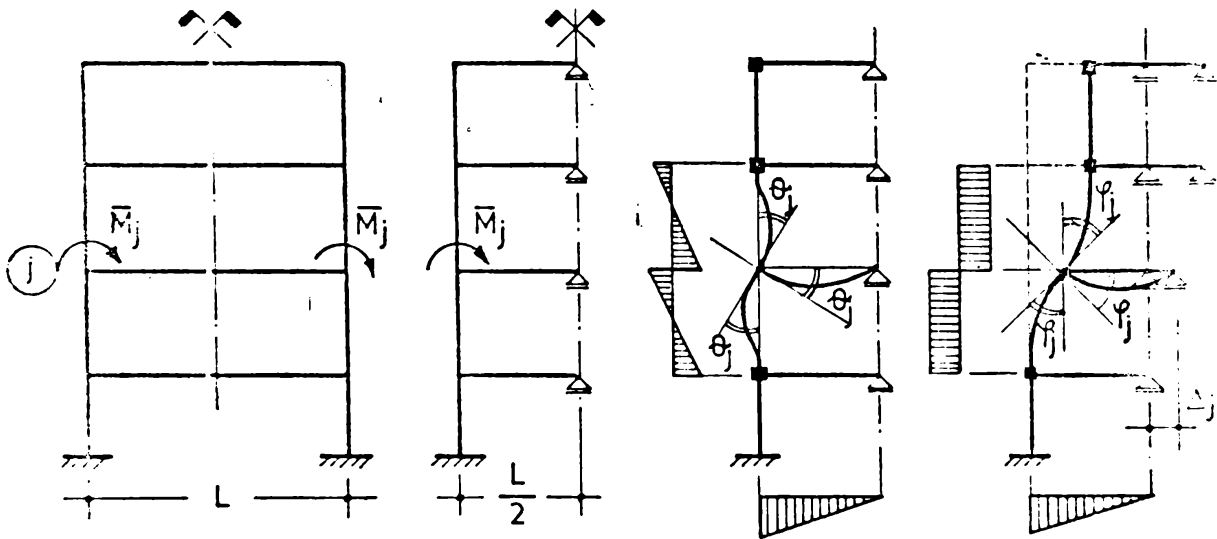


Fig. 2.8

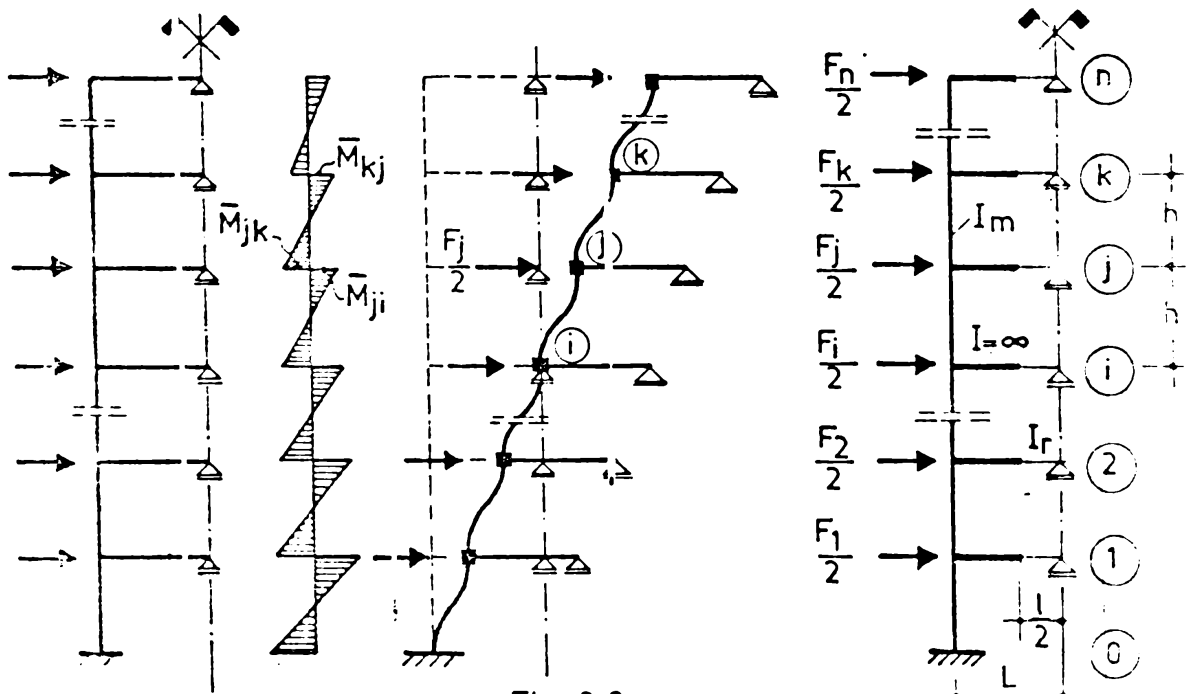


Fig. 2.9

$$M_{ji} = \overline{M_{ji}} \quad ; \quad M_{jk} = \overline{M_{jk}} \quad ; \quad M_j = 0$$

- din distorsiunea φ_j

$$M_{ji} = -K_M \cdot \varphi_j \quad ; \quad M_{jk} = -K_M \cdot \varphi_j \quad ; \quad M_j = -K_R \cdot \varphi_j \quad ;$$

- din distorsiunile φ_i, φ_k

$$M_{ji} = -M_{ij} = +K_M \cdot \varphi_i \quad ; \quad M_{jk} = -M_{kj} = +K_M \cdot \varphi_k \quad ;$$

- in total

$$\left. \begin{aligned} M_{ji} &= \overline{M_{ji}} - K_M (\varphi_j - \varphi_i) \\ M_{jk} &= \overline{M_{jk}} - K_M (\varphi_j - \varphi_k) \\ M_j &= -K_R \cdot \varphi_j \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

In aceste conditii, ecuația de echilibru a momentelor in jurul nodului j :

$$M_{ji} + M_{jk} + M_j = 0 \quad (2.5)$$

devine (inlocuind in ea expresiile momentelor (2.4) și ințroducind in locul distorsiunilor φ_j ca necunoscute, momentele la capetele riglelor) :

$$-M_i + M_j(2 + \lambda) - M_k = -\lambda \cdot \overline{M_j} \quad (2.6)$$

unde :

$$\lambda = \frac{K_R}{K_M} \quad (2.7)$$

Rezultă, din relația (2.6), că pentru o încărcare orizontală dată, deci pentru $\overline{M_j}$ cunoscut, ecuația depinde de un singur parametru caracteristic al structurii : raportul rigidităților λ .

La partea superioară a cadrului (in nodul n) ecuația (2.6) devine :

$$-M_{n-1} + M_n(1 + \lambda) = -\lambda \cdot \overline{M_n} \quad (2.8)$$

Ecuațiile de tipul (2.6) și (2.8) exprimate pentru întregul cadru etajat alcătuitesc un sistem cu matrice tridiagonală, de forma:

$$K_T = \frac{6 E_T \cdot I_T}{L} \left(\frac{l}{L} \right)^3 \quad (2.11)$$

in care $(L/l)^3$ este un coeficient supraunitar care introduce efectul secțiunii variabile.

Daca se ține seama și de deformăria suplimentară produsă în rigle de forță tăietoare (fig.2.13), și se introduce pentru porțiunea centrală deformabilă (l) a riglei modulul de rigiditate $G_T \cdot A_{Tt}$, în care $G_T \approx 0,4 E_T$ este modulul de elasticitate transversal și A_{Tt} aria secțiunii active a riglei, se ajunge la expresia distorsiunii suplimentare datorată forței tăietoare de forma :

$$\varphi_j^{(T)} = \frac{\delta}{L} = \frac{T_j \cdot l}{0,4 E_T \cdot A_{Tt} \cdot L} = - \frac{2 M_j \cdot l}{0,4 \cdot E_T \cdot A_{Tt} \cdot L^2} \quad (2.12)$$

Adăugînd această distorsiune la cea produsă de momentele încovoietoare, rezultată din relația (2.10)

$$\varphi_j^{(M)} = - \frac{M_j}{\frac{6 \cdot E_T \cdot I_T}{L} \left(\frac{l}{L} \right)^3} \quad (2.13)$$

rezultă distorsiunea totală a nodului j :

$$\varphi_j = \varphi_j^{(M)} + \varphi_j^{(T)} = - \frac{M_j}{\frac{6 \cdot E_T \cdot I_T}{L} \left(\frac{l}{L} \right)^3} \left(1 + \frac{30 \cdot I_T}{A_{Tt} \cdot l^2} \right) \quad (2.14)$$

înlocuind în relația (2.14) pe φ_j cu raportul $- M_j/K_T$ și notînd cu μ un coeficient subunitar care ține seama de influența deformațiilor produse de forța tăietoare în riglă, egal cu

$$\mu = \frac{1}{1 + \frac{30 \cdot I_T}{A_{Tt} \cdot l^2}} \quad (2.15)$$

rezultă expresia rigidității corectate a riglei :

$$K_T = \frac{6 \cdot E_T \cdot I_T}{L} \left(\frac{l}{L} \right)^3 \cdot \mu \quad (2.16)$$

Deoarece riglele de cuplare sînt solicitate la încovoiere (stadiul II de lucru) și au un grad mai avansat de fisurare decît al montanșilor care sînt comprimați excentric, se recomandă, /ldo/, ca $\alpha_T = (0,15 - 0,50) \alpha_M$, iar $\alpha_M = \alpha_D$, în domeniul de comportare

elastic.

Deformabilitatea axială a montanșilor, se poate lua în considerare în mod simplificat ^{pornind} de la momentul de inerție global al secțiunii forate de cei doi montanși (fig.2.10) :

$$I_0 = \frac{A_m \cdot L^2}{2} \left(1 + \frac{4 \cdot I_m}{A_m \cdot L^2} \right) = \frac{A_m \cdot L^2}{2} \cdot \gamma$$

în care se notează $\gamma = 1 + \frac{4 \cdot I_m}{A_m \cdot L^2}$ (2.17)

coeficientul care caracterizează ponderea momentelor de inerție proprii ale celor doi montanși în cadrul momentului de inerție global I_0 .

La diafragme (unde de regulă $\gamma = 1 \dots 1,2$), coeficientul γ poate introduce simplificat, după Albigés și Goulet /9/ și după Keintzel /101/, influența deformabilității axiale a montanșilor. Astfel, ilustrând deformata unei rigle de cuplare avînd distorsiunea

φ_j , ca în fig.2.14a, se observă că pentru aceleași momente M_j aplicate la capetele riglei, distorsiunea se micșorează dacă se ia în considerare deformaarea axială a montanșilor sub efectul forțelor tăietoare T_j , ceea ce înseamnă că rigiditatea la distorsiune a riglei crește. Conform lucrărilor /9,101/, creșterea rigidității este dată de parametrul γ din rel.(2.17), iar ecuația (2.6) devine :

$$- M_1 + M_j (2 + \lambda \cdot \gamma) - M_k = - \lambda \cdot \bar{M}_j \quad (2.18)$$

Sistemul de ecuații de formă (2.18) depinde deci numai de cei doi parametri λ și γ care caracterizează structura.

Deformabilitatea axială a montanșilor mai poate fi luată în considerare printr-un procedeu iterativ /3,6/, în care se alternează relaxarea distorsiunilor φ_j cu deplasările pe verticală a nodurilor V_j , (conform fig.2.14 b) ajungînd la relație de recurență pentru momentul de la capătul riglei de la un nivel curent (s) într-o etapă oarecare (m) a iterației, de formă :

$$\bar{M}_s^{(m)} = - \lambda (\gamma - 1) \left[\sum_1^{s-1} j \cdot M_j^{(m)} + s \sum_s^N M_j^{(m)} \right] \quad (2.19)$$

Relația (2.19) depinde după cum se observă, tot de cei doi parametri λ și γ , ea stînd la baza calculului valorilor

acestora din tabelele lucrării /6/, Conform acestei lucrări, momentele în montanjii diafragmei se calculează cu formulele :

$$M_{jk}(j_i) = m_{\gamma} \frac{q_{\gamma} \cdot h^2}{100} \quad (2.20)$$

sau

$$M_{jk}(j_i) = m_{\lambda} \frac{q_{\lambda} \cdot d^2}{100} \quad (2.21)$$

în care m_{γ} și m_{λ} sînt coeficienți calculați pentru diferite valori a parametrilor λ și γ , corespunzător încărcării orizontale din vînt sau din seismic.

b) Diafragme nesimetrice sau cu mai multe siruri de goluri

Acceptarea aproximației că la nivelul fiecărei rigle rotirile tuturor modurilor sînt egale între ele și de același semn la ambele capete ale riglelor, are consecința că la nivelul fiecărei rigle ramîne cîte o singură rotire de nod necunoscută - φ_j , deci cele două ecuații de echilibru ale momentelor în jurul nodurilor j, j' , de tipul relației (2.6), pot fi înlocuite cu o singură ecuație reprezentînd suma lor.

Pentru o diafragmă cu un sir de goluri nesimetrice de tipul celei din fig.2.15, semistructura simetrică înlocuitoare va avea :

- momentul de inerție al montantului (stîlpului) :

$$I_{me} = \frac{I_{m1} + I_{m2}}{2} \quad (2.22)$$

- rigiditatea la distorsione a montantului :

$$K_{me} = \frac{K_{m1} + K_{m2}}{2} = \frac{E \cdot I_{me}}{h} \quad (2.23)$$

- rigiditatea riglei :

$K_{re} = K_r$, unde K_r se calculează conform relației (2.16)

- raportul între rigiditățile riglei și a montanjiilor :

$$\lambda = \frac{K_{re}}{K_{me}} = \frac{2 K_r}{K_{m1} + K_{m2}} \quad (2.24)$$

- momentul de inerție global (I_0), cu notațiile din fig.2.15 :

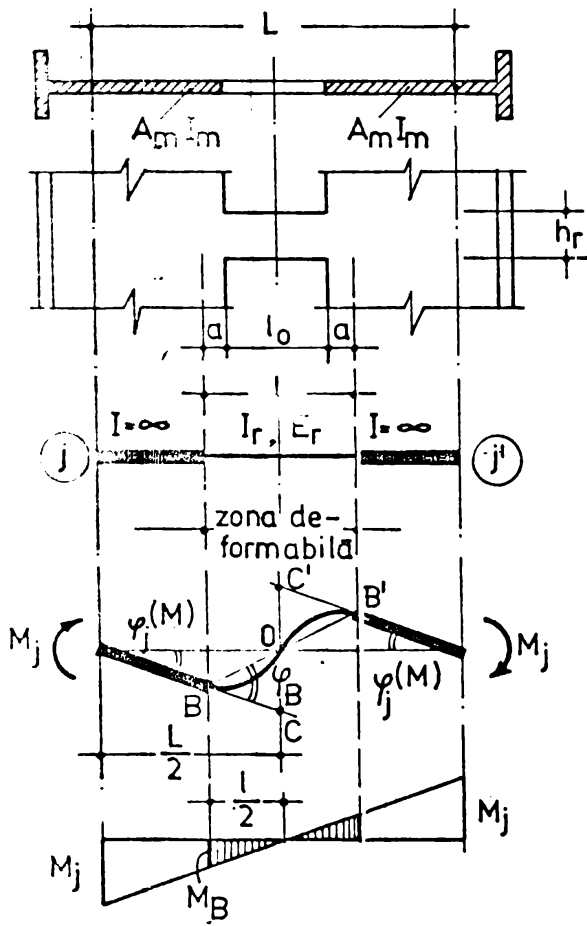


Fig. 2.10

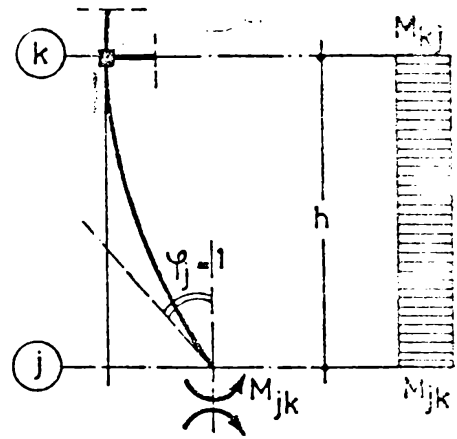


Fig. 2.11

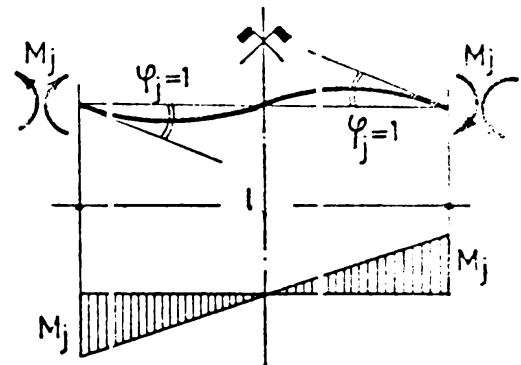


Fig. 2.12

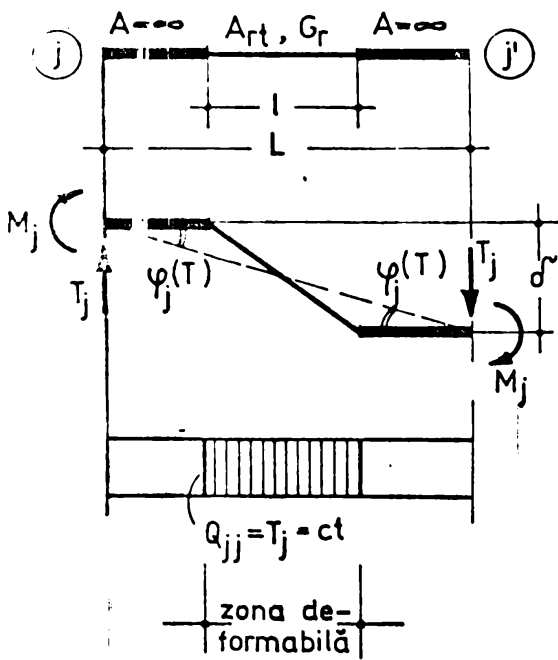


Fig. 2.13

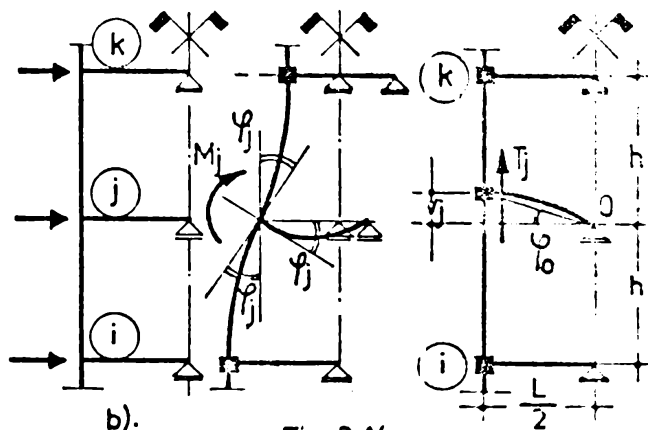
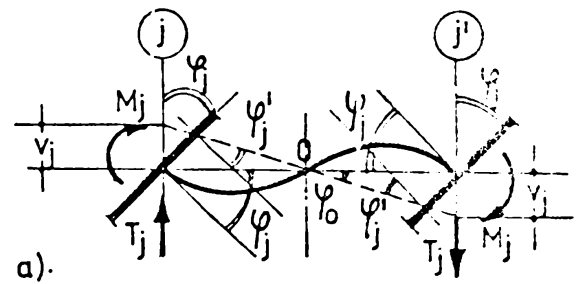


Fig. 2.14

$$I_0 = \frac{L^2}{\frac{1}{A_{m1}} + \frac{1}{A_{m2}}} \quad (2.25)$$

unde :

$$\gamma = 1 + \frac{I_{m1} + I_{m2}}{L^2} \left(\frac{1}{A_{m1}} + \frac{1}{A_{m2}} \right) \quad (2.26)$$

Momentele M_{me} în montanții semistructurii înlocuitoare (deduse cu relațiile 2,20 ; 2,21) se repartizează montanșilor diafragmei ne-simetrice proporțional cu rigiditatea acestora :

$$M_{m1} = M_{me} \frac{K_{m1}}{K_{me}} = M_{me} \frac{I_{m1}}{I_{me}} \quad (2.21)$$

$$M_{m2} = M_{me} \frac{K_{m2}}{K_{me}} = M_{me} \frac{I_{m2}}{I_{me}}$$

Momentele de la capetele riglei se deduc din echilibrul nodurilor și diafragma reală.

Dacă diafragma are mai multe șiruri de goluri, cu notațiile din fig.2.16, caracteristicile semistructurii înlocuitoare, vor fi :

$$I_{me} = \frac{\sum_{i=1}^z I_{Ri}}{2} \quad (2.28)$$

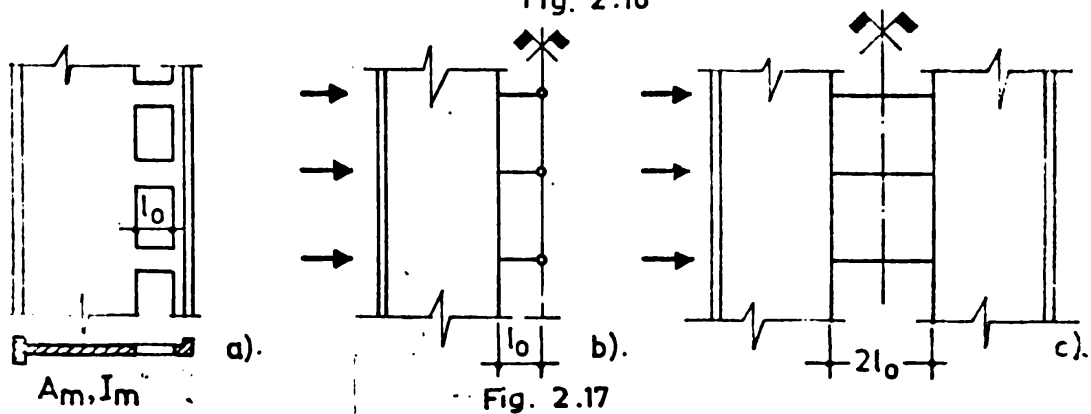
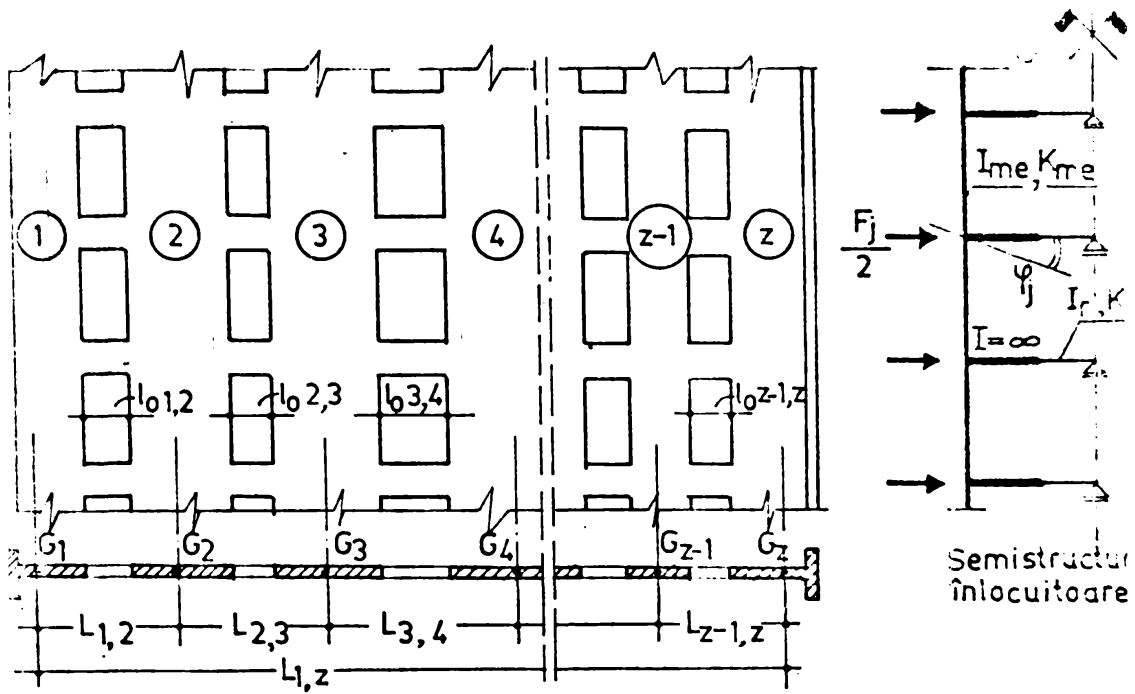
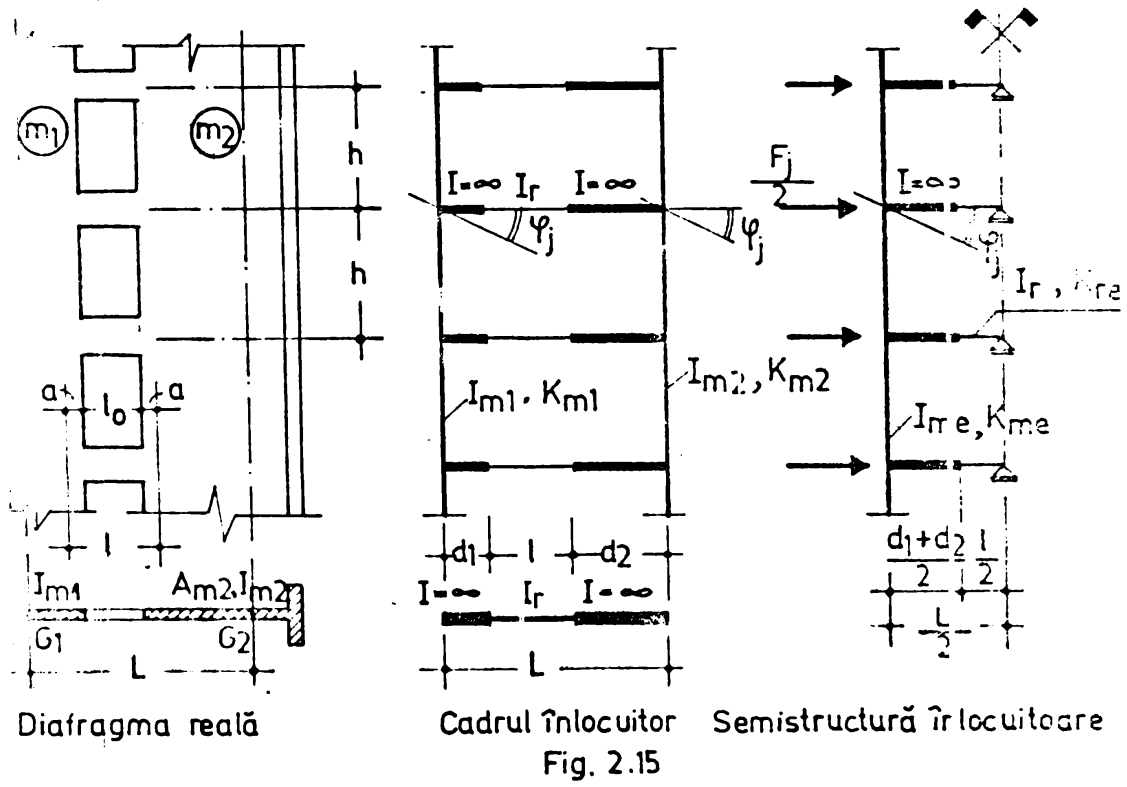
$$K_{me} = \frac{K_{me} \cdot I_{me}}{h} = \frac{\sum_{i=1}^z K_{Ri}}{2} \quad (2.29)$$

$$K_{re} = \sum_{r=1,2}^{z-1,z} K_r \quad (2.30)$$

$$\lambda = \frac{K_{re}}{K_{me}} = \frac{2 \sum_{r=1,2}^{z-1,z} K_r}{\sum_{i=1}^z K_{Ri}} \quad (2.31)$$

Deformabilitatea axială a montanșilor sub efectul încărcărilor orizontale este cu atât mai mare cu cât brațul de pirghie L dintre întreprinderile de greutate ale secțiunii montanșilor este mai mic, deci diafragmele sînt mai zvelte.

De aceea, la diafragmele cu mai multe șiruri de goluri înalte în mod curent în construcții etajate, avînd lungimi mari în plan și deci eforturi reduse axiale în montanși din sollicitările orizontale, se poate neglija deformabilitatea axială a acestora



și lua $\gamma = 1$. Dacă însă diafragmale sînt zvelte, eforturi axiale importante apar numai în montanșii de capăt (1, z), deoarece la cei de mijloc eforturile transmise de riglele adiacente sînt de sensuri contrarii și deci se anulează reciproc. Pentru acestea expresia (2.26) a coeficientului γ poate fi :

$$\gamma = 1 + \frac{\sum_{i=2}^z I_i}{2 I_1} \left(\frac{1}{K_{M1}} + \frac{1}{K_{Mz}} \right) \quad (2.32)$$

Momentele M_{M1} în montanșii înlocuitoare se calculează cu aceleași relații (2.20, 2.21) și se repartizează montanșilor diafragmei reale proporțional cu rigiditățile acestora :

$$M_{M1} = M_{Me} \frac{K_{M1}}{K_{Me}} = M_{Me} \frac{I_{M1}}{I_{Me}} \quad (2.33)$$

Momentele în capetele riglelor se deduc din echilibrul nodurilor.

Pentru cazul particular al unei diafragme nesimetrice cu un fil de cuplură situat în apropierea unei margini (fig. 2.17a), calculul eforturilor secționale se conduce în felul cel cu în cazurile precedente, cu observația că rigiditatea montanșului sic poate fi considerată neglijabilă în raport cu a celui alt montanș. În acest fel schema de calcul poate fi cea din fig. 2.17.b, adică semistructura unei diafragme simetrice cu descinderea goșului egală cu $2.l_0$ (fig. 2.17.c).

2.2.2.2. Metoda structurii continue echivalente

În metoda structurii continue echivalente (înlocuitoare), diafragma reală cu legături orizontale (rigle de cuplură) dispuse la intervale finite - h , egale cu înălțimea unui etaj, se înlocuiește cu o structură echivalentă continuă, avînd legături orizontale dispuse la o distanță infinitesimală - dx , ca în fig. 2.18.

Sub această formă, în locul sistemului de ecuații liniare de etaj care intervine în calculul după metoda cadrului înlocuitor - relație (2.9) - se ajunge la o singură ecuație diferențială liniară cu coeficienți constanți, care se rezolvă cu ajutorul unor abace /0,42/ care nu sînt depînd de numărul de niveluri a diafragmei.

Din punct de vedere matematic, există deci o corespondență între calculul prin cele două metode și anume aceea că sistemul de ecuații algebrice liniare scris pentru structura cu legături discrete (la intervale h) coincide cu sistemul la care se ajunge

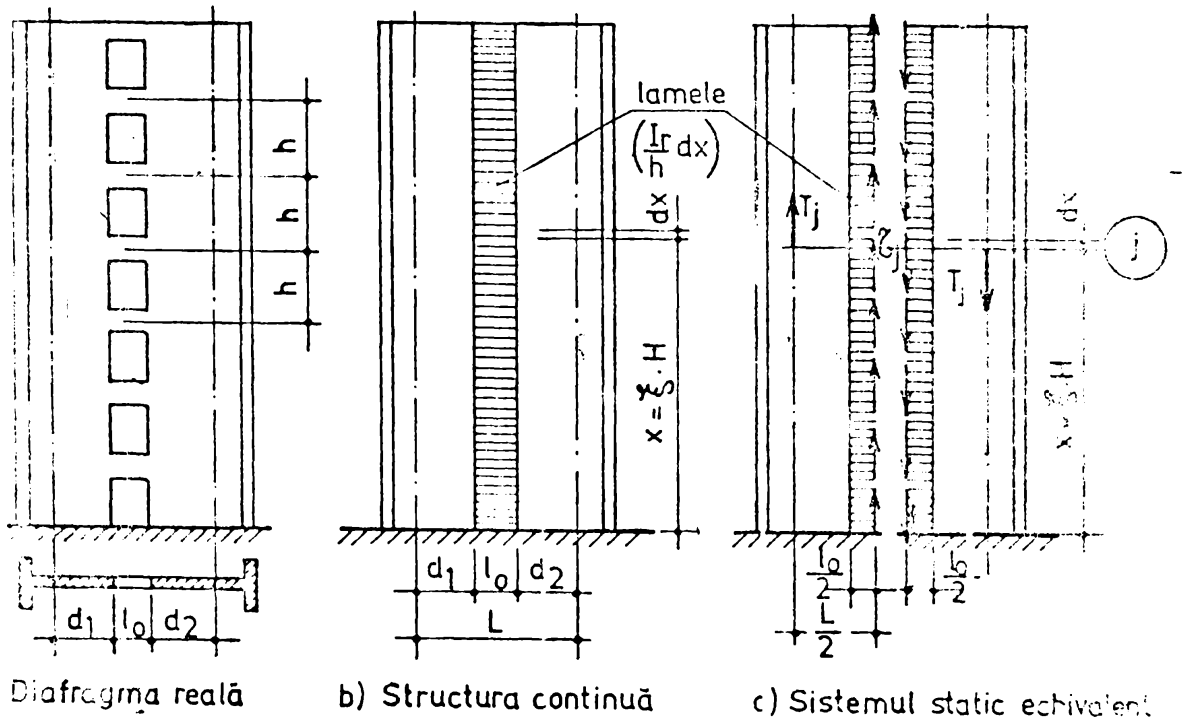


Fig. 2.18

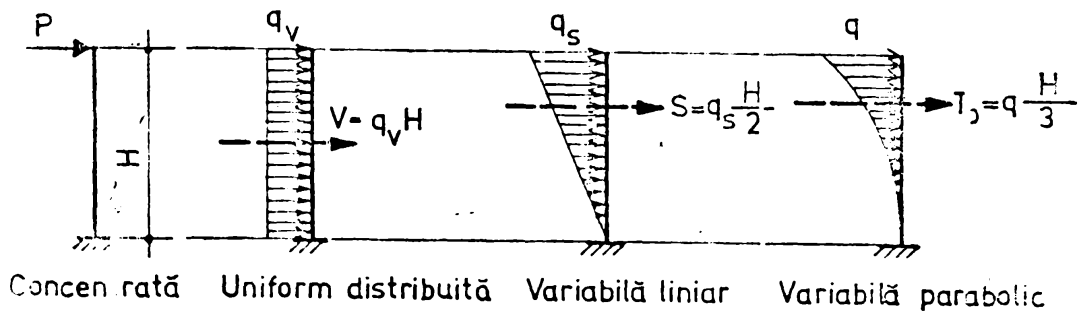


Fig. 2.19

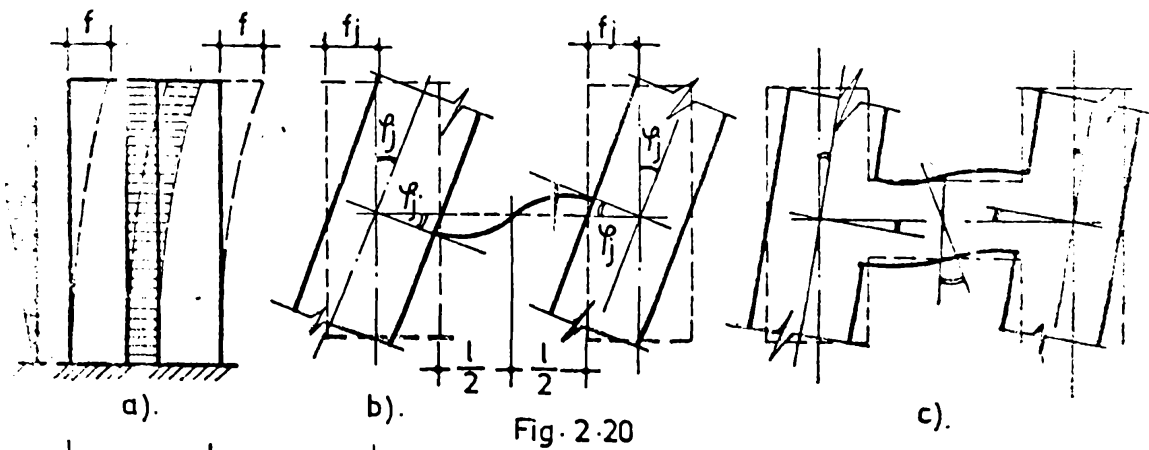


Fig. 2.20

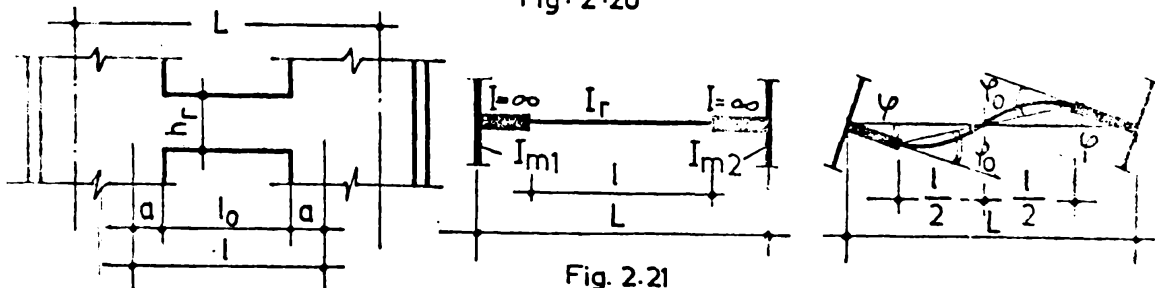


Fig. 2.21

dacă ecuația diferențială scrisă pentru structura cu legături continue (la intervale dx) se transformă în ecuație cu diferențe finite, avînd ca pas $\Delta x = h_{\text{etaj}} / 2,6,42/$.

Conținutul lucrărilor /42,159/, ipotezele de bază care stau la baza calculului eforturilor secționale în diafragmele cu goluri, prin metoda structurii continue echivalente sînt următoarele :

- diafragmele sînt monotone pe verticală și au cel puțin 7 niveluri (fig.2.18a) ;

- încărcările exterioare variază după legi simple pe înălțimea diafragmei (fig.2.19) ;

- legăturile între montanți (riglele de cuplare), sînt înlocuite cu lamele de legătură distribuite continuu, care au deformări axiale nule (fig.2.13.b);

- deformările liniare ale montanților pe direcția lamelor se consideră nule, deci deplasările (săgețile) montanților sînt egale (fig.2.20 a,b) ;

- punctul de inflexiune al axei deformată a lamelei se consideră la mijlocul deschiderii acesteia (fig.2.20.b) ;

- se admite ipoteza secțiunilor plane numai pentru montanți și lamele luate individual (fig.2.20.c) ;

- forțele transmise de riglele de cuplare se consideră repartizate în lungul fibrei mijlocii a fiecărui montant (fig.2.18 c) ;

- momentul de inerție al riglelor este mic față de al montanților ;

- secțiunile de încastrare ale riglelor în montanți se consideră la distanța a de la fețele interioare ale acestora, deci riglele se deformează numai pe zona centrală $l = l_0 + 2 \cdot a$ (fig.2.21);

- pentru diafragme cu mai multe șiruri de goluri, se admite suplimentar că la nivelul fiecărei rigle rotirile nodurilor sînt egale între ele.

Dintre procedeele simplificite de calcul al diafragmelor monotone cu goluri care folosesc structura continuă echivalentă se disting : procedeul Albigés - Goulet /9/, procedeul H.Beck /27/ care a fost extins în lucrarea /105/ și procedeul R.Hosman prezentat în lucrările /101,151/.

Aplicarea procedurii Albigés-Goulet, prezentat pe larg în lucrările /2,6,42,97,105,125/, presupune trei etape :

a) determinarea coeficientului de monolitizare - α al diafragmelor, ca factor global de transformare a structurii reale cu legături discrete, caracterizată prin n , λ și γ , într-o structură echivalentă cu legături continue ;

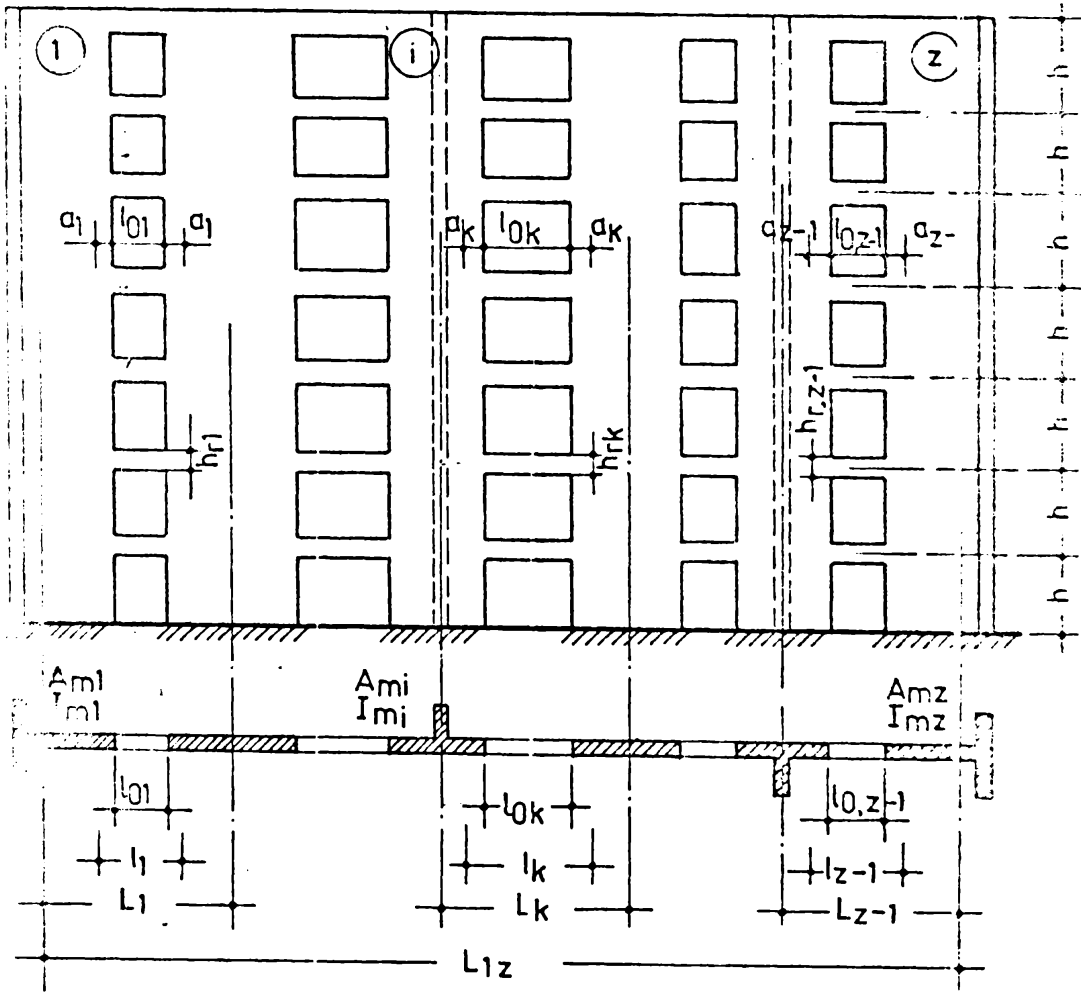


Fig. 2.22

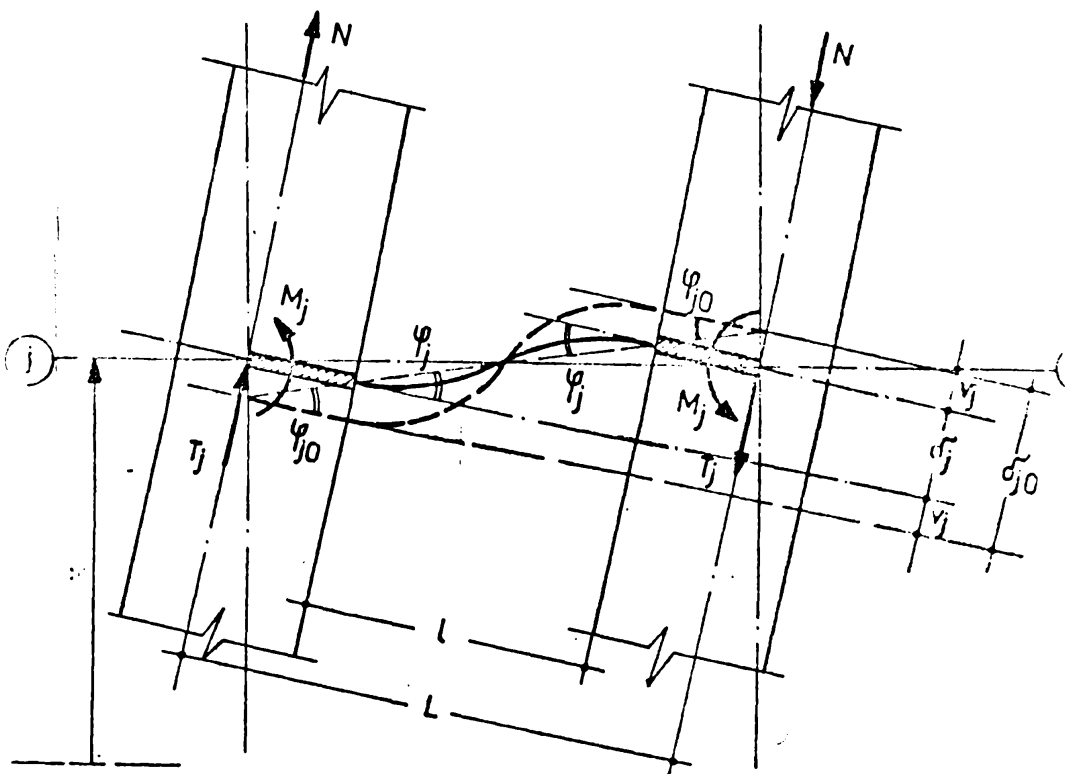


Fig. 2.23

b) - deducerea ecuației diferențiale care exprimă legea de variație a forțelor de legătură transmise de lamelele horizontale montanșilor ;

c) - rezolvarea ecuației diferențiale cu ajutorul abacelor.

a) Coefficientul de monolițiană - α se determină cu relațiile de mai jos, în care notațiile introduse sînt cele din fig. 2.22.

$$\alpha = \omega \cdot h = n \sqrt{\lambda \cdot \gamma} \quad (2.34)$$

înde pentru diafragme cu mai multe șiruri de goluri :

$$\omega = \sqrt{12 \cdot \gamma \cdot \frac{E_r}{E_m} \cdot \frac{1}{n \sum_{i=1}^z I_{mi}} \cdot \sum_{k=1}^{z-1} \frac{I_r \cdot L^2}{l_k^3}} \quad (2.35)$$

- pentru diafragme cu un singur șir de goluri, dispuse nesimetric :

$$\omega = \sqrt{12 \cdot \gamma \cdot \frac{E_r}{E_m} \cdot \frac{1}{I_{m1} + I_{m2}} \cdot \frac{I_r \cdot L^2}{h \cdot l^3}} \quad (2.36)$$

- pentru diafragme cu un singur șir de goluri dispuse simetric :

$$\omega = \sqrt{6 \cdot \gamma \cdot \frac{E_r}{E_m} \cdot \frac{I_r \cdot L^2}{I_m \cdot h \cdot l^3}} \quad (2.37)$$

În relațiile (2.35, 2.36, 2.37) γ se calculează cu rel. (2.32, 2.26 și 2.17), iar I_r^* este (cu μ din rel. 2.15) egal cu:

$$I_r^* = I_r \cdot \mu \quad (2.38)$$

Coefficientul α împarte diafragmele cu goluri în trei categorii :

- pentru $\alpha \leq 1$, diafragma este numită cu goluri mari și se separă în doi montanși legați între ei prin penduli cu rigiditate nulă ($\lambda = 0$) ;

- pentru $1 < \alpha < 10$, diafragma este numită cu goluri mijlocii iar calculul se face prin rezolvarea ecuației diferențiale ;

- pentru $\alpha \geq 10$, diafragma se consideră cu goluri mici și poate fi considerată în calcul ca o diafragma piină nedetormabilă ($\lambda \approx \infty$).

b) ecuația diferențială care exprimă legea de variație a forțelor de legătură (T_j) distribuite continuu pe înălțimea montanșilor, este expresia funcției $T_j = f(x)$ și prin rezolvare se

obțin valorile forțelor tăietoare de lazelele horizontale în toate punctele.

Pentru o diafragmă având un singur șir de roluri simetrice, în lucrarea /6/ se pornește de la legătura ecuației diferențiale cu sistemul de ecuații algebrice liniare corespunzătoare structurii reale cu legături discrete (cadru etajat) și introducând în acest sistem (2.18) în locul momentelor M_j de la capetele riglelor și a momentului neechilibrat \bar{M}_j din nod expresiile :

$$M_j = \frac{T_j \cdot L}{2} ; \quad \bar{M}_j = \bar{M}_{ji} + \bar{M}_{jk} = - \frac{Q_{ij} + Q_{jk}}{4} h \quad (2.39)$$

se obține :

$$- (T_i - 2T_j + T_k) + \lambda \cdot \gamma \cdot T_j = \frac{\lambda \cdot h}{2L} (Q_{ij} + Q_{jk}) \quad (2.40)$$

Dacă în relația (2.40) se introduc derivatele de ordinul I și II ale funcției $T_j = f(x)$, scrise în diferențe finite și luând pasul egal cu h_{etaj} ($\Delta x = h$) se obține:

$$\frac{\Delta^2 T_j}{\Delta x^2} - \frac{\lambda \gamma}{h^2} T_j = - \frac{\lambda}{2Lh} (Q_{ij} + Q_{jk})$$

Trecînd de la Δx la dx , se poate scrie $Q_{ij} \approx Q_{jk} = Q_j$ și deci ecuația diferențială căutată devine :

$$\frac{d^2 T_j}{dx^2} - \frac{\lambda \gamma}{h^2} T_j = - \frac{\lambda}{L \cdot h} Q_j \quad (2.41)$$

Această ecuație se poate obține direct pe structura înlocuitoare cu legături continue, dacă se pornește de la ecuația fibrei medii deformate a unui montant $y = f(x)$ și se exprimă rotirea la nivelul riglei (j), (cu notațiile din figura 2.23) ;

$$y' = \varphi_j = \frac{\delta_j}{L} = \frac{T_j \cdot L}{2K_j} - \frac{2}{L \cdot h} \int_0^x M \cdot dx$$

Expresia forței tăietoare în montant se obține derivînd de două ori pe y' și se ajunge în forma:

$$y'' = \frac{d^2 T_j}{dx^2} \cdot \frac{L}{2K_j} - \frac{2}{L \cdot h} \cdot \frac{dM_j}{dx} \quad (2.42)$$

în care, luînd :

$$\frac{dM_j}{dx} = T_j = \frac{R_j}{h}$$

rezultă:

$$y'' = \frac{d^2 R_j}{dx^2} \cdot \frac{1}{2K_j} - \frac{2 R_j}{E_m I_m L \cdot h} \quad (2.43)$$

Știind că, forța tăietoare exterioară preluată de fiecare din cei doi montanți este $Q_j/2$ și că,

$$y'' = \frac{d^2 M_j}{dx^2}, \text{ respectiv: } y'' = \frac{d^2 R_j}{dx^2} \cdot \frac{1}{E_m I_m} = \left(-\frac{Q_j}{2} + \frac{R_j}{h} \right) \cdot \frac{1}{E_m I_m}$$

rezultă:

$$y'' = \frac{1}{E_m I_m} \left(-\frac{Q_j}{2} + \frac{R_j}{2h} \right) \quad (2.44)$$

Din egalarea relațiilor (2.43) și (2.44) și observind că:

$$1 + \frac{4 I_m}{\Lambda_m L^2} = \gamma \quad (2.17) \text{ și } \frac{E_m I_m}{h} = K_m \quad (2.2), \text{ rezultă rel. (2.41), în}$$

care înlocuind $\frac{\lambda \gamma}{h^2} = \omega^2 \quad (2.34)$, rezultă forma prezentată a ecuației :

$$\frac{d^2 R_j}{dx^2} - \omega^2 R_j = - \frac{h \cdot \omega^2}{\gamma \cdot L} \cdot Q_j \quad (2.45)$$

c) Rezolvarea ecuației diferențiale (2.41) sau (2.45) se poate obține scriind integrala generală a ecuației, care are forma :

$$T_j = C_1 \cdot e^{\alpha \xi} + C_2 \cdot e^{-\alpha \xi} + \frac{h}{\gamma L} T_p(\xi)$$

unde : $\xi = x/h$, reprezintă nivelul de calcul, T_p este o soluție particulară a ecuației iar C_1 și C_2 sînt constante de integrare, care se determină din condițiile la limită puse :

- în secțiunea de la bază ($\xi = 0$) : $y = 0$, $y' = 0$ și deci $Q_j = 0$, $T_j = 0$;

- la partea superioară a diafragmei ($\xi = 1$) : $x = 0$, $M = 0$, deci $y'' = 0$ și $dT_j/dx = 0$.

Notînd cu F rezultanta încărcărilor orizontale și cu ϕ un coeficient funcție de α și ξ deprinzînd de distribuția rezultantei F pe înălțimea montanțului, se obține pentru funcția $T_j = f(\xi)$ o expresie de forma :

$$T_j = \frac{F \cdot h}{\gamma \cdot L} \cdot \delta(\alpha, \xi) \quad (2.46)$$

Pentru cele două tipuri de încărcări orizontale mai frecvente expresia (2.46) devine :

- pentru încărcarea din seism (q_s) distribuită liniar :

$$T_{j(s)} = \frac{S \cdot h}{\gamma \cdot L} \delta_s(\alpha, \xi) \quad (2.47)$$

unde $\delta_s(\alpha, \xi) = 1 - \xi^2 - \frac{c}{\alpha^2} - \frac{(\alpha^2 - 2) \operatorname{ch}[\alpha(1 - \xi)] + 2\alpha \operatorname{sh}[\alpha\xi]}{\alpha^2 \operatorname{ch}\alpha}$

- pentru încărcarea din vânt (q_v) uniform distribuită :

$$T_{j(v)} = \frac{V \cdot h}{\gamma \cdot L} \delta_v(\alpha, \xi) \quad (2.48)$$

unde :

$$\delta_v(\alpha, \xi) = 1 - \xi - \frac{\alpha \operatorname{ch}[\alpha(1 - \xi)] - \operatorname{sh}[\alpha\xi]}{\alpha \cdot \operatorname{ch}\alpha}$$

Valorile coeficienților δ_s și δ_v sînt date în abace în lucrările /6,9,42,125/ în funcție de α și ξ .

Momentele corespunzătoare la capetele riglelor de cuplare sînt :

$$\left. \begin{aligned} M_{j(s)} &= \frac{T_{j(s)} L}{2} = \frac{S \cdot h}{2 \cdot \gamma} \delta_s(\alpha, \xi) \\ M_{j(v)} &= \frac{T_{j(v)} L}{2} = \frac{V \cdot h}{2 \cdot \gamma} \delta_v(\alpha, \xi) \end{aligned} \right\} \quad (2.49)$$

Momentele în montanji rezultă din condițiile de echilibru, pornind de la substructura din fig.2.18.,c, în care momentul la un nivel curent j a montantului, situat la înălțimea $x = \xi \cdot h$ de la bază, se calculează ca pentru o consolă verticală încărcată cu :

- forțele exterioare orizontale care produc momentul M_{Mj0} ;
- forțele de legătură $\tau_j = T_j/h$ transmise de rigle.

Momentul va fi deci:

$$M_{Mj} = M_{Mj0} - \int_x^y \tau_j \frac{x}{2} dx \quad (2.50)$$

unde :

$$\left. \begin{aligned} M_{njo}(s) &= \frac{3H}{6} (2-3\xi + \xi^3) \\ M_{njo}(y) &= \frac{V_{ad}}{4} (1-\xi)^2 \end{aligned} \right\} \quad (2.51)$$

iar

$$\int_x^H \tau_j \frac{1}{2} dx = \frac{LH}{2} \int_{\xi}^1 \tau_j d\xi = \frac{LH}{2} \int_{\xi}^1 \frac{1}{n} d\xi, \text{ devine,}$$

înlocuind pe τ_j cu relația (2.46) :

$$\frac{LH}{2} \int_{\xi}^1 \frac{P}{\gamma L} d\xi = \frac{HP}{2\gamma} \int_{\xi}^1 \phi d\xi = \frac{HP}{2\gamma} \psi \quad (2.52)$$

Introducând relațiile (2.51) și (2.52) în expresia momentului (2.50) și notând coeficienții corespunzători :

$$m_{0s} = \frac{2-3\xi + \xi^3}{3} ; \quad m_{0y} = \frac{(1-\xi)^2}{2}$$

rezultă expresiile momentelor în montanji pentru cele două tipuri de încărcări :

$$\left. \begin{aligned} M_{nj}(s) &= \frac{3H}{2} (m_{0s} - \frac{\psi}{\gamma^2}) \\ M_{nj}(y) &= \frac{V_{ad}}{2} (m_{0y} - \frac{\psi}{\gamma}) \end{aligned} \right\} \quad (2.53)$$

Coeficienții m_{0s} , m_{0y} se găsesc în tabele (funcție de n și x), iar coeficienții ψ_s și ψ_y sînt în abace (funcție de α și ξ).

Pentru încărcările cu simetrie neuniformă sau cu simetrie
siruri de roturi, calculul se conduce în următoarele etape :

- se determină caracteristicile semistructurii înlocuitoare (K_{20} , K_{re} , λ , γ) conform celor arătate la pct.2.3.2.1, cu relațiile (2.29, 2.30, 2.31, 2.32) ;
- se calculează momentele în montantul și riglele semistructurii înlocuitoare cu relațiile (2.49, 2.53) ;
- se repartizează momentele obținute, pe montanjii diafragmei reale proporțional cu rigiditățile acestora, astfel :
- momentul în secțiunea j a unui montant (i),

$$M_{nj}^{(i)} = M_{nj} \frac{K_{ji}}{K_{20}} = M_{nj} \frac{I_{ji}}{I_{20}} \quad (2.54)$$

- momentele la capetele unei rigle ($i-1, i$) de la nivelul j ,

$$u_j^{(i-1,i)} = u_j \frac{K_r^{(i-1,i)}}{K_{re}} = u_j \frac{K_r^{(i-1,i)}}{\sum K_r} \quad (2.55)$$

Forțele tăietoare în montanții semistructurii înlocuitoare în secțiunea curentă j (la distanța $x = \xi H$ de la bază,) sînt date de relațiile :

$$I_{mj}(s) = \frac{q_s \cdot H}{2} (1 - \xi^2) = S(1 - \xi^2) \quad (2.56)$$

$$T_{mj}(v) = q_v H (1 - \xi) = V(1 - \xi) \quad (2.57)$$

Repartizarea forțelor tăietoare, pe montanții diafragmei reale se face de asemenea proporțional cu rigiditățile acestora.

Distribuția încărcării orizontale totale între diafragmele care alcătuiesc stru tura se face în raport cu rigiditatea acestora, respectiv cu momentele de inerție echivalente ale diafragmelor după /6,124/, pentru aceste metode de calcul, momentele de inerție echivalente ale diafragmelor se pot determina cu relațiile:

$$\bar{I}_{es} = \frac{\eta_s I_0}{1 + \int_s \frac{\eta_s I_0}{\sum A_{mt} H^2}} ; \bar{I}_{ev} = \frac{\eta_v I_0}{1 + \int_v \frac{\eta_v I_0}{\sum A_{mt} H^2}} \quad (2.58-2.59)$$

în care : η_s, η_v exprimă fizic reducerea momentului de inerție global al diafragmei, datorită diferitelor deformații care intervin în plus în raport cu o secțiune care lucrează la încovoiere ca un întreg și cu formula :

$$\eta_s = \frac{1}{1 + \frac{\psi_s(0) - \psi_s(c)}{(\gamma - 1) \alpha^2 Y_s}} ; \eta_v = \frac{1}{1 + \frac{\psi_v(0) - \psi_v(c)}{(\gamma - 1) \alpha^2 Y_v}} \quad (2.60)$$

$\psi_s(0), \psi_s(c), \psi_v(0), \psi_v(c)$ sînt coeficienții care apar în rel.(2.53), pentru secțiunile de la baza diafragmei (0) și de la nivelul caracteristic (c) ;

Y_s, Y_v sînt coeficienții numerici calculați funcție de numărul de nivele și de poziția nivelului caracteristic al diafragmelor ;

\int_s, \int_v sînt coeficienții de corecție care, în seamă de faptul că nivelul caracteristic al diafragmei nu este situat întotdeauna exact în 0, sau și în dreptul prizăului cel mai apropiat de acest nivel.

2.2.3. Metode de complexitate medie

Metodele de complexitate medie presupun menținerea ipotezei simplificatoare de a considera diafragmale cu goluri ca sisteme de bare (cadre etajate), însă se bazează pe scrierea condițiilor de egalitate a săgeților între diferitele diafragme, la nivelul fiecărui planșeu.

Se ajunge astfel la necesitatea rezolvării unui sistem de ecuații liniare, uneori direct, alteori prin intermediul aproximațiilor succesive.

Într-o parte din metodele simplificate, nu se mai pune condiția ca diafragmale să fie monotone pe verticală, deci este posibil să se găsească și de unele elemente care în metodele simplificate nu puteau fi evidențiate: moduri superioare de vibrație, legi complexe de distribuție pe verticală a încărcărilor orizontale, influența diferențiată a rotirii fundagiilor etc.

Metodele de complexitate medie cuprind totuși unele simplificări, deoarece scrierea sistemului de ecuații de condiție pentru ansamblul structurii, punând condițiile de egalitate a deplasărilor diafragmelor la fiecare nivel, conduce la un număr de foarte mare de ecuații, imposibil de rezolvat manual și chiar prin utilizarea calculatoarelor foarte dificil.

Principalele metode de complexitate medie utilizate pentru calculul eforturilor secționale în structurile cu diafragme, sînt: metoda deformațiilor impuse și metoda rigidităților relative de nivel.

2.2.3.1. Metode de deformații impuse

Metoda deformațiilor impuse, ca metodă generală, pentru calculul spațial al structurilor cu diafragme, poate fi particularizată sub o formă simplificată, aplicabilă în calculul diafragmelor independente cu goluri, acționate de încărcări orizontale cunoscute.

Aplicarea metodei, presupune adoptarea următoarelor ipoteze /42/ :

- calculul se efectuează în domeniul elastic (material omogen și izotrop) ;
- diafragmale sînt monotone pe înălțime și au aceleași deformații în rînduri, pentru toți montanșii ;
- toate elementele verticale au același rotir. la nivelul riglelor ;
- punctele de moment sînt la mijlocul deschiderii riglelor de cupinare ;

- se ține seama de creșterea elasticității riglelor datorită încastrării lor elastice în montași, forșelor de alunecare și fisurării mai puternice față de montași ;

- se iau în considerare deformațiile de alunecare ale montașilor ;

- deformațiile tuturor montașilor în dreptul planșelor sînt aceleași ;

- diafragma multietajată cu n niveluri se asimilează cu o consolă echivalentă avînd n mase concentrate (la fiecare nivel).

Calculul cu varianta simplificată a metodei se desfășoară în 2 etape :

- etapa I. - diafragma cu goluri se înlocuiește cu un cadru simetric, pe care se calculează momentele încovoietoare maxime în rigle M_j cu relațiile (2.9) sau cu relația :

$$2 M_j(\xi) = L T_j(\xi) = T_0 \cdot h \cdot \phi(\alpha, \xi) \quad (2.61)$$

unde, $T_0(B) = q_B \cdot H/2$ (seism) și $T_0(V) = q_V \cdot H$ (vînt), T_j este forța tăietoare în rigla de la nivelul j , iar ϕ are semnificațiile din rel.(2.47, 2.48).

- etapa II. - se face calculul de repartizare a solicitărilor cadrului înlocuitor la elementele diafragmei reale astfel :

a - se determină pentru cadrul înlocuitor forțele orizontale (P_j), concentrate la nivelul riglelor, static echivalente cu momentele (M_j), din condiția ca diagrama de momente încovoietoare corespunzătoare acestor forțe să fie aprox.egsă cu diagrama de momente în trepte care corespunde momentelor concentrate M_j (fig. 2.24.a). Rezultă de aici forțele ΔT_{mj} pe cadrul înlocuitor.

b - se separă montașii diafragmei reale în două categorii, în funcție de coeficienții γ^k , care reprezintă raportul între deformațiile montanșului k pe înălțimea unui etaj, din acțiunea unei forțe $P = 1$, respectiv a momentului concentrat $M = a$ (fig. 2.24.b.).

$$\gamma^k = \frac{\beta^k}{\alpha^k} = \frac{2}{3} + \frac{2 I_{ak}}{6 A'_{ak} h^2} \quad (2.202)$$

în care $A'_{ak} = A_{ak}/k$, este secțiunea activă a montanșului k , iar

$k = 1, 2$ - pentru secțiuni dreptunghiulare
 $1, 1$ - pentru secțiuni în formă de T sau L

1,0 - pentru secțiuni în forma de I sau C

c - se determină forțele tăietoare (T_{mj}) ce revin fiecărei categorii de montanși având coeficienți γ^k apropiați ;

d - se calculează momentele concentrate M_j^k , care revin fiecărui montanș k din acțiunea forțelor tăietoare din rigle.

e - se repartizează forțele tăietoare ΔT_{mj} , calculate anterior pe cadrul înlocuitor, la montanșii diafragmei reale proporțional cu momentele M_j^k , iar forțele obținute (ΔT_{mj})^k se adună la forțele tăietoare ($T_{mj} - \Delta T_{mj}$)^k obținute în montanșul k prin repartizarea forțelor $T_{mj} - \Delta T_{mj}$.

f - se calculează fiecare montanș k, ca o consolă încărcată cu forțele aferente (ΔT_{mj})^k + ($T_{mj} - \Delta T_{mj}$)^k și cu momentele concentrate M_j^k .

2.2.3.2. Metoda rigidităților relative de nivel

Metoda, prezentată în lucrările [42,48,163], constă în repartizarea forțelor orizontale la fiecare nivel, proporțional cu rigiditățile relative de nivel și permite determinarea perioadelor proprii de vibrație prin aproximarea succesivă a schemei de încărcare și a deformației, astfel ca valorile forțelor orizontale se pot determina iterativ odată cu repartizarea lor între diafragme.

Rigiditatea relativă de nivel a unei diafragme k, încărcată cu forțe orizontale, reprezintă după [163], raportul între forța tăietoare de nivel T_j^k și deplasarea relativă Δ_j a nivelului considerat (fig.2.25) :

$$R_j^k = \frac{T_j^k}{\Delta_j} \quad (\text{unde } \Delta_j = y_j - y_{j-1}) \quad (2.63)$$

iar rigiditatea relativă totală la nivel j a unei structuri cu m diafragme este :

$$R_j^I = \sum_{k=1}^m R_j^k \quad (2.64)$$

Calculul unei structuri cu metoda rigidităților relative de nivel presupune descompunerea acesteia într-un număr de diafragme independente.

Cunoscînd că, încărcările orizontale dinamice la fiecare nivel al structurii, sînt proporționale cu încărcările gravitaționale ale nivelului respectiv, într-o primă aproximație se pot considera coeficienții de proporționalitate ca fiind unitari și deci încărcările orizontale vor fi egale cu sarcinile gravitaționale de nivel, P_j , de la care pornind se obține forța tăietoare cores-

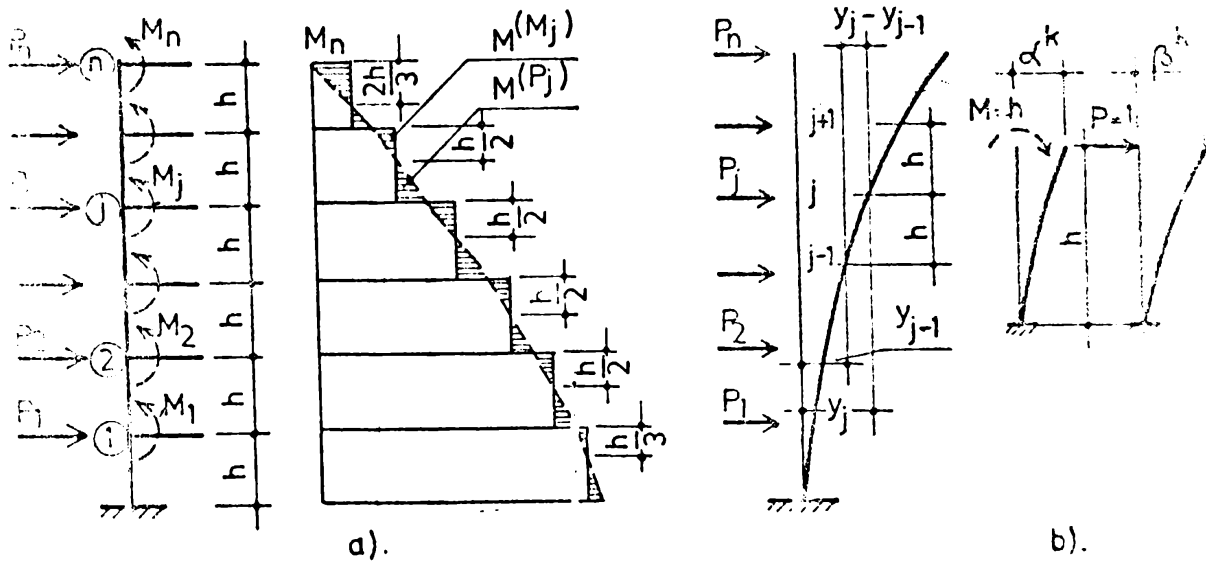


Fig. 2.24

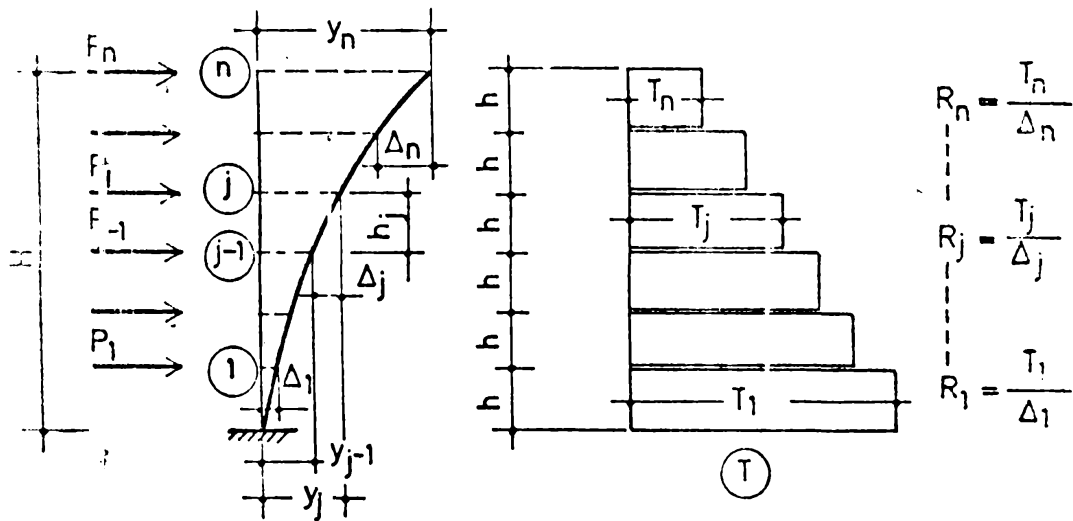


Fig. 2.25

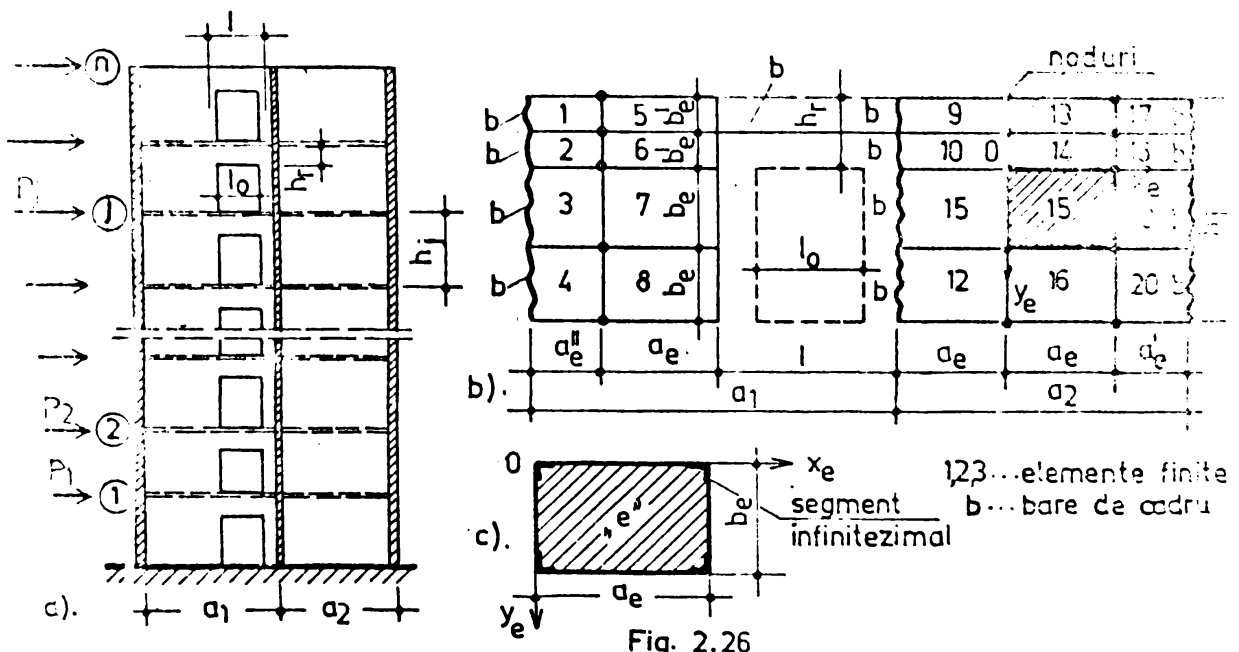


Fig. 2.26

pușătoare P_j . același lucru aplicat fiecărei diafragme k permite determinarea deplasărilor relative de nivel Δ_j și a forțelor tăietoare T_j^k la fiecare nivel.

Cu rel.(2.63) se determină rigiditățile relative de nivel în prima aproximație, apoi se repartizează forța tăietoare de ansamblu a structurii pe fiecare nivel j , diferitelor diafragme proporțional cu rigiditățile relative de nivel K_j^k , obținându-se K_j^k .

Se stabilesc deplasările relative de nivel ale structurii Δ_j , iar cu acestea și cu forțele T_j^k se calculează din nou rigiditățile relative de nivel ale fiecărui diafragmă K_j^k .

Cuajind deplasările relative de nivel se obține deplasările totale y_j ale structurii, adică axa elastică deformată în aproximația respectivă. În această aproximație se admite un coeficient de proporționalitate al încărcărilor dinamice orizontale $\xi_j = y_j/y_n$, care reprezintă de fapt ecuația axei deformațe, relative, a structurii unde y_n este săgeata la vîrfu structurii. Multiplicind încărcările gravitaționale de nivel cu acest coeficient se obține $P_j' = P_j \cdot \xi_j$ cu care se reia calculul de mai înainte pînă se obține o nouă axă deformată a structurii.

Operațiile se succed astfel pînă cînd deformațele calculate în două aproximații succesive de ordinul $n - 1$, n sînt sensibile egale, adică $\xi_{j,n} \approx \xi_{j,n-1}$. Se calculează forța tăietoare la baza structurii din acțiunea forțelor orizontale convenționale $P_j \cdot \xi_{j,n} \approx P_j \xi_{j,n-1}$:

$$T_{0,n} = \sum_1^N P_j \cdot \xi_{j,n} \quad (2.65)$$

iar apoi se calculează forța tăietoare seismică de bază (S_1) în modul 1 de vibrație (fundamentale) și se face distribuția acesteia pe înălțimea structurii cu relația :

$$V_{1,j} = \frac{j_1}{T_{0,n}} P_j \cdot \xi_{j,n} = m \cdot P_j \xi_{j,n} \quad (2.66)$$

Metoda se poate aplica sub forma prezentată numai structurilor care au o distribuție simetrică a maselor și a 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 eforturile obținute prin metoda centrului de rigiditate [2/.

Metoda rigidităților relative de nivel prezintă avantajul că nu necesită rezolvarea unui sistem de ecuații de condiție, deci se pretează unui calcul manual.

2.2.4. Metode complexe, bazate pe considerarea diafragmelor ca elemente de suprafață

În ultimii ani, s-a trecut la folosirea tot mai largă a calculatoarelor în proiectarea curentă a structurilor cu diafragme. Astfel s-a putut aborda un calcul complex al diafragmelor, considerate ca elemente de suprafață (bidirecționale), utilizând discretizarea în elemente finite, ceea ce a permis determinarea stării de eforturi în diafragme de forme speciale sau cu goluri dispune neordonat.

În acest scop s-au elaborat programe de calcul care utilizează variante moderne de calcul biografic al diafragmelor /40,159/, bazându-se pe principiile teoriei elasticității.

Principalele metode de calcul a diafragmelor, bazate pe aceste principii, se referă la calculul diafragmelor ca elemente de suprafață solicitate în planul lor - metoda elementelor finite, sau la determinarea eforturilor folosind metode fotoelastice.

Metoda elementelor finite este o metodă analitică exactă a teoriei elasticității care se bazează pe discretizarea fizică a structurii și utilizează un calcul matricial pentru determinarea eforturilor și deplasărilor acestora /63/.

Aplicarea metodei la calculul diafragmelor, presupune adăptarea următoarelor ipoteze principale /42/ :

- planșele sînt indeformabile în planul lor și asigură deplasări egale tuturor diafragmelor la aceleași niveluri ;

- diafragmele se studiază la nivelul teoriei plane a elasticității, neglijîndu-se rigiditatea în încovoiere a diafragmelor ortogonale,

- caracterizarea comportării diafragmelor se face pe baza deplasărilor orizontale în planul acestora la nivelul planșelor ;

- se admite că, în cazul unui cutremur, mișcarea terenului se poate asimila cu mișcarea unui solid rigid (acceptîndu-se relațiile din /181/).

În principiu, aplicarea metodei constă în următoarele :

- se procedează la discretizarea fizică a diafragmelor într-un ansamblu de elemente poligonale simple (fig.2.26) ;

- se adoptă pentru fiecare element poligonal o expresie analitică simplă a stării de solicitare, în funcție de un număr redus de parametri, reprezentînd valorile anumitor mărimi la

coljurile elementului finit ;

- se deduc ecuațiile de echilibru sau de mișcare, pe baza unor principii analitice (lucru mecanic virtual, variația de energie potențială, etc) aplicate întregii diafragme, dar transformate în condiții algebrice pentru sistemul de parametrii folosiți la etapa anterioară;

- se determină starea de deformații și eforturi în orice punct dorit, pe baza valorii parametrilor menționați și a expresiilor analitice introduse.

Pentru mărirea preciziei calcului, s-a introdus și noțiunea de element de etaj (fig.2.26.b) care constituie o generalizare a noțiunii de element finit, astfel că programele permit realizarea unui calcul automat complet al perioadelor și formelor proprii de vibrație al încărcărilor seismice și al stării de eforturi în diafragme.

2.3. Condiții de utilizare a metodelor de calcul elastic

Pornind de la cele prezentate, rezultă unele recomandări privitoare la domeniile de utilizare a metodelor de calcul:

a) metodele simplificate, se aplică la structuri de tip curent care au cel mult P+1 niveluri, dispoziție ordonată în plan și care sînt monotone pe verticală sau prezintă neregularități neimportante de alcătuire, adică structuri care intervin în mod curent la clădirile civile (în special la cele de locuit).

b) metodele de complexitate medie, se utilizează la clădiri avînd peste P+1 niveluri cu o alcătuire similară cu a structurilor de tip curent și la structuri cu puține sau multe niveluri avînd o dispoziție ordonată în plan, dar cu variații importante de grosime a diafragmei pe înălțime, cu diferențe mari între înălțimea etajelor, cu retrageri în trepte la etajele superioare, cu diafragme flexibile conlucrind cu cadre, etc. datorită flexibilității sporite, structurile cu peste P+1 etaje trebuie calculate luînd în considerare și moduri superioare de vibrații, deci și distribuția pe verticală a încărcărilor orizontale trebuie luată în concordanță cu deformația structurii.

c) metodele complexe, bazate pe considerarea diafragmei ca elemente de suprafață se aplică la structuri de tipuri speciale cu puține sau multe niveluri, avînd diafragme de forme neregulate sau cu goluri dispuse neordonat, care nu mai pot fi înlocuite în calcul de sisteme de bare.

Utilizarea metodelor de complexitate medie, conduce însă la sisteme de ecuații complexe, imposibil de rezolvat manual, deci folosirea calculatorului și a programelor de calcul este obligatorie.

Trebuie menționat și faptul că spre deosebire de metodele simplificate, metodele de complexitate medie și cele complexe bazate pe teoria elasticității se pretează și la un calcul spațial al structurilor cu diafragme în ansamblu.

În concluzie, este de subliniat aspectul că folosirea metodelor de calcul în domeniul elastic, începând de la început un grad mai mic sau mai mare de aproximație întregului calcul prin ipotezele făcute. În realitate nu pot fi cunoscute exact proprietățile elastice ale materialului, ci numai approximate după legi cunoscute, iar caracteristicile de rigiditate ale diaframelor se modifică permanent în timpul solicitării sub efectul procesului de fisurare. De aceea se consideră /6,42,130,130/, că un calcul mai aproximativ care necesită un volum mai redus de muncă, este în majoritatea cazurilor suficient pentru necesitățile proiectării curente,

La construcții de importanță deosebită sau cu grad mare de repetabilitate (proiecte tip), la structuri cu alcătuirii speciale și la cele la care, datorită alcătuirii lor de ansamblu, pot apărea redistribuții importante ale solicitărilor în stadiul postelastic, calculul în domeniul elastic este insuficient și trebuie completat cu o analiză postelastică, analiză care poate modifica însăși concepția de proiectare a acestor structuri.

CAP. 3. ANALIZA COMPORTELII FORMATAȚIEI A DEFORMĂRII DIN BETON ARMAT, LA FORȚE ORIZONTALE

3.1. Necesitatea calculului structurilor în domeniul post- elastic

În concepția modernă a proiectării structurilor, calculul static urmărește, printre altele, determinarea solicitărilor corespunzătoare stadiului de epuizare a capacității portante a structurii, denumit stadiu de cedare.

Stadiul de cedare a unei structuri este determinat de criteriul de cedare admis pentru aceasta și se distinge din acest punct de vedere, /145/, două criterii, criteriul cedării elastice și criteriul cedării plastice.

Potrivit criteriului cedării elastice, o structură static nedeterminată se consumă și-și epuizează capacitatea portantă, atunci când într-o singură secțiune (cea mai solicitată) este atins momentul plastic, toate celelalte secțiuni fiind solicitate de momente încovoietoare inferioare celui plastic, iar acest criteriu stă la baza calculului elastic al structurilor.

Conform criteriului cedării plastice, o structură static nedeterminată își epuizează capacitatea portantă, numai atunci când se transformă, în totalitate sau parțial, într-un sistem cu un grad de libertate, ca urmare a plastificării succesive a secțiunilor celor mai solicitate, deci criteriul ia în considerare comportarea elasto-plastică a structurii.

Pentru structurile cu diafragme din beton armat monolit, situate în zone în care este posibilă apariția unor solicitări seismice puternice, este unanim acceptată ideea că proiectarea structurii în condițiile obținerii unui răspuns elastic la solicitările produse de cutremure puternice, este total neeconomică. De aceea se consideră că, efectuarea unui calcul în domeniul postelastice al structurilor pune în evidență o serie de avantaje economice, structurale și constructive, legate de: valorificarea rezervelor de rezistență suplimentară ale structurii, obținerea mai multor soluții pentru solicitările de cedare a structurii, eliminarea efectelor defavorabile a tasărilor inegale de rezeme și ale variațiilor de temperatură asupra capacității portante a structurii, obținerea unor valori pentru solicitările de cedare mai apropiate de cele reale în comparație cu cele oferite de calculul în domeniul elastic, etc.

Se desprinde concluzia că în procesul proiectării structurilor static nedeterminate, calculul în domeniul postelastice completează în mod util calculul în domeniul elastic și marchează un progres

important pe calea perfecționării mijloacelor de investigare a performanțelor structurilor și a răspunsului acestora la sollicitări puternice.

3.2. Caracteristici ale deformării postelastice a secțiunilor de beton armat

3.2.1. Noțiunea de calcul în domeniul plastic

Scrierea ecuațiilor de compatibilitate a deformațiilor, necesare pentru obținerea sollicitărilor în structurile static nedeterminate, necesită cunoașterea relației dintre momentul încovoietor și curbura produsă de acesta, relație care depinde atât de natura sollicitării (încovoiere sau compresiune excentrică) cât și de proprietățile fizice și mecanice ale materialelor utilizate și de distribuția acestora pe secțiunea elementelor de construcție.

Experiența acumulată în acest sens, a pus în evidență posibilitatea adaptării în calcul, a unei forme idealizate pentru relația $M - \theta$, aplicabilă tuturor secțiunilor elementelor unei structuri, ca cea din figura 3.1.a, în care segmentul OA exprimă relația de proporționalitate dintre momentul încovoietor și curbura produsă de acesta până la atingerea momentului de plasticizare al secțiunii, iar semidreapta AB exprimă capacitatea elementului de construcție de a-și mări curbura oricât de mult, după atingerea în secțiunea respectivă a momentului plastic.

Pentru a putea lua în considerare diagrama simplificată moment-curbură, trebuie adăuse câteva ipoteze :

- materialul se consideră ideal elasto-plastic, a cărui curbă caracteristică $\sigma - \epsilon$ este cea din fig.3.1.b., în care σ_c este efortul maxim unitar pe care îl poate suporta materialul, adică limita de curgere a acestuia ;

- distribuția materialului în cadrul secțiunii elementului este astfel considerată încât raportul dintre modulul de rezistență plastic și modulul de rezistență elastic (coeficientul de formă a secțiunii) este unitar ;

- secțiunile elementelor de construcție au două axe de simetrie, dintre care una este situată în planul încovoierii.

3.2.2. Articulatia plastică la elementele din beton armat

Noțiunea de articulație plastică, apare ca o caracteristică a unui zone din elementele de construcție, sollicitate la încovoiere sau compresiune excentrică în domeniul postelastice, în care deformațiile betonului sau ale armăturii au atins anumite valori critice /55./

Parametrul care definește articulația plastică este rotirea articulației plastice notată cu ϕ și măsurată în radiani.

În timpul solicitării unui element din beton arcat rotirea unei porțiuni barecare din elementul respectiv este efectul produs de solicitare. Relația între momentul încovoietor și rotirea articulației plastice, în cazul general este cea din figura 3.2.a

Dacă rotirea articulației plastice este o mărime globală, ce caracterizează întreaga zonă a articulației plastice, fiind compusă din suma rotirilor tuturor secțiunilor transversale existente în zona respectivă, se poate defini rotirea a două secțiuni transversale aflate la distanță unitară ca fiind curbura secțiunii, diagrama moment-curbură avînd o alură generală asemănătoare cu cea moment - rotire (fig.3.2.b.).

Deci, curbura unei secțiuni poate fi definită ca rotirea secțiunii pe unitate de lungime și cu notațiile din fig.3.3. se poate scrie :

$$\phi = \frac{\epsilon_b}{x} = \frac{\epsilon_a}{d-x} = \frac{|\epsilon_b| + |\epsilon_a|}{d}, \text{ unde} \quad (3.1)$$

ϵ_b - deformația în fibra cea mai comprimată de beton ;

ϵ_a - deformația în armătura întinsă ;

d - distanța de la fibra comprimată extremă la axa armăturii întinse

Valorile critice ale deformațiilor care determină apariția articulației plastice într-un element de beton, arcat cu bare din oțel avînd palier distinct de curgere și cu procente uzuale de armare, sînt, /138/ :

- pentru beton, se adoptă curba din fig.3.4.a în care :

$$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} = 0,002 ; \quad \epsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰} = 0,0035 \quad (3.2)$$

- pentru armătură se adoptă o formă biliniară idealizată de tip Prandtl, (ca în fig.3.4.b). Barele laminare din OB 37, PC52 și PC 60, au paliere de curgere suficient de lungi pentru a conferi elementelor din beton arcat ductilitate, satisfăcătoare în condiții de dimensionare și armare corecte, dar lungimea palierului decorește cu creșterea rezistenței la ruere a oțelului (fig.3.4.c).

În fig.3.4.b. se observă că, față de atingirile la rupere experimentale obținute, de ordinul a 15-25 %, în calcul se adoptă valori

ϵ_{au} mult mai mici. Astfel, pentru încărcări obișnuite Codul model C.S.B. - P.L.P /175/ și STAS 10107/C-84/138/, prevăd $\epsilon_{au} = 10 \text{ ‰}$ (în timp ce normele DIN 1045 prevăd numai 5 ‰), iar pentru încărcări alternante de tip seismic normele noastre /138/ prevăd

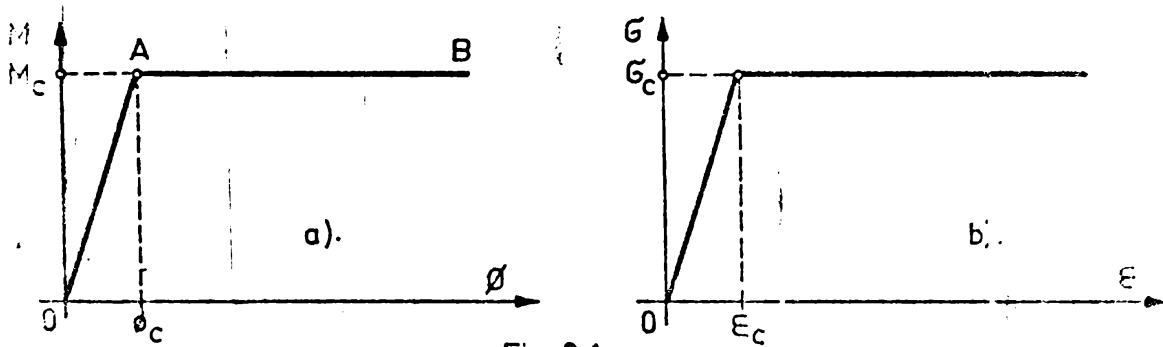


Fig. 3.1

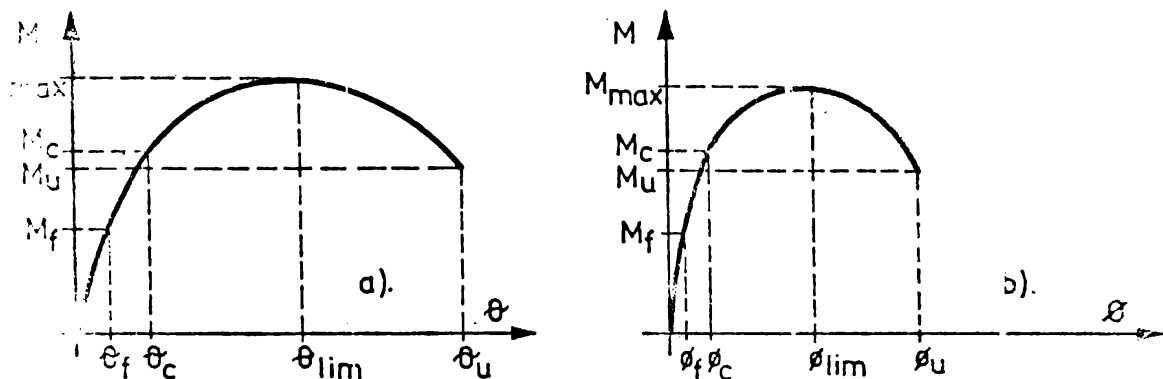
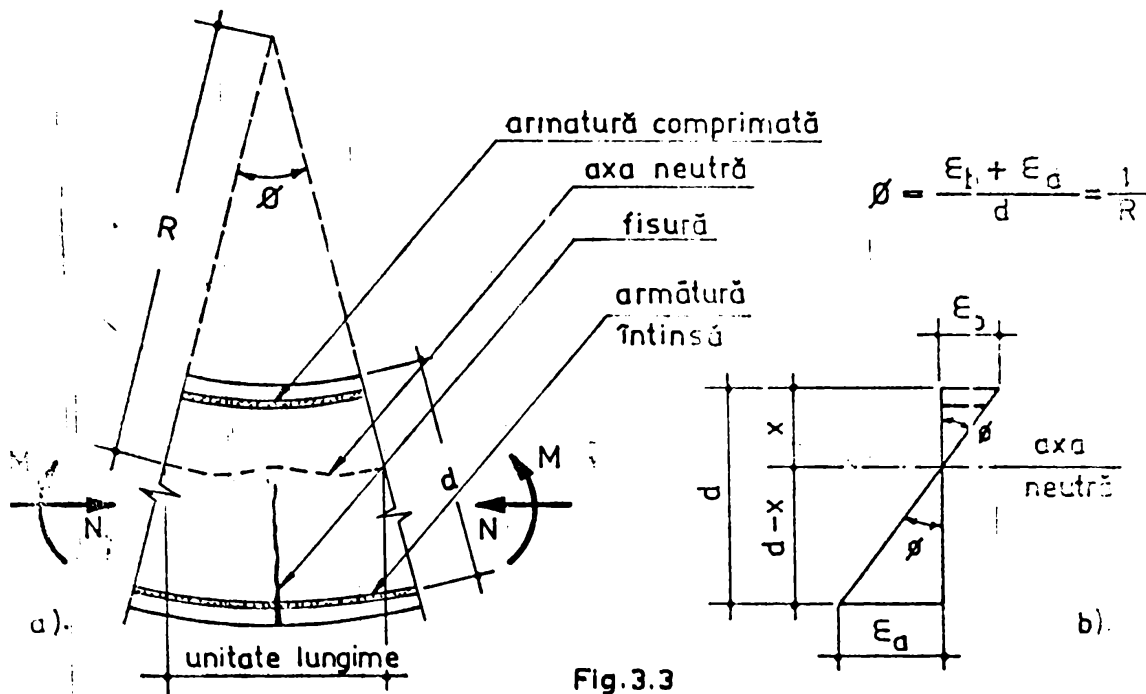


Fig. 3.2



$$\theta = \frac{\epsilon_c + \epsilon_d}{d} = \frac{1}{R}$$

Fig. 3.3

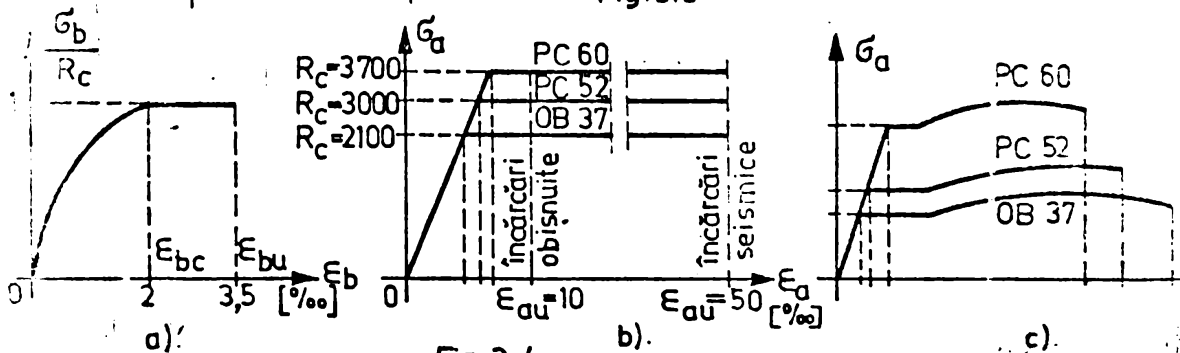


Fig. 3.4

$\varepsilon_{au} = 5\%$, deși unii autori, ca Salse și Pintel/152/ propun $\varepsilon_{au} = 10\%$, sau chiar de a nu se prevedea nici o limitare a deformațiilor specifice ale armăturii întinse.

3.2.). Capacitatea de rotire a articulației plastice

Capacitatea de rotire a unei articulații (zone) plastice, depinde de variația rotirilor specifice (curburilor) , de modul de repartiție al acestora și de înălțimea (înălțimea) articulației plastice.

Conform lucrărilor /6,33,45,135,145/, pentru o diafragmă din beton armat (fig.3.5.a), lucrând în domeniul postelastice și având la baza o zonă de deformare plastică în interiorul căreia curburile au depășit valoarea de plastificare dar sînt mai mici decît curburile ultime (de cedare), se poate înlocui variația reală a curburilor, (fig.3.5.e,) cu variația liniară simplificată din fig.3.5.d, în care înălțimea zonei plastice este notată cu l_p . Procedeele de calcul simplificat, permit utilizarea aproximații că deformațiile plastice din zonă l_p sînt concentrate într-o articulație plastică punctuală echivalentă, reprezentată ca în fig.3.6.a.

Variația curburii pe înălțime, are pentru diafragme pline alura din fig.3.6.b., pentru montanii și diafragmele cu goluri (cu rigle de cuplare flexibile) alura din fig.3.6.c, iar pentru montanii cu secțiune rețușă, cea din fig.3.6.d.

Înălțimea zonei plastice l_p , se poate determina prin calcul /147/, pornind de la relațiile efort axial - moment - curbura, dar cercetările experimentale au arătat că l_p este influențată și de alunecările locale ale armăturilor întinse și de apariția fisurilor înclinare din efectul forței tăietoare în element, ambii factori ducînd la creșterea înălțimii l_p . Normele noastre și literatura de specialitate /6,149,130/ recomandă evaluarea înălțimii zonei plastice cu ajutorul următoarelor formule empirice bazate pe rezultate teoretico-experimentale :

- cazurile din fig.3.6.b și c,

$$l_p = 0,4 h + 0,05 H \quad (3.3)$$

- cazul din fig.3.6.d,

$$l_p = (0,7 \dots 1,0) h \quad (3.4)$$

Cunoscînd variația curburii pe înălțimea elementului și valoarea înălțimii zonei plastice, se poate considera, capacitatea de rotire a articulației plastice - θ_p , ca fiind egală cu aria

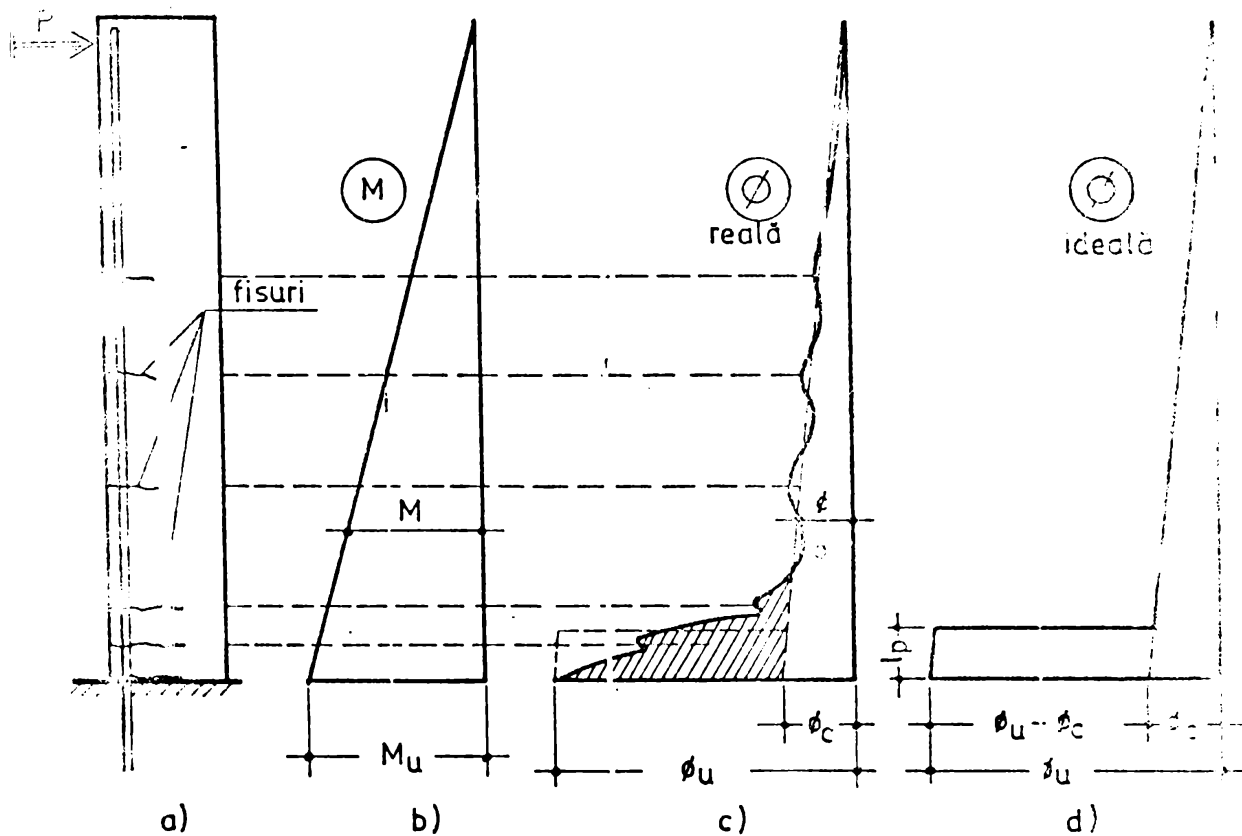


Fig. 3.5

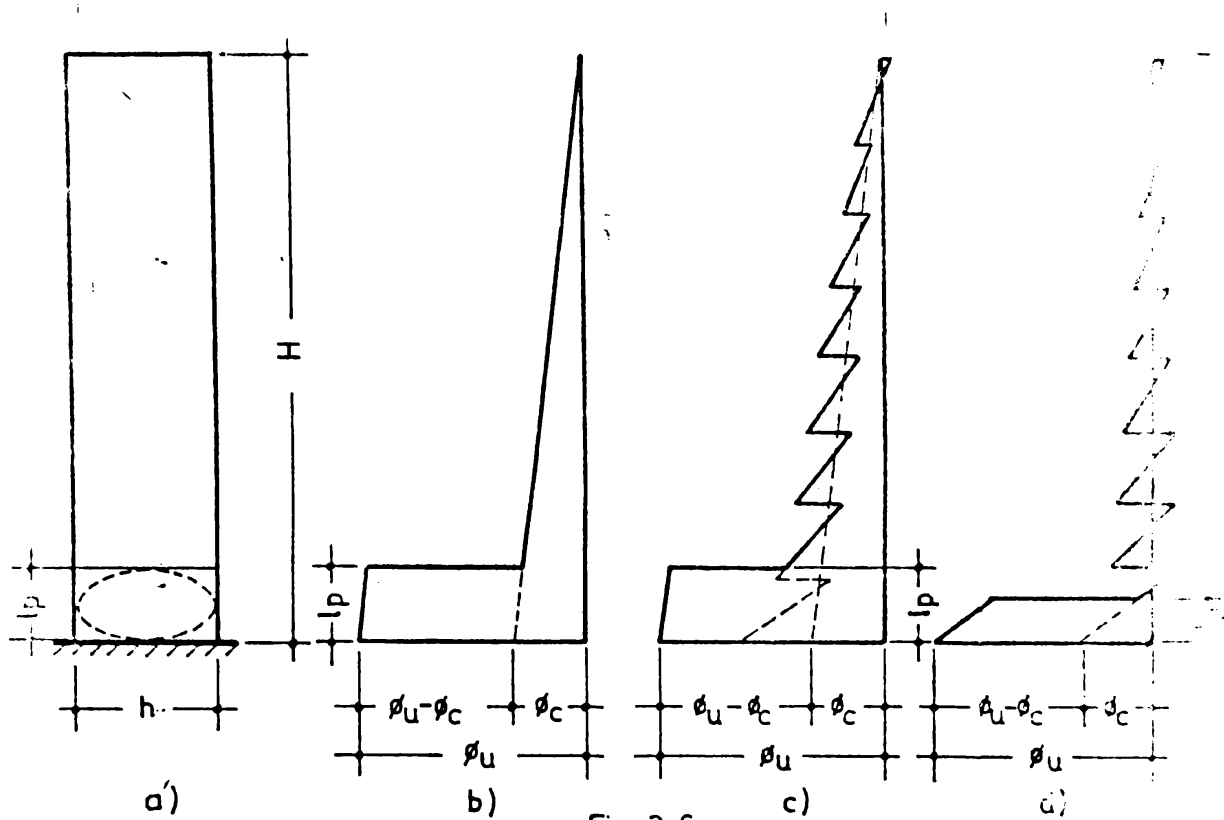


Fig. 3.6

porțiunii respective din diagrama σ (aria năgurată în fig.3.5.e), adică pornind de la diagrama idealizată (fig.3.6.) :

$$\sigma_p \cong (\sigma_u - \sigma_c) \cdot l_p \quad (3.5)$$

3.2.4. Relațiile efort - deformare pentru elemente solicitate la compresiune excentrică

Deformabilitatea și capacitatea portantă a elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică sînt caracterizate sugestiv prin prezentarea grafică a relațiilor efort axial - moment încovoietor - curbura ($M - N - \delta$), relații influențate de forma secțiunii de beton, cantitatea și poziția armăturii în secțiune, curbele caracteristice ale betonului și armaturilor precum și de ieșirea din lucru a betonului după fisurare.

Exprimarea analitică a relațiilor $M-N-\delta$ sub o formă practic utilizată în calcul este dificilă și este preferabilă determinarea acestora prin procedee numerice, trăsîndu-se curbele respective prin puncte /56,30,149/.

3.2.4.1. Relația efort axial- moment încovoietor ($M_u - N_u$)

Relația dintre efortul axial ultim și momentul încovoietor ultim are forma curbei din fig.3.7, denumită curba limită de interacțiune și este utilizată curent în calculul elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică. Abacele folosite la verificarea secțiunii diafragmelor, date în lucrările /6,56/,180/ sînt curbe limită de interacțiune, construite în coordonate adimensionale n, m (proporționale cu N, M) pentru diferite valori ale procentului de armare al diafragmei și pentru diferite rapoarte între aria tălpii comprimate și aria inimii diafragmei, unde n, m au expresiile :

$$n = \frac{N}{b \cdot h \cdot \varphi \cdot R_c} ; \quad m = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot \varphi \cdot R_c} \quad (3.6)$$

Curba din fig.3.7. pune în evidență două zone principale ale comportării în stadiul ultim a elementelor de beton armat comprimate excentric :

- zona I, situată sub punctul de balană (care caracterizează situația cînd betonul din zona comprimată cedează simultan cu atingerea deformației specifice ultime în armatură, ϵ_{au}), cunoscută sub denumirea de cazul I de compresiune excentrică, în care armatura întinsă ajunge limită de curgere înainte de cedarea betonului comprimat. La procente mici de armare (cum e cazul dia-

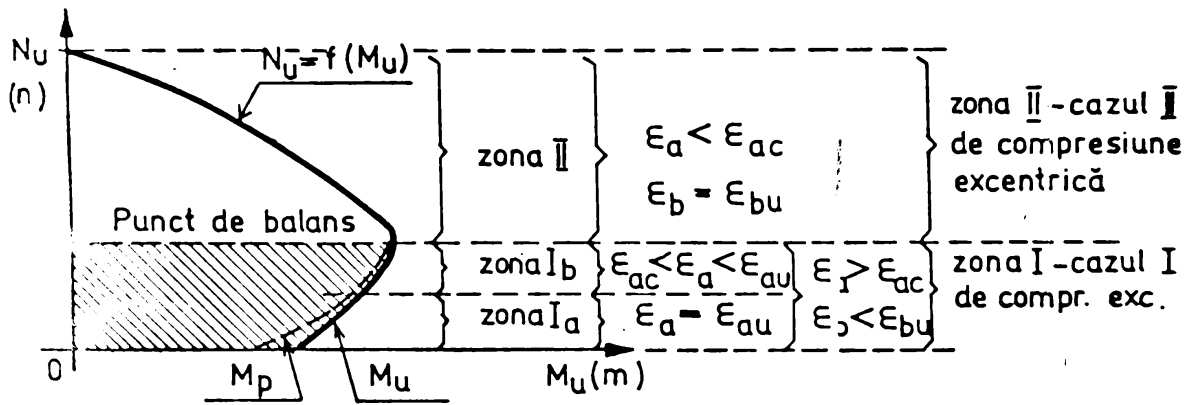


Fig. 3.7

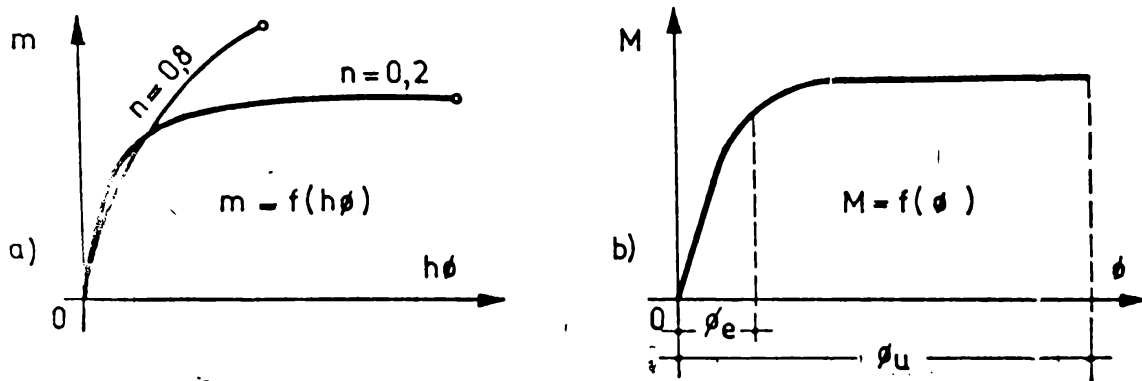


Fig. 3.8

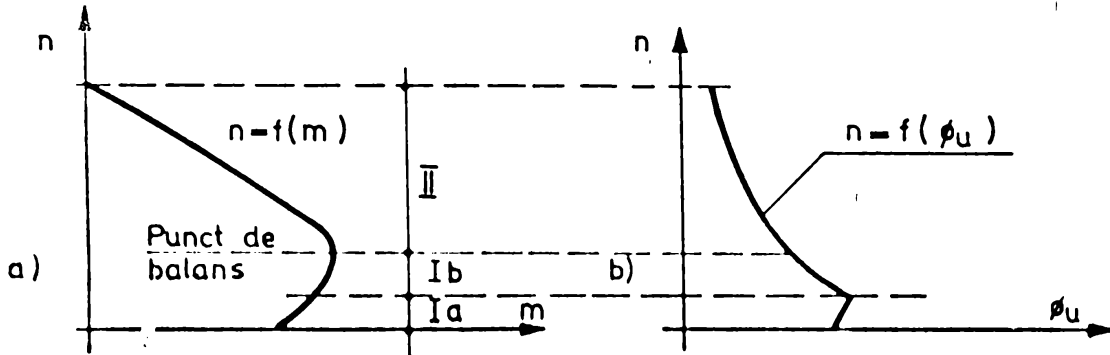


Fig. 3.9

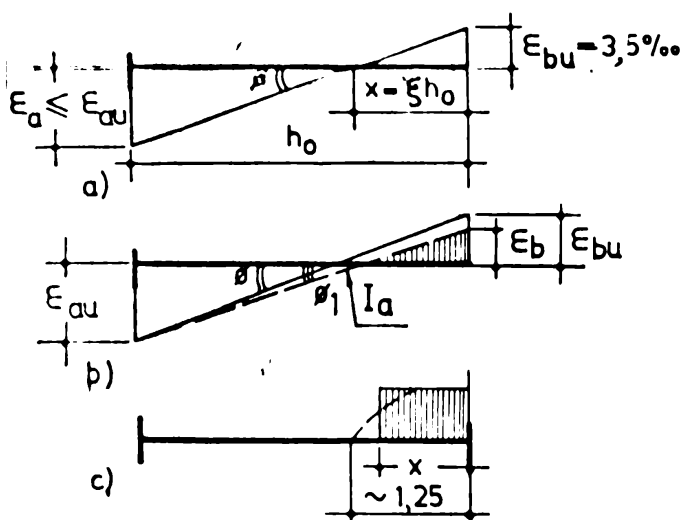


Fig. 3.10

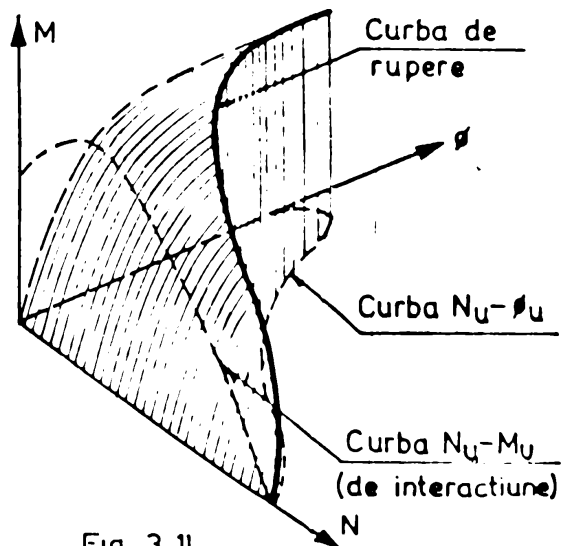


Fig. 3.11

fragmelor arate constructiv), zona I, se împarte în două subzone: I_a în care armatura întinsă ajunge la deformația specifică limită ($\epsilon_a = \epsilon_{au}$) și subzona I_b în care deformația specifică a armăturii este cuprinsă între deformația corespunzătoare curgerii și cea ultimă ($\epsilon_{ac} < \epsilon_a < \epsilon_{au}$).

Dacă se ține seama de diferența dintre momentul de plastifi- care M_p și momentul ultim M_u , curba primește forma cu linii puncta- tă din figura.

- zona II, situată deasupra punctului de balans, cazul II de compresiune excentrică, în care cedarea elementului se produce prin atingerea deformației limită în betonul din zona comprimată ($\epsilon_b = \epsilon_{bu}$), în timp ce armatura din zona întinsă nu a ajuns la curgere ($\epsilon_a < \epsilon_{ac}$), sau chiar nu are deloc eforturi de întindere deoarece toată secțiunea elementului este comprimată.

Pentru diafragme solicitate la compresiune excentrică o primă condiție pentru a avea o comportare ductilă, o constituie încadra- rea stării de solicitare în zona I (cazul I de compresiune excentri- ca) în care cedarea începe prin curgerea armăturii întinse, adică, valoarea coordonatelor adimensionale n, m să se încadreze sub punc- tul de balans (în zona nașurată).

3.2.4.2. Relația moment încovoietor - curbura ($M - \theta$)

Pornind de la precizările făcute la pct. 3.2.1, 3.2.2., referi- tor la relația idealizată (fig. 3.1.a) sau cea generală, (fig. 3.2.b) între momentul încovoietor și curbura unei secțiuni de beton armat (secțiune omogenă), se observă că această relație ($M - \theta$) în- deplinește aceeași funcție ca și curba caracteristică $\sigma - \epsilon$ de la secțiunii omogene și deci constituie o caracteristică globală a secțiunii.

Pentru o secțiune de beton armat, la care sînt cunoscute can- titatea și distribuția armăturilor, relația $M - \theta$ depinde de mări- rea efortului axial n , de curbele caracteristice ale betonului și armăturii și de ipoteza admisă pentru variația eforturilor specifi- ce pe înălțimea secțiunii.

În calculul practic, n , M și θ se înlocuiesc prin măriri adimensionale corespunzătoare n, m și $h \cdot \theta$.

Pentru valori mici ale mării n (cazul I de compresiune excentrică), alura curbei $m = f(h\theta)$ se apropie de cea a curbei carac- teristice a armăturilor întinse (cu palier), iar pentru n cu valori mari, (cazul II de compresiune), curba se apropie de cea caracteris- tică betonului supus la compresiune (rupere casantă) fig. 3.3.a. În ceea ce privește relația $m = f(\theta)$, aceasta se poate ilustra

prin curba din fig.3.8.b. în care se observă o creștere proporțională a curburii în stadiul elastic, urmată de o creștere bruscă la trecerea în domeniul postelastice, ceea ce explică existența unei curburii foarte accentuate și a unei rotiri mari a zonei plastificate de la bază.

În cadrul analizei postelastice a comportării diafragmelor relația $M = f(\delta)$ servește atât la stabilirea modulului de rigiditate cât și la determinarea ductilității secțiunilor (de curbură).

3.2.4.3. Relația efort axial-curbură ($N - \delta_u$)

Curba $N = f(\delta_u)$ sau $n = f(\delta_u)$ se prezintă prin raportare la curba $n = f(m)$, în fig.3.9.a.b., din care se observă că pe măsură ce efortul axial N scade sub punctul de balans, curbura limită δ_u crește sensibil (zona Ib), iar în zona Ia unde $\epsilon_a = \epsilon_{au}$, curbura are o mică scădere.

Se știe că mărirea curburii δ_u depinde într-o secțiune de poziția axei neutre, respectiv de înălțimea $x = \xi \cdot h_0$ a zonei comprimate în stadiul limită de rezistență, iar ξ este funcție de valoarea efortului axial N , deci relația directă între n și δ_u este independentă de momentul încovoiator.

În fig.3.10 este exemplificat modul cum, în zona I, δ_u depinde de mărirea ξ . Se observă că, în zona Ib, $\delta \approx \text{tg } \delta = \epsilon_{bu} / \xi h_0$, deci δ este invers proporțională cu ξ , în timp ce, în zona Ia, $\epsilon_{au} = \text{constant}$ și $\epsilon_b \leq \epsilon_{bu}$, astfel că pe măsură ce ξ scade și δ ($\delta_1 < \delta$).

În lucrările de specialitate [6,56,180, etc] sînt construite curbe $n = f(\delta_u)$ și $n = f(\delta_0)$ necesare în analiza postelastice a diafragmelor cu secțiuni simetrice. Pentru cele cu secțiune nesimetrică δ_u se poate obține aproximativ pe aceeași schemă (fig. 3.10.c.) astfel:

$$\delta_u = \frac{\epsilon_{bu}}{1,25 \cdot x} = \frac{0,0035}{1,25 \cdot x} \quad (3.7)$$

iar δ_0 se poate lua

$$\delta_0 \approx (0,0025 \dots 0,0035) \frac{1}{h} \quad (3.8)$$

Relațiile între N, M și δ se pot reprezenta într-o imagine tridimensională, sintetică, fig.3.11, în care proiecțiile curbelor

$M - M - \theta$ pe cele trei planuri $M - M$, $M - \theta$ și $M - \theta$ dau curbele din fig.3.7., 3.8.b și 3.9.b.

3.3. Caracteristici de deformare postelastica a diafragmelor cu goluri, supuse la incarcari orizontale, seismice

3.3.1. Mecanismul de cedare al diafragmelor cu un gir de goluri

Diafragmale cu goluri sînt considerate elemente static multip-lu nedeterminate, iar cedarea lor in ansamblu este influențată de modul de rupere al elementelor componente (montanji și rigle de cuplare) și de ordinea in care acestea își epuizează capacitatea portantă.

In cazul solicitărilor orizontale ciclic-alternante (de tip seismic) o diafragmă cu gir de goluri se deformează ca in fig.3.12 dar pentru a putea analiza modul ei de cedare - mecanismul de colaps /156/ - trebuie s-o înlocuim cu schema simplificată alcătuită din elemente liniare (din fig.3.13.a) de tip cadru etajat.

Constatarea făcută asupra, comportării diafragmelor la cutremure puternice /49,179/ ca și cele rezultate din încercări experimentale /140,153,169,173,etc/, au dus la concluzia ca, de regulă, diafragmale cu goluri au un mecanism de rupere complex (fig.3.13.b) obținut prin combinarea unor mecanisme elementare locale, (mecanisme de bară sau de etaj), iar cînd diafragmale prezintă diferențe mari de rigiditate la diferite niveluri (spre exemplu la clădirile cu parter elastic), se poate produce cedarea și printr-un mecanism elementar, de etaj ca in fig.3.13.c.

Mecanismul de rupere din fig.3.13.b, este caracterizat prin apar și articulațiilor plastice mai întii la capetele riglelor de cuplare și apoi la baza montanjiilor. Numărul de articulații plastice necesare formării unui asemenea mecanism de cedare, depinde de numărul nivelelor diafragmei, observînd că la nivelul fiecărui rigle de cuplare trebuie să apară cîte două articulații plastice și cîte una la baza fiecărui montant.

Comportarea diafragmei pînă la cedare se poate ilustra printr-un procedeu de urmarire " pas cu pas " /157,156/ a acesteia (fig.3.14). In cadrul acestei comportări se pot distinge următoarele etape pe care le parcurge diafragma pînă in stadiul ultim:

- a) - Structura lucrează in domeniul elastic (fig.3.14.a);
- b) - in rigla cea mai solicitată se atinge limita de curgere in armatura întinsa și apar articulații plastice la capetele acesteia (fig.3.14.b.) diafragma trecînd in domeniul postelatic ;

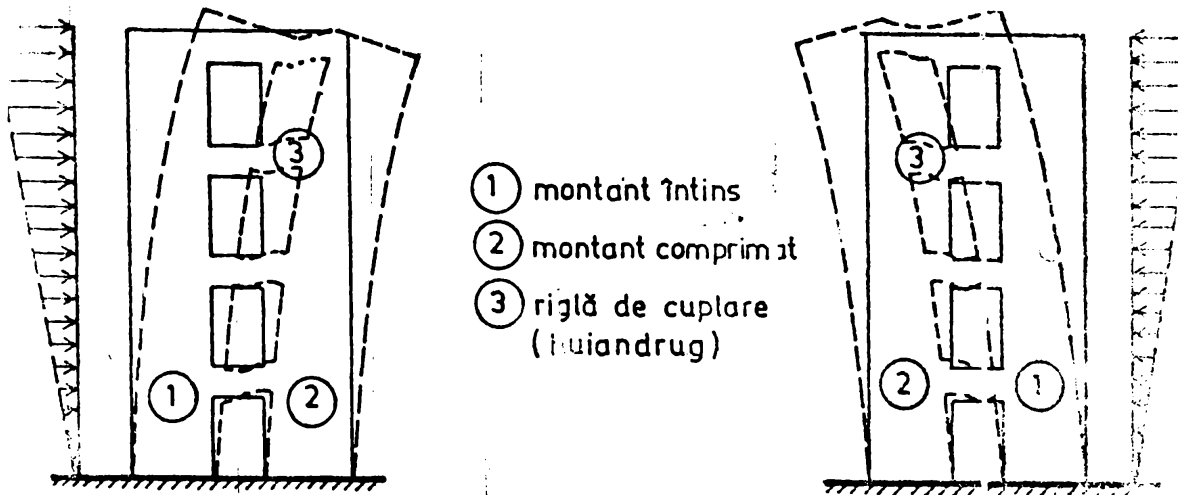


Fig. 3.12

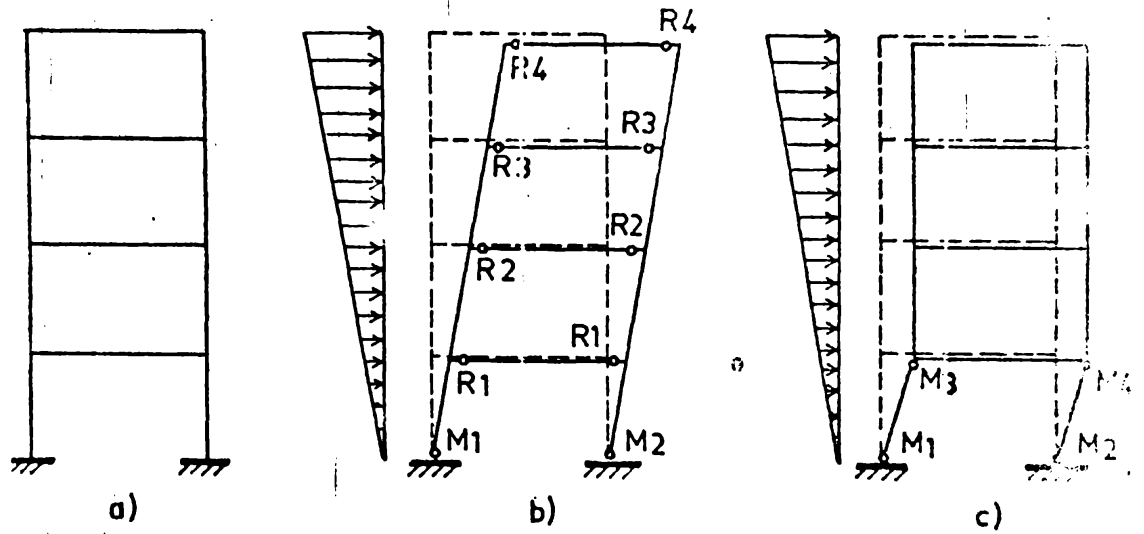


Fig. 3.13

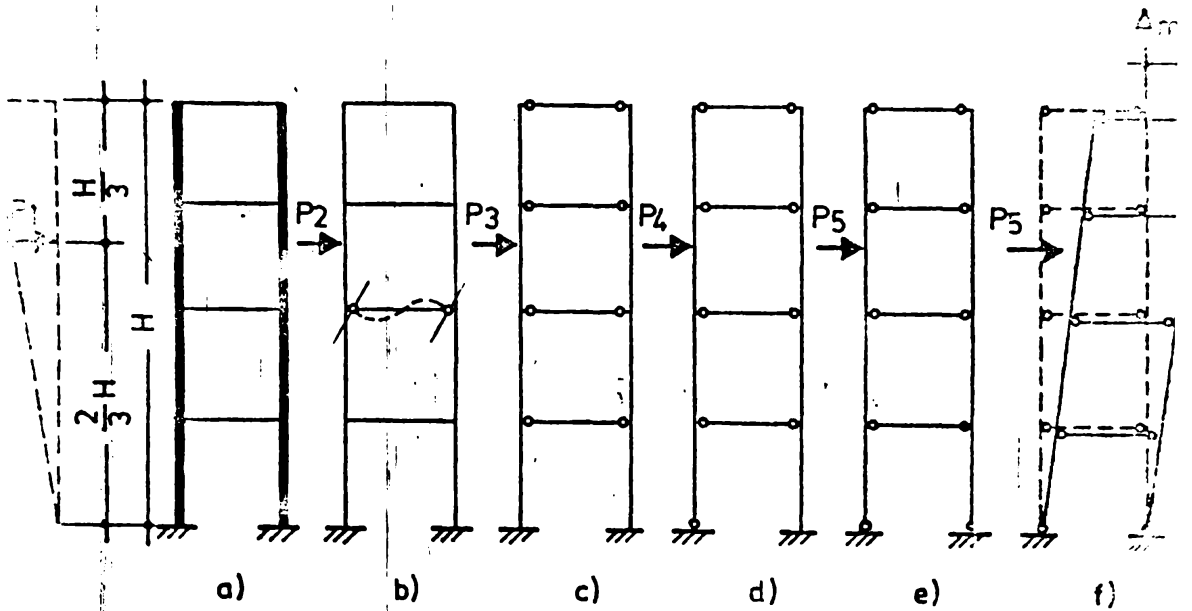


Fig. 3.14

- c) - are loc plastificarea la capetele tuturor riglelor de cuplare (fig.3.14.c.)
- d) - se atinge limita de curgere în armătura întinsă din primul montanș și se formează articulație plastică la baza acestuia (fig.3.14.d.) ;
- e) - apare plastificarea la baza celui de al doilea montanș, fapt prin care structura a devenit un " mecanism " și care constituie etapa imediat premergătoare colapsului (cedării) - fig.3.14.e. ;
- f) - sub efectul forței orizontale constante structura cedează (fig.3.14.f) .

Uneori, în practică se constată că pot apărea articulații plastice la baza montanșilor înaintea plastificării totale a riglelor de cuplare, sau că diafragma cedează fără ca toate riglele de cuplare să se transforme în penduli, cele două situații caracterizând o proiectare și o realizare a diaframelor neconforme cu principiul proiectării antisismice.

Conform acestui principiu, proiectarea diaframelor cu goluri trebuie să confere acestora o capacitate ridicată de a absorbi energie din energia indusă de cutremur, printr-o cedare a elementelor componente, care să respecte succesiunea etapelor din fig.3.14, fără să se ajungă la stadiul ultim (de mecanism).

În acest scop proiectarea riglelor de cuplare ca disipatori principali de energie, constituie garanția ca montanșii să se comporte elastic până la valori mari ale solicitărilor orizontale, conferind prin aceasta un grad ridicat de protecție a structurii împotriva avariilor importante.

3.3.2. Capacitatea de deformare postelastice a riglelor de cuplare

3.3.2.1. Mecanismul de rupere

O serie de experimentări efectuate în România (50,110,114,167, 169,177,178,185,188,187, etc) și în Noua Zeelandă (sub conducerea lui T.Paulny) (136,137,138,140,141,142,156,etc) asupra comportării riglelor de cuplare ale diaframelor cu goluri solicitate în domeniul postelastice a evidențiat următoarele aspecte :

- (a) riglele de cuplare scurte (cu raportul $l_0/h_p < 1,5$) întâlnite frecvent la diaframele cu goluri, mecanismul de rupere sub efectul încălzirilor alternante orizontale (fig.3.15.a) este diferit de cel al elementelor lungi solicitate în principal la încoșiere, cedarea producându-se la forță tăietoare, deoarece aceste rigle lucrează ca elemente bidimensionale, nu liniare ;

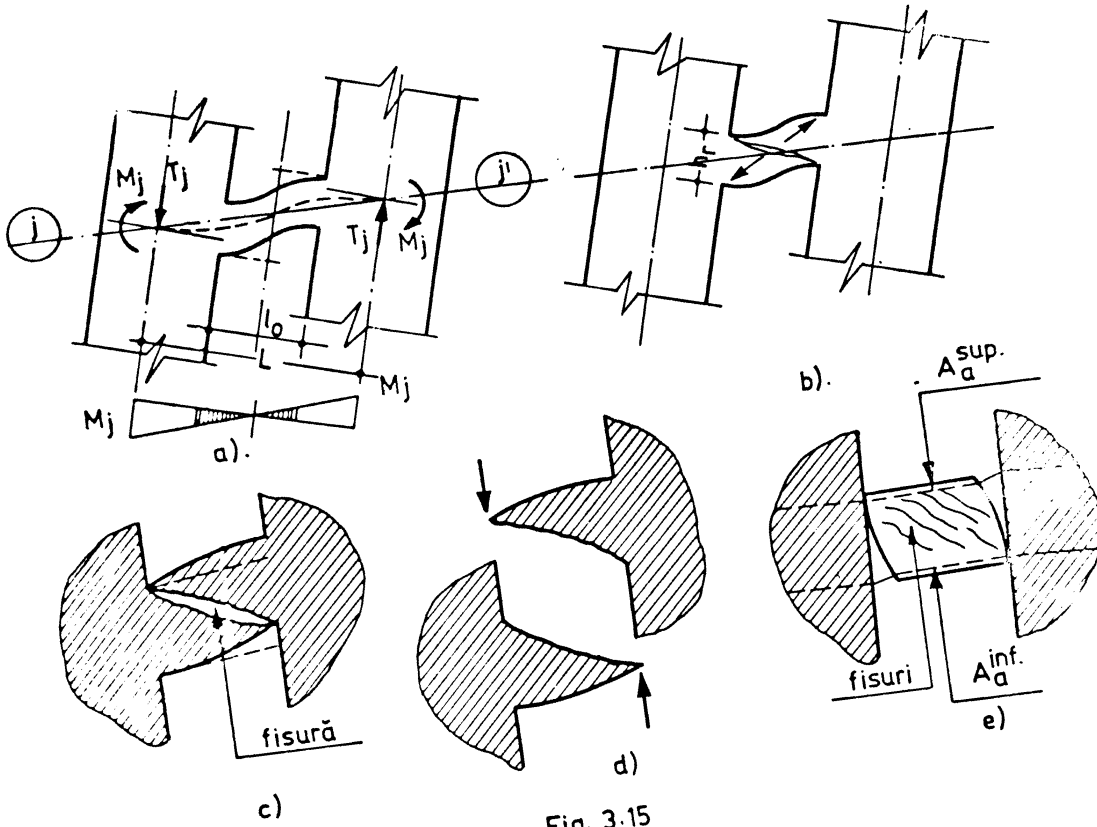


Fig. 3.15

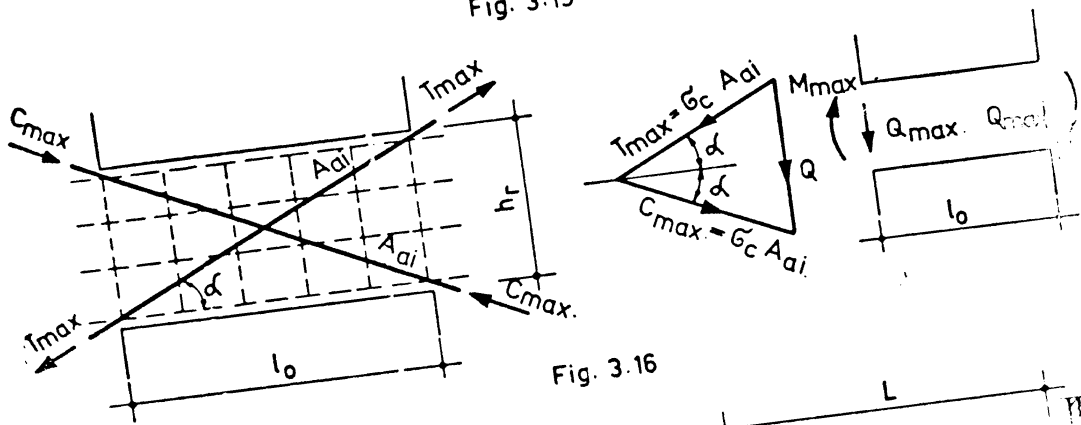


Fig. 3.16

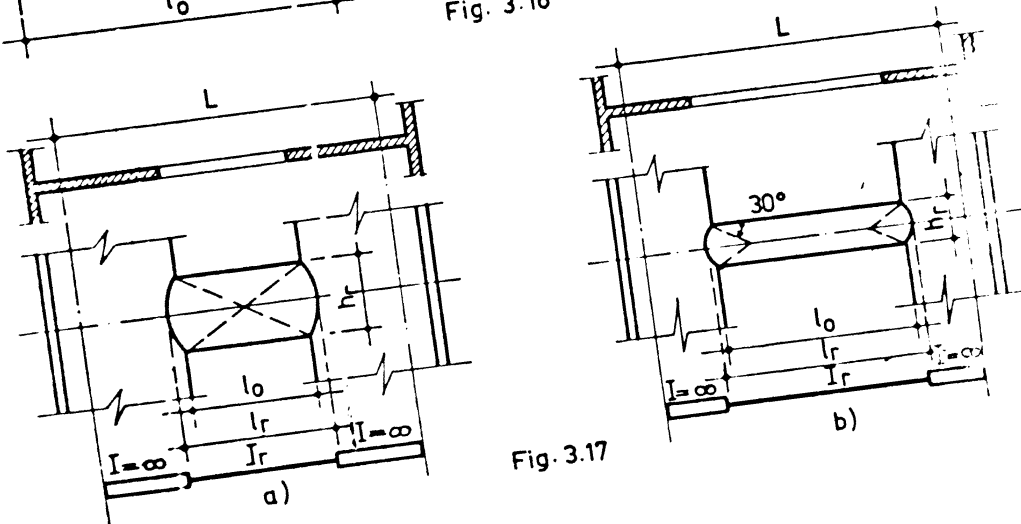


Fig. 3.17

- la asemenea rigle, dacă etrierii sînt dimensionați după regulile obișnuite, de la elementele lungi încovoiate (unde se ia în considerare și aportul betonului), ruperea se produce casant, prin întindere, printr-o fisură înclinată după diagonala riglei (fig.3.15.b,c), iar rigla se deface în două console cu secțiune variabilă (fig.3.15.d) care au fiecare armăturile longitudinale supuse la întindere pe toată lungimea ;

- dacă etrierii se dimensionează să poată prelua în între-gime forța tăietoare, ruperea se produce (fig.3.15.e) prin lunecare locală în secțiunile de încastrare, ceea ce îmbunătățește capacitatea de deformare postelastica a diafragmei în ansamblu. Pentru evitarea rupeții sub efectul forțelor tăietoare, normele americane ACI /174/ și cele neozelandeze /183/ limitează secțiunea de armătură longitudinală din riglele de cuplare (vezi lucrarea /50/) iar normele românești /130/ recomandă ca etrierii să se dimensioneze din condiția ca să preia în întregime forța tăietoare ;

- comportarea riglelor de cuplare la solicitări horizontale se îmbunătățește de asemenea dacă armarea lor se face după diagonala, cu bare sau carcasa înclinate (fig.3.16) care lucrează atât la moment încovoietor cât și la forța tăietoare, armăturile longitudinale dispunându-se constructiv.

Cercetările efectuate la diafragme /112,113,etc/ cuprind unele propuneri de completare a instrucțiunilor de proiectare a diafragmelor, referitoare la introducerea în calcule a unei lungimi a buiandrugilor care să țină seama de fisurile de rupere a acestora. Astfel, pentru buiandrugii scurți ($l_0/h_F < 1,5$) se propune ca lungimea de calcul l_F să fie egală cu diagonala acestora $l_F = \sqrt{l_0^2 + h_F^2}$ (fig.3.17.a.), iar pentru buiandrugii lungi ($l_0/h_F \geq 1,5$) să se considere deformabilă (fig.3.17.b.) o porțiune egală cu lungimea desfășurată a fisurii de rupere, obținută prin însumarea lungimilor tronsoanelor componente ale ac stei fisuri și avînd valoarea $l_F = l_0 + 0,27 h_F$.

3.3.2.2. Rotirea riglelor de cuplare

Conform lucrării /50/ care citează pe I.Paulay /136,138/ , calculul rotirii riglelor de cuplare arăte obișnuit se poate face analitic plecînd de la modelul grinzii cu săbrela (fig.3.18.a), la care deformațiile elementelor componente (săbrelilor) duc la rotirea totală a grinzii (θ_F) care este egală cu :

$$\theta_F = \theta_E + \theta_L + \theta_A \quad , \text{ în care} \quad (3.9)$$

$\theta_E = \frac{\Delta}{l_0}$ - rotirea datorită deformației etrierilor și a diagonalelor de beton (zăbrelelor);

$\theta_L = \frac{\Delta}{l_0}$ - rotirea datorită deformației barelor longitudinale de sus și de jos (tălpile grinzii cu zăbrele);

$\theta_A = \frac{\Delta}{l_0}$ - rotirea datorită deformației barelor longitudinale, pe lungimea de ancorare în montași ($l_A = 0,25 l_0$).

Deplasările Δ_E , Δ_L , Δ_A corespunzătoare, au expresiile (2.22, 2.25 și 2.27) din /50/.

Pentru stadiul de curgere a armăturii întinse, rotirea totală a riglei de cuplare are expresia asemănătoare cu (3.9) :

$$\theta_{rc} = \theta_{Ec} + \theta_{Lc} + \theta_{Ac} \quad (3.10)$$

unde θ_{Ec} , θ_{Lc} și θ_{Ac} au expresiile (2.30, 2.31 și 2.32) din lucrarea /50/.

Pentru riglele de cuplare cu armătura după diagonală, lucrarea /50/ citează pe Binney /31/ și Santhakumar /156/, după care rotirea totală, este dată de relația :

$$\theta_r = \theta_T + \theta_C + \theta_A \quad (3.11)$$

determinată pe un model ca în fig.3.13.b., avînd diagonală întinsă numai din oțel, iar cea comprînată din oțel și beton cu o secțiune variabilă.

În relația (3.11) :

$\theta_T = \frac{\Delta_{VT}}{l_0}$ - este rotirea datorită alungirii diagonalei întinse ;

$\theta_C = \frac{\Delta_{VC}}{l_0}$ - este rotirea datorită scurtării diagonalei comprimate ;

$\theta_A = \frac{\Delta_{VA}}{l_0}$ - este rotirea datorită deformației armăturii pe lungimea de ancoraj în montași

Deplasările Δ_{VT} , Δ_{VC} și Δ_{VA} , au expresiile (2.35, 2.36) din lucrarea /50/, în care se dau și relațiile cu care se calc -

culează rotirea totală la inițierea comportării plastice a riglei:

$$\theta_{ro} = \theta_{Te} + \theta_{Ce} + \theta_{Ac} \quad (3.12)$$

Avind în vedere că diafragmele din beton armat au o comportare elasto-plastică neliniară și presupunând că riglele de cuplare au comportare idealizată biliniară elasto-plastică (fig.3.19a), rotirea ultimă a siglei de cuplare θ_{ru} (fig.3.19.b.), este compusă dintr-o rotire elastică până la atingerea limitei de plasticizare (când $\theta_r = \theta_{rc}$), iar după aceea rotirea totală (θ_{ru}) este compusă din rotirea elastică și rotirea plastică (θ_{rp}) adică (conform fig.3.19.a):

$$\theta_{ru} = \theta_{ro} + \theta_{rp} \quad (3.13)$$

din care rezultă capacitatea de rotire plastică a riglei :

$$\theta_{rp} = \theta_{ru} - \theta_{ro} \quad (3.14)$$

Dacă se pune condiția de compatibilitate a deplasării verticale l_n mijlocul riglei :

$$d_j = d_b + d_m \quad (3.15)$$

unde : d_j = deplasarea totală a punctului de mijloc al axei riglei;
 d_b = deplasarea datorită încovierii buiandrugului ;
 d_m = deplasarea diferențială datorită forței axiale în montanși ;

și se notează : $d_b = l_0 \cdot \theta_r$ (3.16)

$$d_j = L \frac{dy_1}{dx} = L \frac{dy_2}{dx} = L \left(\frac{dy}{dx} \right)_m \quad (3.17)$$

unde $\left(\frac{dy}{dx} \right)_m$ este rotirea diferențială a montanșului, se obține:

$$\theta_r = \frac{1}{l_0} \left(\frac{dy}{dx} \right)_m - \frac{d_m}{l_0} \quad (3.18)$$

sau, neglijind deformabilitatea axială a montanșilor ($d_m \approx 0$) :

$$\theta_r = \frac{1}{l_0} \left(\frac{dy}{dx} \right)_m \quad (3.19)$$

3.3.2.3. Ductilitatea riglelor de cuplare

Ductilitatea riglelor de cuplare depinde de dimensiunile riglelor, de modul de armare și de procentul de armare longitudinală și

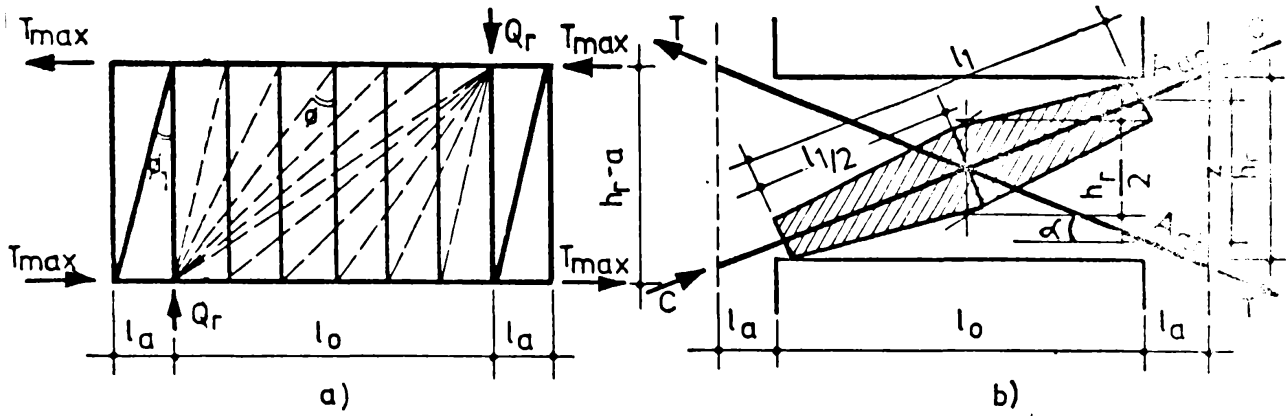


Fig. 3.18

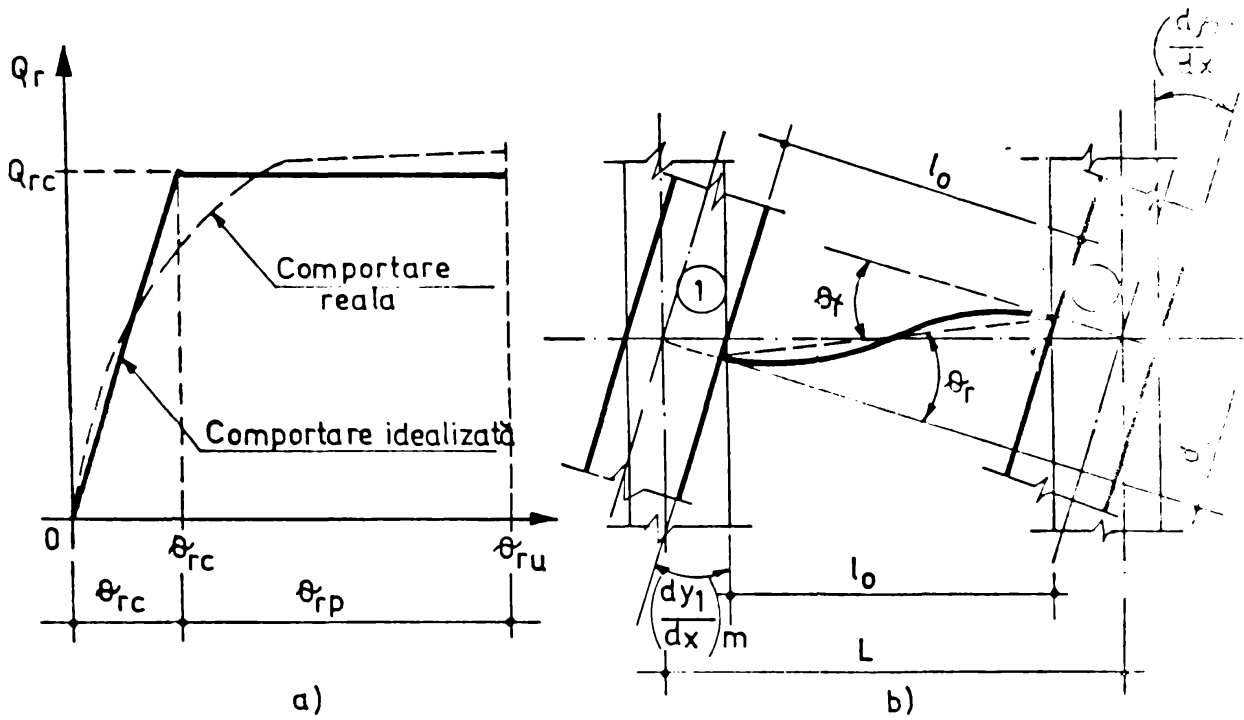


Fig. 3.19

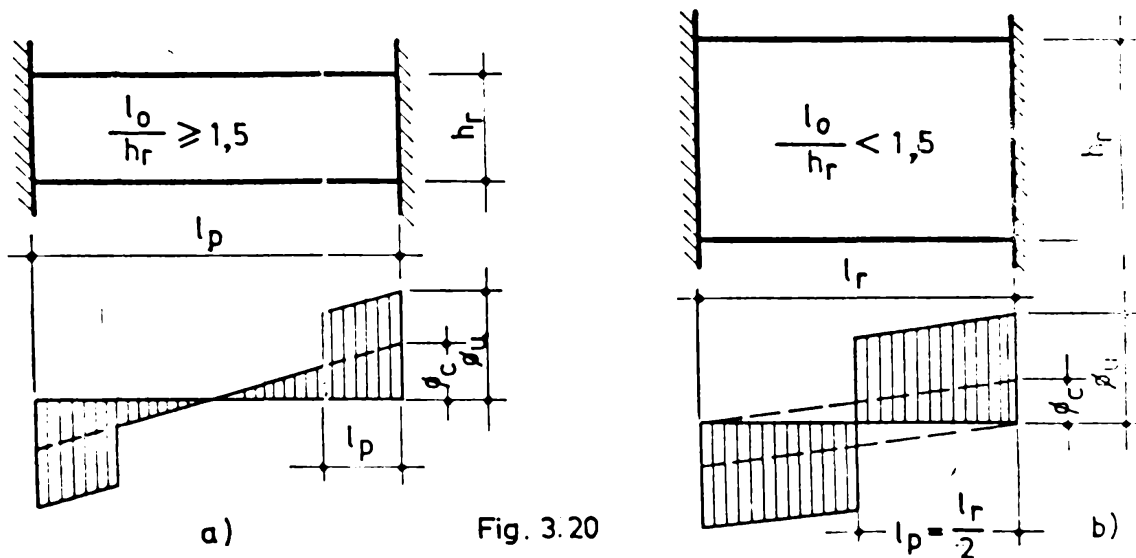


Fig. 3.20

transversală, de caracteristicile mecanice ale materialelor, de modul de aplicare a solicitărilor, de capacitatea de rotire plastică a secțiunilor de la capetele riglei, etc.

La riglele de cuplare, caracteristică este ductilitatea de curbură (secționată), definită ca raport al curburilor într-o secțiune, în stadiul ultim (ϕ_{ru}) și respectiv la inițierea curgerii în armatura întinsă (trecerea în domeniul plastic de comportare - ϕ_{rc}) :

$$M_{or} = \frac{\phi_{ru}}{\phi_{rc}} \quad (3.20)$$

Pentru riglele de cuplare lungi ($l_0/h_p \geq 1,5$), cu o comportare de tip "bara", mura diagramei curburilor este cea din fig. 3.20.a., iar pentru riglele scurte ($l_0/h_p < 1,5$), este cea din fig. 3.20.b, deoarece solicitările produse de momentele încovoietoare la cele două capete ale riglei se împătrund (vezi și fig.3.17.a), eforturile de întindere din armături propagându-se prin lungimea de ancoraj pe toată deschiderea l_p , astfel că întreaga riglă intră în zona de deformaare plastică, iar $l_p = 0,5 l_p$.

Din același motiv se recomandă, /6/, ca la determinarea ductilității riglelor scurte să nu se lină seama de aportul armăturii întinse, întrucât armaturile din zona comprimată a secțiunii fiind influențate de eforturile de întindere transmise prin ancoraj de la capatul opus, nu ajung la limita de curgere la compresiune.

În mod similar, se poate determina ductilitatea de rotire a riglei definită de raportul :

$$M_{or} = \frac{\phi_{ru}}{\phi_{rc}} \quad (3.21)$$

unde : ϕ_{ru} = rotirea ultimă a riglei de cuplare ;

ϕ_{rc} = rotirea corespunzătoare inițierii curgerii în armatura din riglă.

3.3.3. Capacitatea de deformaare postelastică a montajilor

3.3.3.1. Mecanismul de rupere

Conform celor arătate la pct.3.3.1, diafragmele cu goluri proiectate pe baza "principiului antisecismic", cu un mecanism de rupere dirijat astfel, încît înainte de a se atinge limita deformațiilor plastice pe baza unui montaj, are loc plastificarea capetele tuturor riglelor de cuplare, fenomen care consumă o mare parte din energia indusă de solicitări în diafragmă și asigură astfel o garanție în plus ca montajii să nu atingă plastificarea la bază,

ceea ce ar înseamna cedarea diafragmei.

Deoarece montanșii diafragmelor cu goluri se apropie, ca dimensiuni de diafragmele pline medii și lungi (la care $H/h \geq 2,5$), comportarea lor este similară cu a acestora din urmă. Astfel, montanșii lucrează predominant la moment încovoietor, dar trebuie ținut seama și de efectul forșelor tăietoare în montanși, deoarece apropiindu-se ca procent de armare de elementele slab armate, ruperea lor sub efectul forșelor tăietoare poate avea uneori caracter casant [169], ceea ce este categoric de evitat.

Pentru evitarea unei ruperi casante a montanșilor, trebuie asigurată acestora o capacitate sporită de deformare postelastica (ductilitate), prin luarea unor măsuri, care să-i situeze în cazul I de compresiune excentrică (vezi pct.3.2.4.1.), printre care :

- folosirea unor armături cu palier de curgere (ductile) ;
- folosirea unor betoane de marcă superioară, mai ales la baza diafragmei ;
- confinarea (fretarea) betonului la baza montanșilor ;
- proiectarea armăturii transversale în montanși din condiția ca aceasta să preia în întregime forșă tăietoare, fără aportul betonului, etc.

Încovoierea montanșilor sub efectul încărcărilor orizontale alternante, poate produce eforturi unitare de compresiune (ΔN) care se suprapun peste cele date de solicitările gravitaționale existente, grăbind distrugerea betonului comprimat și în consecință facilitând formarea articulațiilor plastice la baza montanșilor.

Intrucât la predimensionarea montanșilor diafragmelor cu goluri, încă nu se cunoaște valoarea lui ΔN , aceasta poate fi apreciată aproximativ [6], ca o fracțiune de, (15-30) % din N gravitațional, sau, mai corect, se poate aprecia că sub acțiunea încărcărilor orizontale în majoritatea riglelor de cuplare apar la capete articulații plastice în care momentele de plastificare capabile M_p sînt cunoscute și transmit montanșului reacțiunile verticale $T_p = 2 M_p / l_0$, care se cumulează pe înălțime, .

Adăugînd că aprox.80 % din riglele de cuplare ating plastificarea, pentru o diafragmă cu n niveluri, se obține :

$$\Delta N \cong 0,8 \sum_1^n T_p = 0,8 \sum_1^n \frac{2 M_p}{l_0} \quad (3.22)$$

3.3.3.2. Deplasarea (săgeata) la vîrfii montanșilor

Determinarea deplasărilor la nivelul caracteristic al diafragmelor cu goluri, (fig.3.21.a), se face pornind de la relația pentru

determinarea săgeții unei diafragme pline încustrate la bază, sollicitate de încărcări orizontale seismice (s) :

$$\Delta_s = \alpha_s \frac{q_s \cdot H^4}{E_M \cdot I_M} + \beta_s \frac{q_s \cdot H^2}{G_M \cdot A_{Mt}} \quad (3.23)$$

în care H , E_M , I_M , G_M , A_{Mt} , au semnificația arătată în cap.2., α_s și β_s sînt coeficienți numerici care depind de legea de distribuții a încărcării q_s pe înălțimea elementului și în care primul termen reprezintă săgeata din momentul încovoietor, iar al doilea termen, săgeata din efectul forței tăietoare.

Pentru o diafragmă cu goluri, deci, expresia săgeții poate fi adusă la o formă asemănătoare relației (3.23) prin introducerea noțiunii de moment de inerție echivalent - definit la pct.2.2.2.2 și avînd expresia din rel.(2.98, 2.99) - rezultat din egalarea săgeții diafragmei cu goluri considerată cu un cadru etajat, cu săgeata din încovoiere a unei diafragme pline. Se obține astfel:

$$\Delta_s = \alpha_s \frac{q_s \cdot H^4}{E_M \cdot I_{es}} + \beta_s \frac{q_s \cdot H^2}{G_M \cdot \sum A_{Mt}} \quad (3.24)$$

Pentru a include în momentul de inerție echivalent și influența deformărilor din forța tăietoare din montanji, relația (3.24) se poate scrie :

$$\Delta_s = \alpha_s \frac{q_s \cdot H^4}{E_M \cdot I_{es}} \left(1 + \frac{\beta_s}{\alpha_s} \cdot \frac{I_{es}}{0,4 \sum A_{Mt} H^2} \right)$$

sau
$$\Delta_s = \alpha_s \frac{q_s \cdot H^4}{E_M \cdot \bar{I}_{es}} \quad (3.25)$$

unde :
$$\bar{I}_{es} = I_{es} \frac{1}{1 + \frac{\beta_s}{0,4 \cdot \alpha_s} \cdot \frac{I_{es}}{\sum A_{Mt} \cdot H^2}} \quad (3.26)$$

este momentul de inerție echivalent corectat, care include influența tuturor tipurilor de deformații.

În lucrarea 76/ se dau coeficienții η_s pentru calculul momentelor de inerție echivalente în funcție de parametrii λ și γ (definiți la pct.2.2.2.2.) Cu acestia, cu introducerea lui I_0 și cu notația :

$$\frac{\beta_s}{0,4 \cdot \alpha_s} = \gamma_s \quad (3.27)$$

relația (3.26) primește forma arătată în rel.(2.98), unde I_0 (pentru

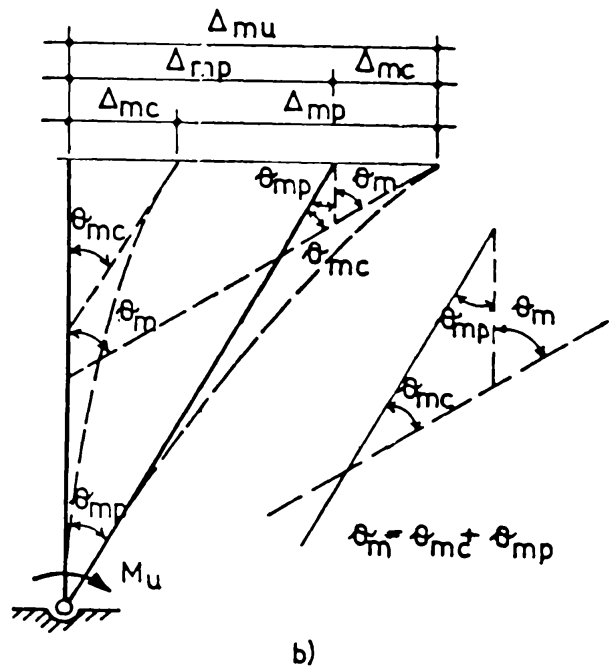
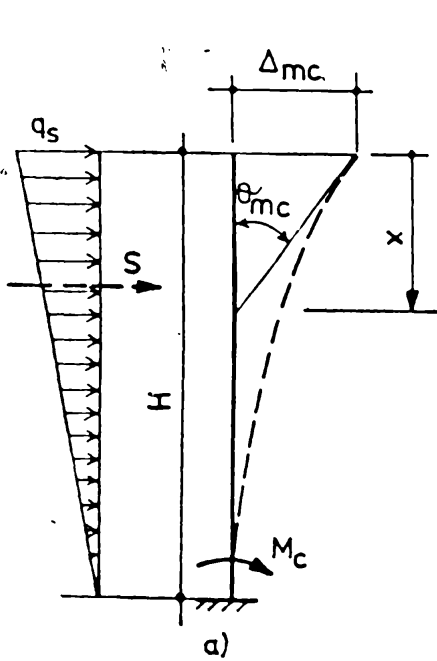
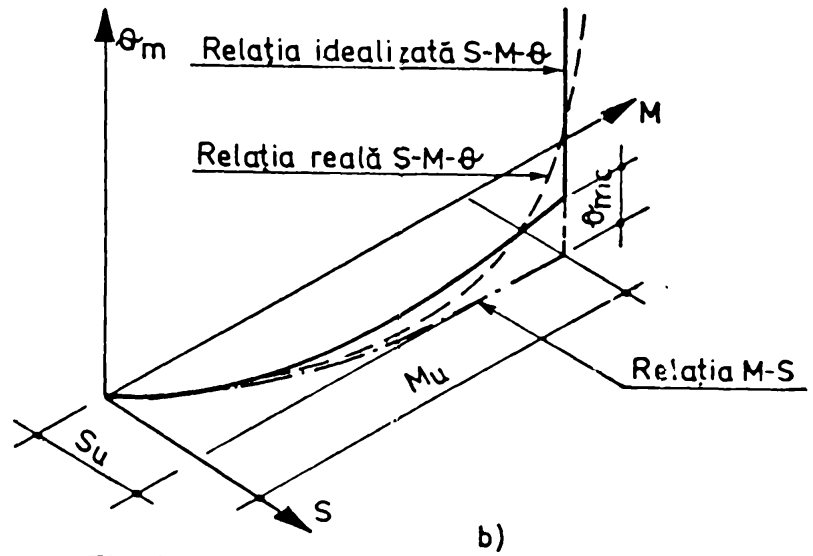
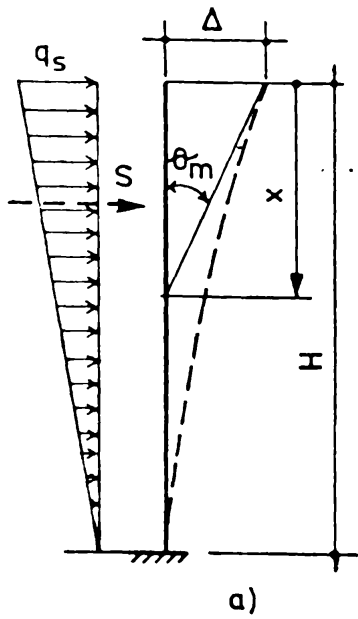
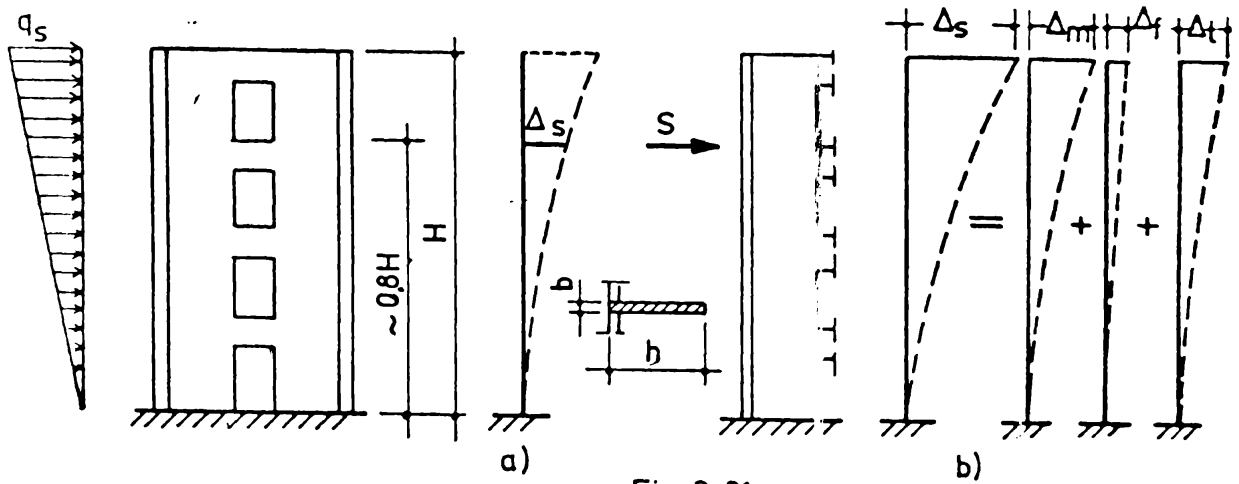


Fig. 3.23

o diafragmă cu un gir de goluri simetrice) are expresia :

$$I_0 = \gamma \frac{A_m \cdot L^2}{2} \quad (3.28)$$

În calculul diaframelor cu goluri solicitate la încărcări seismice, un interes deosebit îl prezintă săgeata la vîrf pentru un anumit nivel al solicitării premergător stadiului postelastice. Lucrarea /50/, care îl citează pe T.Paulay /141/, arată că în cazul unui montan solicitat de o încărcare avînd valoarea aprox. 75 % din cea teoretică corespunzătoare curgerii armăturii întinse, săgeată totală la vîrf Δ_s (fig.3.21.b.), are expresia :

$$\Delta_s = \Delta_m + \Delta_f + \Delta_t \quad (3.29)$$

unde:

- Δ_m - săgeata din încovoierea montantului ;
- Δ_f - săgeata din deformațiile armăturii întinse de la baza;
- Δ_t - săgeata produsă de forțele tăietoare (prin fisurare încrînată) ;

cu valorile :

$$\Delta_m = \frac{S_m \cdot H^3}{3 \cdot E_m \cdot I_f} \quad (3.30)$$

$$\Delta_f = 0,2 \cdot \Delta_m \quad (3.31)$$

$$\Delta_t = \frac{3 \cdot H}{G_m \cdot A_{nt}} \quad (3.32)$$

Înlocuind rel.(3.30, 3.31, 3.32) în rel.(3.29), notînd $G_m = 0,4 E_m$, $A_{nt} = A_1/k$ (unde $k = 1,2$) și considerînd doar 30 % din aria activă ($0,3 A_1$) la forța tăietoare /155/, obținem :

$$\Delta_s = \frac{S_m H^3}{3 E_m I_f} + \frac{0,2 S_m H^3}{3 E_m I_f} + \frac{10 S_m H}{E_m \cdot A_1} \quad (3.33)$$

Introducînd în locul momentului de inerție al riglei (I_f) un moment de inerție echivalent (I_0) pentru care lucrarea /50/ prezintă rel.(2.15., 2.17, 2.18), se ajunge la o formă simplificată de tipul :

$$\Delta_s = \frac{S_m H^3}{3 \cdot E_m \cdot I_0} \quad (3.34)$$

unde :

$$I_0 = \frac{I_0}{1,2 + P} \quad \text{și} \quad P = \frac{30 \cdot I_0}{6h \cdot A_1^2}$$

3.3.3.3. Rotirea montanților

Conform celor arătate la pct.3.2.2. referitor la rotirea unui element de beton armat încovoiat în domeniul postelastico pentru un montanț de diafragmă, cu înălțime H , rotirea la o treaptă oarecare a încărcării orizontale, este :

$$\theta_n = \int_0^H \delta_n \cdot dx \quad (3.35)$$

și are semnificația geometrică a valorii unghiului făcut de tangenta la vîrf elementului deformat și poziția inițială a acestuia (fig.3.22.a.)

Pînă la atingerea limitei de curgere a armăturii din montanț, rotirea nu variază semnificativ la o creștere mică a încărcării orizontale, iar rotirea corespunzătoare atingerii deformațiilor plastice în armătură (curgerii) se poate numi rotire elastică limită, sau rotire de curgere și se notează cu θ_{mc} . Peste această valoare, orice creștere mică a încărcării, determină creșteri importante ale rotirii (fig.3.22.b.)

Luînd în considerare rigiditatea la încovoiere a secțiunii fisurate a montanțului, rotirea θ_{mc} se poate determina, /156/, cu relația :

$$\theta_{mc} = \int_0^H \frac{M_x}{(E_n I_n)_{fis}} dx \quad (3.36)$$

unde, M_x este momentul care acționează la nivelul x al montanțului, cînd în secțiunea de la baza acestuia s-a atins limita de curgere a armăturii, la limită, pentru $x = H$ rezultă $M_x = M_{max}$.

În fig.3.23.a. se prezintă semnificația geometrică a rotirii θ_{mc} , căreia îi corespunde o adăugă la vîrf al montanțului notată cu Δ_{mc} , cu observația că pînă la atingerea acestor valori, montanțul se consideră perfect încastrat la bază. La atingerea rotirii θ_{mc} la baza montanțului se formează o articulație (zonă plastică).

Considerînd (fig.3.23.b) că montanțul s-a rotit deja (în articulația plastică) cu valoarea θ_{np} numită rotire plastică, căreia îi corespunde o deplasare la vîrf Δ_{np} , capacitatea de rotire a articulației plastice de la baza montanțului (θ_{np}) se poate obține acceptînd ipoteza că peste limita elastică a rotirii montanțului (θ_{mc}), rotirea în continuare se datorează exclusiv rotirii articulației plastice de la bază. Rotirea totală a montanțului va fi deci (conform fig.3.23.b.) :

$$\theta_{mu} = \theta_{mc} + \theta_{mp} \quad (3.37)$$

de unde :

$$\theta_{mp} = \theta_{mu} - \theta_{mc} \quad (3.38)$$

Pentru cazul diafragmei un șir de goluri, lucrările /50,156/ scot în evidență diferența dintre capacitatea de rotire a montantului întins față de cea a montantului comprimat (vezi fig. 3.12). Considerând (conform celor arătate mai sus) să peste limita elastică rotirea montanșilor se datorează exclusiv rotirii articulațiilor plastice de la baza acestora, întinse pe o lungime finită (l_p), rotirea totală a montanșilor (θ_{mu}) rezultă din relația (3.35), iar rotirea elastică limită (θ_{mc}) este definită de rel. (3.36).

Rotirea plastică, dezvoltată după formarea articulației plastice, la baza montantului (θ_{mp}) se poate determina cu rel. (3.38), care devine (cunoscând că $\theta_{mu} = \phi_{mu} \cdot l_p$ și $\theta_{mc} = \phi_{mc} \cdot l_p$), asemenea rel. (3.5) de la pct. 3.2.3:

$$\theta_{mp} = (\phi_{mu} - \phi_{mc}) l_p \quad (3.39)$$

Particularizând pentru cei doi montanși, cu notațiile din fig. 3.24, se obține :

- pentru montanșul întins (1)

$$\theta_{mp1} = (\phi_{mu1} - \phi_{mc1}) l_{p1} \quad (3.40)$$

- pentru montanșul comprimat (2)

$$\theta_{mp2} = (\phi_{mu2} - \phi_{mc2}) l_{p2} \quad (3.41)$$

Acceptând ipoteza că pe înălțimile l_{p1} , l_{p2} curbările plastice ale montanșilor sînt constante (deci acceptînd variația simplificată a curburii, ca în fig. 3.5.d) și știind că

$\Delta = \theta_m \cdot x$ (conform fig. 3.22.a.) se pot scrie expresiile deplasărilor ultime a celor doi montanși la vîrf.

$$\Delta_{mu1} = \theta_{mu1} \cdot x_1 ; \Delta_{mu2} = \theta_{mu2} \cdot x_2 \quad (3.42)$$

în care înlocuind pe θ_{mu} cu rel. (3.37) și respectiv (3.36, 3.40, 3.41) și luînd pentru x_1 și x_2 valorile din fig. 3.24, obținem :

$$\Delta_{mu1} = \left[\int_0^H \frac{(M_1)x}{(E_{s1}I_{s1})} dx + (\phi_{mu1} - \phi_{mc1}) l_{p1} \right] \cdot (H - 0,5 l_{p1})$$

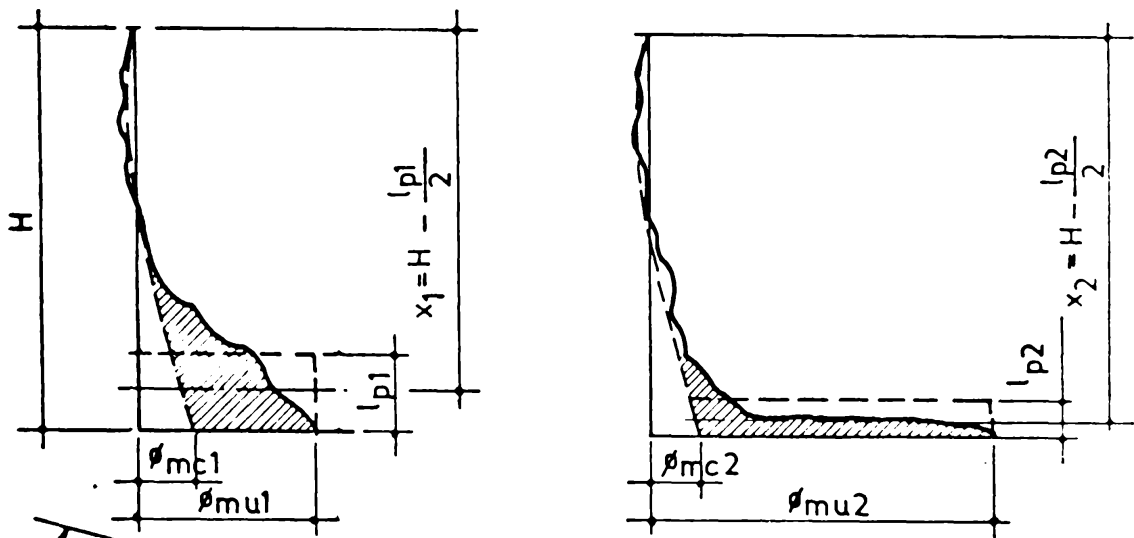
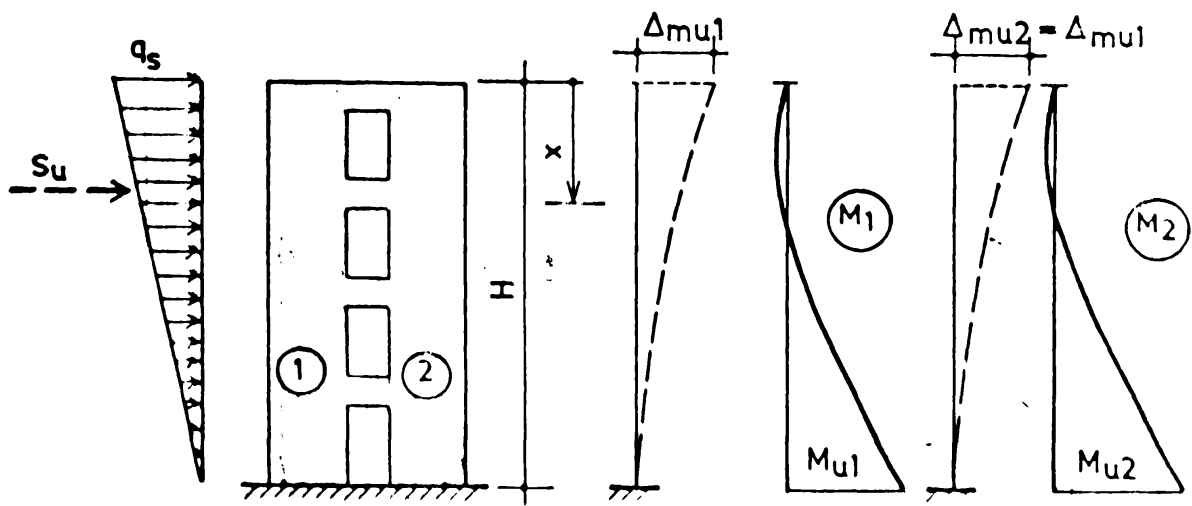


Fig. 3.24

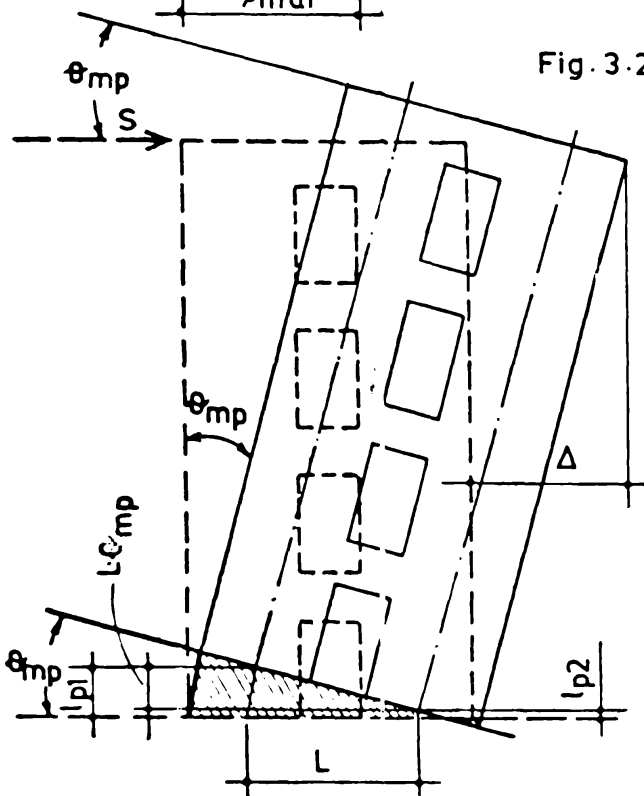


Fig. 3.25

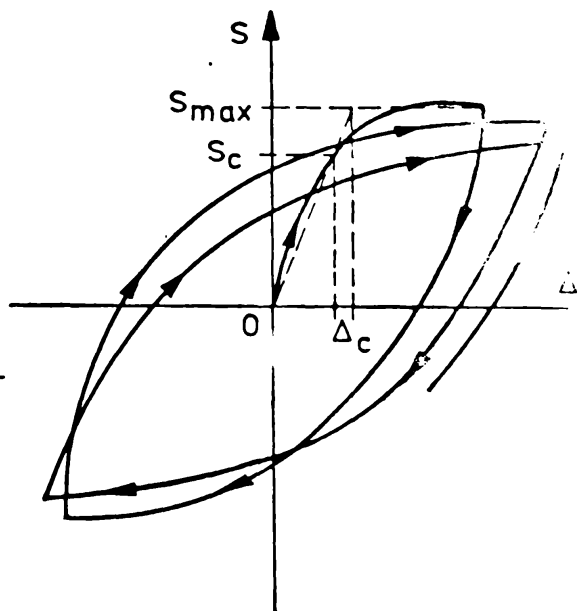


Fig. 3.26

$$\Delta_{\text{su2}} = \left[\int_0^H \frac{(M_2)_x}{(E_m I_{m2})_{\text{fis}}} dx + (\sigma_{\text{su2}} - \sigma_{\text{sc2}}) l_{p2} \right] \cdot (H - 0,5 l_{p2}) \quad (3.43)$$

Punind condiția de egalitate a săgeților la virful celor doi montanți ($\Delta_{\text{su1}} = \Delta_{\text{su2}}$) și neglijind componentele elastice ale șirilor (foarte mici în comparație cu cele plastice în ciclurile finale), ecuația de compatibilitate $\Delta_{\text{su}} = \Delta_{\text{su1}} = \Delta_{\text{su2}}$ devine:

$$\Delta_{\text{su}} = (\sigma_{\text{su1}} - \phi_{\text{sc1}}) l_{p1} (H - 0,5 l_{p1}) = (\sigma_{\text{su2}} - \sigma_{\text{sc2}}) l_{p2} (H - 0,5 l_{p2}) \quad (3.44)$$

Deoarece lungimea zonei plastice este mica în comparație cu înălțimea montanților se poate considera :

$$H - 0,5 l_{p1} \cong H - 0,5 l_{p2} \quad (3.45)$$

și respectiv :

$$(\sigma_{\text{su1}} - \sigma_{\text{sc1}}) l_{p1} \cong (\sigma_{\text{su2}} - \sigma_{\text{sc2}}) l_{p2} = \sigma_{\text{mp}} \quad (3.46)$$

Reprezentind în fig. 3.25 rotirea plastică a diafragmei în ansamblu, rezultă (geometric) :

$$l_{p1} = l_{p2} + L \cdot \theta_{\text{mp}} \quad (3.47)$$

Conform relației (3.47), lungimea zonei plastice în montantul întins este mai mare decât în montantul comprimat, iar înlocuind rel. (3.47) în rel (3.46) rezultă expresia :

$$\sigma_{\text{su2}} - \sigma_{\text{sc2}} = (\sigma_{\text{su1}} - \sigma_{\text{sc1}}) \left(1 + \frac{L \cdot \theta_{\text{mp}}}{l_{p2}} \right) \quad (3.48)$$

sau, altfel spus :

$$\sigma_{\text{mp2}} = \sigma_{\text{mp1}} \left(1 + \frac{L \cdot \theta_{\text{mp}}}{l_{p2}} \right) \quad (3.49)$$

Din rel (3.49) se desprinde concluzia că, montantul comprimat are întotdeauna o curbura plastică mai mare ca a montantului întins și deci, ductilitatea de element a unei diafragme cu coluri, depinde în principal de curbura sau de capacitatea de rotire plastică de la baza montantului comprimat.

3.3.3.4. Ductilitatea montanților

La fel ca și în cazul riglelor de cuplare, la montanți ductilitatea poate fi definită ca raport între curburile ultime ale secțiunii critice și cele corespunzătoare inițierii curgerii în arătura întinsă, deci ductilitatea secțională (de curbura) :

$$\mu_{\text{rot}} = \frac{\delta_{\text{MU}}}{\delta_{\text{MC}}} \quad (3.50)$$

sau ca raport între rotirile (cu aceeași semnificație) zonei plastice, deci ductilitate de rotire :

$$\mu_{\text{rot}} = \frac{\theta_{\text{MU}}}{\theta_{\text{MC}}} \quad (3.51)$$

Se face însă observația că ductilitatea de curbura, este o caracteristică a secțiunii elementului și decât nu depinde de modul de încărcare, fiind influențată în schimb de toți factorii care determină creșterea valorii curburii ultime (factori prezentați în detaliu în cap.4.1. al lucrării de față).

3.3.4. ductilitatea de element

Pentru aprecierea capacității de absorbire (de disipare) a energiei induse de un cutreaur, în cadrul unei analize postelastice a diafragmelor, este importantă determinarea ductilității de element (de deplasare) a acestora (care va fi definită în detaliu la pct.4.1), ca o caracteristică globală de ductilitate, având expresia raportului între deplasarea laterală ultimă a diafragmei și deplasarea corespunzătoare primei curgeri a armăturii întinse din element:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_o} \quad (3.52)$$

Pentru solicitări orizontale ciclic-alternante, ductilitatea de deplasare se calculează cu ajutorul diagramei forță-deplasare ($S-\Delta$), care servește și la aprecierea cantității de energie absorbite prin deformare de către structură, prin măsurarea ariilor curbelor histeretice (fig.3.2.b.)

3.4. Procedee de calcul în domeniul postelastice a structurilor cu diafragme

Analiza comportării unei structuri cu diafragme din beton armat în domeniul postelastice, în condițiile specifice solicitărilor seismice, poate fi dezvoltată pînă la diferite trepte de investigație, trepte care determină /6,186/ și procedeele utilizate pentru analiză:

- procedee de primă aproximație ;
- procedee biografice simplificate ;
- procedee biografice de analiză neliniară.

Aplicarea acestor procedee presupune următoarele precizări:

a) pentru rezistențele de calcul ale betonului și armăturii se introduc valorile medii ale acestora, deoarece într-o analiză

postelastica a structurii in care se contează pe mobilizarea tuturor rezervelor de rezistență și deformabilitate a elementelor componente, menținerea rezistențelor minime, corespunzătoare unei probabilități admise în mod convențional (rezistențe de calcul în prescripții), înseamnă admiterea ipotezei că aceste valori minime se realizează simultan în toate secțiunile, ceea ce nu este justificat deoarece se subevaluează astfel atât capacitatea portantă cât și ductilitatea diafragmelor.

Aceste valori medii sînt (în raport cu cele de calcul):

$$\bar{k}_c \approx 1,75 k_c ; \quad \bar{k}_a \approx 1,35 k_a \quad (3.53)$$

cu observația că pentru diafragme cu grosimi sub 30 cm, în relația (3.53) k_c se introduce neafectată de coeficientul $m'_{bc} = 0,75$, întrucît acesta se referă la influența locală și nu e corect să influențeze capacitatea portantă a structurii în ansamblul ei, deci:

$$\bar{k}_c \approx \frac{1,75}{0,75} \cdot k_c = 2,33 k_c \quad (3.54)$$

b) - dimensionarea și armarea structurii se face pe baza eforturilor determinate în domeniul elastic, analiza postelastică servind la verificarea și corectarea după necesități a dimensiunilor stabilite astfel, pe baza luării în considerare a unor aspecte pe care calculul în domeniul elastic nu le poate pune în evidență.

c) - procedeele de analiză postelastică de care se dispune pînă în prezent se limitează la un calcul în care elementele componente ale structurii se consideră bare sau sisteme de bare, nefiind încă abordată o analiză postelastică a diafragmelor ca elemente de suprafață.

3.4.1. Procedee de primă aproximație

Analiza comportării unei structurii cu diafragme din beton armat în domeniul postelastic prin procedee de primă aproximație, constă în considerarea apariției de articulații plastice în secțiunile cele mai solicitate și efectuarea redistribuțiilor corespunzătoare de momente între rigle și elemente verticale, fără a se efectua și verificarea compatibilităților rotirilor din articulațiile plastice (încadrarea lor în capacitățile de rotire respective).

Încărcările care se iau în considerare sînt cele seismice convenționale date de prescripții, la fel ca și la calculul în domeniul elastic, iar apariția articulațiilor plastice la cape-

tele riglelor de cuplare se poate lua în considerare în două moduri :

a) În mod indirect introducând (în calculul elastic) pentru rigle rigidității măgurate prin admiterea unui moduli de elasticitate redus în raport cu cel al montanșilor (vezi pct.2.2.2.1) și obținând astfel momente mai mici la capetele riglelor de cuplare, diferențele fiind redistribuite montanșilor ;

b) În mod direct - prin predimensionarea armăturii riglelor de cuplare și limitarea acestora funcție de condițiile de rezistență la forță tăietoare, de posibilitatea practică de dispunere în riglă a armăturii și de evitare a apariției unor eforturi de întindere prea mari în montanși prin însumarea reacțiunilor transmise de rigle.

Momentele de plastificare corespunzătoare, se introduc apoi ca mărimi date în calculul montanșilor, putând fi luate inițial egale pentru toate riglele de cuplare a unui gir de goluri suprapuse, urmând ca într-un calcul definitiv să fie luate diferențiate pe rigle, proporționale cu cele din calculul elastic. În acest fel se ajunge la o redistribuție postelastice mai echilibrată a momentelor, în sensul că rotirile din articulațiile plastice de la capetele riglelor de cuplare rezultă mai uniforme și deci cerințele corespunzătoare de ductilitate sînt mai mici.

Calculul cu ajutorul procedeelor de primă aproximație permite armarea rațională a riglelor de cuplare, mai ales cînd dimensiunile acestora sînt impuse de cerințe funcționale și este suficient de simplu pentru a putea fi efectuat și manual.

3.4.2. Procedee biografice simplificate

Procedeele biografice simplificate iau în considerare încărcări de intensitate nonoton crescătoare, care se măresc treptat pînă la atingerea stadiului de rupere.

Aplicarea procedeelor biografice simplificate, presupune cunoscuta dimensiunile elementelor componente ale structurii și armăturile acestora, determinate inițial pe baza unui calcul în domeniul elastic. Pe măsură ce din calculul în domeniul postelastic rezultă necesitatea unor modificări a datelor inițiale, privind dimensiunile elementelor și armarea lor, se reia calculul cu noi date impuse. În acest fel calculul este parcurt în trepte succesive, fiecare treaptă corespunzînd apariției unei sau mai multor articulații plastice, deci modificării sistemului static al structurii.

În cadrul fiecărei etape a calculului se verifică dacă s-a

atins capacitatea de rotire plastică în vremea din articulațiile plastice formate anterior, adăugându-se cedări în articulațiile plastice de la capetele riglelor de cuplare, dar oprindu-se calculul la prima cedare apărută într-o articulație plastică de la baza unui montant.

Procedeele biografice simplificate permit astfel, obținerea capacității portante a elementelor (ca valoare a încărcării orizontale capabile), a capacității acestora de a absorbi o parte din energia indusă de cutremur și a valorii deplasărilor laterale totale a structurii care pot fi comparate cu cele admise.

Aplicarea procedeelelor biografice simplificate mai permite și verificarea capacității de deformare (ductilității) elementelor precum și a ordinii de apariție a articulațiilor plastice în elemente, dar, în general, aplicarea procedeelelor biografice solicită folosirea calculatorului. Admiterea unor simplificări oferă și posibilitatea unui calcul manual (vezi procedeul prezentat în detaliu în cap.4., la pct.4.2.4).

3.4.3. Procedeul biografice de analiză dinamică neliniară

Dacă în procedeele de analiză postelastice, de primă aproximație, încărcările orizontale sunt considerate constante (cele seismice convenționale), iar în procedeele biografice simplificate sunt considerate monoton crescătoare, în procedeele biografice de analiză dinamică neliniară încărcările laterale sunt necunoscute ca valoare, rezultând în urma aplicării unei mișcări de tip seismic asupra structurii, după o accelerogramă dată. În acest fel cutremurul simulat este caracterizat nu numai prin intensitatea sa, și și prin celelalte caracteristici ale sale date de accelerogramă.

Împărțind durata mișcării seismice simulate în "pași" (de regulă de 0,1-0,2 s) și înregistrând la fiecare pas starea de solicitare dinamică în structură, procedeele de analiză dinamică permit determinarea directă pe structura dată, a ductilității necesare pentru tipul de cutremur dat.

Putând fi aplicate și în proiectarea propriu-zisă a structurilor cu diafragme, procedeele de analiză de acest fel își găsesc o aplicare largă în activitatea de cercetare, constituind o bază pentru stabilirea încărcărilor seismice convenționale de calcul care se dau în prescripții și un mijloc de verificare a procedeelelor de calcul simplificate și a unor reguli de conformare antisismică a structurilor.

CAP.4. DUCTILITATEA ȘI ENERGIA DISIPATĂ LA DIAFRAMELE CU COLURI, SOLICITATE LA FORȚE ORIZONTALE

4.1. Ductilitatea diaframelor cu coluri

4.1.1. Precizări privind noțiunea de ductilitate

Factorul principal de care depinde supraviețuirea construcțiilor dimensionate la forțele convenționale din prescripții, în cazul cutremurelor puternice, este capacitatea acestora de a funcționa dincolo de limita elastică și de a disipa (absorbi) energie prin deformații postelastice.

Capacitatea de deformare postelastică a elementelor și structurilor din beton armat se poate măsura prin coeficientul de ductilitate definit ca raport între deformația (deplasare, curbura, rotire) limită, ultimă și deformația corespunzătoare trecerii elementului la stadiul de comportare postelastică.

Conform lucrărilor /71,135/, diferența între răspunsul la o excitație seismică a unei structuri cu o comportare perfect elastică și a uneia cu o comportare ideal elasto-plastică, poate fi ilustrat simplu pe cazul unui oscilator cu un grad de libertate, considerând sistemul fără amortizare (fig.4.1.). Se observa că, pentru oscilatorul elastic, din fig.4.1.a., diagrama forță de inerție - deplasare ($S-\Delta$) este caracterizată de atingerea unui răspuns elastic maxim (punctul 2), cărui în corespunde o anumită cantitate de energie potențială immagazinată în ciclul de solicitare maximă (reprezentată prin aria triunghiului 12), energie care, la revenire în poziția inițială a oscilatorului, este convertită în energie cinetică.

În cazul când, capacitatea portantă elastică a oscilatorului este depășită, la baza acestuia se formează o articulație plastică și diagrama $S-\Delta$ are alura din fig.4.1.b., în care energia absorbită în momentul atingerii deplasării maxime este reprezentată prin aria 1457. La revenirea în poziția inițială, se convertește în energie cinetică numai o parte din energia totală (aria triunghiului 567), restul de energie (aria 1456) fiind disipată în articulația plastică prin convertire în energie calorică sau alte forme de energie nerecuperabilă.

Transpunând concluzia la nivelul unei structuri, se poate spune că, dacă în cazul unei structuri elastice solicitată seismic întreaga energie immagazinată se transformă la descărcare, în fiecare ciclu, în energie cinetică, în cazul unei structuri cu proprietăți de deformare elasto-plastice, numai o parte din energia

absorbită rămâne factor perturbator, restul fiind disipată prin deformații postelastice.

4.1.2. Ductilitatea de deplasare

Pentru două sisteme ca cele discutate mai sus, având aceeași parametrii de oscilație, dar cu comportări diferite, cercetările lui Newmark /10/, au pus în evidență concluzia intuitivă că energia absorbită într-un anumit ciclu de încărcare-descărcare de o structură ideal elastică poate fi mai mare decât cea absorbită de o structură ideal elasto-plastică în timp ce deplasările maxime a celor două structuri pot fi apropiate ca valoare sau chiar egale. Reprezentând această afirmație în fig.4.2.a, se observă că raportul forțelor de inerție dezvoltate în cele două sisteme este același cu raportul deplasărilor sistemului elasto-plastic înregistrate în stadiul ultim (Δ_u), respectiv în momentul inițierii plastificării (curgerii arăturii întinse, Δ_o), adică:

$$k_d = \frac{s_o}{s_e} = \frac{\Delta_o}{\Delta_u} \quad (4.1)$$

Raportul este denumit factor de reducere al răspunsului la excitație seismică /71/, pentru un sistem cu comportare elasto-plastică în raport cu unul elastic având aceeași frecvență de vibrație proprie.

Capacitatea de deformare postelastice a sistemului și de adaptare a acestuia la condițiile de solicitare seismică, se poate reprezenta prin raportul dintre deplasarea ultimă a sistemului și deplasarea corespunzătoare inițierii deformațiilor plastice, raport denumit factor (coeficient) de ductilitate la deplasare, notat cu :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_o} = \frac{1}{k_d} \quad (4.2)$$

Cercetările efectuate au scos în evidență faptul că ipoteza egalității deplasărilor, admisă în fig. 4.2.a. și exprimată prin relația (4.1.), este corectă mai ales în domeniul structurilor cu perioade de vibrație proprii mari ($T > 2$ sec), în timp ce în cazul structurilor cu perioade de vibrație proprie medii ($T = 0,25 - 2$ sec), este mai indicată ipoteza acoperitoare a egalității energiilor de deformare exprimată prin factorul de reducere :

$$k_o = \frac{s_o}{s_e} = \frac{1}{\sqrt{2 \mu_{\Delta} - 1}} \quad (4.3)$$

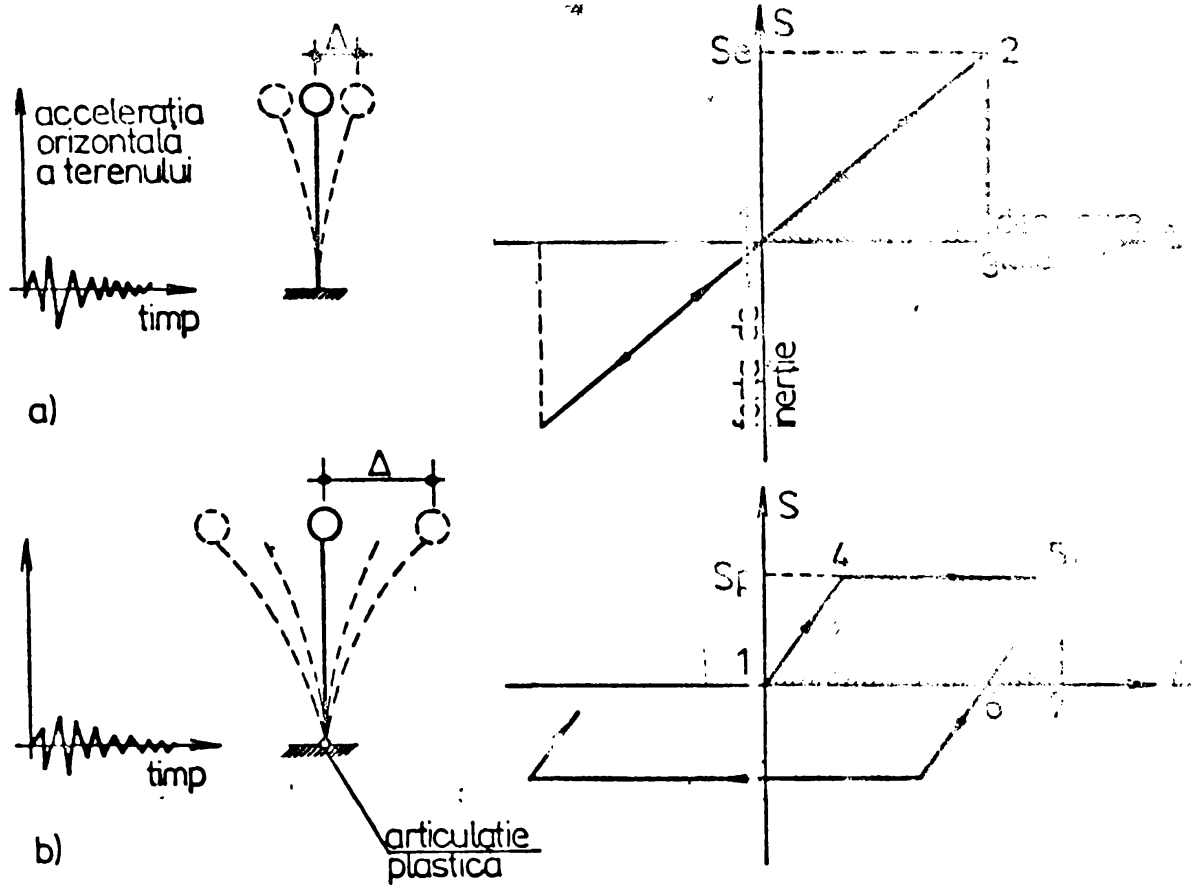


Fig 4.1

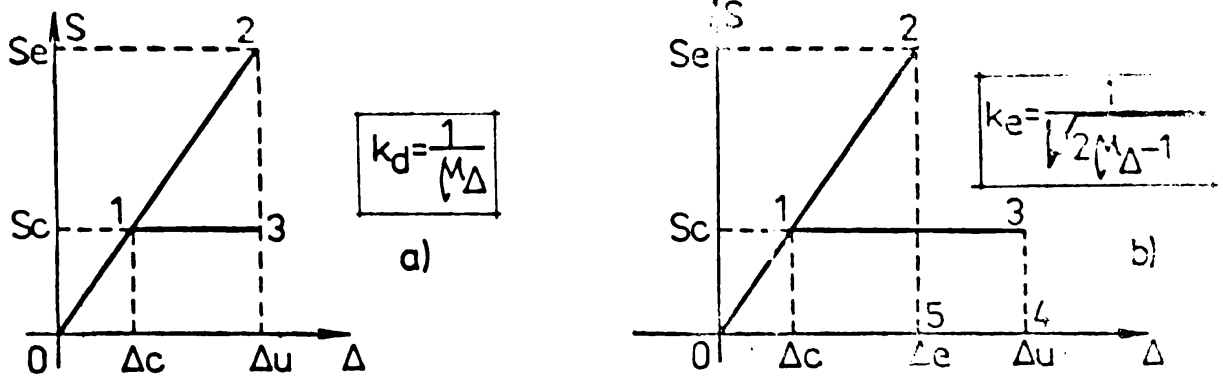


Fig 4.2

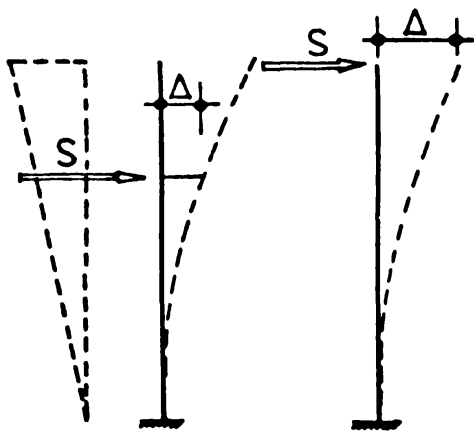


Fig 4.3

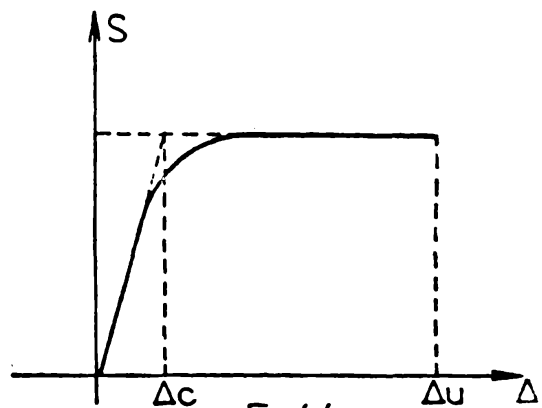


Fig 4.4

dedus din egalarea ariilor 025 și 0134 din fig.4.2.b., arii care reprezintă energia disipată prin deformarea sistemului ideal elastic și respectiv a celui ideal elasto-plastic.

Utilizând relația (4.3) se pot obține valorile necesare ale coeficientului de ductilitate μ_{Δ} pentru obținerea unui factor de reducere al răspunsului seismic dorit, cu relația :

$$\mu_{\Delta} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{k_0} + 1 \right) \quad (4.4)$$

Pentru determinarea capacității de absorbție (disipare) a energiei induse de un cutremur, este necesară construirea diagramei forță-deplasare ($S - \Delta$), cu ajutorul căreia se poate calcula lucrul mecanic dezvoltat de forțele S , parcurgând deplasările orizontale corespunzătoare Δ . În procedeele biografice simplificate, diagrama $S - \Delta$ se determină pe un sistem echivalent cu un singur grad de libertate la deplasări laterale (fig.4.3.), considerând rezultanta S a forțelor orizontale și deplasarea Δ din dreptul punctului ei de aplicare.

Diagrama $S - \Delta$ pentru un asemenea sistem va fi cea din fig. 4.4.

În țara noastră "Normativul pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agro-otennice și industriale" P 100-81, /1981/, prescrie un coeficient de reducere a efectelor încărcărilor seismice, ψ , egal cu 0,25 - 0,30 pentru clădiri cu structura rigidă din diafragme de beton armat, coeficient care ține seama de ductilitatea structurii, de capacitatea ei de a redistribui eforturile, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistență rezultate din conlucrarea structurii cu elemente nestructurale în calcul și de efectul amortizării vibrațiilor.

Coeficientul de reducere ψ , este folosit la determinarea încărcărilor seismice orizontale care acționează asupra construcției (S), corespunzătoare fiecărui mod propriu de vibrație a structurii (r) :

$$S_r = G \cdot K_g \cdot \beta_r \cdot E_r \cdot \psi \quad (4.5)$$

semnificația celorlalți coeficienți din rel (4.5) fiind cunoscută /1981/.

Având în vedere cele de mai sus, în condițiile forțelor seismice normate prin prescripțiile curente pentru calculul construcțiilor la cutremur, se apreciază /6,130, etc/ că la structurile cu diafragme obșnuite este necesar să se realizeze un coeficient de ductilitate $\mu_{\Delta} = 4-6$.

4.1.3. Ductilitatea de curbura (sec.ională)

După cum s-a amintit în cap.3., ductilitatea elementelor încovoiate se poate exprima simplu și sugestiv prin raportul curburii ultime a secțiunii, (δ_u), față de curbura corespunzătoare inițierii deformațiilor postelastice în element (δ_e):

$$\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_e} = 1 + \frac{\delta_u - \delta_e}{\delta_e} \quad (4.6)$$

unde : δ_u și δ_e au fost definite la pct.3.2.2. respectiv 3.2.4.3

Factorul de ductilitate secțională (μ_u) nu depinde de modul de încărcare al elementului, fiind o caracteristică a secțiunii și un indice al capacității de deformație în domeniul inelastic al acestora.

Ductilitatea secțională este influențată favorabil de mai mulți factori :

a) Factori care conduc la o îmbunătățire a înălțimii zonei comprimate, printre care : creșterea marcii betonului sau dezvoltarea zonei comprimate sub formă de bulb sau de taipă.

b) Factori care conduc la mărirea deformației specifice limită a betonului de compresie (ϵ_{bu}), ca de exemplu gradul de confinare a capetelor diafragmelor ;

c) Folosirea unor oțeluri cu ductilitate ridicată (cu ϵ_{su} mare) ;

d) Folosirea unui procent optim de armare, având în vedere faptul că mărirea procentului de armare în zona întinsă a secțiunii diafragmei, duce la o scădere a ductilității, în timp ce în secțiunea comprimată are efect invers.

4.1.4. Ductilitatea de rotire

Factorul de ductilitate al rotirilor (μ_θ) amintit la pct.3.3.2.3 și 3.3.3.4, este o măsură a capacității de deformație și de absorbție a energiei în zona de articulație plastică și se exprimă prin raportul între rotirea ultimă a elementului (θ_u) și rotirea corespunzătoare inițierii curgerii în armătura întinsă din secțiune, (θ_e), adică :

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad (4.7)$$

Ductilitatea de rotire, este utilizată mai ales pentru elemente la care ductilitatea de curbura este dificil de determinat, ca, de exemplu, elementele care prezintă fisuri diagonale pronun-

late sau deteriorări ale conlucrării betonului cu armătura și la care ipoteza secțiunilor plane (pe care se bazează determinarea coeficientului μ_ϕ) se depărtează mult de realitate.

4.1.5. Relații între factorii de ductilitate $\mu_\Delta - \mu_\phi - \mu_\sigma$

Valorile factorilor de ductilitate μ_Δ , μ_ϕ și μ_σ pentru un element solicitat la încercări orizontale prezintă diferențe mari, dar între acești factori se pot stabili anumite legături, care pot fi exemplificate pe cazul simplu al unui sistem cu un singur grad de libertate, de tipul unei console încercate la vîrf cu o forță orizontală concentrată S (fig.4.5.) și acceptînd variația idealizată a curburilor pe înălțimea elementului prezentată în fig.5.5 și 5.6. (cap.5.).

a) Relația între ductilitatea de deplasare și cea de curbură ($\mu_\Delta - \mu_\phi$)

Pornind de la cele arătate la pct.3.3.3., se poate scrie că:

$$\Delta = \int_0^H \sigma \cdot x \cdot dx \quad (4.8)$$

deci,

$$\Delta_u = \int_0^H \sigma \cdot x \cdot dx = \frac{1}{3} \sigma_c H^2 + (\sigma_u - \sigma_c) l_p (H - 0,5 l_p)$$

și

$$\Delta_c = \frac{1}{3} \sigma_c H^2$$

Scriind factorul μ_Δ , conforma rel.(4.2) se ajunge la :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_c} = 1 + \frac{\sigma_u - \sigma_c}{\sigma_c} \cdot \frac{3 \cdot l_p (H - 0,5 l_p)}{H^2} \quad , \text{ deci}$$

$$\mu_\Delta = 1 + (\mu_\sigma - 1) \frac{3 \cdot l_p (H - 0,5 l_p)}{H^2} \quad (4.9)$$

Din rel.(4.9), care exprimă relația $\mu_\Delta = f(\mu_\sigma, l_p/H)$ se poate deduce relația $\mu_\sigma = f(\mu_\Delta, l_p/H)$;

$$\mu_\sigma = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1) H^2}{3 l_p (H - 0,5 l_p)} = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3 \frac{l_p}{H} - 1,5 \left(\frac{l_p}{H} \right)^2} \quad (4.10)$$

Se observă că rel.(4.10) este funcție de raportul l_p/H , deci pentru anumite valori impuse a ductilității μ_Δ și diferite valori ale raportului amintit, relația se poate reprezenta grafic prin curbele din fig.4.6.

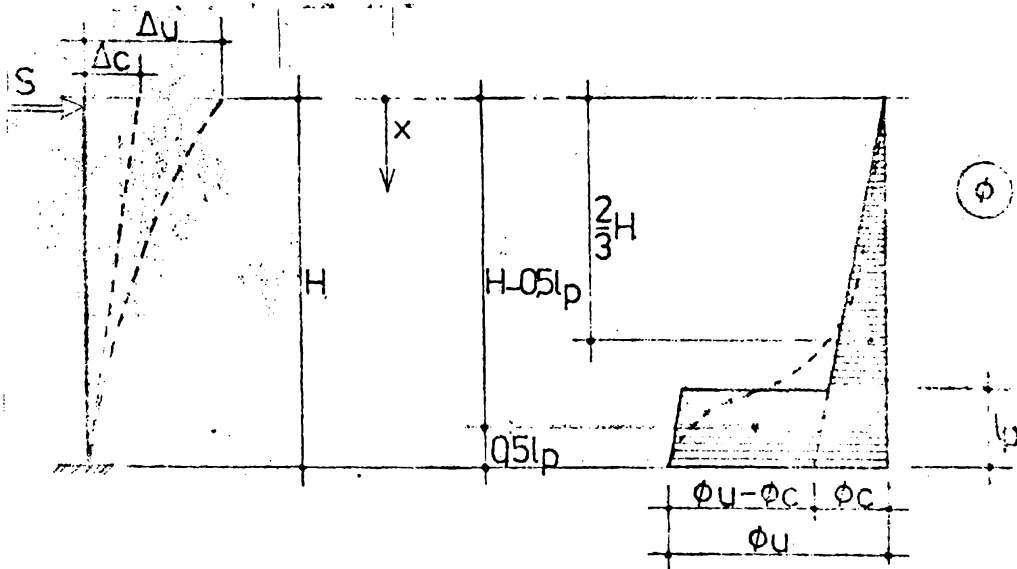


Fig.4.5.

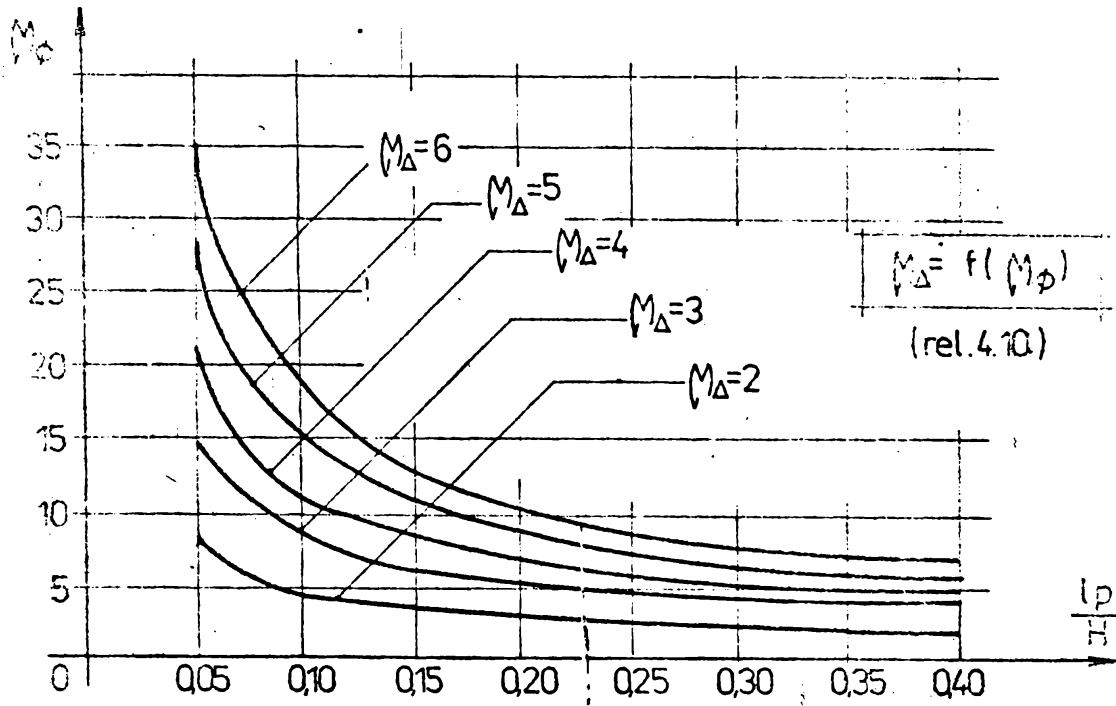


Fig. 4.6.

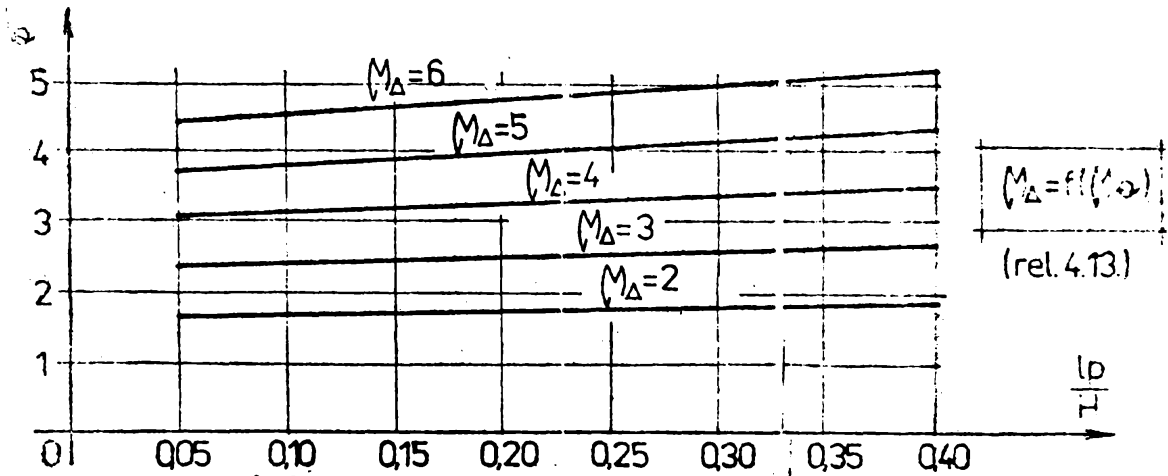


Fig. 4.7.

b) Relația între ductilitatea de rotație și cea de curbură ($\mu_\theta - \mu_\phi$)

Conform rel.(3.55) prezentată în pct.3.3.3.3 :

$$\theta = \int_0^H \phi \cdot dx$$

deci:

$$\theta_u = \int_0^H \phi_u \cdot dx = \frac{1}{2} \phi_0 \cdot H + (\phi_u - \phi_0) l_p$$

$$\theta_c = \frac{1}{2} \phi_0 \cdot H$$

Factorul de ductilitate la rotație μ_θ , devine, conform rel.

$$(4.7) \quad \mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_c} = 1 + \frac{\phi_u - \phi_0}{\phi_0} \cdot \frac{2 \cdot l_p}{H} = 1 + (\mu_\phi - 1) \frac{2 \cdot l_p}{H} \quad (4.11)$$

de unde :
$$\mu_\phi = 1 + (\mu_\theta - 1) \frac{H}{2 \cdot l_p} \quad (4.12)$$

c) Relația între ductilitatea de deplasare și cea de rotație ($\mu_\Delta - \mu_\theta$)

Înlocuind rel.(4.12) în rel.(4.9), rezultă :

$$\mu_\Delta = 1 + (\mu_\theta - 1) \frac{1}{2} \frac{l_p}{H} \cdot \frac{3 l_p (H - 0,5 l_p)}{H^2} = 1 + (\mu_\theta - 1) \frac{3}{2} \frac{H - 0,5 l_p}{H}$$

deci:

$$\mu_\Delta = 1 + 1,5 (\mu_\theta - 1) (1 - 0,5 \frac{l_p}{H}) \quad (4.13)$$

Se observă că rel.(4.13) care exprimă legătura $\mu_\Delta = f(\mu_\theta)$, depinde de raportul l_p/H , de aceea, pentru diferite valori impuse ductilității de deplasare μ_Δ și pentru valori uzuale ale raportului l_p/H , rel.(4.13) se poate prezenta grafic prin dreptele din fig. 4.7.

Pentru cazul unei disfragma pline (sau a unui montant al unei disfragma cu goluri), solicitate de forțe orizontale cu distribuție triunghiulară de înălțime, se pot calcula relațiile între factorii μ_Δ , μ_θ și μ_ϕ , pornind de la relațiile stabilite mai sus și acceptând aceeași variație idealizată a diagramei curburilor.

Astfel, cu notațiile din fig.4.3, în care încărcarea seismică cu distribuție triunghiulară se înlocuiește cu rezultanta S , aplicată la înălțimea $2H/3$, pornind de la expresia deplasării orizontale a elementului la aceeași nivel cu S , se obțin relațiile :

a) relația $\mu_\Delta = f(\mu_\theta)$, /o/.

$$\Delta_o = \frac{1}{2} \sigma_o \left(\frac{2}{3} H\right)^2 \frac{2}{3} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \sigma_o \left(\frac{2}{3} H\right)^2 \frac{1}{3} = \frac{14}{31} \sigma_o H^2$$

$$\Delta_u = \Delta_o + (\sigma_u - \sigma_o) l_p \left(\frac{2}{3} H - \frac{1}{2} l_p\right) = \frac{14}{31} \sigma_o H^2 \left[1 + \frac{31}{14} \frac{\sigma_u - \sigma_o}{\sigma_o} \frac{1}{H} \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{2H}\right)\right]$$

Conform rel.(4.2), μ_Δ devine :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_o} = 1 + \frac{31}{14} \frac{\sigma_u - \sigma_o}{\sigma_o} \cdot \frac{1}{H} \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{2H}\right)$$

deci,

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{31}{14} (\mu_\sigma - 1) \frac{1}{H} \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{2H}\right) \quad (4.14)$$

În lucrarea /6/, s-a introdus în rel.(4.14), pentru l_p expresia (3.3) acceptată de normele românești /100/ și s-au trasat curbele din fig.4.9, care exprimă variația factorului μ_Δ funcție de μ_σ și de raportul d/h . Se observa că, în general, valorile factorului μ_σ sînt mai mari decît cele ale factorului μ_Δ , mai ales pentru elemente cu rapoarte d/h mari, în timp ce pentru rapoarte $d/h < 4$ (elemente "scurte"), valorile celor doi coeficienți sînt de mari apropiate.

b) Relația $\mu_\sigma = f(\mu_\theta)$

$$\theta_o = \frac{1}{2} \sigma_o \frac{2}{3} H + \frac{1}{2} \frac{1}{3} \sigma_o \frac{2}{3} H = \frac{4}{9} \sigma_o H ; \quad \theta_u = \theta_o + (\sigma_u - \sigma_o) l_p$$

$$\text{iar : } \mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_o} = 1 + \frac{9}{4} \left(\frac{\sigma_u - \sigma_o}{\sigma_o}\right) \frac{1}{H} = 1 + 2,25 (\mu_\sigma - 1) \frac{1}{H} \quad (4.15)$$

de unde :

$$\mu_\sigma = 1 + (\mu_\theta - 1) \frac{H}{2,25 l_p} \quad (4.16)$$

c) Relația $\mu_\Delta = f(\mu_\theta)$

Înlocuind rel.(4.16) în rel.(4.14), obținem :

$$\begin{aligned} \mu_\Delta &= 1 + \frac{31}{14} (\mu_\sigma - 1) \frac{H}{2,25 l_p} \frac{1}{H} \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{2H}\right) = \\ &= 1 + \frac{31}{14} (\mu_\sigma - 1) \frac{1}{2,25} \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{2H}\right) \end{aligned}$$

deci,

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{9}{7} (\mu_\theta - 1) \left(\frac{4}{3} - \frac{1}{H}\right) \quad (4.17)$$

Pentru diferite valori impuse ale factorului μ_Δ și acceptînd pentru l_p expresia (3.3), relația (4.17) se poate reprezenta

grafic în funcție de " zveltețea " diafragmei (d/h), ca în fig. 4.10.

Se observă spre deosebire de factorul de ductilitate la curbură, (μ_{ρ}), factorul μ_{θ} are valori de același ordin de mărime ale factorului μ_{Δ} și depinde în foarte mică măsură de " zveltețea " diafragmei (raportul d/h), pentru rapoarte $d/h > 6$ μ_{θ} fiind aproape constant (pentru o valoare în plusă a lui μ_{Δ}).

Analizând relațiile definite mai sus, se observă că pentru aprecierea capacității de deformare postelastică și deci a celei de absorbție a energiei, dintre cei trei factori de ductilitate reprezentând raportul deplasărilor, curburilor sau rotirilor, cel mai semnificativ este primul factor, adică factorul de ductilitate la deplasare, μ_{Δ} , deoarece lucrul mecanic al forțelor de inerție parcurgând deplasările orizontale aferente maselor distribuite pe înălțimea elementului, este o măsură a energiei de deformație acumulată în întreaga structură prin deformații elastice și neelastice, iar aceasta se poate exprima prin aria cuprinsă între curba $S - \Delta$ a sistemului și axa Δ .

Deasemenea, se remarcă faptul că, în timp ce ductilitatea de curbură (μ_{ρ}) este o caracteristică a secțiunii elementului, iar cea de rotire (μ_{θ}) o măsură a capacității de deformare în zona articulației plastice convenționale, factorul de ductilitate la deplasare (μ_{Δ}) este o caracteristică de ansamblu a elementului, depinzând și de modul particular de încărcare al acestuia.

Din punct de vedere al valorii factorilor de ductilitate, rezultă că pentru a asigura unui element o anumită ductilitate de deplasare (μ_{Δ}), secțiunile critice ale acestuia trebuie să poasă un coeficient de ductilitate al curburilor (μ_{ρ}) mult mai mare (vezi fig.4.5 și 4.9), mai ales pentru elemente cu zveltețea mare (raportul d/h), deoarece deformațiile plastice sînt concentrate la nivelul articulațiilor plastice.

4.1.6. Ductilitatea elementelor solicitate ciclic-alternant

În cazul unor elemente supuse la încărcări orizontale ciclic-alternante, la care diagrama forță -deplasare ($S - \Delta$) este construită sub forma unor curbe histeretice (vezi fig.3.26), pentru stabilirea coeficientului de ductilitate la deplasare, μ_{Δ} , definit prin rel. (4.2.), trebuie considerat pentru Δ_0 , valoarea deplasării la vîrf a elementului, măsurate la înălțimea curgerii armăturii întinse în prima secțiune critică, (fig.4.11). În acest caz coeficientul de ductilitate μ_{Δ} pentru fiecare ciclu de încărcare (i) devine :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_i}{\Delta_c} \quad (4.18)$$

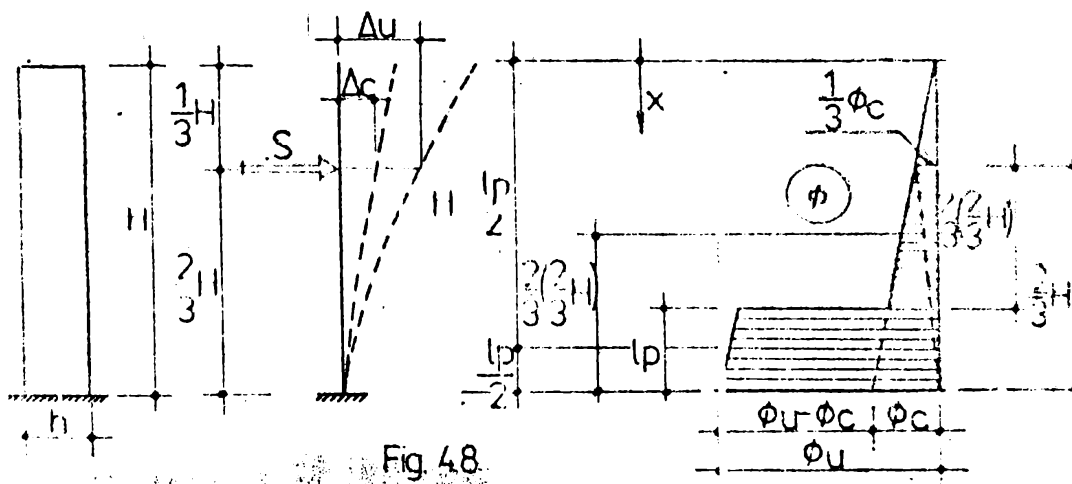


Fig. 48.

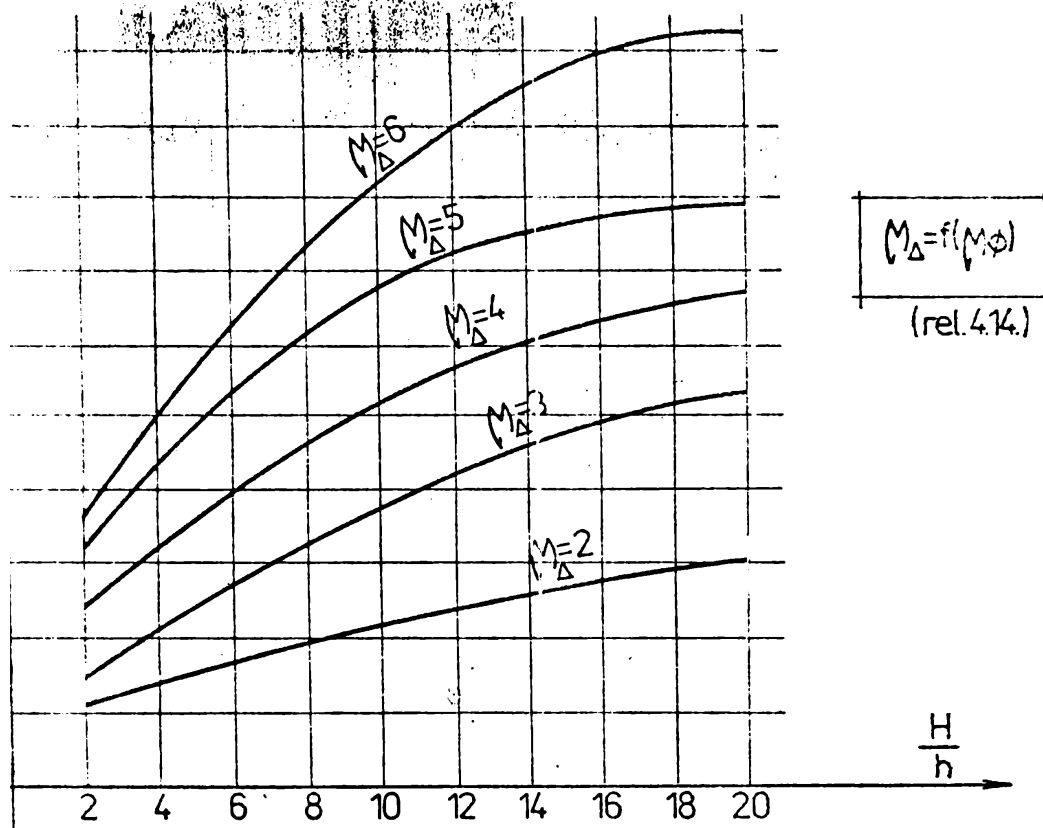


Fig. 4.9.

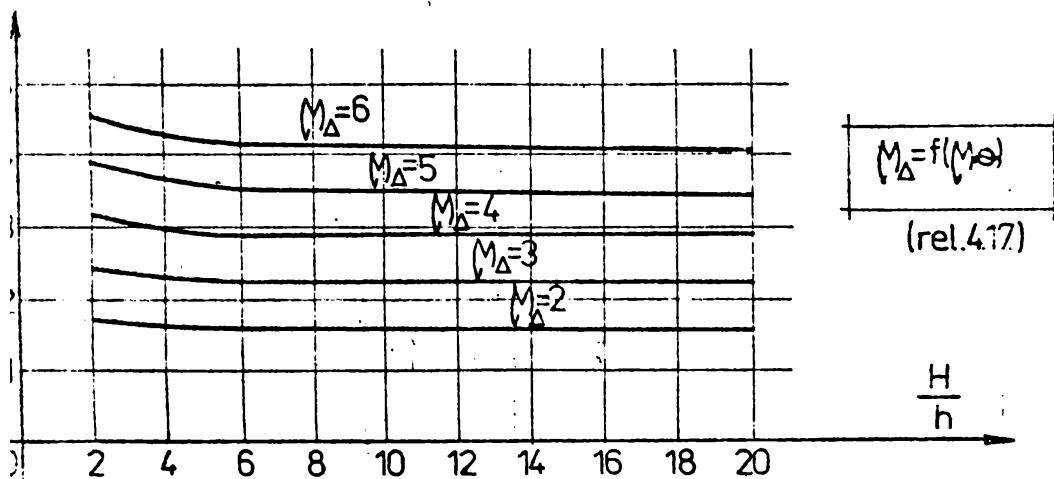


Fig. 4.10.

Conforma însă celor amintite la pct.3.3.3 și 4.1.2., referitor la ductilitatea de deplasare (μ_{Δ}), în cazul elementelor sollicitate orizontal de forțe ciclice - alternante, caracterizarea răspunsului, nu se poate face numai prin valoarea indicelui de ductilitate μ_{Δ} , deoarece acesta nu poate pune în evidență nici reducerea capacității portante la valori mari ale încărcărilor orizontale și nici scăderea rigidității elementelor sub efectul încărcării repetate alternante. De aceea a apărut necesitatea introducerii unor criterii de ductilitate care să exprime cât mai fidel, comportarea în secțiunii seismice.

Lucrările /6,71,142,136/ prezintă un asemenea criteriu de definire a ductilității unei diafragme supuse la încărcări orizontale ciclice-alternante, conform cărui diafragma se consideră ductilă, dacă poate suporta în cel puțin 4 cicluri consecutive, deplasări în fiecare sens, de 4 ori mai mari decât cea de inițiere a deformațiilor ^{plastice} (Δ_0), fără a-și micșora capacitatea portantă sub 80 %, deci o ductilitate cumulată ≥ 16 .

Reducerea cu maximum 20 % a capacității portante, exprimă necesitatea de a limita scăderea importantă a capacității structurii de a absorbi energie prin deformații postelastice.

Acest criteriu, deși nu ține seama de scăderea rigidității la deplasare laterală a elementului, poate fi totuși un criteriu util pentru practica de cercetare și proiectare din țara noastră.

Unii autori /141/ recomandă ca ductilitatea diaframelor să fie apreciată în mod simplificat, direct în funcție de poziția axei neutre în secțiunea acestora la bază. Astfel T.Paulay admite că ductilitatea unei diafragme este satisfăcătoare dacă $\xi = x/h_0 \leq 0,15$ (vezi fig.5.10, cap.5.).

Dacă se introduce această valoare în expresia (5.7) care dă valoarea curburii, se obține :

$$\delta_u = \frac{\epsilon_{bu}}{1,25 x} = \frac{0,0035}{1,25 \cdot 0,15 h_0} \cong \frac{0,92}{h_0}$$

și luând

$$\delta_c \cong \frac{0,003}{h_0} \text{ (conf. rei.3.3), rezultă : } \mu_{\delta} = \frac{0,92}{0,003} = 6,6$$

4.1.7. Tipuri de diafragme ductile

Factorul de ductilitate, definit ca mai sus, nu este în toate cazurile la fel de semnificativ pentru aprecierea capacității de absorbție a energiei, aceasta depinzând în mare măsură de ponderea cu care intervin deformațiile produse în element de forță tăietoare, respectiv de rapiditatea cu care se degradează rigiditatea elementu-

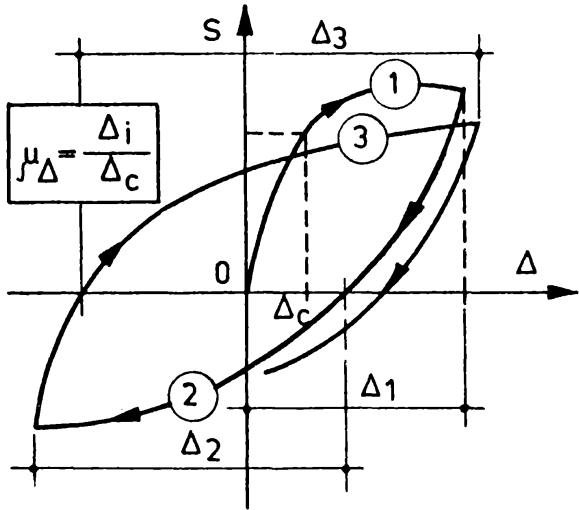


Fig. 4.11

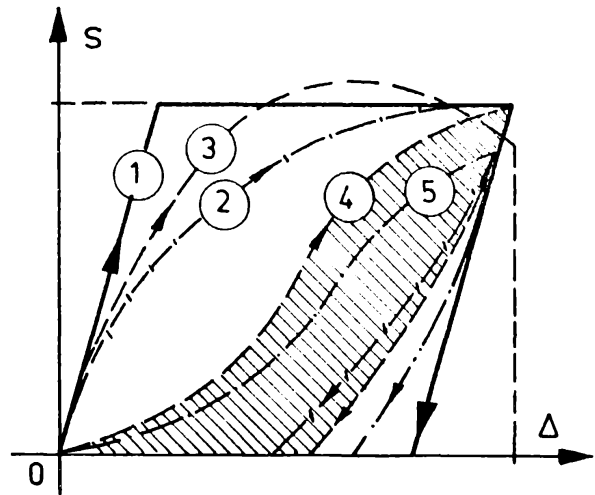


Fig. 4.12

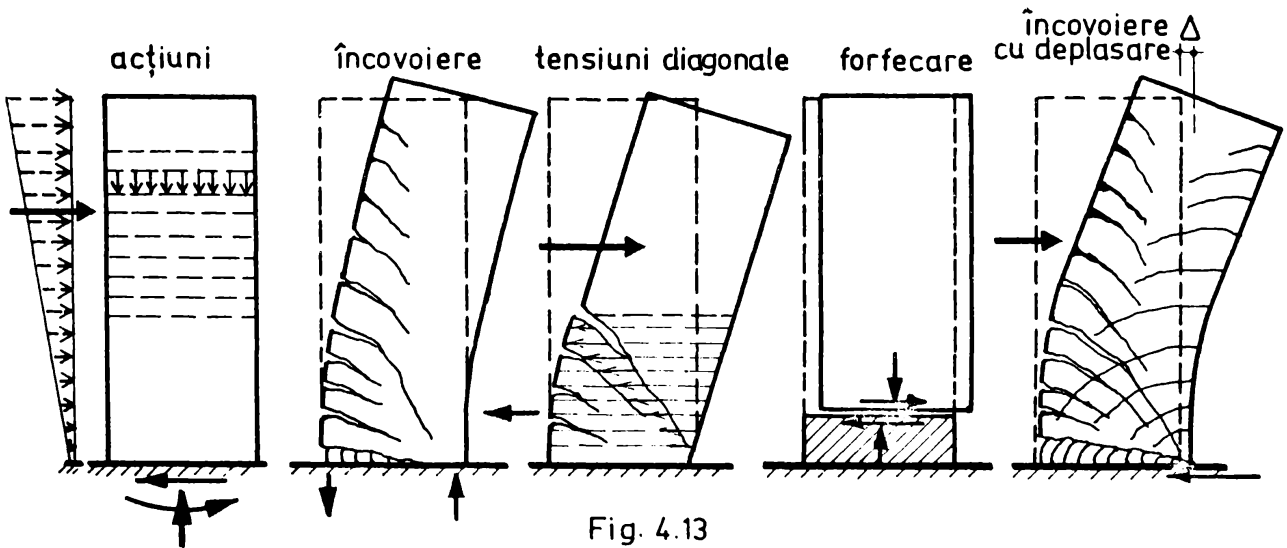


Fig. 4.13

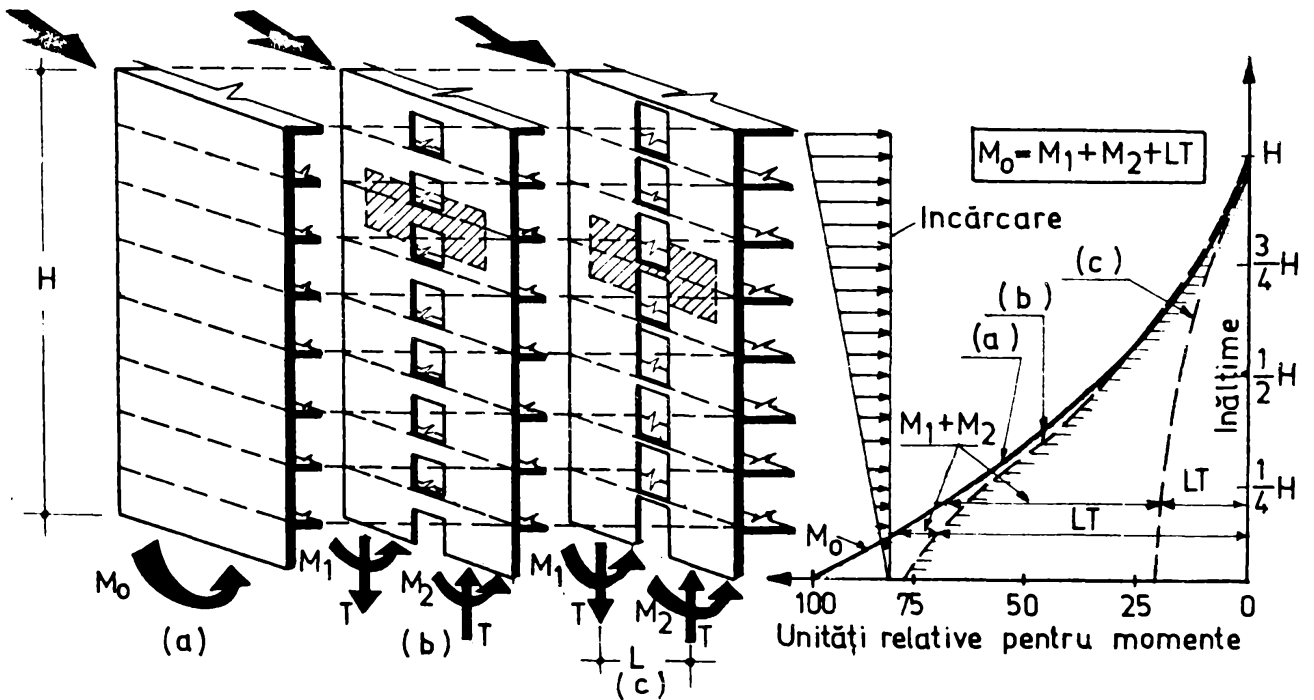


Fig. 4.14

În fig.4.12 în care s-a izolat o singură buclă de histeresis pentru diferite tipuri de elemente, se observă că deși toate diagramele din figură ridică aceeași deplasare limită și deci factori de ductilitate apropiați, din punct de vedere al capacității de absorbție a energiei, elementele diferă considerabil: - curba 1 este cea biliniară idealizată de tip Prandtl (luată ca bază de comparație); curba 2 reprezintă răspunsul optim al unei diafragme de beton armat bine comportate, a cărei deformabilitate este dictată în principal de solicitarea la compresiune excentrică, fără apariția prematură a unor avarii produse de forța tăietoare; curba 3, cu porțiunea terminală descendentă, intervine la diafragmele cu goluri, la care forța capabilă scade prin ieșirea treptată din lucru a unor rigle de cuplare, iar curbele 4 și 5 corespund unor diafragme la care factorul de ductilitate este nesemnificativ pentru caracterizarea capacității de absorbție a energiei, deoarece acestea au fost afectate de deplasările din "tăiere repetată" /141/, care au dus la scăderea considerabilă a rigidității la încărcări aici. La diafragmele reprezentate prin curbele 4 și 5 se remarcă forma cu concavitatea în sus (fenomen cunoscut sub numele de "ciupirea curbei"), caracteristică elementelor la care sub efectul încărcărilor ciclic-alternante rigiditatea se degradează mult în primele cicluri de încărcare.

Intrucât cantitatea de energie absorbită se măsoară prin ariile inelelor histeretice, se observă clar din figură (unde s-a hășurat aria cuprinsă în diagrama 4), că energia disipată de diafragma cu tipul de comportare 4, este mult mai mică decât cea disipată de structura ideal elasto-plastică, deși ambele sînt caracterizate de același factor teoretic de ductilitate.

Se desprinde, din cele de mai sus, concluzia că, cu cît o structură (diafragma) prezintă o curbă de încărcare-deplasare mai depărtată ca formă, de forma ideală elasto-plastică (curba 1) avînd aceeași deplasare limită, cu atît factorul de ductilitate este mai puțin în măsură să o caracterizeze din punct de vedere energetic /71/.

În ceea ce privește diafragmele din beton armat monolit, se deosebesc din punctul de vedere al ductilității, mai multe tipuri, /186/ :

- diafragmele cu ductilitate naturală, fără măsuri speciale, cum ar fi diafragmele "lungi" (cu raportul de forfecare Q_h/M mic și cu armătură transversală corespunzătoare);
- diafragme care pot fi "ductilizate" cum ar fi diafragmele

"Medii" solicitate la compresiune moderată, cu armatură transversală capabilă să preia în exclusivitate forțe tăietoare mari, la care flambarea barelor comprimate este împiedicată de etrieri în zona de la bază ;

- diafragme fără ductilitate, la care cedarea casantă " sub efectul forțelor tăietoare este greu de evitat (diafragmele scurte rigide).

Conceptul de proiectare antisismică a diafragmelor presupune evitarea ruperii casante datorită forțelor tăietoare, ancorajului insuficient sau forfecării armaturii (fig.4.13) și evitarea pierderii stabilității elementelor sau a armaturii comprimate, elementele trebuind să fie dimensionate pentru a putea suporta deformații postelastice mari fără a se ajunge la colaps. Acest lucru presupune rezolvarea a două aspecte privind comportarea elementelor:

- primul, se referă la " abilitatea " elementului de a disipa energie într-un număr de cicluri de încărcare, prin deplasări inelastice ;

- al doilea aspect se referă la mărimea " rezervelor " existente în sistemul structural ales, fiind de dorit un grad cât mai ridicat de rezerve structurale, pentru disiparea energiei induse de cutremur.

La rezolvarea acestor probleme de proiectare, trebuie ținut cont de contribuția deosebit de importantă a riglelor de cuplare în procesul de disipare a energiei, contribuție care poate fi ilustrată convenabil prin aportul pe care acestea îl au la preluarea momentului total de încovoiere produs de încărcare laterală /141/. În figura 4.14 este ilustrată contribuția amintită, pentru două tipuri de diafragme cu goluri, una cu buiandrugi puternici (cu rigiditate mare) și una la care montanjii sînt legați numai prin planșee (sau prin buiandrugi cu rigiditate foarte mică), în comparație cu o diafragmă plină. Notînd cu T încărcarea axială introdusă în fiecare montant (la bază) de către încărcarea laterală, se observă din figură că la diafragma cu montanji cuplați numai prin planșee (c), aportul valorii L.T la momentul total (M_0) nu atinge (la bază) nici un procent de 25 %, în timp ce la diafragma cu buiandrugi puternici (b) acesta ajunge la aprox.75 % din M_0 , restul revenind celor doi montanji.

O atenție sporită în proiectare, trebuie să se acorde diafragmelor scurte (avînd $H/h < 2$) la care o ductilizare corectă este deosebit de importantă, cunoscîndu-se faptul că la un cutremur, diafragmele scurte, avînd o perioadă proprie de vibrație mică, sînt supuse la un număr mai mare de cicluri de deformare în

domeniul postelastice decât diafragmele lungi.

4.2. Capacitatea de disipare a energiei la diafragmele cu goluri

După cum s-a arătat la pct.4.1, coeficientul de ductilitate nu poate exprima întotdeauna capacitatea structurii de a se adapta la solicitări puternice de natura celor seismice și mult mai semnificativă din acest punct de vedere este capacitatea structurii de a absorbi energia indusă de cutremure, prin deformații post-elastice. Acest lucru a condus la necesitatea de a găsi metode practice de evaluare cantitativă a rolului deformațiilor plastice în preluarea solicitărilor. Una din metodele cele mai utilizate în evaluarea posibilităților structurii de a se adapta și a rezista la acțiuni seismice, fără a ajunge la colaps, este aceea de a evalua energia indusă de cutremur într-o structură și energia pe care structura este capabilă să o înmagazineze și de a le compara, /60/.

4.2.1. Principii ale calculului energetic

Essie calculului structurilor prin metode energetice au fost puse cu peste 100 de ani în urmă de către Castigliano, care în 1870 a enunțat cunoscutele sale teoreme pentru determinarea deplasărilor sau forțelor pornind de la expresia energiei de deformare, teoreme la baza cărora stau ipotezele specifice calculului liniar elastic, adică relația efort unitar-deformație specifică ($\sigma - \epsilon$) și relația forță - deplasare ($P - \Delta$).

Mai târziu, Engesser, în 1889, introduce noțiunea de energie complementară de deformare și de lucru mecanic complementar fapt care permite generalizarea teoremelor lui Castigliano și aplicarea lor și în cazul unor relații neliniare $\sigma - \epsilon$ și $P - \Delta$.

În 1941, Westergaard și apoi Argyris și Keuley, dezvoltă ideile lui Engesser, arătând că toate teoremele energetice care stau la baza calculului structurilor static nedeterminate, se deduc din expresia principiului lucrului mecanic virtual, exprimat, în cazul corpurilor deformabile, prin cele două forme : principiul lucrului mecanic virtual (sau al deplasărilor virtuale) și principiul lucrului mecanic complementar virtual (sau al forțelor virtuale).

Lucrarea /26/, prezintă principiile enunțate mai sus și oferă o ilustrare sintetică a posibilității de a evalua lucrul mecanic, respectiv energia de deformare în cazul unei structuri conservativa, la care lucrul mecanic al forțelor exterioare se

transformă integral în energie de deformare în timpul încărcării structurii, iar la descărcare energia de deformare este integral consumată pentru aducerea structurii în poziție inițială.

Conform lucrării amintite, pentru o structură elastică încărcată cu forța P , forma deformată a structurii este dată de deplasările Δ , iar starea de eforturi și deformații poate fi exprimată prin relația $\sigma-\epsilon$. Pentru un caz general de comportare a materialului și structurii, cele două relații sunt prezentate în fig.4.15, în care se pot defini următoarele semnificații fizice ale lucrului mecanic și a energiei de deformare ;

- lucrul mecanic (L) produs de forța P , ce acționează pe direcția coordonatei i în timp ce forța parcurge deplasarea Δ_i , este reprezentat prin suprafața cuprinsă între curba din fig. 4.15.a și axa Δ (suprafața hășurată), în timp ce suprafața cuprinsă între curbă și axa verticală se deliniește ca lucru mecanic complementar (L^*) ;

- energia acumulată de structură în cursul deformației, numită energie de deformare (W) este reprezentată prin suprafața dintre curba din fig.4.15.b. și axa orizontală (suprafața hășurată), iar suprafața dintre curbă și axa verticală este delimitată ca energie de deformare complementară (W^*).

Având în vedere cele spuse, condiția care exprimă faptul că o structură este conservativă, poate fi scrisă prin relațiile:

$$L = W \quad \text{și} \quad L^* = W^* \quad (4.19)$$

Spre deosebire de structura elastică, la care întreaga energie potențială (de deformare) rezultată în procesul de creștere al solicitării, se transformă la descărcare în energie cinetică și structura revine la poziția și starea inițială, în cazul unei structuri neconservative, cu proprietăți elasto-plastice, numai o parte din energia indusă de solicitări rămâne factor perturbator (și este cedată terenului în cazul solicitării seismice), restul fiind disipată în structură și absorbită de aceasta prin deformații plastice (convertită în energie calorică sau alte forme de energie nescupabile). Acest lucru s-a ilustrat la pct. 4.1.1. pentru un sistem ideal elasto-plastic, fără amortizări, prin comparație cu un sistem ideal elastic (vezi.fig.4.1.).

4.2.2. Calculul energetic la acțiuni seismice

Structurile supuse acțiunii unor cutremure pot fi considerate ca sisteme care primesc energie mecanică datorită mișcării impuse de teren, energie din care o parte este înmagazinată în structură sub formă de energie cinetică și potențială, o parte este absorbită prin deforțări plastice și amortizări și o parte este restituită terenului prin antrenarea acestuia de către fundațiile în mișcare.

Evaluarea energiei induse de un cutremur într-o structură (E_1), energie care poate constitui o măsură a efectului acestuia asupra construcției, se poate face numai pornind de la caracteristicile prezumate ale cutremurului, dar această evaluare este dificilă pentru sisteme cu mai multe grade de libertate și cu caracteristici de deformare oarecare.

Pentru un sistem simplu, de tipul unui oscilator elastic de masă m , cu un grad de libertate, lucrarea /60/, arată că valoarea maximă a energiei induse de un cutremur este :

$$E_1 \max = \frac{m \cdot S_y^2}{2} \quad (4.20)$$

unde, S_y (m/s) este valoarea maximă a vitezei relative a masei m în timpul mișcării seismice și depinde de perioada vibrațiilor proprii a structurii (T) și de frecvența β din amortizarea critică a vibrațiilor.

Pe de altă parte, fiecare structură posedă o anumită capacitate de a absorbi (prin deformare) energia, adică o energie capabilă (E_{cap}). Valoarea acesteia depinde atât de treapta de solicitare cit și de deforțările corespunzătoare treptei, deci poate constitui o măsură a degradărilor suferite de structura, precizând care elemente au depășit domeniul de comportare elastică și cit de mari trebuie să fie deforțările lor, pentru a absorbi energia E_1 .

În mod evident condiția supraviețuirii structurii la acțiunea unui cutremur, poate fi exprimată prin relația :

$$E_1 \leq E_{cap} \quad (4.21)$$

În situația limită, bilanțul echimburilor energetice dintre structură și teren (considerat pe baza aplicării generalizate a principiului conservării energiei) ne indică faptul că, în fiecare moment al oscilației structurii, energia intrată E_1 trebuie să fie egală cu suma energiilor structurii, deci cu energia capabilă, E_{cap} .

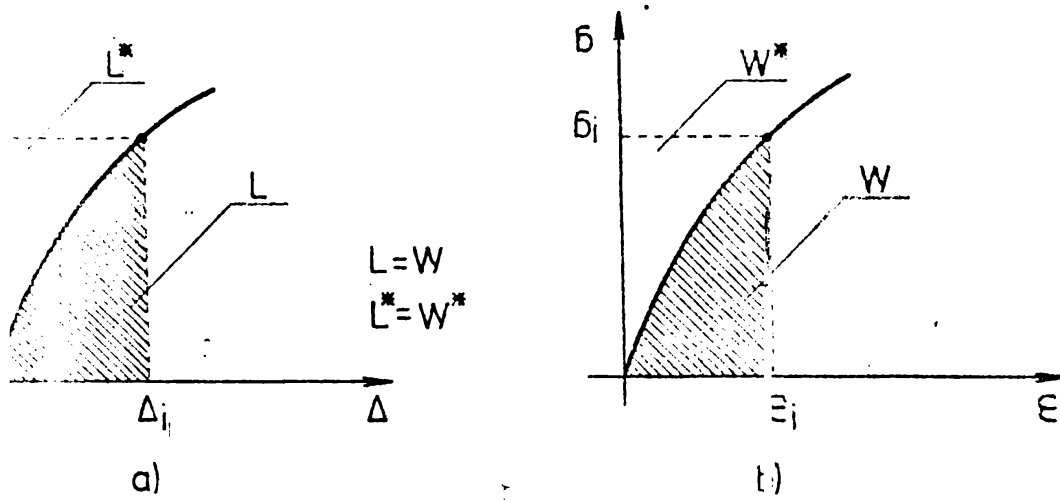


Fig. 4.15.

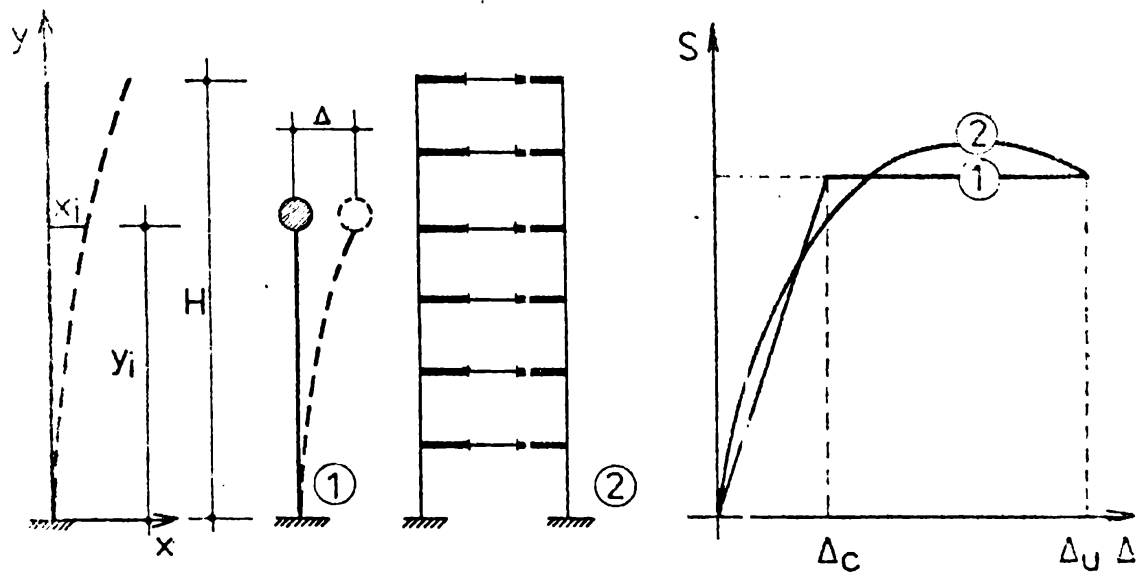
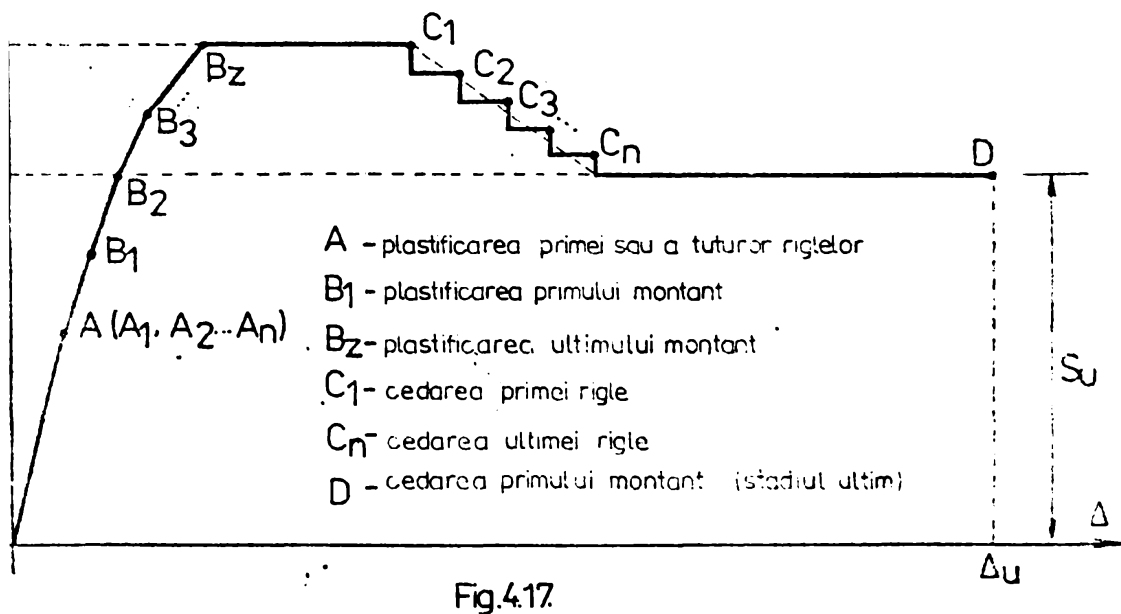


Fig. 4.16.



- A - plastificarea primei sau a tuturor riglelor
- B₁ - plastificarea primului montant
- B_z - plastificarea ultimului montant
- C₁ - cedarea primei rigle
- C_n - cedarea ultimei rigle
- D - cedarea primului montant (stadiul ultim)

După lucrarea /60/, E_{cap} este alcătuită din :

- energia potențială a sistemului - E_p ;
- energia cinetică a sistemului - E_c ;
- energia disipată prin deformații plastice, - E_{dp} ;
- energia disipată prin amortisuri - E_{da} .

În aceste condiții ecuația (4.21) va fi :

$$E_i = E_p + E_c + E_{dp} + E_{da} \quad (4.22)$$

Iar dacă se consideră și fenomenul de restituire a unei părți din energie (E_r) către teren, relația devine :

$$E_i - E_r = E_p + E_c + E_{dp} + E_{da} \quad (4.23)$$

Atita timp cit ecuația (4.22) este satisfăcută, structura dezvoltă deformațiile imprimate de mișcarea terenului (cu sau fără plastificări), dar atunci cind membrul drept al ecuației (E_{cap}) atinge valoarea limită fără a putea egala energia înțusă, structura cedează.

Pentru diafragme sollicitate de sarcini orizontale, ciclic-alternante de tipul celor seismice, evaluarea cantității de energie absorbită prin deformare se poate face simplificat, prin înțusarea ariilor inelelor histeretice din diagrama P- Δ (fig.4.11 și 4.12).

4.2.3. Legătura între capacitatea de disipare a energiei și ductilitate

După cum s-a mențit la pct.4.1, pentru aprecierea capacității unei diafragme de a absorbi energie, este important coeficientul de ductilitate de deplasare (μ_{Δ}), definit în rel.(4.2) ca raport de deplasări liniare, deoarece lucrul mecanic al forțelor de inerție (S) parcurgind deplasările orizontale aferente maselor ($\int_0^H S_i \cdot x_i dx$), exprimat de fapt cuțiar energia de deformație înmagazinată în structura, energie care se poate evalua cantitativ prin aria cuprinsă între curba S- Δ și axa deplasărilor Δ (vezi fig. 4.1.), sau, în cazul încărcării ciclic - alternante, prin aria inelelor histeretice construite tot în coordonatele S- Δ (vezi fig. 4.11, 4.12).

Dar, dacă pentru o structura cu un grad de libertate, definiția deplasărilor Δ_u și Δ_c și deci a coeficientului μ_{Δ} este simplă, la o structură cu mai multe grade de libertate (o diafragmă etajată cu goluri) problema se complică, iar ductilitatea de deplasare nu este suficientă pentru înțustrarea capacității de deformare postelastice a diafragmei (vezi pct.4.1.7. și fig.4.12).

În asemenea cazuri, ductilitatea trebuie corelată cu evaluarea capacității diafragmei de a absorbi energia indusă de solicitări prin deformări postelastice.

Această evaluare se poate face, așa cum s-a arătat mai sus, cu ajutorul diagramei forță - deplasare ($S-\Delta$), dar, dacă la un sistem cu un grad de libertate, cu comportare ideal elasto-plastică, biliniară (curba 1 din fig.4.16), relațiile cu care se determină punctele curbei $S-\Delta$ sînt, /71/ :

$$S = \int_0^H S_1(y) \cdot dy \quad (4.24)$$

$$\Delta = \frac{\int_0^H S_1(y)/X_1(y) \cdot dy}{\int_0^H X_1(y) \cdot dy} \quad (4.25)$$

la sistemele cu mai multe grade de libertate semnificația deplasării Δ_0 nu mai este suficient de clară, iar curba $S-\Delta$ are alura 2 din fig.4.16, datorită degradării continue a rigidității diafragmei ca urmare a apariției succesive de articulații plastice la capetele riglelor și apoi la baza montanșilor. Soluția pentru a defini și în acest caz un factor de ductilitate, este să se înlocuiască diagrama 2 printr-o diagramă biliniară de tip 1 care să cuprindă aceeași suprafață între ea și axa deplasărilor ca și diagrama 2. Se impune însă atenție, deoarece așa cum s-a văzut la pct.4.1.7., la diafragmele la care efectul forței tăietoare este predominant, rigiditatea este afectată puternic în primele cicluri de încărcare (curbele $S-\Delta$ prezentînd o accentuată "ciupire"), iar factorul de ductilitate nu mai este în măsură să caracterizeze corect diafragma din punct de vedere energetic.

Atunci însă, cînd diafragmele sînt corect conformate, pentru a conferi un răspuns optim la solicitări alternante, iar deformabilitatea acestora este dictată de solicitarea de încovoiere, factorul de ductilitate μ_Δ caracterizează corect diafragma din punct de vedere energetic și este în corelație directă cu capacitatea acesteia de a disipa energia indusă de solicitări.

4.2.4. Procedeu energetic pentru analiza postelastică a diaframelor cu roturi

Procedeu energetic prezentat în /6,148,149/ etc., face parte dintre procedeele biografice simplificate menționate la pct.3.4.2. și

prezintă avantajul de a pune în evidență sugestiv și global fenomenele care determină capacitatea structurii de a supraviețui unor solicitări puternice, cum sînt cele produse de seisme. Procedeu constă în construirea pentru structura (diafragma) proiectată printr-o metodă oarecare, a unei diagrame încărcare - deplasare și de a compara energia capabilă a se consuma prin deformații elastice-plastice (aria cuprinsă între curba $P - \Delta$ și axa Δ), cu valoarea estimată a energiei induse în structură de cutremurul considerat.

Procedeu, abordabil și printr-un calcul manual, presupune admiterea unor ipoteze simplificatoare referitoare la următoarele:

- fiecare diafragma este înlocuită cu un sistem echivalent cu un singur grad de libertate, a cărui deplasare laterală Δ se ia la nivelul rezultantei S a încărcărilor orizontale ;
- încărcările orizontale se consideră ca forțe monotone crescătoare, aplicate static, efectuîndu-se calculul separat pentru cele două sensuri de acțiune ;
- la fiecare treaptă de încărcare, se înregistrează apariția articulațiilor plastice la capetele riglelor de cuplare și la baza montanșilor și atingerea capacităților de rotire plastice respective. Rigele la ale căror capete se ajunge la cedare se consideră ieșite din lucru pentru treptele de încărcare următoare ;
- calculul se oprește, considerînd starea limită a structurii, la atingerea primei cedări la baza unui din montanși.

Diagrama $S - \Delta$ obținută, are o formă poligonală (fig.4.17) și ilustrează principalele trepte de evoluție a procedurii de degradare a riglelor de cuplare și a montanșilor, pînă la cedarea unui element vertical (montant). Cu ajutorul diagramei $S - \Delta$ se poate aprecia cantitativ capacitatea diaframelor de a rezista unui cutremur cu caracteristici date, folosind unul din criteriile cunoscute :

- criteriul deplasării (compararea deplasării maxime capabile a diafragmei, cu deplasarea impusă de cutremur) ;
- criteriul energetic (compararea energiei pe care o poate absorbi diafragma cu energia indusă de cutremur).

Pentru o diafragmă cu mai multe șiruri de goluri, diagrama $S - \Delta$ are forma generală din fig.4.17, alcătuită astfel :

- segmentul de dreapta OA corespunde comportării elastice a diafragmei, avînd ca limită superioară treapta de încărcare A_1 , la care se produce prima plastificare la capetele riglei cele mai solicitate. Punctele A_2, A_3, \dots , reprezintă plastificările succesive la capetele celorlalte rigle (plastificări care pot apare și

simultan, caz în care punctele A_1, A_2, A_3, \dots se confundă în punctul A) ;

- punctul B_1 corespunde treptei de încărcare la care apare prima plastificare la baza unui montanț (dacă diafragma este corect alcătuită, punctul B_1 nu intervine înaintea punctelor A) ;

- punctele B_2, B_3, \dots, B_n corespund treptelor de încărcare la care apar plastificările la baza celorlalți montanți ai diafragmei ;

- punctul C_1 corespunde treptei la care apare prima cedare (epuizare a capacității de rotire a articulației plastice) la capetele riglei cele mai solicitate, care iese astfel din lucru, conducând la o scădere a forței orizontale capabile a diafragmei.

- punctele C_2, C_3, \dots, C_m corespund cedării la capetele celorlalte rigle de cuplare ;

- starea limită ultimă a diafragmei se consideră atinsă la treapta de încărcare reprezentată prin punctul D, corespunzătoare cedării la baza montanțului cel mai solicitat. Forța orizontală capabilă corespunzătoare acestui stadiu are valoare Q_D (la diafragmele corect alcătuite și armate, punctul D nu intervine înaintea punctelor C).

În principiu, verificarea unei diafragme prin procedeul energetic prezentat presupune următoarele etape mari :

a) Se evaluează energia indusă de cutremurul considerat (E_1), folosind pe-aici această relație (4.26) cunoscută din lucrările /6, 60, 148, 149) :

$$E_1 = \frac{m}{2} s_v^2 \approx \frac{m}{2} \left(\frac{T_1}{2T} \right)^2 s_u^2 \quad (4.26)$$

sau : $E_1 = \frac{m}{2} \varepsilon \cdot v^2 = \frac{G}{2g} \cdot \varepsilon \cdot v^2$, în care : (4.27)

$m = G/g$, este masa diafragmei sau masa echivalentă a sistemului ;

$G =$ încărcarea gravitațională aferentă diafragmei ;

$g =$ accelerația gravitațională, egală cu 981 cm/s^2 ;

$S_v =$ spectrul elastic al vitezei, calculat pentru accelerograma cutremurului considerat, corespunzător factorului de amortizare viscoasă critică $\sqrt{\quad}$ specific tipului de structură analizat (la structurile cu diafragme din beton armat : $\sqrt{\quad} = 0,05$) și perioadei proprii de vibrație T_1 ;

$S_u =$ spectrul elastic de accelerație, corespunzător perioadei T_1 ;

$T_1 =$ perioada proprie de vibrație a pendulului echivalent, calculată pe baza rigidității corespunzătoare stadiului de soli-

citare considerat ;

v = ordonata spectrului elastic al vitezelor S_v considerat ca mai sus ;

ξ = coeficientul de echivalență între sistemul cu un singur grad de libertate și cel real cu mai multe grade de libertate, conform normativului P 100-81, /181/.

b) Se construiește diagrama $S-\Delta$ pentru diafragma analizată, Δ fiind deplasările orizontale ale sistemului echivalent cu un grad de libertate

c) Se propun, prin încercări succesive, diferite valori ale deplasării Δ a sistemului echivalent cu un grad de libertate, determinând pentru fiecare dintre aceste valori, energia de deformare corespunzătoare, E_{int} (prin însușirea ariei delimitate de diagrama $P-\Delta$ și axa Δ) și se compară cu valoarea energiei induse (E_1), pînă cînd se verifică condiția minimă de rezistență ; $E_{int} = E_1$.

Raportul dintre valoarea deplasării Δ_1 (la care se verifică condiția de mai sus) și valoarea ultimă (la cedare) a deplasării sistemului, Δ_u , pune în evidență rezervele de rezistență a diafragmei la acțiunea cutresurului considerat.

d) Se efectuează verificarea condiției de siguranță, conform criteriului energetic ;

$$E_1 \leq E_u \quad (4.28)$$

sau, conform criteriului deplasării :

$$\Delta_1 \leq \Delta_u \quad (4.29)$$

În rel.(4.28 și 4.29):

E_1 - energia indusă de cutremur (rel.4.26, 4.27);

E_u - energia capabilă dezvoltată de diafragmă pînă în stadiul ultim;

Δ_1 - deplasarea maximă indusă de cutremur în sistemul echivalent ;

Δ_u - deplasarea maximă capabilă a diafragmei ;

Analizarea unei diafragme cu goluri prin procedeul energetic, presupune afectunt calculul acesteia în stadiul elastic la încărcările seismice convenționale, efectuate verificările preliminare ale secțiunii diafragmei și realizată armarea montanșilor și a riglelor de cuplare, cu respectarea tuturor condițiilor constructive, puse de instrucțiunile P. 85 - 88 , /180/.

**Cap.5. PROGRAM EXPERIMENTAL PRIVIND DUCTILITATEA, ENERGIA
DISIPATA SI PERIODA PROPRIE DE VIBRATIE A DIAPHRAG-
MELOR CU GOLURI, SOLICITAREA MONOTON SI CICLIC-ALTERNANT**

5.1. Scopul programului experimental

Stabilirea cât mai reală a comportării unei structuri solici-
tate static sau dinamic, reprezintă una din principalele preoca-
pări ale colectivelor de cercetare în domeniul construcțiilor din
beton armat și constituie una dintre direcțiile prioritare ale cer-
cetării teoretice și experimentale din ultimii ani, de acasă și din
țară.

Principalele aspecte ale cercetărilor asupra structurilor
din beton armat, pentru clădiri, se referă la :

- ductilizarea structurilor din beton armat, folosind noi
concepte și metode de calcul, proiectare și alcătuire, determinate
și verificate experimental ;
- analiza seismică a unor noi tipuri de structuri "anti-
seismice", dotate cu o mare capacitate de absorbție a energiei
induse de cutremure ;
- studierea principalilor factori care influențează răspunsul
seismic al construcțiilor ;
- ilustrarea și analiza fenomenului de interacțiune între
structură și terenul de fundare, considerând mai ales aspectele
dinamice ale acestei interacțiuni ;
- analiza comportării în domeniul postelustic a diferitelor
tipuri de structuri, din beton armat sau precomprimat, monolit sau
prefabricat, beton obișnuit sau cu agregate ușoare ;
- stabilirea unor tipuri de structuri, din elemente liniare
sau de suprafață, cu conformare seismică optimă ;

Programul experimental inițiat și desfășurat la Timișoara în
perioada 1981 - 1986, asupra comportării structurilor din diafragme
de beton armat, ține seama de concepția că funcționarea în dome-
niul strict elastic a unei asemenea structuri solicițate de un
cutremur puternic, nu constituie un criteriu eficient al siguran-
ței și încercarea de a rezista forțelor generate, în limitele unui
răspuns elastic al structurii, este total neeconomică.

Programul de cercetare, care face obiectul lucrării de față,
se înscrie perfect în preocupările științifice mai sus și se referă la
studiul comportării diafragmelor cu goluri mijlocii, acționate de
sarcini gravitaționale constante și orizontale ciclic-alternante
crescătoare, urmărind cu precădere aspectele legate de :

- procesul de cedare și mecanismul de rupere al diafragmelor, cu accent pe modul de formare și succesiunea de apariție a articulațiilor plastice ;

- capacitatea de deformare postelastică (ductilitatea), pentru diafragma în ansamblu și pentru elementele componente (montanji și rigle de cuplare) ale acestora.

- capacitatea diafragmelor și a elementelor componente ale acestora de a disipa (absorbi) energia indusă de solicitări ;

- influența degradării rigidității diafragmelor solicitate ciclic-alternant, asupra modificării perioadei proprii de vibrații ale acestora.

Programul experimental în ansamblu a urmărit și alte aspecte ale comportării diafragmelor cu goluri solicitate ciclic-alternant, referitoare la capacitate portantă, rigiditate, lungimea zonelor de articulații plastice, etc, aspecte care însă nu fac obiectul acestei lucrări, ele fiind prezentate în lucrările /50,177,178,184/.

5.2. Caracteristicile elementelor experimentale

Elementele experimentale - diafragma "model" - s-au stabilit pornind de la o diafragmă "prototip" cu 4 niveluri, având un gir de goluri de ușă dispuse simetric, în axa diafragmei și caracteristici geometrice și mecanice folosite curent în practica execuției clădirilor.

Dimensiunile diafragmei "prototip" o plasează în categoria celor cu înălțime medie (la care $H/L \geq 2$) și cu goluri mijlocii ($1 < \alpha < 10$).

5.2.1. Caracteristici geometrice

Diafragma "prototip" aleasă /177/ are înălțimea de 11 m și o lățime de 5,40 m, înălțimea etajului de 2,75 m și golurile de ușă de mărimea 90 x 220 cm. Grosimea diafragmei, de 20 cm și prevederea acesteia cu bulbi la capete, s-au stabilit din necesitatea de a mari rigiditatea modelului experimental, având în vedere absența plănșelor, care în situația reală asigură stabilitatea diafragmelor în ansamblu.

Dimensiunile riglelor de cuplare ale diafragmei, se situează la limita dintre riglele de cuplare lungi și scurte ($l_0/n_p > 1,5$).

În fig.5.1.a. sînt prezentate caracteristicile diafragmei "prototip" aleasă pentru studii, iar în fig.5.1.b. dimensiunile diafragmei "model" folosită la încercările experimentale.

D.G.M I-IX

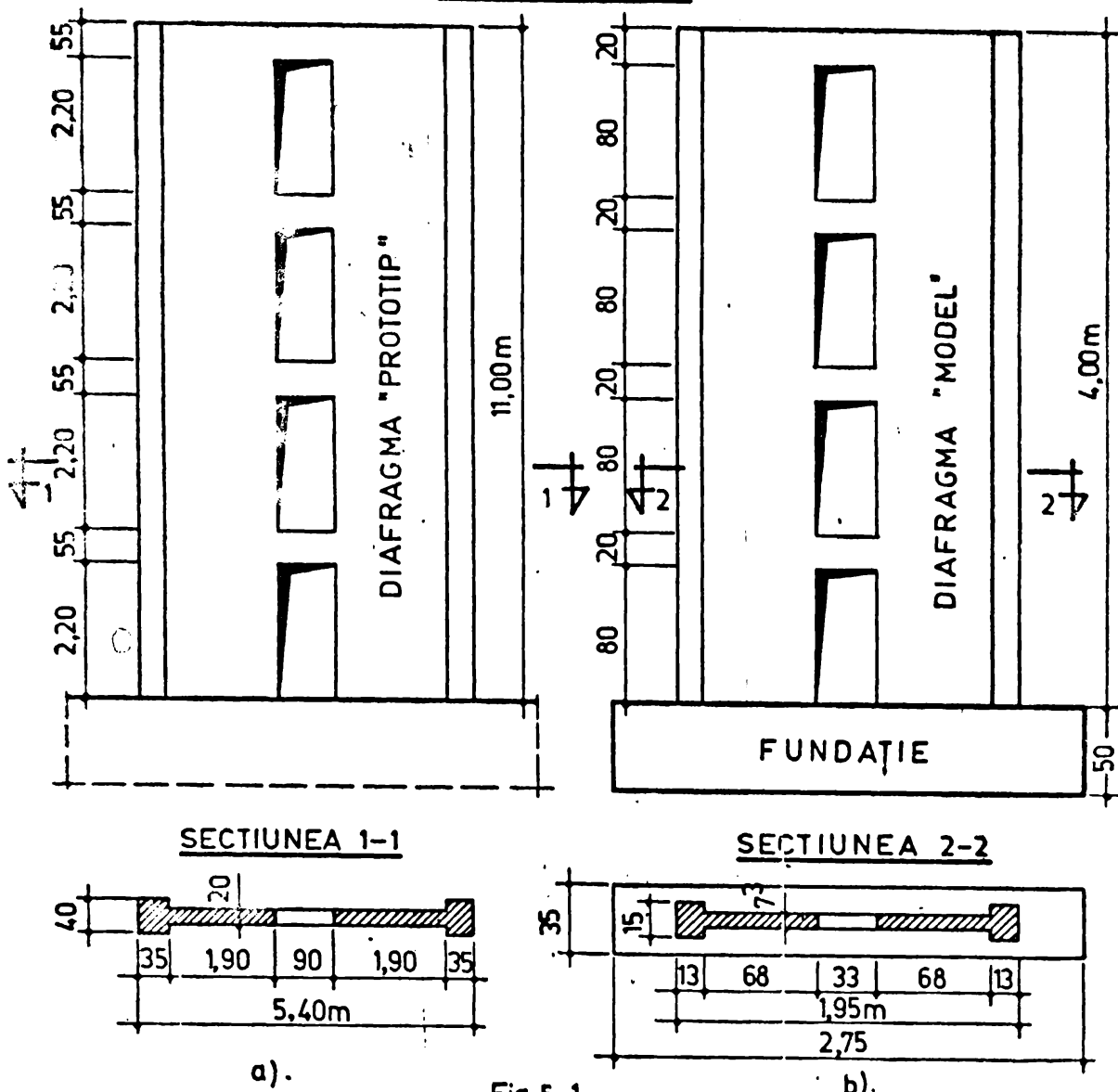


Fig.5.1

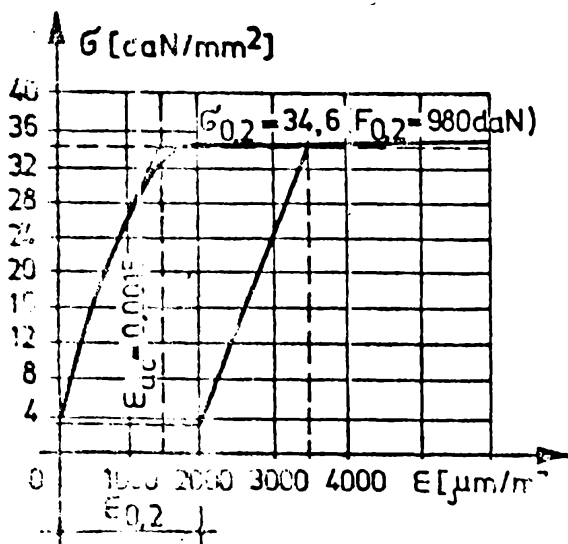


Fig.5.2

Diafragma "model" (elementul experimental), a rezultat pornind de la "prototipul" prezentat mai sus, ale cărui dimensiuni s-au redus la scară 1/2,75, scară impusă de gabaritul standului de încercare, al dispozitivelor și utilajelor de care se dispune. Celelalte scări de similitudine (rapoarte model /prototip) utilizate, au rezultat :

- a) scară lungimilor : $l_m/l_p = 1/2,75$;
- b) scară tensiunilor : $\sigma_m/\sigma_p = 1/1$;
- c) scară modulelor de elasticitate : $E_m/E_p = 1/1$;
- d) scară forțelor : $F_m/F_p = 1/2,75^2$;
- e) scară momentelor de inerție : $I_m/I_p = 1/2,75^4$.

Modelul a fost denumit - MD (diafragma cu goluri medii) și s-au încercat în cadrul programului experimental, în total un număr de 9 asemenea elemente - MD I - IX.

5.2.2. Materiale folosite

Deoarece programul experimental s-a desfășurat pe o perioadă de 5 ani, materialele utilizate - agregate, ciment, armatură - au avut caracteristici identice pentru toate elementele încercate.

Betonul din care s-au turnat elementele experimentale a avut compozițiile din tabelul 5.1.

Tabelul 5.1.

Elementul experimental	Ciment		Agregate din sortul [kg/m ³]			Apă [kg/m ³]	γ umed [kg/m ³]
	Tipul	Cantitatea (kg/m ³)	0-3 mm	5-7 mm	7-16 mm		
D.S.M. I ÷ III	PA4	375	600	225	900	200	2400
D.S.M. IV ÷ IX	PA35	325	550	150	1200	175	2400

Elementele s-au turnat în condiții cât mai apropiate de tehnologia de turnare a elementelor reale, la locul încercării experimentale, în poziție verticală, începând cu fundația și continuând cu cele patru niveluri ale diafragmei, în un interval de 2-3 zile între turnarea a două niveluri consecutive.

Fundațiile modelelor au fost realizate din beton cu rezistența mai ridicată ($R_c > 300 \text{ daN/cm}^2$ la 28 de zile de la turnare),

iar dimensiunile și armarea acestora s-au ales în scopul de a preveni timpina degradarea lor, în timpul încercării diafragmelor.

Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului din elementele experimentale, determinate la 28 de zile de la turnare, pe epruvete (cuburi cu latură de 14,1 cm pentru R_c , prisme de 10 x 10 x 30 cm pentru R_c și prisme de 10 x 10 x 55 cm pentru R_t) recoltate din garjele folosite la turnare, sînt prezentate în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2.

Elementul experim.	Valori medii pe element. [N/mm ²]					
	R _c 28 zile	B _c -clasa betonului	R _c norm.	R _c calc	R _t calc	E _b
DGM - I	17,25	B _c 15	11,05	8,20	0,87	22150
DGM - II	24,52	B _c 20	15,35	11,35	1,08	24250
DGM - III	25,57	B _c 20	16,05	12,01	1,11	24500
DGM - IV	24,25	B _c 20	15,30	11,39	1,08	23067
DGM - V	28,68	B _c 25	17,90	13,47	1,19	23368
DGM - VI	20,50	B _c 15	13,02	9,64	0,97	21380
DGM - VII	24,50	B _c 20	15,45	11,50	1,09	26170
DGM - VIII	25,50	B _c 20	16,06	12,00	1,11	21650
DGM - IX	23,70	B _c 20	14,95	11,15	1,06	22574

Pentru beton s-a adoptat curba de comportare caracteristică, 5-E, dată de normele C&B-FIP /175,183/, reprezentată în fig. 3.4.a. (cap.3.) și avînd $\epsilon_{bc} = 0,002$ și $\epsilon_{bu} = 0,0035$.

Armătura, din elementele experimentale s-a confecționat din bare de oțel cu caracteristici de CB 37, avînd diametrii de 3;4 și 6 mm. Pentru deformația specifică de cîrgeră s-a folosit valoarea convențională (rezultată din curba caracteristică a oțelului determinată experimental /50/ și prezentată în fig.3.2):

$$\epsilon_{ac} = \epsilon_{0,2} = 1500 \mu\text{m/m} = 1500 \times 10^{-6} = 0,0015$$

5.2.3. Armarea elementelor experimentale

Armarea celor 9 diafragme "model" s-a făcut, respectînd prevederile constructive ale normativului P.85 - 82 /130/,

cu bare longitudinale și etrieri închiși în buibii și capetele dinspre gol ale montanșilor, cu plase duble în inima montanșilor și cu bare longitudinale și etrieri în riglele de cuplare, excepții făcând elementul DM - V la care riglele de cuplare s-au arast în carcase dispuse după diagonale.

La primele trei elemente încercate s-a diferențiat armătura longitudinală din buibii, folosind procentele de arast : 0,10 % - DM I ; 0,14 % - DM II și 0,20 % - DM III, iar la toate celelalte elemente încercate, DM IV - IX, s-a adoptat procentul folosit la DM II - 0,14 %.

La elementele DM IV-IX s-a procedat la "confinarea" betonului din capetele montanșilor (buibii și capetele dinspre gol) prin înăsirea etrierilor pe înălțimea primului nivel, de la 5 cm la 3 cm distanță și folosirea unor etrieri cu brațe petrecute. Măsura s-a luat ca urmare a observațiilor desprinse din încercarea primelor trei elemente.

Intru-cât la încercarea elementelor DM I - VI s-au remarcat tendințe de deschidere prematură a rostului de turnare dintre diafragmă și fundație și din necesitatea de a limita deschiderea acestui rost, la elementele DM VII - IX s-a procedat la întărirea legăturii dintre diafragmă și fundație prin introducerea unor armături suplimentare, sub formă de " etrieri " (6 ș) pe fiecare montanș) armătura conformă cu prevederile /130/.

În fig.5.3. se prezintă armarea de principiu a elementelor experimentale (incluzând și modificările enunțate mai sus), iar în fig.5.4. se prezintă în detaliu armarea primului nivel al elementelor DM VII - IX, cu armăturile suplimentare de legătură dintre modelul experimental și fundație.

În fig.5.5 este redată modificarea armării riglelor de cuplare (buiandrăgilor) la elementul DM V, iar în fig.5.6.sunt prezentate caracteristicile geometrice și armarea fundației diaframelor experimentale.

În tabelul 5.3. se prezintă sistematic caracteristicile armării celor nouă diafragme " model " încercate, descrise mai sus.

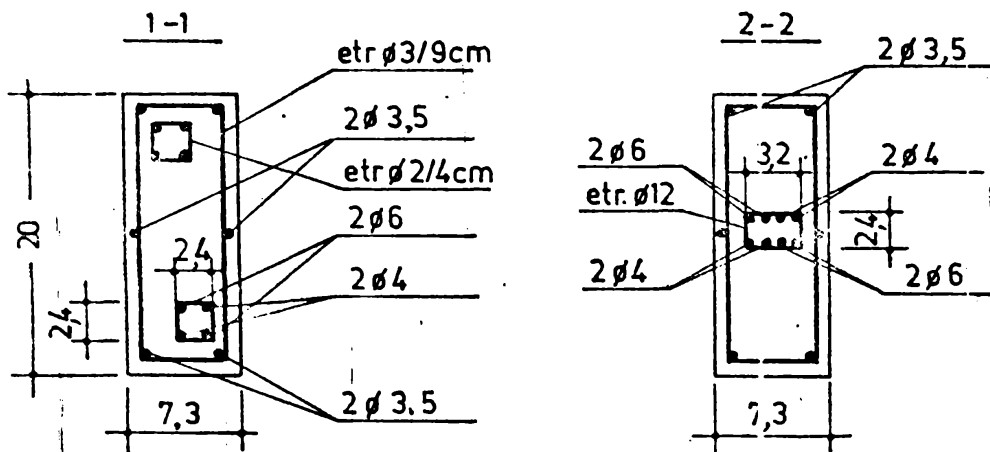
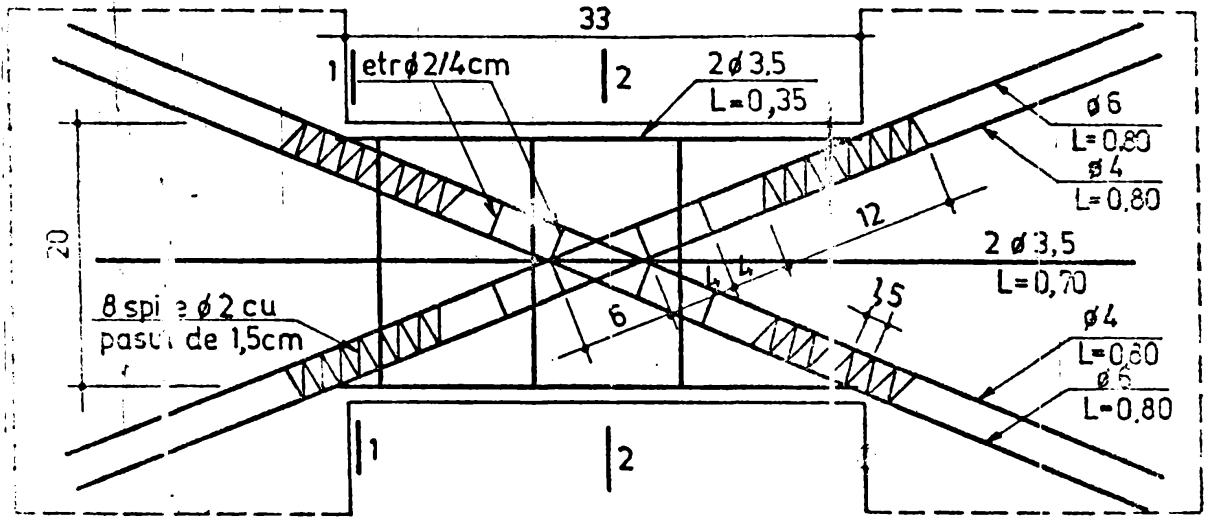


Fig. 5.5

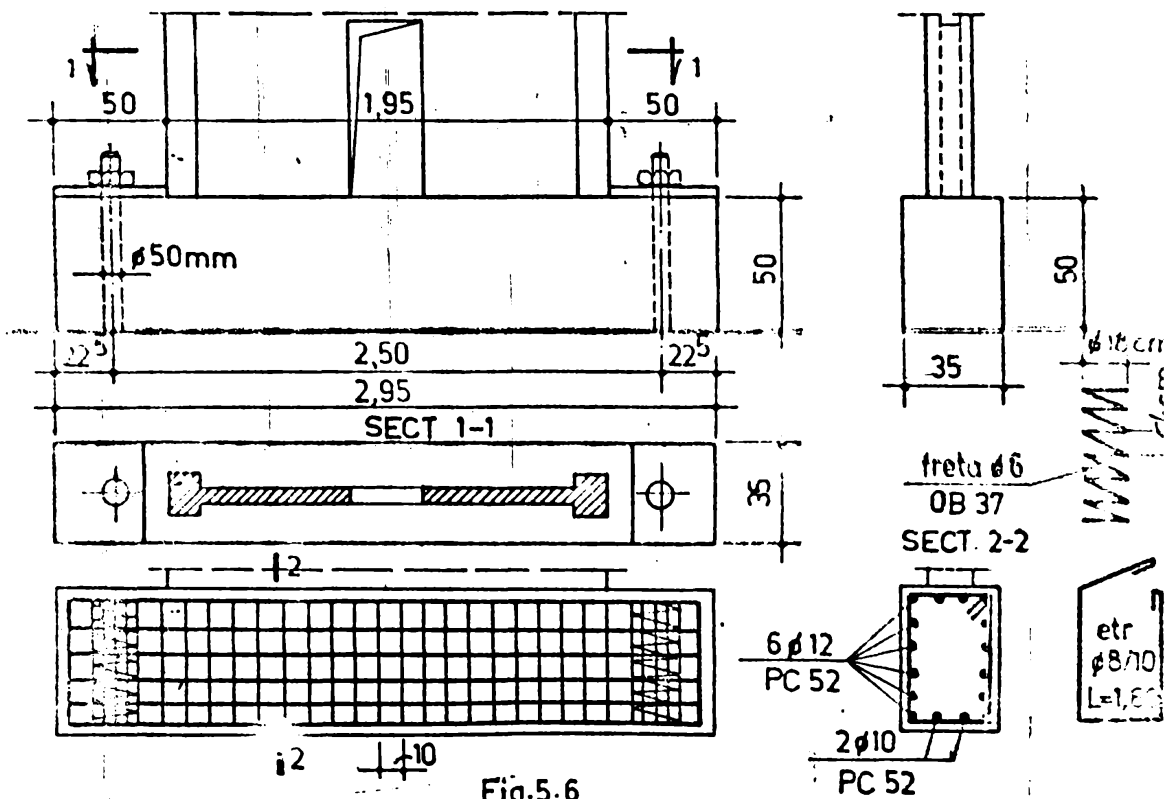


Fig. 5.6

Tabelul 5.3.

Elementul experimental	Tipul armăturii	modul de armare		rigie	Particularități	
		montaj	înalt			
MM-I	Circă trasa de marca OB 37	Capete		bare longitudinale ($p=0,10 \%$) și etrieri închiși	- capetele montajilor neconfinate	
MM-II		bare longitudinale ($p=0,14 \%$) și etrieri închiși				
MM-III		bare longitudinale ($p=0,20 \%$) și etrieri închiși				
MM-IV				plase duble, $\phi 3/10$ cm ori - montaj și verticală ($p=0,15 \%$)	bare longitudinale ($p=0,4 \%$) și etrieri închiși $\phi 3/4$ cm	-capetele montajilor confinate pe înălțimea primului nivel cu etrieri $\phi 3/3$ cm cu brațe petrecute
MM-V		bare longitudinale ($p=0,14 \%$) și etrieri cu brațe petrecute				
MM-VI				carcase încruciate (după diagonale)	bare longitudinale ($p=0,4 \%$) și etrieri închiși: $\phi 3/3$ cm (niv.1) $\phi 3/5$ cm (niv.2-4)	-capetele montajilor confinate pe înălțimea primului nivel cu etrieri $\phi 3/3$ cm ; -legătura între model și fundație întărită cu $2 \times 12 \phi 3$.
MM-VII						
MM-VIII						
MM-IX						

5.3. Incercarea elementelor experimentale

5.3.1. Principiul de incercare

Incercarea celor 9 diafragme "modele" s-a efectuat după un principiu comun, la încărcări gravitaționale și orientate de tip seismic, conform schemei din fig.5.7, iar modificările introduse în cadrul procesului de încărcare propriu-zis, au fost dictate de necesitățile programului de cercetare.

Astfel, elementele DGM I-VII s-au încercat după metoda forțelor impuse, la solicitări gravitaționale și orizontale, valorile forțelor orizontale fiind stabilite funcție de forțele de răpere teoretice calculate anterior, iar treptele de încărcare orizontala fiind părți progresiv crescătoare din aceste forțe /177, 178/.

Elementele DGM VIII și IX s-au încercat după metoda deplasărilor impuse, recomandată de propunerile HILM /165/ și folosită la Cluj, /164/ în încercări pe modele de diafragme pline, din beton cu agregate ușoare.

Din punct de vedere al modului de aplicare a forțelor orizontale, elementele încercate se situează în două categorii :

- elementele solicitate la forțe ciclic-alternante DGM-I, II, III, IV, V, VII, IX ;
- elementele solicitate la forțe monoton - crescătoare DGM VI, VIII.

Elementele DGM VI și VIII au fost supuse unor solicitări orizontale monoton crescătoare în scopul stabilirii valorilor de referință pentru încercările următoare, conform metodologiei HILM /165, 178/.

La elementele încercate ciclic - alternant, s-a ajuns la nămele diferite de cicluri complete de încărcare alternantă, ca urmare a capacității portante diferite a elementelor, a modului de prestabilire a forțelor maxime pe ciclu, a armării diferențiate a buiandrugilor (elementul DGM V), sau a aspectelor urmărite cu prioritate în cadrul încercării respective (ductilitate, capacitate portantă, rigiditate, etc).

În tabelul 5.4. se centralizează caracteristicile principale ale încercărilor experimentale, discutate.

Se remarcă din tabelul 5.4., faptul că dintre cele 6 elemente experimentale solicitate ciclic-alternant după metoda forțelor impuse, la 5 elemente (DGM I, II, III, IV, VII) s-a ajuns la un număr apropiat de cicluri complete de solicitare până la cedare (10 - 15 cicluri), excepții făcând doar elementul DGM-V cu care s-a ajuns la un număr de 18 cicluri de încărcare, explicația rezultă din rezistențele sporite ale betonului din acest element (vezi tab.5.2.), precum și din modul de armare diferit al riglelor de cuplare , cu armatură după diagonală (vezi fig. 5.5.).

Tabelul 5.4.

Elementul experimental	Metodologia în cercării	Mod de solicitare orizontal	Nr. cicluri încercare complete	Parametrii studiei în lucrare	Data încercării
I	metode forje- lor impuse	ciclic alter- nant	10	-mecanis- mul de cedare -ductili- tate -energie dissipată	Sept. 1982
II			12		Nov. 1982
III			10		Febr. 1983
IV			13	Sept. 1983	
V			18	Febr. 1984	
VI			monoton crescător	-	-mecanis- mul de cedare -ductili- tatea
VII	ciclic alternant	11	-energia dissipată	Oct. 1985	
VIII	metoda deplasă- rilor impuse	monoton crescător	-	-perioada proprie de vibra- ție	Sept. 1986
IX		ciclic alternant	20		Oct. 1986

5.3.2. Standul experimental

Standul de încercare prezentat în fig.5.8. a fost proiectat și realizat în cadrul programului de cercetare experimentală, din elemente metalice.

Alcatuit sub forma unor cadre metalice rigide și недеformabile, (fig.5.9), cuplate între ele și ancorate perfect sub planșeul laboratorului, standul experimental a permis rezolvarea următoarelor aspecte principale ale încercărilor :

- turnarea diafragmelor experimentale în poziție verticală în interiorul standului;
- aplicarea simultană a încălzirilor gravitaționale asupra montajilor și a celor orizontale, prin intermediul unor prese hidraulice fixate pe același stand, astfel încât deformațiile elementelor experimentale să nu se cumuleze cu eventualele deformații ale standului ;
- montarea unei aparatură de măsură și control a elementului experimental, independente de elementele standului, pentru a nu fi influențată de deformațiile sau mișcările acestuia în timpul încercării ;
- crearea posibilității de urmărire în condiții optime, a

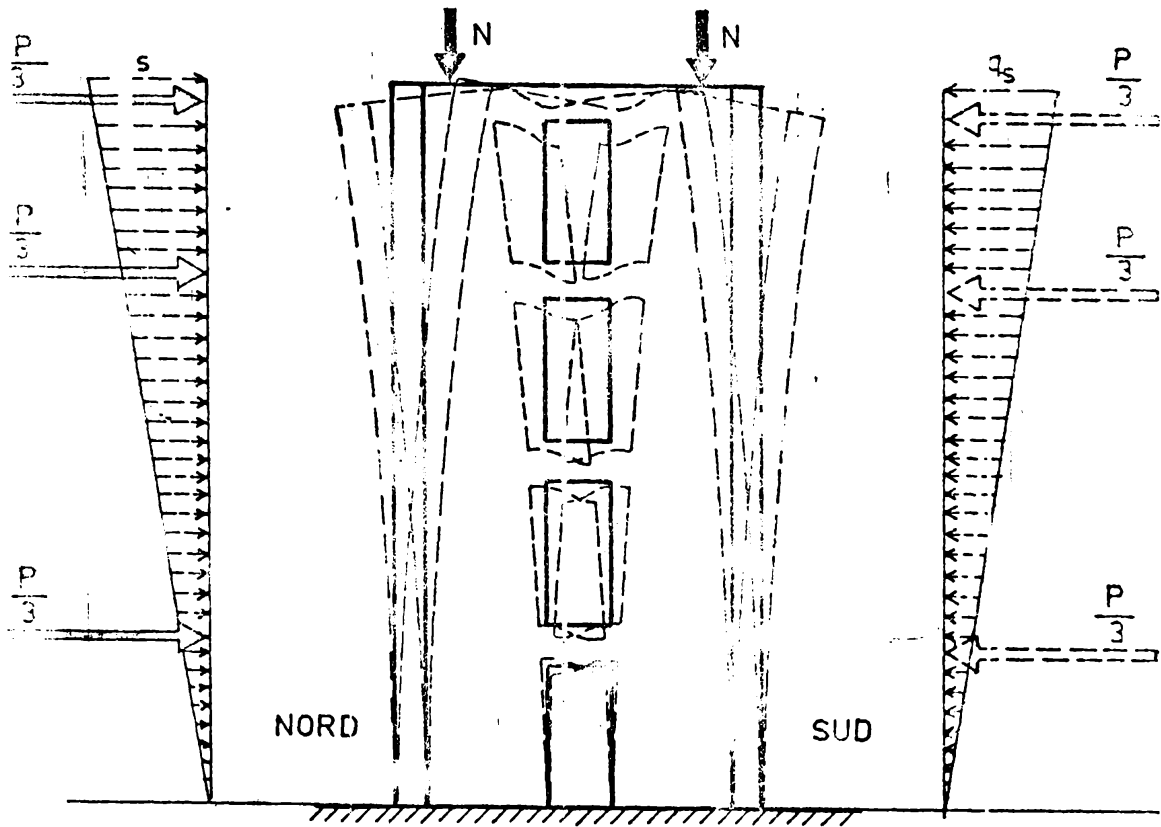


Fig. 5.7



Fig. 5.8

comportării elementului experimental sub sarcini, de către personalul de cercetare.

Standul a fost completat cu aparatura de măsură și control adecvată nivelului lucrărilor de cercetare desfășurate.

5.5.3. Încărcări aplicate

Asupra elementelor experimentale au fost aplicate două tipuri de încărcări :

- încărcările verticale (gravitaționale), A - s-au aplicat cu ajutorul a două prese cu capacitatea de 10 tf fiecare, plasate în centrele de greutate ale secțiunii celor doi montanji (la partea superioară a diafragmei) și au introdus în aceștia un efort unitar de compresiune de 10 daN/cm^2 constant pe înălțimea modelului și pe durata încercării acestuia. Acționarea presei s-a făcut de la o pompă hidraulică obișnuită.

- încărcările orizontale (laterale), P - s-au aplicat sub forma a trei forțe concentrate de aceeași intensitate, acționând în axele buiandragilor de la nivelurile 1,3 și 4. Prin această dispunere s-a urădit simularea unei încărcări convenționale de tip seismic cu distribuția triunghiulară pe înălțimea diafragmei și obținerea în consecință a unor diagrame de moment încovoiator și de forță tăietoare în montanji, cât mai apropiate de cele generate de încărcarea convențională triunghiulară (fig.5.10).

Cele trei forțe orizontale s-au aplicat alternant (din direcția Nord sau Sud) prin intermediul a două grupe de câte trei prese de 10 tf fiecare, dispuse pe traversele de legătură dintre cadrele standului de încercare și racordate la o presă hidraulică centrală de comandă, conform schemei din fig.5.11.

Metodologia de aplicare a încărcărilor orizontale, amintită în principii descrisă la pct.5.3.1, a rezultat din necesitatea studierii concomitente a mai multor aspecte cerute de programul experimental. Astfel, la modelele încărcate ciclic-alternant (AIII I, II, III, IV, V, VII), după metoda forțelor împuse (vezi tab.5.4.), forța orizontală P a fost mărită treptat (în așele senzori de încărcare), treptele de încărcare reprezentând 0,125 ; 0,25 ; 0,375 ; ... 1,00 ; 1,25 din forța de rupere antecalculată conform lucrării /130/.

Excepție a făcut modelul AIII III, în care în prima ciclu încărcarea s-a aplicat în mod crescător până la înregistrarea curgerii în arăturile întinse din toate riglele de cuplare, după care, în următoarele cicluri, maximele încărcării au avut valori apropiate de cele înregistrate la celelalte modele încercate.

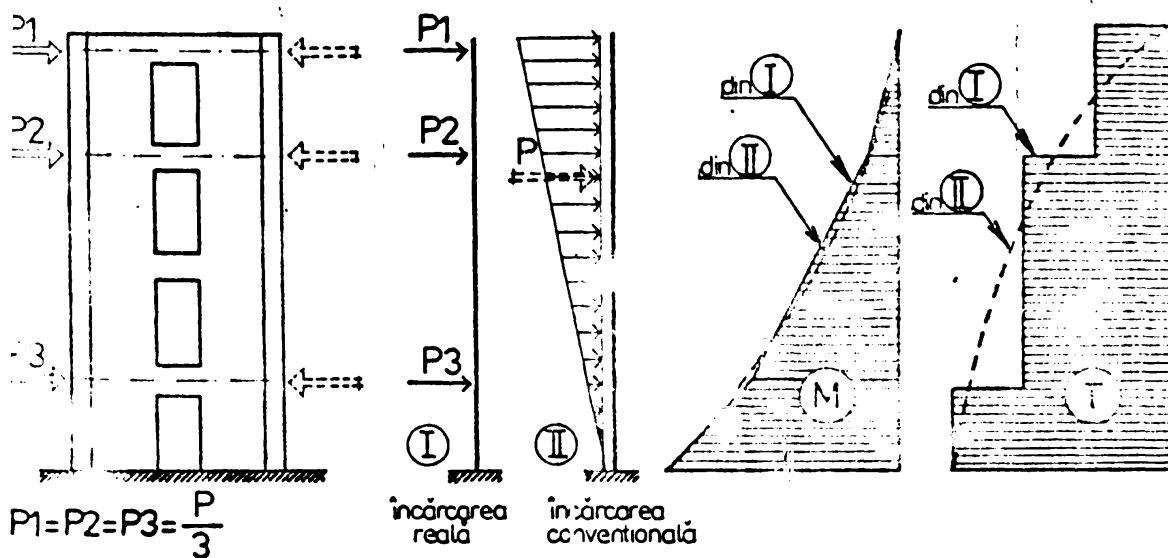


Fig. 5.10.

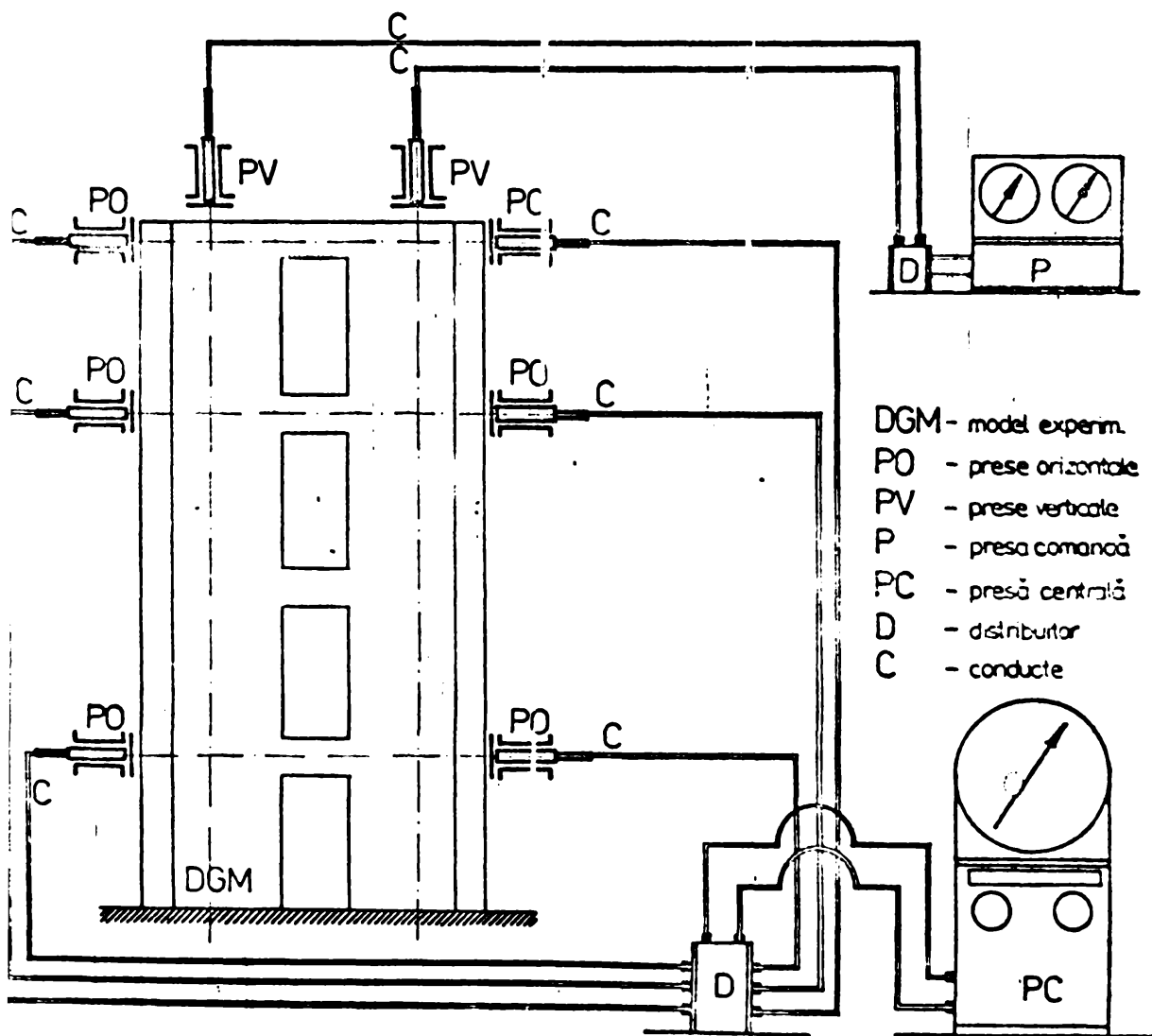


Fig. 5.11.

Tabloul 9.5.

Nr. de inregistrare	CUM I		CUM II		CUM III		CUM IV		CUM V		CUM VI		CUM VII		CUM VIII	
	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S
1	1200*	1200	1200*	1200	8400*	8400	1200*	1200	1200*	1200	1200*	1200	1200*	1200	2700*	3300
2	2250	2250	2250	2250	8400	8400	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2925	2905
3	3450	3450	3450	3450	9000	9000	3450	3450	3450	3450	3450	3450	3450	3450	2550	2900
4	4500	4500	4500	4500	9000	9000	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	6300	6450
5	5550	5550	5550	5550	9000	9000	5550	5550	5550	5550	5550	5550	5550	5550	5350	5700
6	6600	6600	6600	6600	9900	9900	6600	6600	6600	6600	6600	6600	6600	6600	5400	5550
7	7650	7650	7650	7650	9900	9900	7650	7650	7650	7650	7650	7650	7650	7650	5250	5400
8	9600	9600	9600	9600	11100	11100	9600	9600	9600	9600	9600	9600	9600	9600	8400	8400
9	10800	10800	10800	10800	11100	11100	10800	10800	10800	10800	10800	10800	10800	10800	7300	7725
10	10750**	-	11400	11400	12600*	12600	11400	11400	11400	11400	11400	11400	11400	11400	7425	7575
11	-	-	11400	10800	-	-	11400	11400	11400	11400	11400	11400	11400	11400	7350	7330
12	-	-	10573**	-	-	-	11400	9600	11400	11400	11400	11400	11400	11400	9600	8700
13	-	-	-	-	-	-	-	-	11400	11400	11400	11400	11400	11400	7800	7950
14	-	-	-	-	-	-	-	-	12300	12300	12300	12300	12300	7800	7800	
15	-	-	-	-	-	-	-	-	12300	12300	12300	12300	12300	7300	7500	
16	-	-	-	-	-	-	-	-	12300	12300	12300	12300	12300	9450	8700	
17	-	-	-	-	-	-	-	-	13200	13200	13200	13200	13200	8700	8100	
18	-	-	-	-	-	-	-	-	14175**	-	-	-	-	8400	7800	
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8250	7500	
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9000**	-	

NOTA : *) Culoa Inijial de Inregistrare ; **) culoa de rupere a modelului

Deasemenea, modelul DGM IX, încercat după metoda deplasărilor impuse (vezi pct.5.3.1.), pornind de la rezultatele obținute din încercarea monoton-crescătoare a modelului DGM VIII, a fost supus unor încărcări orizontale corespunzătoare deplasărilor impuse la vîrfurile modelului (vezi pct.5.4.3.).

Valorile maxime ale rezultantei forțelor orizontale (P) corespunzătoare ciclurilor de încărcare aplicate alternant din Nord sau Sud, pentru toate modelele încercate ciclic-alternant sînt prezentate în tabelul 5.5.

După cum se remarcă din tabelul 5.5, forțele orizontale maxime atinse în ciclurile de încărcare ale elementului DGM IX, nu sînt egale pentru cele două sensuri de încărcare (datorită modului de încercare după metoda deplasărilor impuse, în care valoarea încărcării, rezultă corespunzător unei deplasări prestabilite la vîrfurile elementului), dar păstrează valori apropiate în cadrul aceluiași ciclu.

La modelele încercate monoton-crescător (DGM VI și DGM VIII), forțele orizontale s-au aplicat dintr-o singură parte (dinapre Sud) în mod crescător, de la zero pînă la rupere parcurgîndu-se treptele de încărcare din tabelul 5.6.

Tabelul 5.6.

Model experimental	Treptele valorice ale forței orizontale P[daN]										
DGM VI	1200	2250	3450	4500	5550	6900	7950	9300	10500	11400*	-
DGM VIII	900	2700	4500	6300	7500	8400	9000	9600	10200	10800	11100
	11400	11700*	11400	11100	10800	10050	9450	9150	9000	8700	8550*

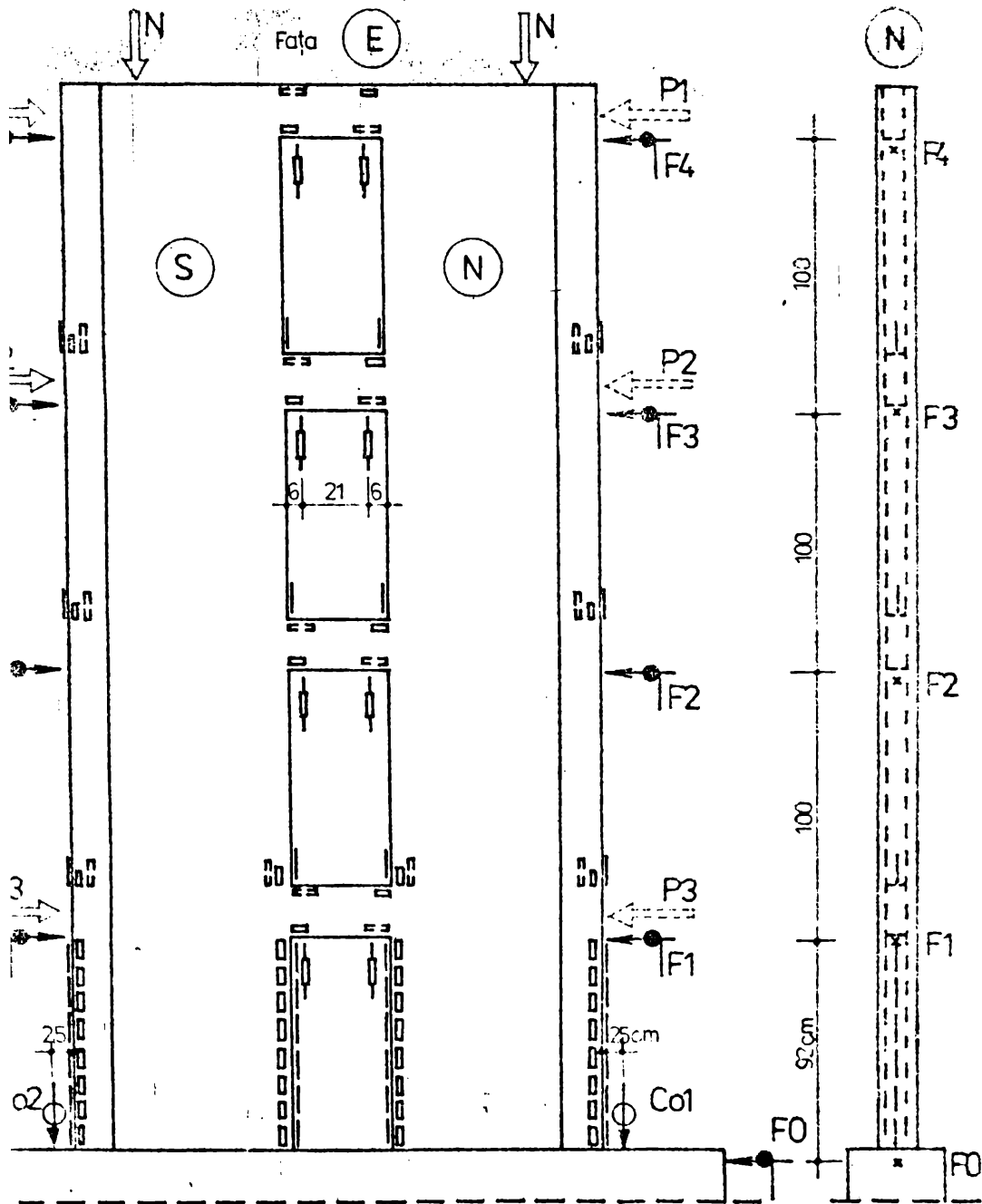
Notă : *) valoarea maximă a forței P atînsă la încercarea modelului DGM VIII

**) valorile forței P la care s-a produs cedarea modelelor

5.3.4. Aparatura de măsură și control

Pe modelele experimentale s-au amplasat o serie de dispozitive de măsură, tipul acestora fiind determinat de parametrul urmărit. Astfel s-au folosit (conform schemei principale de amplasare din fig.5.12), următoarele :

- microcomparatori 1 : 1000 (CO1-CO2)- destinate măsurării deplasărilor pe verticală a fundației ;



· C (microcomparatoare 1:1000); \perp -TIC (traductori inductivi cu contact).
 - - F (fleximetre 1:10); \square -TA (tensorezistoare pe armătură, pe fața Est);
 · TA (tensorezistoare pe armătură, pe fața Vest); HTB (tensorezistoare pe beton);

Fig. 5.12.

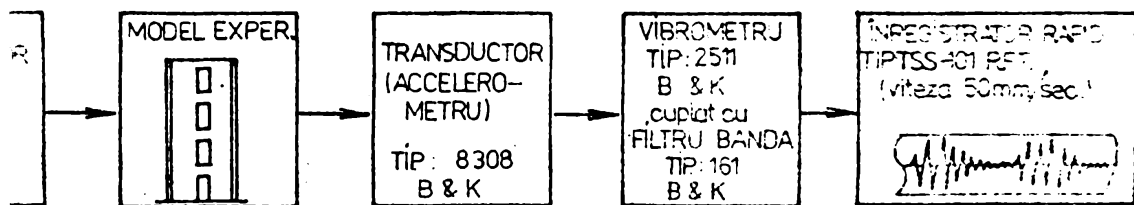


Fig. 5.13.

- flexiastre 1 : 10 ($F_0, F_1 \dots F_4, F'_0, F'_1 \dots F'_4$) - destinate măsurării deplasărilor pe orizontală a fundației și a modelului experimental la fiecare nivel ;

- traductori inductivi cu contact 10.10 (Fig 1...d) - pentru determinarea deplasărilor pe verticală a extremităților buiandrugilor ;

- traductori electrici rezistivi (tensorezistoare tip T&A 10H) pe armatura (TA 00, TA01, ... TA05), pentru înregistrarea deformațiilor specifice din armatură ;

- traductori electrici rezistivi pe beton (tip T&A 50 H) notați cu IS 04 ... IS 99, pentru înregistrarea deformațiilor specifice din betonul comprimat.

Culegerea datelor s-a făcut automat pe o imprimantă a setului tensometric digital din dotare, iar rezultatele au fost prelucrate la calculatorul FC 128, în cadrul catedrei CCIA, cu ajutorul unui program " cod magic ".

Pentru măsurarea perioadei proprii de vibrație a modelelor experimentale s-a folosit un ansamblu de aparate specializate, legate după schema din fig.5.13, cu observația că generatorul de șoc folosit (dispozitiv cu ciocan de cauciuc sau sclerometrul cu recul) a aplicat vibrații libere nefîntreținute, șocul fiind aplicat la virful diafragmei și orientat în planul elementului (după aceeași direcție cu forța orizontală ciclic-alternantă). Pentru înregistrarea accelerograzelor s-a folosit un înregistrator rapid cu viteza de însintare a benzii de 50 mm/sec.

5.4. Comportarea elementelor experimentale

5.4.1. Modul de rupere al nodurilor

La analiza atentă a comportării modelelor experimentale încercate ciclic-alternant (AG 1, II, III, IV, V, VII, IX), prezentată în detaliu în lucr. /177,178/, a procesului de fisurare și degradare a acestora, a modului de formare și a succesiunii de apariție a articulațiilor plastice, s-au conturat următoarele etape principale parcurse de modele de la aplicarea solicitărilor orizontale pînă la cedare :

- comportare riguros elastică, fără înregistrarea fisurării betonului întins ;

- apariția unor fisuri verticale la extremitățile riglelor de cuplere și uneori la baza montanșilor, fără a se ajunge la curgerea armăturii întinse ;

- trecerea modelelor în stadiul de comportare, postelastice ,

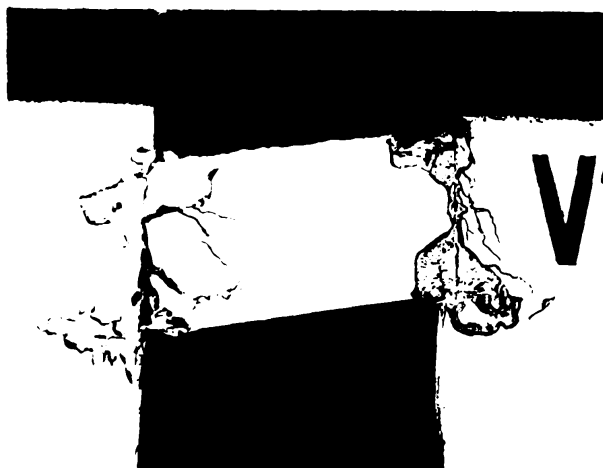


Fig. 5.14

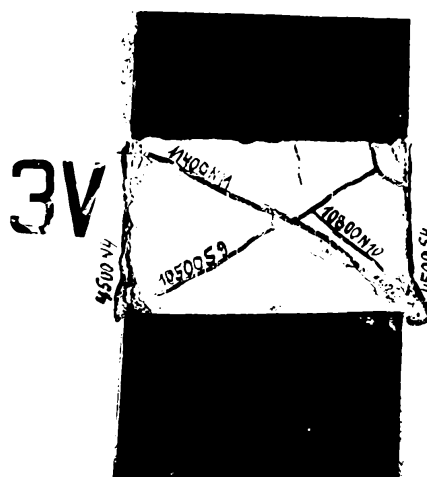


Fig. 5.15



Fig. 5.16



Fig. 5.17

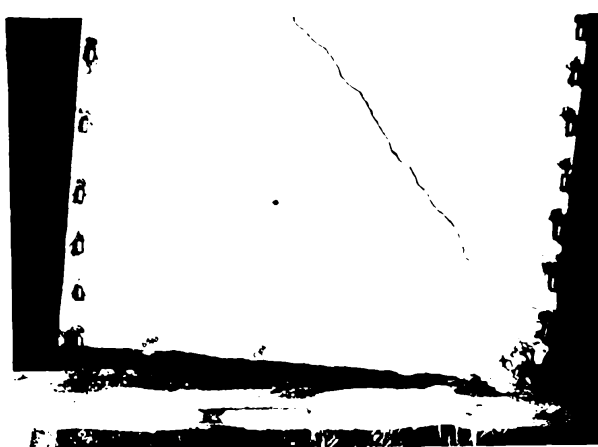


Fig. 5.18



Fig. 5.19

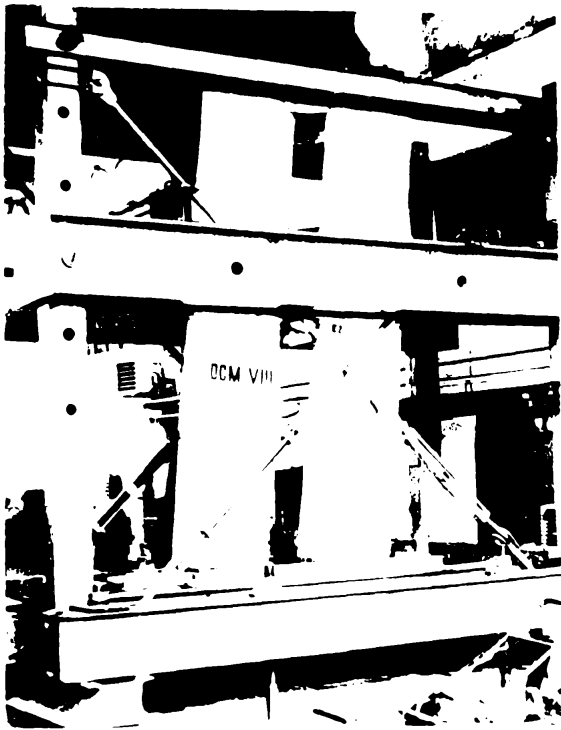


Fig.5.20

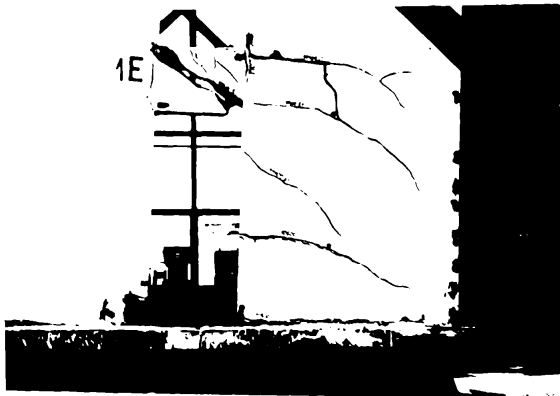


Fig.5.22

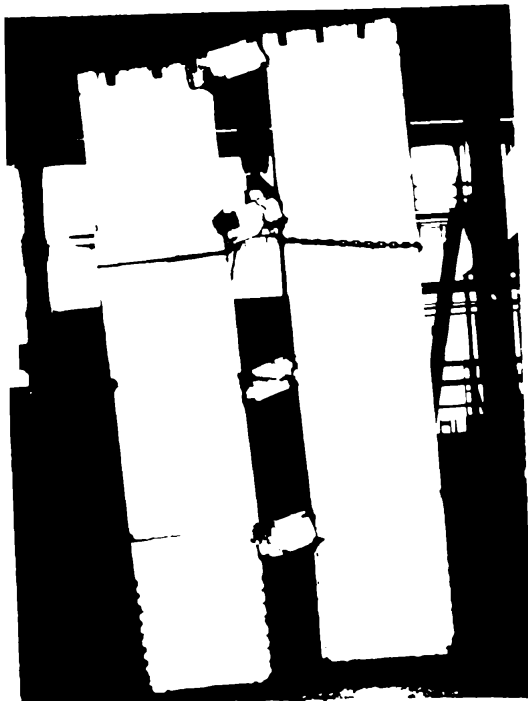


Fig.5.21

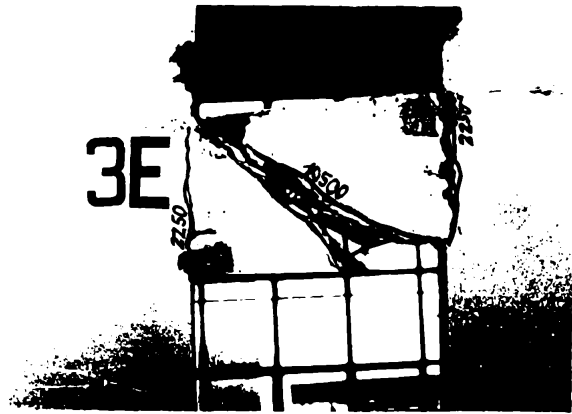


Fig.5.21

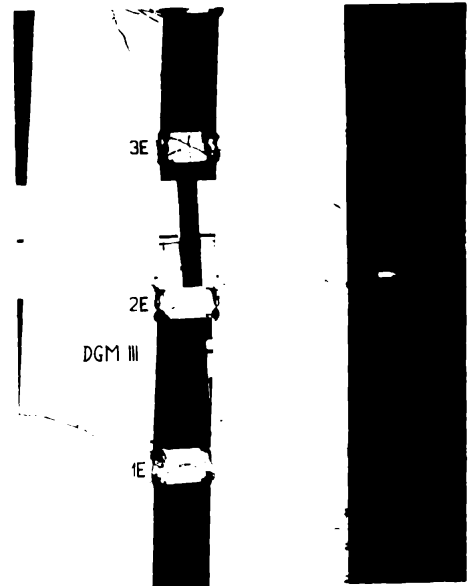


Fig.5.23

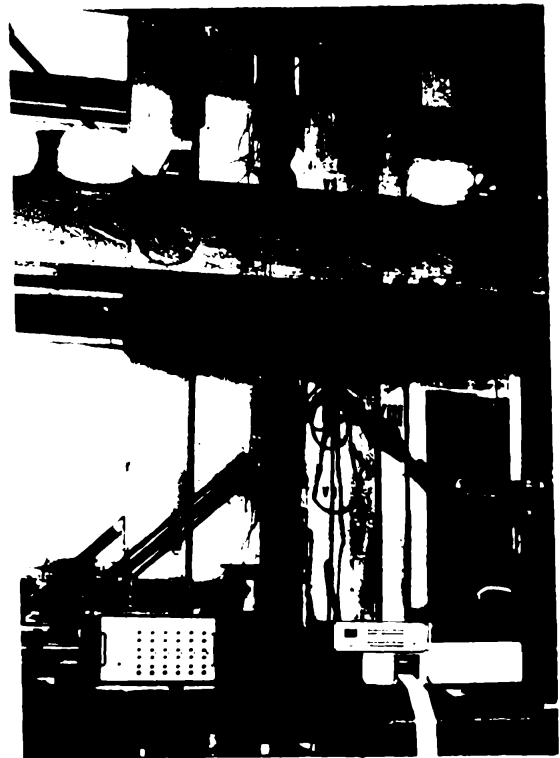


Fig.5.25

prin atingerea limitei de curgere în armătura întinsă de la extremitatea celei mai solicitate sigle de cuplare ;

- dezvoltarea puternică a fisurilor din încovoiere în rigle și formarea articulațiilor plastice la extremitățile acestora (fig.5.14), însoțită de apariția și dezvoltarea unor fisuri diagonale din tăiere (fig.5.15) fapt care grăbește cedarea riglelor, orientând preluarea încărcărilor către montanji ;

- accentuarea procesului de cedare al montanjiilor prin curgerea armăturii întinse din bulbi și capetele lamelare, dezvoltarea unor fisuri orizontale din încovoiere și a unor fisuri înclinate din tăiere, pe înălțimea priaului nivel (fig.5.16) ;

- ruperea (cedarea) elementelor, prin forșarea articulațiilor plastice la baza montanjiilor, fenomenul fiind însoțit de zdrobirea puternică a betonului comprimat și flambarea armăturilor comprimate la suprafața fundației (fig.5.17) iar uneori de ruperi ale armăturii din inimă montanjiilor la nivelul de încastrare (fig.5.18) ;

La toate elementele încercate ruperea a fost însoțită de deschiderea pronunțată a rostului de turnare de la baza diafragmei și uneori chiar de deschiderea rosturilor de la nivelul I (fig. 5.19) și de deplasări importante ale diafragmelor la vîrf (fig.5.20)

La unele din modelele încercate s-a remarcat apariția curgerii într-o armătură întinsă a bulbului înainte formării articulațiilor plastice la extremitățile riglelor, fără însă ca secțiunea de beton a montanjiului să devină critică. Această comportare permite observația că, deși curgerea armăturii întinse de la baza montanjiilor poate precede sau apare concomitent cu, curgerea armăturii de la extremitățile riglelor, procesul de fisurare și degradare al secțiunilor de beton începe și avansează mai repede la extremitățile riglelor de cuplare decît la baza montanjiilor dirijînd în același sens și mecanismul de forșare a articulațiilor plastice în diafragme.

La modelele XM VI și VIII, încercate la solicitări orizontale dîntre-o singură direcție, comportarea a fost în principiu aceeași, parcurgînd aceleași faze principale, cu observația că fisurarea modelelor a fost mai redusă, fisurile avînd orientarea imprimată de direcție de solicitare, sînt în rigle (fig.5.21) cît și în montanji (fig.5.22), iar degradarea capacității portante și a rigidității modelelor a fost mai lentă decît la modelele încercate ciclic-alternant. În fig. 5.23 și 5.24 se prezintă aspectele unui nodal încercat ciclic-alternant și a unui

incercat monoton, după rupere, iar în fig.5.25 se prezintă un aspect de ansamblu de la încercarea unui model, unde se remarcă și aparatura de înregistrare a datelor.

Fazele parcurse de modele până la rupere se pot constitui în trei stadii de comportare generală :

- stadiul de exploatare (comportare elastică), cuprinzând fazele până la apariția efortului unitar (sau a deformației specifice) de curgere în armătura riglei celei mai solicitate ;

- stadiul postelastice, cuprinzând fazele de la apariția curgerii și până la formarea articulațiilor plastice la baza montanșilor ;

- stadiul de rupere, corespunzător cedării montanșilor și respectiv creșterii puternice a deformațiilor sub încărcare orizontală constantă.

În tabelul 5.7 se prezintă centralizat comportarea modelelor experimentale, marcând treptele și ciclurile de încărcare corespunzătoare fazelor parcurse.

Analizând datele înscrise în tab.5.7. se observă următoarele aspecte :

- cu excepția elementelor DGM V și VII, la toate celelalte au apărut primele fisuri în betonul întins de la extremitatea riglelor de cuplare încă din primul ciclu de încărcare, la unele dintre acestea (DGM III și IX), fisurarea apărând în riglele de la toate nivelurile, la aceeași treaptă de încărcare ;

- fisurarea betonului întins de la baza montanșilor a început la elementele DGM II și III încă din primul ciclu de încărcare, fără însă ca secțiunea să devină critică ;

- apariția curgerii în armătura întinsă, fenomen care a marcat trecerea elementelor în domeniul de comportare postelastice, s-a produs de regulă la extremitățile riglelor de cuplare, la valori ale forței orizontale cuprinse între 5560 și 8400 daN, excepție făcând elementele DGM IV, V și IX la care curgerea armăturii s-a înregistrat în armătura de la baza montanșilor înaintea celei din rigle, însă fără ca secțiunea montanșului să se transforme într-o articulație plastică înaintea secțiunilor de la extremitățile riglelor ;

- ruperea elementelor a avut loc la forțe orizontale de valori relativ apropiate, cuprinse între 9000 - 12600 daN, excepție făcând elementul DGM V care a cedat la o forță de 14175 daN, datorită atât mărcii mai ridicate a betonului (vezi tab.5.2.) cât și modului de armare a riglelor de cuplare, cu armătură după diagonale (vezi tab.5.3.) ;

Tabelul 5.7.

Stadiul	Faze parcurse	Trepă de încercare [dau] și ciclul, pe elemente excep.								
		DUM I	DOM II	DUM III	DOM IV	DOM V	DOM VI	DOM VII	DOM VIII	DOM IX
	Comportare riguroasă elastică, până la primele fisuri în rigla cea mai sollicitată	$\frac{1200}{N1}$	$\frac{900}{N1}$	$\frac{1200}{N1}$	$\frac{1200}{N1}$	$\frac{4500}{N4}$	$\frac{2250}{N4}$	$\frac{4500}{N4}$	3600	$\frac{2550}{N1}$
	Fisurarea betonului întins la extremitățile tuturor riglelor de suplare	$\frac{1450}{N3}$	$\frac{4500}{N4}$	$\frac{4500}{N1}$	$\frac{2450}{N3}$	$\frac{2550}{N5}$	3450	$\frac{4800}{N5}$	5400	$\frac{2700}{N2}$
	Fisurarea betonului întins la baza primului montant	$\frac{2600}{N5}$	$\frac{1200}{N1}$	$\frac{9400}{N1}$	$\frac{7950}{N7}$	$\frac{7950}{N7}$	6900	$\frac{5550}{N5}$	4500	$\frac{4500}{N4}$
	Curgerea armăturii întinse la extremitățile celei mai sollicitate rigle	$\frac{900}{N6}$	$\frac{7950}{N7}$	$\frac{4500}{N1}$	$\frac{7950}{N7}$	$\frac{8400}{N8}$	5550	$\frac{7200}{N7}$	3100	$\frac{8400}{N8}$
	Atingerăa curgerii în armătura de la extremitățile tuturor riglelor	$\frac{10500}{N9}$	$\frac{10200}{N10}$	$\frac{9900}{N6}$	$\frac{10300}{N10}$	$\frac{10800}{N10}$	10500	$\frac{9900}{N9}$	10200	$\frac{8700}{N12}$
	Începerăa curgerii armăturii la baza montantului mai sollicitat	$\frac{2500}{N8}$	$\frac{11400}{N10}$	$\frac{11100}{N3}$	$\frac{9900}{N6}$	$\frac{9000}{N6}$	6900	$\frac{7950}{N7}$	7500	$\frac{9200}{N4}$
	Cedarea montanților și a elementului în ansamblu	$\frac{10550}{N10}$	$\frac{10575}{N12}$	$\frac{12600}{N10}$	$\frac{9600}{N15}$	$\frac{14175}{N13}$	11400	$\frac{9900}{N11}$	8550	$\frac{9000}{N20}$

- o comportare aparte a avut-o elementul MGM III, la care trecerea în domeniul postelastic s-a făcut încă din ciclul 3 de încărcare orizontală, explicație constând în valoarea mare a forței orizontale care s-a aplicat asupra elementului din primul ciclu (8400 daN - conform tab.5.5).

În general aspectele modelelor experimentale după rupere (prezentate în releveele de fisuri din fig.5.26) s-au caracterizat prin :

- degradarea puternică a betonului prin zdrobire și flambajul armaturilor în capetele comprimate ale secțiunii de la baza montanșilor ;

- ruperea parțială (sau alungirea puternică) a armaturii din inima montanșilor ;

- zdrobirea puternică a betonului comprimat de la capetele riglelor de cuplare ;

- deschiderea pronunțată a rostului de la baza montanșilor (uneori la nivel 1 și 2) ;

- deplasări mari ale montanșilor la vîrf (de ordinul 150-200 mm) ;

- fisurarea înclinată, din tăiere, în rigle și în montanși (pe înălț. nivel 1),

- ușoară deplasare a celor doi montanși, unul față de celălalt ;

- lunecarea ușoară a diafragmei (în planul ei) în raport cu fundația ;

- zdrobire locală a betonului sub presele pentru încărcarea verticală ;

- fisuri orizontale în montanși pe înălțimea primului nivel ;

Se impune încă observația că nu la toate modelele s-au remarcat în totalitate aspectele de mai sus, unele prezentînd degradări mai puțin accentuate, ca de exemplu modelele MGM IV- IX la care conținutul betonului din bulbi și capetele lamelare ale montanșilor (vezi tab.5.3), a împiedicat atât flambarea barelor comprimate cît și zdrobirea exagerată a betonului în această zonă.

În releveele simplificite de fisuri prezentate în fig.5.26, s-a prezentat numai aspectul feței fat a elementelor, deoarece (fisurile străbînd grosimea diafragmei) aspectul feței Vest este asemănător. Se remarcă aspectul general, asemănător al modelelor după rupere, precum și orientarea dirijată a fisurilor, de către sensul de încărcare, la modelele încărcate monotom, MGM VI și VIII.

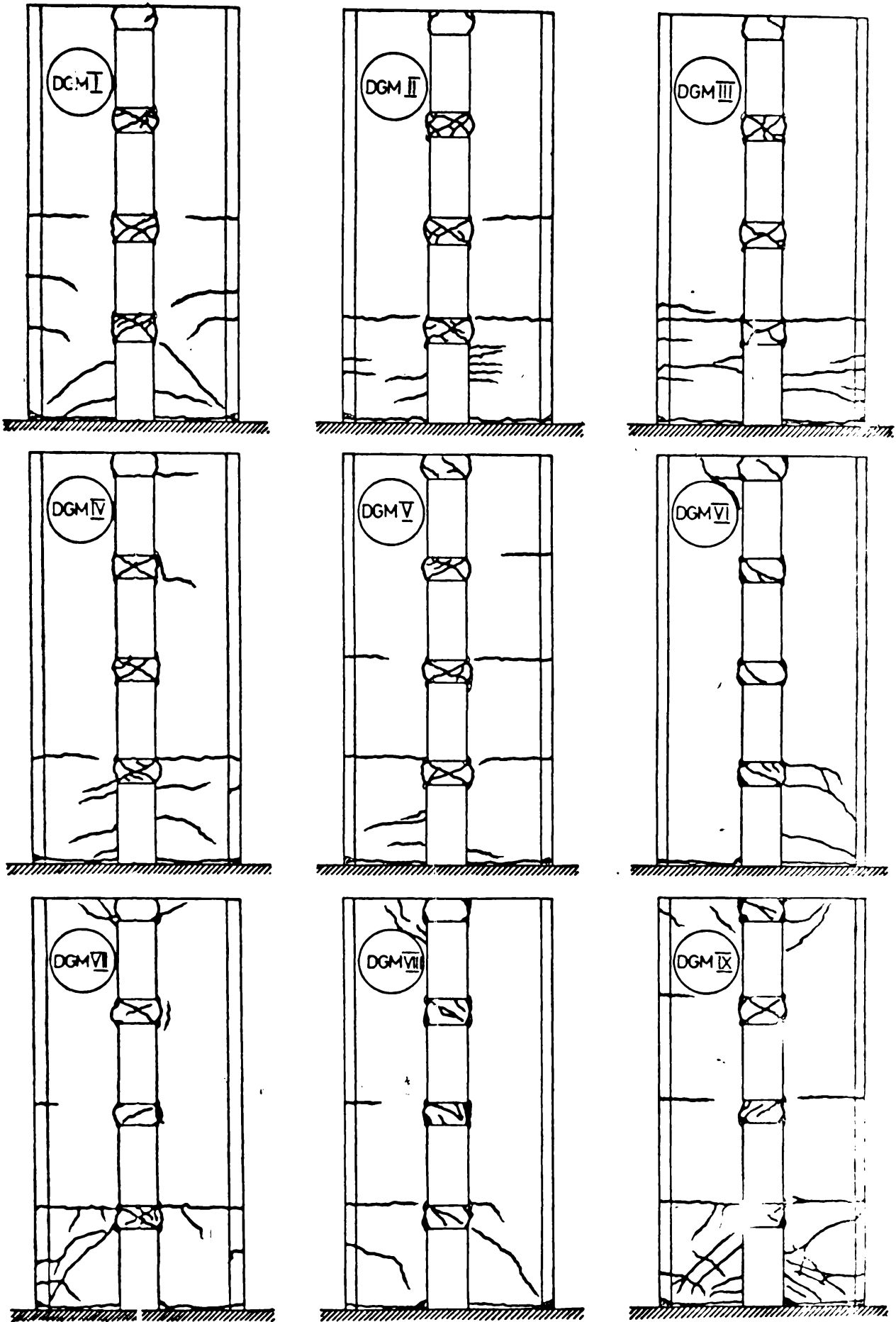


Fig. 5.26.

5.4.2. Sucesiunea de formare a articulațiilor plastice

Procesul de degradare prezentat mai sus s-a concretizat prin apariția și dezvoltarea unor articulații plastice, însoțită de modificarea permanentă a sistemului static al modelelor până la stadiul de rupere când sistemul a devenit un mecanism. Articulația plastică (definită la pct.3.2) se consideră formată, în cazul unei secțiuni din beton armat numită secțiune critică, atunci când în această secțiune s-a produs curgerea armăturii întinse iar în betonul comprimat au apărut deformații plastice datorită micro-risurării pietrei de ciment (stadiul II.a).

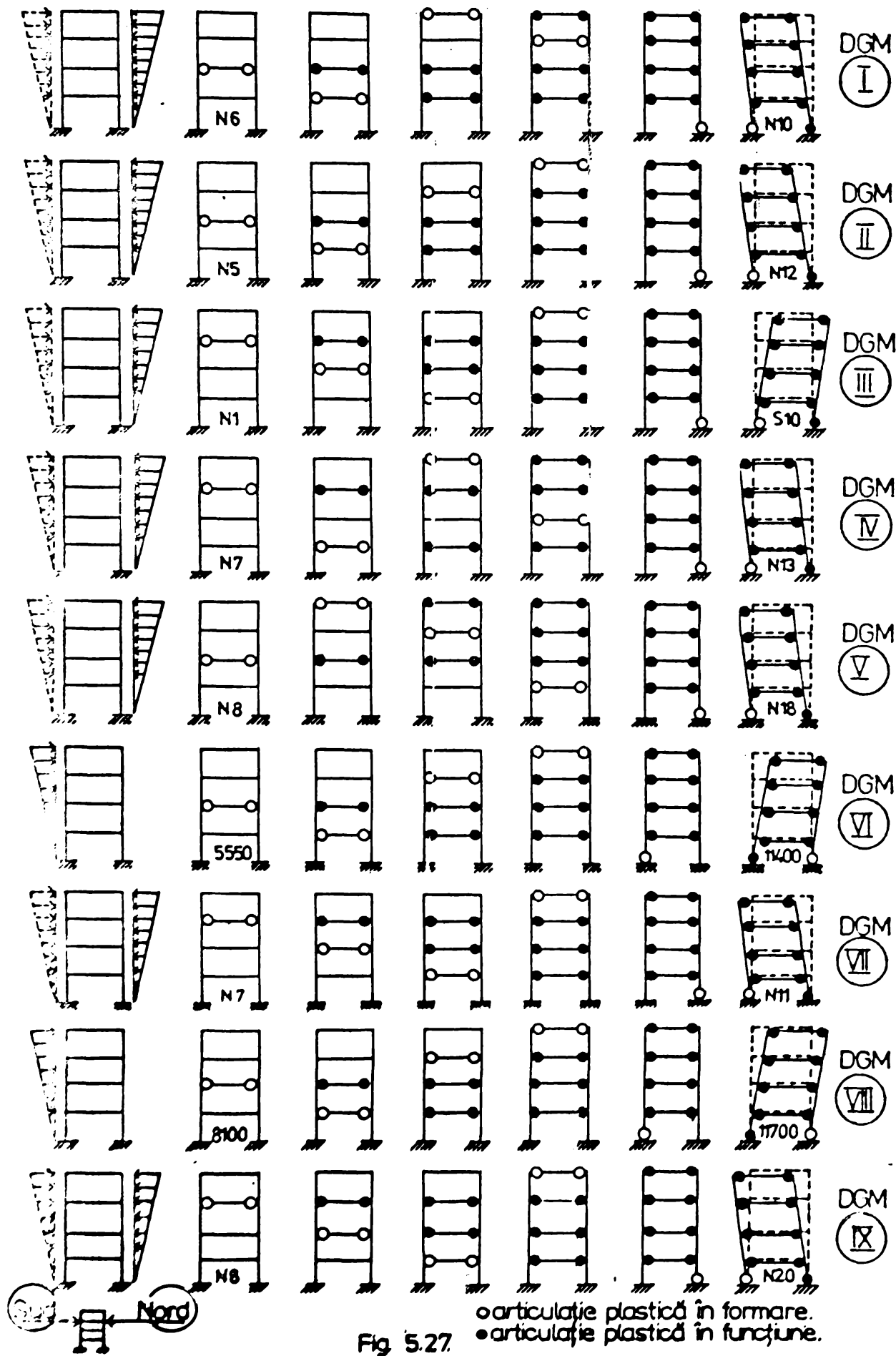
Secțiunile critice în modelele încercate s-au localizat (conform prevederilor) la capetele riglelor de cuplare și la baza montanșilor. Așa cum s-a arătat pct.3.2.2., referitor la valorile critice ale deformațiilor specifice care determină apariția articulației plastice într-o secțiune de beton armat, se poate considera că articulația plastică este formată și funcționează ca atare, în secțiunea critică în care $\epsilon_{ac} = 0,0015$ (vezi fig.5.2) și $\epsilon_{bc} = 0,0020$ (vezi fig.3.4.a.)

Deși la unele din modelele încercate (JGM IV, V și IX), s-au înregistrat curgeri ale unor armături întinse din secțiunea de la baza montanșilor înaintea celor din riglele de cuplare, procesul de risurare și degradare a betonului a început și avansat întotdeauna mai repede la extremitățile riglelor decât la baza montanșilor, deci se poate afirma clar că cele două condiții definitive pentru apariția și funcționarea articulațiilor plastice în diafragma model s-au întrunit întotdeauna la capetele riglelor de cuplare, înaintea bazei montanșilor.

Reprezentând succesiunea de formare a articulațiilor plastice, rezultată în urma citirilor înregistrate la încercările modelelor experimentale, (conform fig.3.14 și considerațiilor făcute la pct.3.3.1), pe schema simplificată de tip cadru etajat, după procedeul de urmărire " pas cu pas ", rezultă mecanismele de colaps din fig.5.27.

Analizând mecanismele de cadare obținute se remarcă următoarele :

- succesiunea apariției articulațiilor plastice este conformă prevederilor teoretice prezentate la pct.3.3.1 ;
- cedarea modelelor a avut loc printr-un mecanism complex, rezultat din combinarea unor mecanisme elementare locale ;



- procesul de formare a articulațiilor plastice a început la toate modelele în rigla de la nivelul 2 și 3 (vezi tab.5.8.), iar ultima riglă plasticizată la capete, a fost de regulă, rigla de la nivelul 4 ;

- întrucât ciclurile de încărcare alternantă au început din direcția Nord, apariția primei articulații plastice la baza diafragmei a avut loc în montantul Nord (întins), excepție făcând modelele M6 VI și VIII, care fiind încărcate doar dintr-o direcție (Sud) au avut prima articulație plastică în montantul Sud (întins) ;

- cedarea modelelor a avut loc (cu excepția M6 VI, VIII și III), la un ciclu de solicitare din direcția N prin formarea ultimei articulații plastice la baza montantului comprimat (S).

Tabelul 5.8.

Modelul experimental	Ciclul de încărcare - forța P [daN]		Ordinea de formare a articulațiilor plastice	
	Trecerea în domeniul postelastice	de rupere	rigle (nivelul)	montanți
M6 I	M6 - 6000	M10 + 10350	2,1,4,3	N (întins), S (comprimat)
M7 II	M7 - 7950	M12 - 10575	2,1,3,4	N (întins) S (comprimat)
M11 III	M1 - 4500	M10 - 12000	3,2,1,4	N (întins) S (întins)
M7 IV	M7 - 7950	M13 - 9600	3,1,4,2	N (întins) S (comprimat)
M8 V	M8 - 8400	M18 - 14175	2,4,3,1	N (întins) S (comprimat)
M6 VI	5550	11400	2,1,3,4	S (întins) N (comprimat)
M7 VII	M7 - 7200	M11 - 9900	3,2,1,4	N (întins) S (comprimat)
M8 VIII	8100	8550	2,1,3,4	S (întins) N (comprimat)
M8 IX	M8 - 8400	M20 - 9000	3,2,1,4	N (întins) S (comprimat)

Comportarea modelelor experimentale, ilustrată mai sus, permite concluzia că riglele de cuplare au funcționat ca principali disipatori de energie în cadrul ansamblului.

5.4.3. Relația forță - deplasare (P - Δ)

Comportarea modelelor experimentale sub sarcini poate fi ilustrată în mod intuitiv și prin construirea diagramelor forță-deplasare (P - Δ , sub forma prezentată în fig.5.26), care servește și la determinarea ductilității de element și la aprecierea capacității de absorbție a energiei a modelelor experimentale. Astfel în fig.5.28 sînt prezentate diagramele P - Δ pentru modelele experimentale MM I, II, III, IV, iar în fig.5.2.9. pentru MM V, VI, VII, VIII și IX, cu observația că, pentru modelele MM I, II, III, IV, V, VII și IX (încercate ciclic-alternant), relațiile P - Δ au forma unor " ciclegrame ", iar pentru modelele MM VI și VIII (încercate monoton - crescător), relațiile P - Δ sînt cele convenționale, cu palier distinct de comportare postelastice.

În construirea diagramelor P - Δ (prezentate în detaliu în lucr. /177,178/), s-a ținut seama de eventualele deplasări orizontale ale ansamblului model - fundație sub efectul forțelor orizontale, care s-au scăzut din deplasarea totală la vîrf a modelului înregistrată în momentul încercării, astfel, că valorile Δ din diagrame reprezintă deplasarea efectivă a vîrfului modelului în raport cu baza acestuia, adică diferența între valorile deplasărilor înregistrate de fleximetrul F4 și cele înregistrate de fleximetrul F₀, montate conform fig.5.12.

Un aspect aparte îl prezintă relația P - Δ la modelul MM IX, prezentată (în fig.5.29) descompusă pe grupuri de câte 4 cicluri de încărcare, fiecărui grup de cicluri corespunzându-i o deplasare impusă Δ₀, avînd valoarea : Δ₀ = 8 mm, 2 Δ₀ = 16 mm, 3 Δ₀ = 24 mm și 4 Δ₀ = 32 mm, unde valoarea Δ₀ s-a obținut experimental, la trecerea în domeniul postelastice prin apariția surgerii în armătura întinsă de la baza montantului întins (a) în ciclul #4 la P = 6300 daN. Din analiza diagramelor P - Δ la elementul MM IX, rezultă clar degradarea rigidității modelului, materializată prin scăderea continuă a forței orizontale (P), necesare pentru atingerea aceluiași prag de deplasare impus. Se remarcă de asemenea faptul că pe măsură ce numărul încercărilor în domeniul postelastice a crescut, curbele prezintă tot mai accentuat fenomenul de " ciupire " (vezi pct.4.1.7 și fig.4.12), caracteristic elementelor afectate de deplasările din " țiere repetată ".

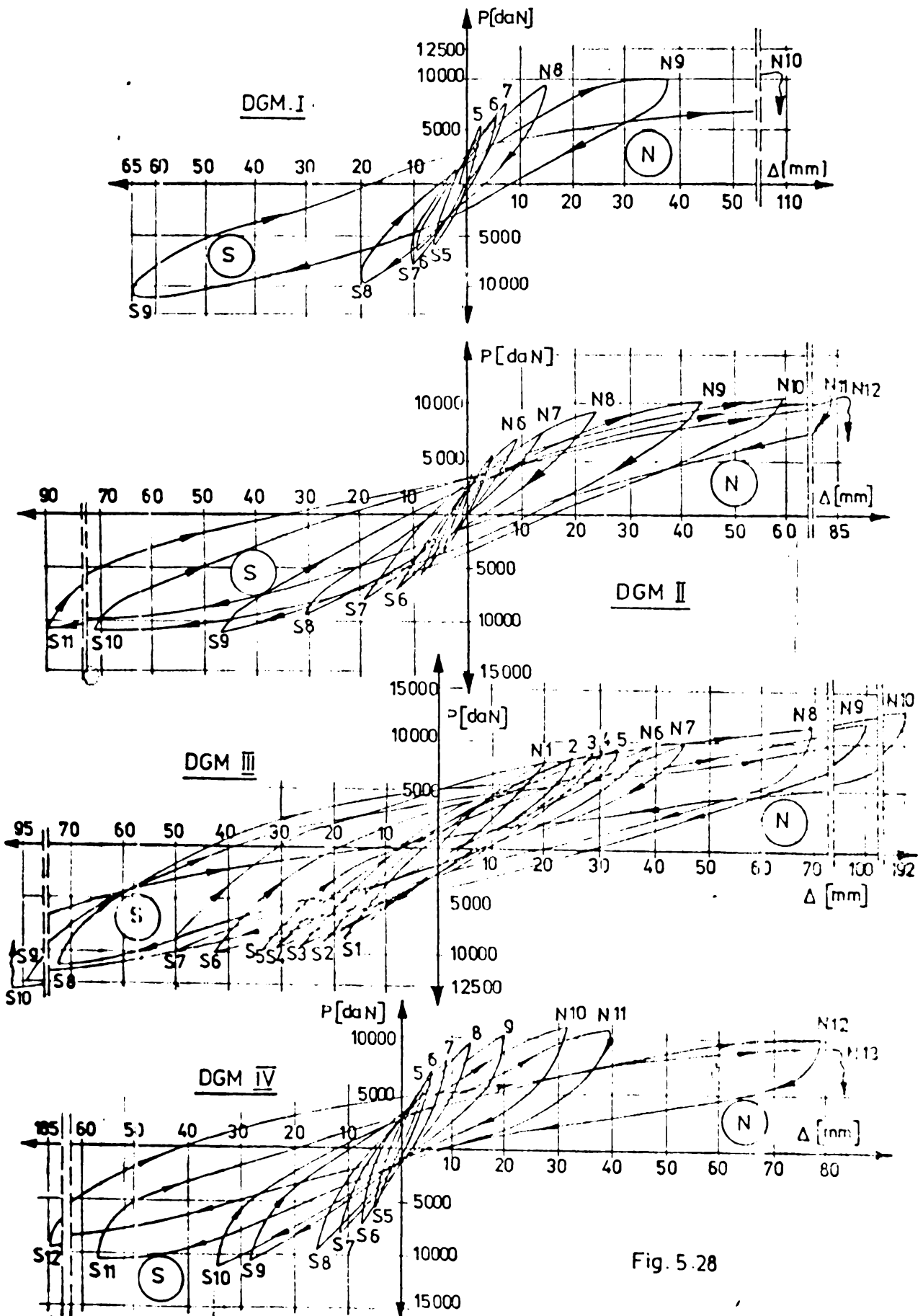


Fig. 5.28

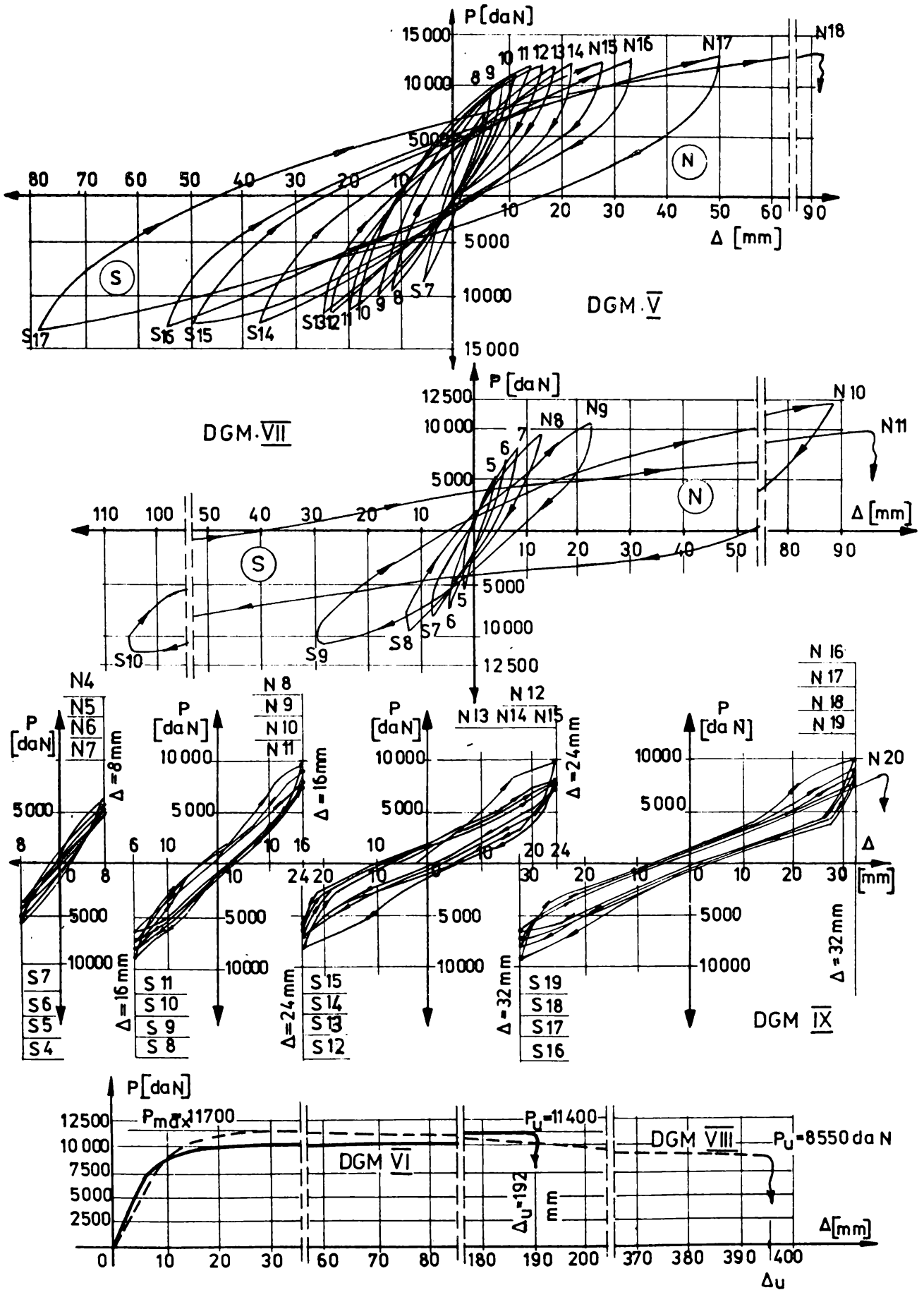


Fig. 5.29

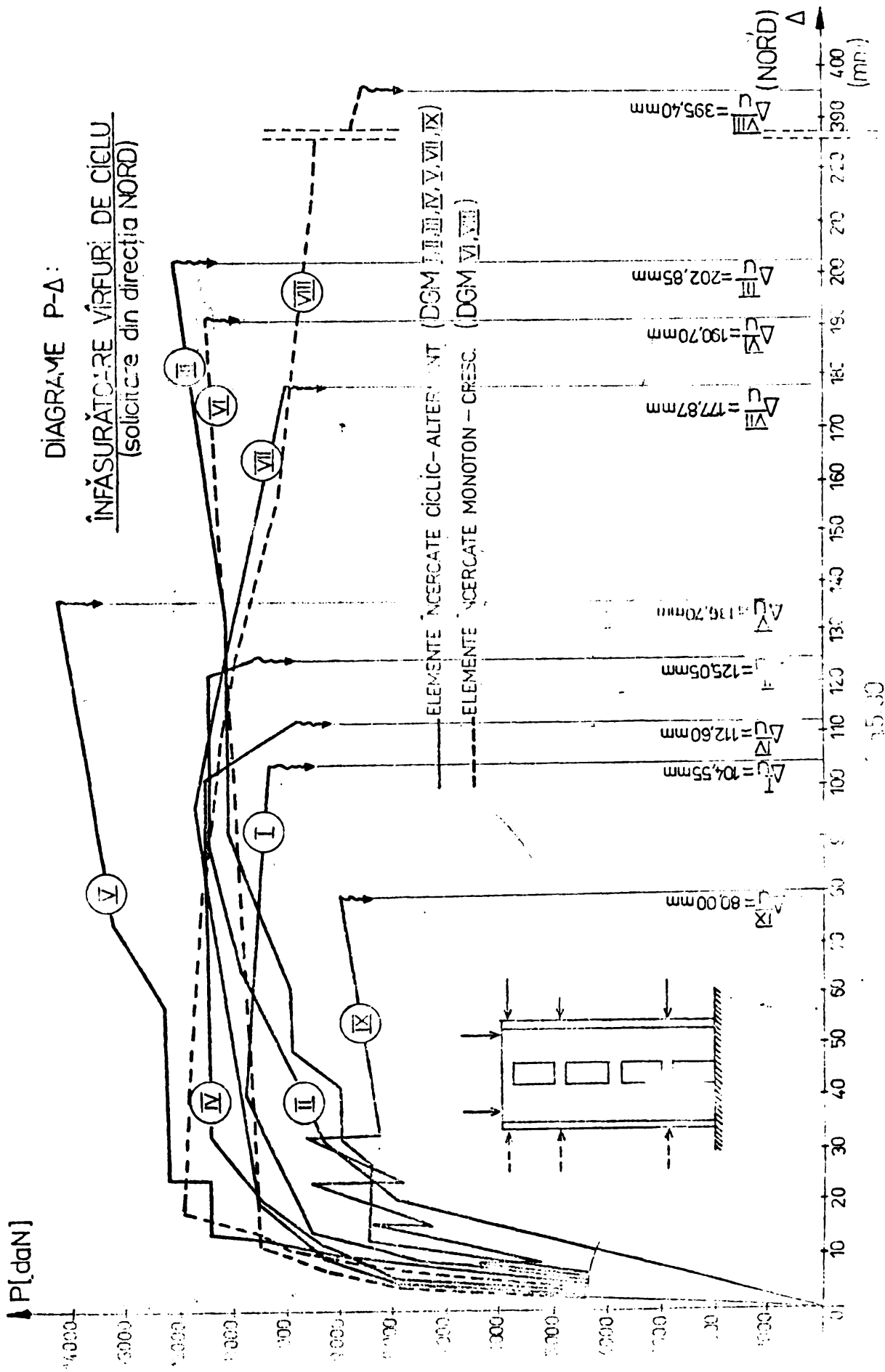
La modelele încercate ciclic-alternant după principiul forțelor impuse (DM I,II,III,IV, V și VII), curbele marchează în general un răspuns bun al modelelor de solicitari, caracteristic unor diafragme bine conformate a căror deforșabilitate este dictată în principal de compresiunea excentrică, dar apare în același timp și fenomenul de descreștere a porțiunii terminale a curbelor, caracteristic (conform curbei 3 din fig.4.12) diafragmelor cu goluri la care forța capabilă scade prin ieșirea treptată din lucru a unor rigle de cuplare. Valorile maxime ale forțelor orizontale, atinse în fiecare ciclu de încărcare, pentru toate modelele încercate, au fost prezentate în tabelele 5.5 și 5.6. la pct.5.3.3.

Pentru o mai clară ilustrare a comportării modelelor sub sarcinile orizontale, în fig.5.50 sînt prezentate relațiile

$P - \Delta$, construite ca diagrame înășurătoare a viriurilor de cicluri pentru elementele încercate ciclic-alternant - DM I,II,III,IV,V,VII și IX (reprezentarea făcîndu-se numai pentru ciclurile de încărcare din direcția Nord), în comparație cu elementele încercate monoton-crescător - DM VI și VIII (curbele reprezentate cu linie întreruptă). Din figură se remarcă evident faptul că încărcarea ciclică a avut un puternic efect asupra rigidității diafragmelor și asupra capacității de deformare a acestora.

5.4.4. Perioada proprie de vibrație a modelelor

Studiile și cercetările efectuate asupra unor structuri solicitate la încărcări ciclice /10,23,29,49,76,80,126,128,155,179,185/ și unele referiri la literatura de specialitate /8,65,97,98,129,130,140,141,etc), pun în evidență mărimile cinematice fundamentale (deplasări, viteze, accelerații, energii, forțe, tensiuni, deformări, etc) care pot caracteriza răspunsul unei structuri solicitate la acțiuni variabile, cu caracter ciclic-alternant, cum sînt cele seismice. Intre acestea, măsurarea perioadei proprii de vibrație a unei structuri, înainte și după solicitare, poate caracteriza răspunsul structurii, prin modificarea perioadei de vibrație inițiale. Calitativ, fenomenul se poate raporta și la elemente izolate de structura (cum sînt modelele experimentale DM), iar concluzia este că măsurarea perioadei proprii de vibrație a elementului experimental, înainte, în timpul încercării și după



15.30

Încercarea acestui, reprezintă o metodă globală de caracterizare a răspunsului la solicitare, prin variația rigidității elementului. Altfel spus, un element solicitat ciclic-alternant, suferă o degradare a rigidității care se poate pune în evidență și prin modificarea succesivă a perioadei proprii de vibrație inițiale (T_1).

Confera celor arătate experimental /185/, datorită deformațiilor inelastice specifice domeniului postelastice de comportare, pe măsură ce procesul de degradare și modelelor experimentale a avansat, perioada fundamentală inițială a acestora a crescut.

În cadrul programului experimental de față, măsurarea perioadei proprii de vibrații (T_1) a modelelor M5, VII și IX, încărcate ciclic alternant, s-a efectuat în ansamblul de aparate specializate prezentat în fig.5.13 (cu observațiile de la pct. 5.3.4.). Înregistrarea accelerogramelor s-a făcut (cu un înregistrator rapid cu viteză de înaintare a benzii de 50 mm/sec) în mai multe etape :

- pe elementul neîncărcat (perioada inițială T_1);
- după parcurgerea a 3,6,8,12,16 cicluri complete de încărcare la MGM V, a 3,6,9 cicluri la MGM VII și a 3,7,11,15 cicluri la MGM IX;
- înainte de rupere (după ciclul 17 la MGM V, ciclul M10 la MGM VII și după ciclul 13 la MGM IX).

Valorile medii obținute pentru perioada proprie T_1 , (fără considerarea amortizării), sînt prezentate la cap.6. al lucrării iar în fig.5.31 sînt prezentate pentru ^{exemplificare} o parte din accelerogramele ridicate cu ocazia încercării modelului MGM IX.

5.5. Concluzii privind încercările experimentale

Încercările experimentale desfășurate asupra modelelor de diafragme cu un singur gir de goluri au scos clar în evidență modul de comportare și de rupere a acestora sub efectul unor încărcări orientate ciclic-alternante sau monoton-crescătoare.

În primul rînd s-au delimitat strict cele două domenii de comportare a diaframelor : domeniul elastic și cel postelastice iar în al doilea rînd s-au evidențiat rezervele mari de capacitate portantă pe care le dețin diafragmele cu goluri, în afara domeniului de comportare elastic.

Concluziile care se desprind din încercările experimentale sînt următoarele :

- cedarea diaframelor cu goluri (de tipul celor încercate) se produce prin modificarea continuă a schemei statice a acestora,

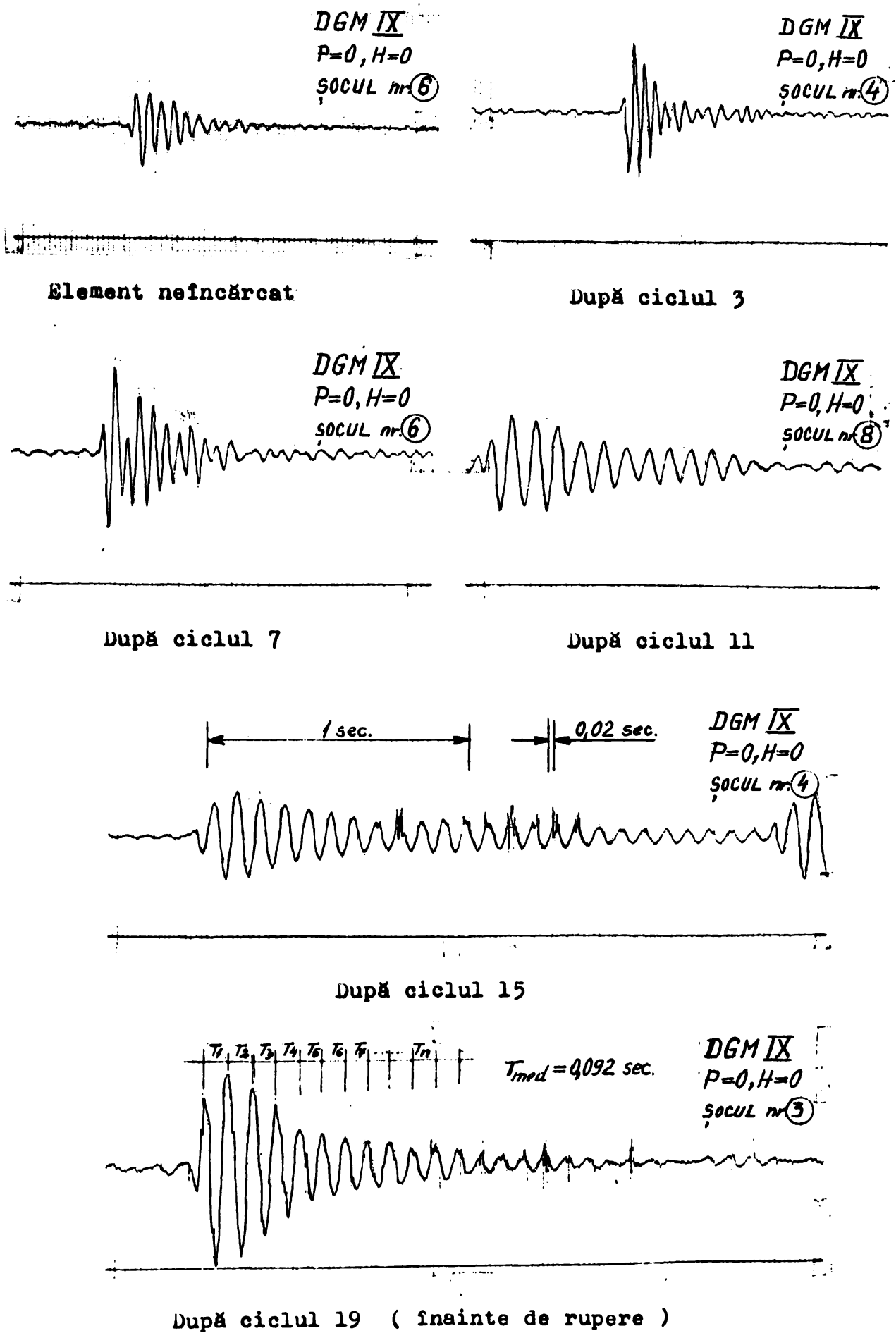


Fig.5.31

determinată ieşirii din lucru a riglelor şi a montanşilor ;

- ieşirea din lucru a riglelor şi a montanşilor are loc prin apariţia şi dezvoltarea unor articulaţii plastice (zone plastice) în cele mai solicitate secţiuni (secţiuni critice), localizate de regulă la capetele riglelor de cuplare şi la baza montanşilor ;

- articulaţia plastică poate fi considerată formată într-o secţiune de beton armat, atunci când în această a avut loc atât curgerea armaturii întinse cât şi zdrobirea betonului comprimat ;

- ordinea de formare a articulaţiilor plastice poate fi dirijată prin proiectarea diafragmelor, iar la elementele încercate a fost conformă cu prevederile teoretice : întâi la capetele tuturor riglelor, apoi la baza montanşilor ;

- riglele cele mai solicitate au fost întotdeauna cele intermediare (riglele de la nivelul 2 sau 3), cele extreme (nivelul 1 şi 4) ieşind ultimele din lucru ;

- deşi este posibil uneori să apară deformaţii de curgere în armătura de la baza montanşilor înaintea celor din riglele de cuplare, procesul de formare a articulaţiilor plastice şi degradare a betonului avansează mult mai repede în riglele de cuplare decât în montanşi ;

- la toate diafragmele încercate, s-a făcut puternic simţită influenţa forţei tăietoare, care a grăbit degradarea rigidităţii şi capacităţii portante a acestora ;

- cedarea diafragmelor a fost însoţită frecvent de deschideri ale rosturilor de turnare de la bază, nivelului 1 şi uneori la nivelul 2, de deplasări mari la vîrf, de fiabări ale armaturii comprimate la baza montanşilor, de zdrobiri ale betonului comprimat şi de fisurări înclinate din forţe tăietoare ;

- capacitatea de deformare postelastice a diafragmelor (ductilitatea) a fost puternic influenţată de modul de încercare şi de nivelul treptelor de încercare, de modul de armare şi de procentele de armare a riglelor şi montanşilor, de calitatea betonului şi de confinarea acestuia în capetele secţiunii montanşilor ;

Avînd în vedere mecanismul de rupere a diafragmelor şi ordinea de ieşire din lucru a elementelor componente, se poate conchude că riglele de cuplare, care din punct de vedere al procentului de armare longitudinală ($p = 0,4 \%$) sînt elemente de beton armat, au funcţionat ca principalii disipatori de energie ai diafragmelor, în raport cu montanşii, care din punct de vedere al procentului de armare longitudinală ($p = 0,14 \%$) se apropie de elementele din beton slab armat.

Cap.6. CONSECINȚELE ȘI CONCLUZIILE LA EVALUAREA DUCTILITĂȚII,
A CAPACITĂȚII DE ABSORBȚIE, A RĂZBOIEI ȘI A PERIOADULUI
PROPRIU DE VIBRAȚIE LA DIAFRAGMELE CU GOLURI, SOLII ȘI
TĂLĂ DE FUNDĂ ORIZONTALĂ ALTELUNDĂ.

6.1. Evaluarea ductilității diafragmelor cu goluri

Capacitatea de deformaare postelastica a modelelor experimentale (ductilitatea) s-a studiat pornind de la considerațiile făcute în cap.3. (pct.33) și în cap.4.(pct.4.1.), conținând cărora în concepția de proiectare antisismică, se urmărește obținerea unor structuri capabile să se deformeze ductil sub efectul unor încărcări ciclice, în domeniul inelastic, deoarece este neeconomic pentru majoritatea structurilor din beton armat, să se încerce a rezista forțelor generate în timpul unor cutremure puternice, în limitele unui răspuns elastic.

6.1.1. Ductilitatea de element și de deplasare)

Calculul factorului de ductilitate μ_{Δ} s-a făcut cu ajutorul relației (4.16) conform căreia $\mu_{\Delta} = \Delta_i / \Delta_c$, cu observația că valorile Δ_i reprezintă deplasările efective din încovoiere a diafragmelor, eliminându-se efectele parazite ale alunecării ansamblului model-fundaj și ale rotirii acestuia. Astfel, cu notațiile din fig.6.1, Δ deplasarea ultimă la virful modelului, în ciclul i a fost :

$$\Delta_i = \Delta_{\max} - \Delta_{d,f} \quad (6.1)$$

unde :

$$\Delta_{\max} = \Delta_i + \Delta_d \quad (6.2)$$

Δ_{\max} - deplasarea totală a diafragmei la virf, înregistrată de fleximetrele F_4 , respectiv F_4' (fig.5.12) ;

Δ_d - deplasarea (alunecarea) orizontală a fundației modelului, înregistrată de fleximetrele F_0 , respectiv F_0' (fig.5.12);

iar :

$$\Delta_{d,f} = \alpha \cdot \Delta_f \quad (6.3)$$

Δ_f - deplasarea verticală a fundației datorită rotirii acestuia, înregistrată de microcomparațoarele $C_{01,2}$ (fig.5.12);

$\alpha = H/L$ - coeficient de transformare a deplasării verticale (Δ_f) în deplasarea orizontală a virfului diafragmei ($\Delta_{d,f}$) datorită rotirii acestuia ;

Cu rel.(6.2) și (6.3), rel (6.1) devine :

$$\Delta_i = (\Delta_t - \Delta_d) - \alpha \cdot \Delta_f \quad (6.4)$$

În tabelul 6.1. se prezintă deplasările Δ_i și Δ_e obținute la încercarea ciclic-alternantă a modelelor experimentale MGM I, II, III, IV, V, VII și IX, începând de la ciclul în care s-a produs trecerea modelului în domeniul postelastice.

Pe baza cicloграмelor P- Δ (din fig.5.28, 5.29), construite cu valorile Δ_{max} ($\Delta F_4 - \Delta F_0$), respectiv ($\Delta F_4^* - \Delta F_0^*$), s-au obținut pentru factorii de ductilitate (μ_{Δ}) și pentru ductilitatea cumulată ($\sum \mu_{\Delta}$), valorile din tabelul 6.2. (folosind deplasările Δ_i și Δ_e din tabelul 6.1.)

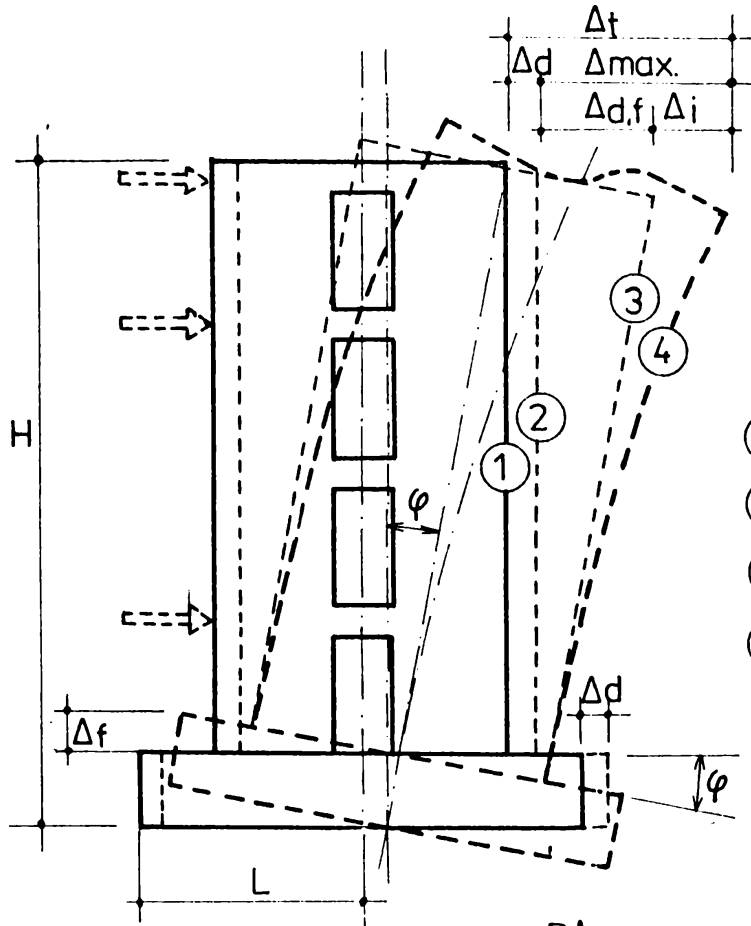
Considerând ductilitatea cumulată ($\sum \mu_{\Delta}$) la un moment dat, definită de suma factorilor de ductilitate ($\sum \mu_{\Delta}$) înregistrați la ciclurile de încărcare parcurse pînă în acel moment, se pot construi pentru elementele experimentale diagramele din fig.6.2.

În fig. 6.3 și 6.4. este reprezentată ductilitatea μ_{Δ} pe cicluri de încărcare (cu precizarea valorilor maxime ale forței orizontale din ciclul respectiv,) pentru elementele încărcate ciclic - alternant.

Analizând datele centralizate în tab.6.2. și în fig.6.2, 6.3 și 6.4 în baza celor prezentate în cap.4., se poate constata faptul că deși modelele încercate se încadrează din punct de vedere ^{geometric} în categoria diafragmelor cu înălțime medie (la limita spre diafragmele scurte), au prezentat sub încărcări o ductilitate de element bună, ceea ce atestă o bună conformare seismică a acestora.

Astfel, toate modelele încărcate ciclic-alternant au prezentat o ductilitate de deplasare, în ultimul ciclu de încărcare, mult mai mare decît 4 (vezi pct.4.2.2), iar modelele MGM II, IV V și IX îndeplinesc și criteriul de ductilitate prezentat la pct. 4.1.6. Pe de altă parte, toate modelele au avut o ductilitate cumulată mai mare decît 16 (vezi fig.6.2.) pe fiecare sens de încărcare, cu valori cuprinse între 16-50, excepție făcînd modelul MGM III la care ductilitatea cumulată a atins valori foarte mari (cca.140) datorită modului diferit de aplicare a solicitărilor orizontale, în raport cu celelalte elemente (vezi tab.5.5 și pct. 5.4. din cap.5.).

Ductilitate mai redusă au prezentat modelele MGM I, II și VII explicația derivînd din mărca redusă a betonului (MGM I- tab.5.2), absența confinării transversale a bulbilor și capetelor lamelare a secțiunii montanșilor (MGM I și II - tab.5.3.) și întărirea legu-



POZITII SUCCESIVE ALE DIAFRAGMEI:

- ① - poziția inițială
- ② - poziția deplasată
- ③ - poziția rotită
- ④ - poziția încovoiată

Fig. 6.1.

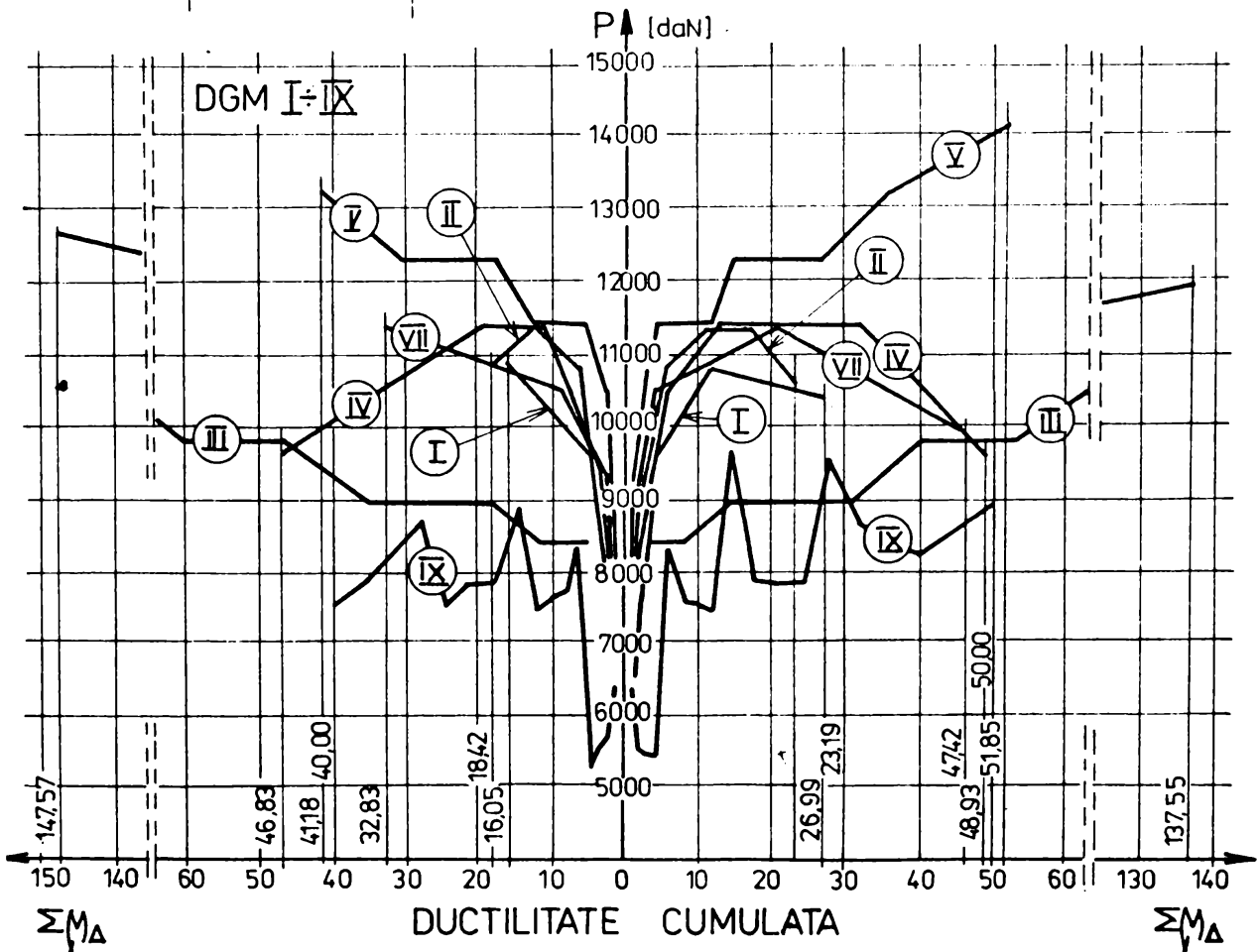


Fig. 6.2.

Tabel 6.1.

Ciclul de încărc.	Δi (max) [mm]														
	DGM I		DGM II		DGM III		DGM IV		DGM V		DGM VII		DGM IX		
	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	
1	05	04	06	14	13,7	24,6	03	0,9	0,6	0,8	04	01	21	21	
2	1,5	14	2,3	3,8	27,9	35,6	1,1	1,4	0,9	1,0	05	05	21	21	
3	2,3	2,5	3,0	4,4	32,3	34,6	2,3	1,6	1,9	1,9	14	1,0	21	21	
4	2,4	3,6	5,7	6,5	40,9	38,7	2,0	2,9	3,0	3,1	2,3	2,0	8,0	8,0	
5	4,2	4,8	4,3	10,4	41,4	42,8	3,5	3,7	3,5	4,8	3,2	3,2	8,0	8,0	
6	8,0	8,3	15,3	17,0	49,6	57,9	5,2	3,9	5,4	6,3	5,0	4,6	8,0	8,0	
7	8,3	8,9	20,6	24,6	61,8	69,3	6,7	8,0	6,9	8,2	6,6	8,7	8,0	8,0	
8	14,1	17,5	32,5	40,3	92,1	109,7	12,3	13,7	10,1	9,7	11,3	13,8	16,0	16,0	
9	40,5	69,6	65,5	71,1	132,0	126,0	20,1	23,7	13,1	14,7	21,5	35,7	16,0	16,0	
10	104,6	-	89,5	102,1	202,9	206,2	33,1	31,7	13,3	18,6	95,7	158,6	16,0	16,0	
11	-	-	121,3	122,8	-	-	43,1	52,3	14,9	20,8	177,9	-	16,0	16,0	
12	-	-	125,1	-	-	-	101,8	186,4	23,2	22,1	-	-	24,0	24,0	
13	-	-	-	-	-	-	112,6	-	24,4	23,6	-	-	24,0	24,0	
14	-	-	-	-	-	-	-	-	24,7	39,1	-	-	24,0	24,0	
15	* deplasarea maximă la virf în ciclul de curgere a armăturii.								-	44,1	50,2	-	-	24,0	24,0
16	** deplasarea la virful diafragmei, la rupere.								-	57,5	58,9	-	-	32,0	32,0
17									-	73,5	88,6	-	-	32,0	32,0
18									-	136,7	-	-	-	32,0	32,0
19									-	-	-	-	-	32,0	32,0
20									-	-	-	-	-	80,0	-
Δc ciclu	6,5 (N6)		19,6 (N7)		5,1 (N1)		6,7 (N7)		8,4 (N8)		6,6 (N7)		8,0 (N4)		

Tabel 6.2.

Ciclul de încărc.	M_A													
	DGM I		DGM II		DGM III		DGM IV		DGM V		DGM VII		DGM IX	
	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud
1	-	-	-	-	2,71	4,86	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	5,53	7,04	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	6,40	6,84	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	8,09	7,67	-	-	-	-	-	-	1,00	1,00
5	-	-	-	-	8,20	8,47	-	-	-	-	-	-	1,00	1,00
6	1,24	1,27	-	-	9,82	11,46	-	-	-	-	-	-	1,00	1,00
7	1,27	1,37	1,05	1,25	12,24	13,73	1,00	1,18	-	-	1,00	1,31	1,00	1,00
8	2,17	2,70	1,66	2,06	18,25	21,73	1,83	2,03	1,20	1,15	1,71	2,08	2,00	2,00
9	6,23	10,71	3,34	3,63	26,14	24,95	2,58	3,52	1,59	1,75	3,26	5,42	2,00	2,00
10	16,08	-	4,56	5,21	40,17	40,82	4,92	4,70	1,58	2,21	14,50	24,02	2,00	2,00
11	-	-	6,19	6,27	-	-	6,39	7,75	1,77	2,47	26,95	-	2,00	2,00
12	-	-	6,39	-	-	-	15,10	2,765	2,76	2,63	-	-	3,00	3,00
13	-	-	-	-	-	-	16,71	-	2,94	2,80	-	-	3,00	3,00
14	-	-	-	-	-	-	-	-	2,90	4,65	-	-	3,00	3,00
15	-	-	-	-	-	-	-	-	5,25	5,97	-	-	3,00	3,00
16	-	-	-	-	-	-	-	-	6,84	7,01	-	-	4,00	4,00
17	-	-	-	-	-	-	-	-	8,75	10,54	-	-	4,00	4,00
18	-	-	-	-	-	-	-	-	16,27	-	-	-	4,00	4,00
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,00	-
ΣM_A	26,99	16,05	23,19	18,42	137,6	147,6	48,93	46,83	51,85	41,18	47,42	32,83	50,00	40,00

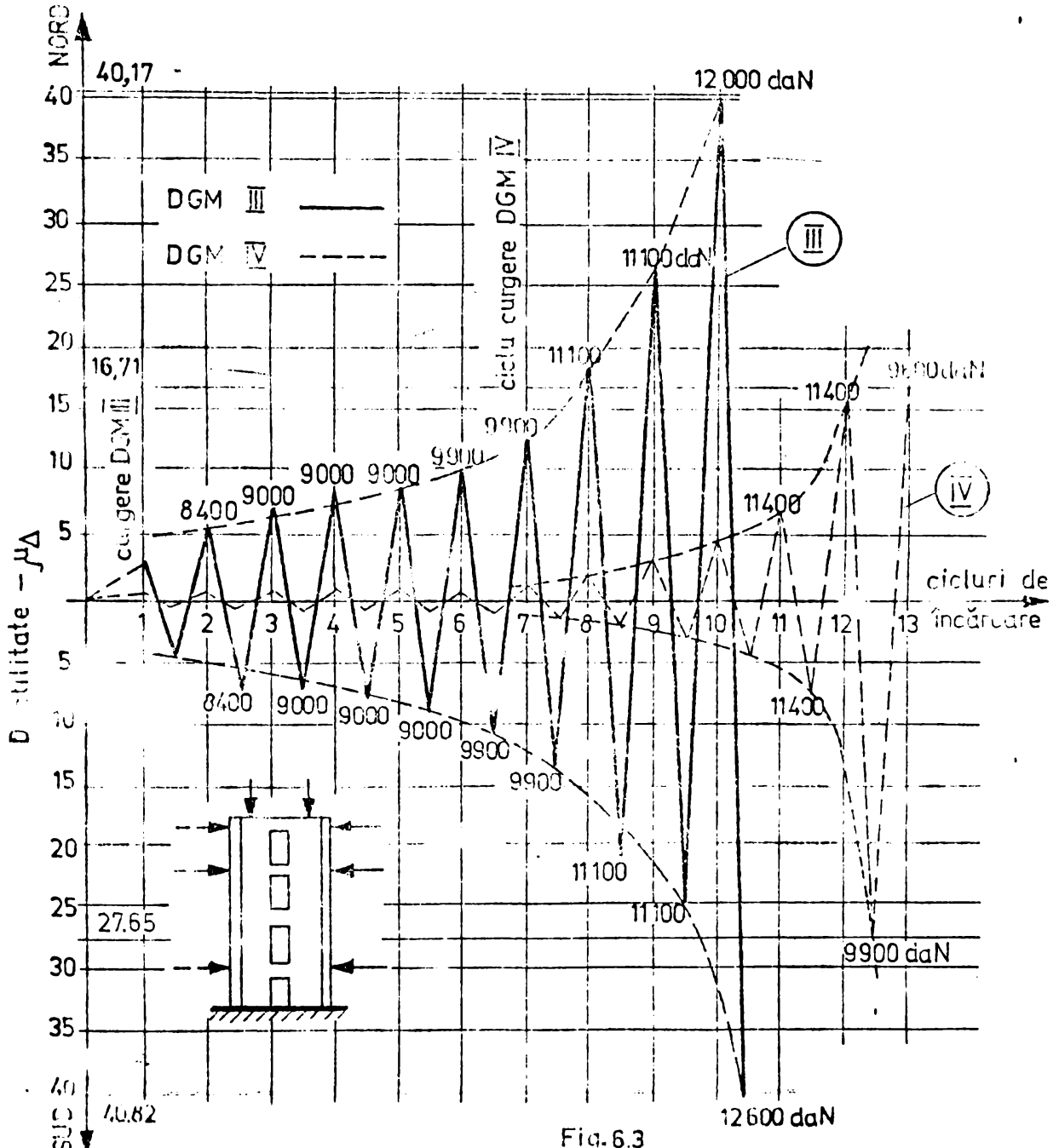
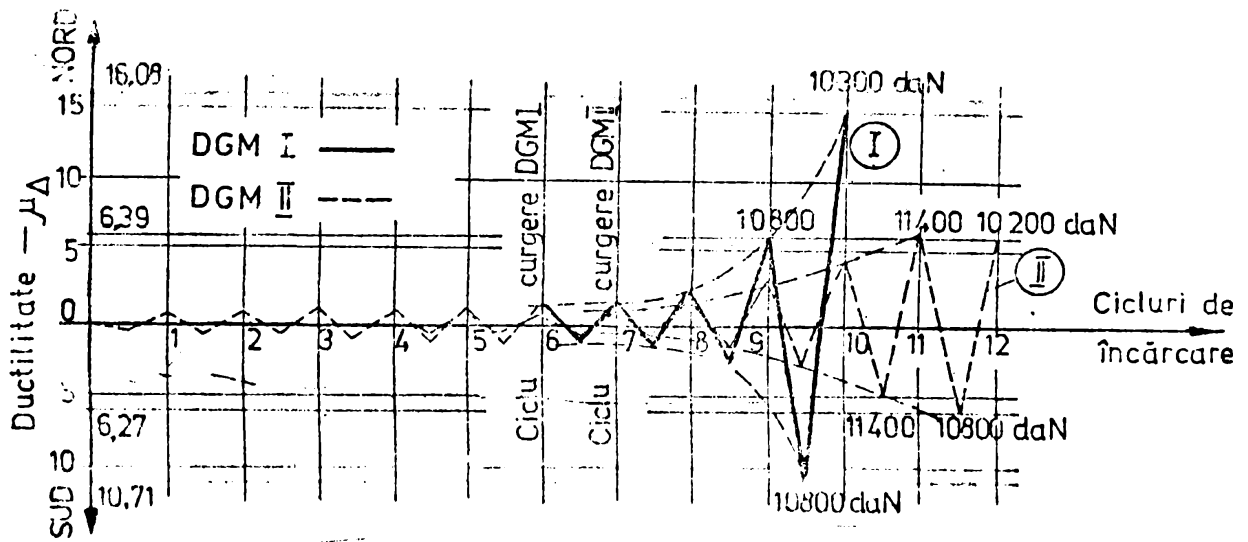
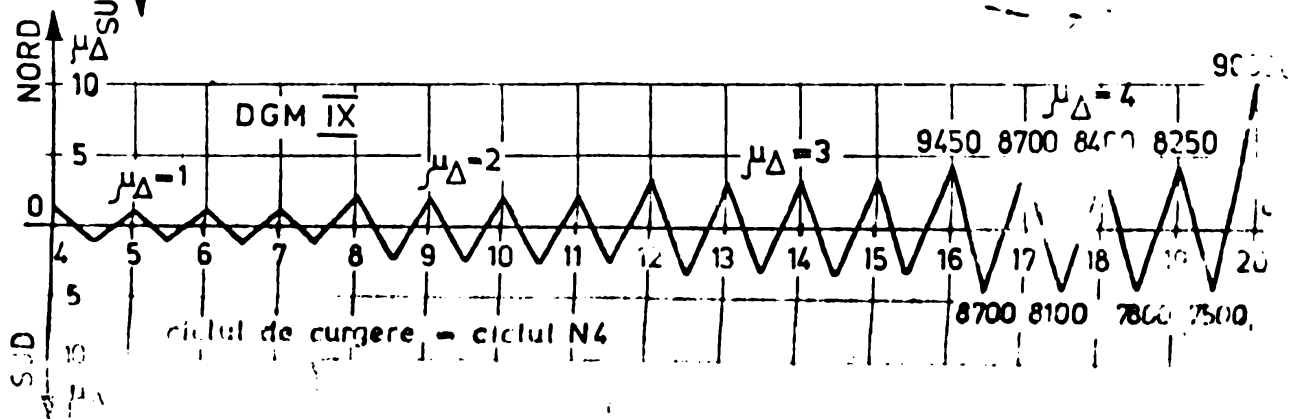
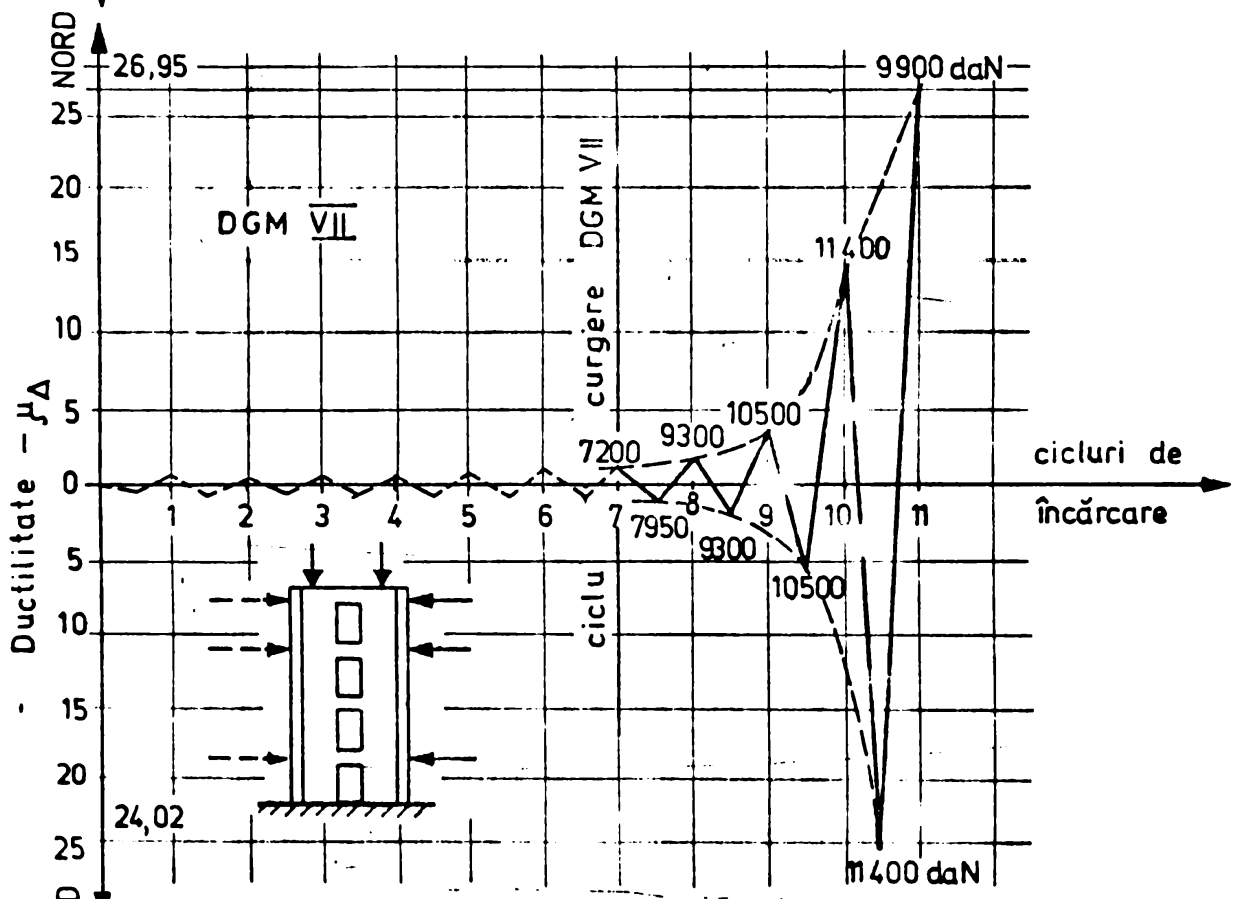
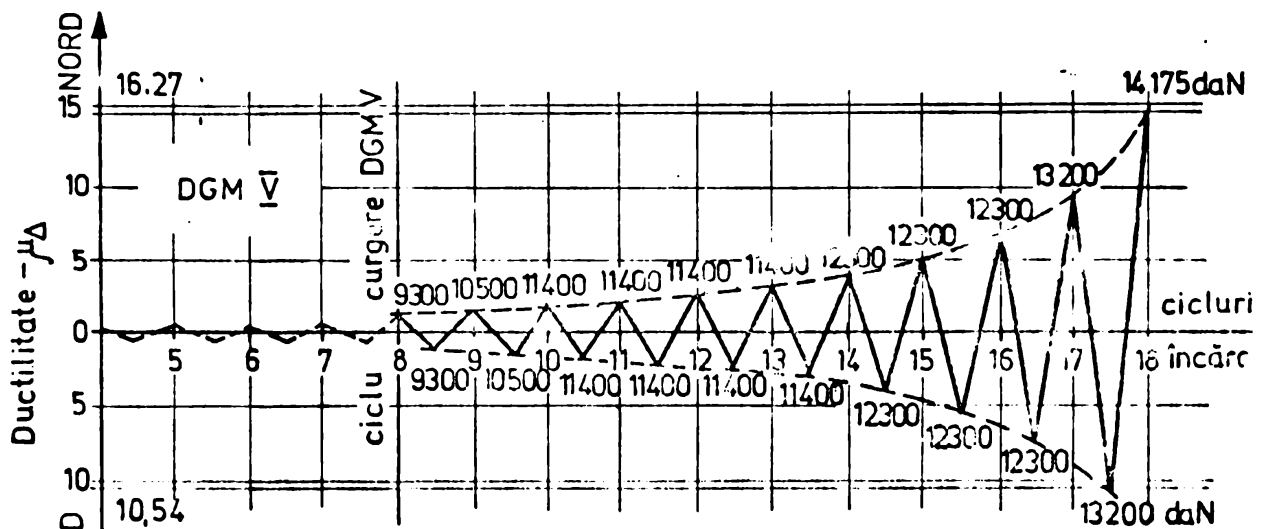


Fig. 6.3



turii între model și fundație DDM VII - tab.5.3.) prin armatura verticală suplimentară în rost, armatura care a mărit capacitatea portantă a modelului dar a limitat deplasările orizontale ale acestuia, scăzând în consecință ductilitatea de deplasare.

O comportare aparte a avut-o elementul DM 18, la care ductilitatea de deplasare a fost dirijată, prin folosirea procedurii de încercare la deplasări libere (vezi pct.5.2.1.).Astfel, susținută prin prisma criteriilor de ductilitate propus de Paulay și Santhakumar /142/, diafragma a avut în 4 cicluri de încărcare consecutive, în ambele sensuri, deplasări de 4 ori mai mari decât cea corespunzătoare curgerii (Δ_c), fără a-și zicșora capacitatea portantă sub 80 %, deci $\sum \mu_{\Delta} > 16$ (fără a lua în considerare ciclul de rupere - a 2o).

O ductilitate cuantată mare a prezentat-o modelul DM V (respectiv și criteriul de ductilitate în regim alternant axis), la care rigiele de captare au fost armate cu armatura încrucișată dispusă după diagonale (vezi tab.5.3.), iar betonul a fost de marcă ridicată (vezi tab.5.2.).

În ceea ce privește armarea montanșilor, s-a constatat că la mărirea procentului de armare longitudinală a montanșilor ductilitatea scade. Astfel modelul DM II avînd un procent de armare longitudinală a capetelor secțiunii montanșilor de 0,14 %, a prezentat o ductilitate mai redusă decît modelul DM I (cu $p = 0,10$ %), deși a avut o marcă de beton superioară acestuia din urmă.

Ductilitatea de deplasare a elementelor DM VI și VIII, încercate monoton-creșcător (dintr-o singură direcție), este dată în tabelul 6.3.

Tabelul 6.3.

Modelul experimental	Forța orizontală de curgere (daN)	Δ_c (cm)	Δ_u (cm)	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_c}$
DM VI	5550	3,81	190,70	50,05
DM VIII	8100	3,01	399,40	49,96

Se remarcă din tabelul 6.3., pentru ambele elemente o ductilitate de deplasare foarte mare, confirmată de altfel și de diagramele forță-deplasare din fig.5.29 și 5,30.

În concluzie, ductilitatea de element, a diafragmelor cu goluri este influențată de mai mulți factori, astfel :

- ductilitatea crește prin confinarea betonului din capetele lamelare și bulbii montanșilor, datorită creșterii rezistenței la compresiune și a deformației limită a betonului din aceste zone (modelele DGM IV, V, VII, IX în comparație cu DGM I, II) ;

- ductilitatea crește prin folosirea unor betoane cu rezistența la compresiune mare (modelele DGM III, IV, V, VII, IX, în comparație cu DGM I) ;

- ductilitatea crește la diafragmele cu rigle de cuplare ardate după diagonală (DGM V în comparație cu DGM I, II, VII) ;

- ductilitatea scade prin mărirea procentului de armare longitudinală a capetelor montanșilor (DGM II în comparație cu DGM I) ;

- ductilitatea este puternic influențată de modul de aplicare al încărcărilor orizontale, crescând atunci când valoarea forței maxime se menține la același nivel pe parcursul a mai multe cicluri de încărcare (DGM III în comparație cu DGM I, II, IV, V, VII).

O altă concluzie importantă este aceea că, la elementele de tipul diafragmelor încercate, având "sveltețea" mai redusă, ductilitatea este puternic influențată de fenomenul de "tăiere repetată", amintit la pct.4.1.7.

Acest fenomen este remarcat în mod deosebit la modelul DGM IX (în ciclograma din fig.5.29 se manifestă aspectul de "ciupire" a curbelor $P-\Delta$, ilustrat în fig.4.12, curbele 4 și 5). Forța tăietoare repetată are drept consecință degradarea rigidității elementului, degradare pusă în evidență pentru DGM IX în fig.6.5. (pentru fiecare nivel de ductilitate impus) prin scăderea nivelului forței P la care s-a atins deformația impusă.

6.1.2. Ductilitatea riglelor de cuplare

Cuipa cum s-a amintit în cap.3. la pct.3.3.2.3 și în cap.4 la pct.4.1.7. al lucrării de față, ductilitatea de curbura, este o caracteristică a unei secțiuni (critice) și nu depinde de modul de solicitare al elementului, iar calculul ductilității de curbura se face cu relația generală (4.6), respectiv rel.(3.20) pentru riglele de cuplare.

Deoarece riglele de cuplare la diafragmele încercate se situează (la limită) în categoria riglelor de cuplare lungi, la care $l_p/h \geq 1,5$, se poate considera alura diagramei curburiilor fiind cea din fig.5.20a, iar $l_p \cong 0,7 n_p / 105$.

Luând în considerare valorile n_p de calcul din tabelul 5.2., relațiile (3.53) și (3.54) din cap.3. și armarea riglelor de cuplare

prezentată în fig.5.3. și 5.4, cu ajutorul abacelor 33-63 din lucr./6/, (pt. $n = 0$ și $n_2/A_1 = 0$), s-au putut determina valorile teoretice ale curburii ultime (ϕ_u) și a celui de curgere (ϕ_c), pentru riglele de cuplare ale diafragmelor încercate, respectiv ductilitatea de curbură (teoretică) μ_{gr} a acestora, valori prezentate în tabelul 6.4, împreună cu capacitatea de rotire teoretică (θ_{rp}) a articulațiilor plastice calculată cu rel. (3.5).

Tabelul 6.4.

Modelul experimental	R_c [daN/cm ²]	$\alpha = \frac{A_a \cdot \bar{R}_a}{b \cdot h_{or} \cdot \bar{R}_c}$	$\phi_u \cdot h_r$ [rad]	$\phi_c \cdot h_r$ [rad]	$\phi_u \cdot 10^6$ [rad/mm]	$\phi_c \cdot 10^6$ [rad/mm]	$\mu_{gr} = \frac{\phi_u}{\phi_c}$	$\theta_{rp} = (\phi_u - \phi_c) l_p$ [rad]
DM I	82,0	0,061	0,0460	0,00260	230	13,0	17,69	0,0304
DM II	113,5	0,044	0,0543	0,00252	274	12,6	21,74	0,0365
DM III	120,1	0,042	0,0550	0,00251	275	12,6	21,33	0,0367
DM IV	113,9	0,044	0,0543	0,00252	274	12,6	21,74	0,0365
DM V	134,7	0,07	0,0555	0,00249	273	12,5	22,24	0,0372
DM VI	96,4	0,052	0,0512	0,00255	256	12,8	20,00	0,0341
DM VII	115,0	0,043	0,0549	0,00252	275	12,0	21,80	0,0367
DM VIII	120,0	0,042	0,0550	0,00251	275	12,6	21,33	0,0367
DM IX	111,5	0,045	0,0546	0,00253	273	12,7	21,50	0,0365

Din tab.6.4. rezultă că atât ductilitatea de curbură a riglelor cât și capacitatea de rotire a articulațiilor plastice de la capetele acestora (calculate teoretic), au valori apropiate pentru toate modelele încercate, depinzând numai de rezistența betonului la compresiune (R_c), restul parametrilor fiind constanți pentru toate riglele de cuplare.

Experimental, determinarea ductilității de curbură a riglelor de cuplare (cu acceptarea definiției de mai sus a curburii), nu este semnificativă, începându-se mult de realitate, datorită deteriorării continue a coalucării dintre beton și armătură la capetele riglelor și datorită apariției fisurilor diagonale din forța tăietoare. În acest caz măsura cea mai sigură de apreciere a capacității de deformare postelastica a riglelor este factorul de ductilitate a rotirilor (μ_{gr}), calculat conform rel.(3.21).

Acceptând ipoteza indeformabilității axiale a montajilor cu notațiile din fig.6.6. (vezi și fig.2.21 și 2.19) rotirea riglelor de cuplare în zona articulațiilor plastice (la capete) - θ_r poate fi calculată cu rel.(3.19) adaptată la situația con -

ereta a elementelor încercate, sub forma :

$$\theta_r = \frac{\Delta F}{h} \cdot \frac{l}{I_r} \quad (6.5)$$

unde : $\frac{\Delta F}{h} = \theta_m$ - rotirea montanșilor pe înălțimea unui nivel, obținută experimental ca raport al deplasărilor orizontale relative de nivel înregistrate de flexiometrele F_j (fig.5.12) față de înălțimea nivelului ;

$l = 1240$ mm, distanța între centrele de greutate ale secțiunii montanșilor ;

$I_r = 334$ mm, deschiderea de calcul a riglei de cuplare (zona deformabilă), calculată conform fig.3.17.a., cu relația $I_r = I_0 + 0,27 \cdot n_r / 1127$.

În tabelul 6.5. se prezintă valorile experimentale ale rotirilor ultime (θ_{ru}) și a rotirilor de curgere (θ_{re}) ale riglelor de cuplare, calculate cu rel.(6.5), rotirile plastice (θ_{rp}) calculate cu rel. (3.14) și factorul ductilității de rotire ($\mu_{\theta r}$) calculat cu relația (3.21). Se menționează că valoarea rotirii de curgere (θ_{re}) din tabel a-a determinat pentru fiecare riglă de cuplare în ciclul și la forța orizontală la care în riglă respectivă a apărut curgerea în armătură (menționate în tabel), iar rotirea θ_{ru} s-a determinat pentru toate riglele, cu deplasările maxime înregistrate în ultimul ciclu de încărcare din direcția respectivă.

Analizând valorile factorului de ductilitate al rotirilor ($\mu_{\theta r}$) din tab.6.5. și reprezentarea grafică a acestora din fig. 6.7. se constată următoarele :

- riglele de cuplare ale diafragmelor încercate prezintă în general o ductilitate de rotire bună ($\mu_{\theta r} > 7,141$), care confirmă valorile ridicate ale ductilității de curbura ($\mu_{\phi r}$) teoretice, prezentate în tabelul 6.4. ;

- ductilitatea cea mai ridicată s-a înregistrat la rigla în care a început curgerea armăturii (rigla de la nivelul 2 sau 3 - vezi și tab.5.8), iar ductilitatea cea mai scăzută în riglele de la nivelul 1 sau 4, mai puțin solicitate. Acest aspect este confirmat în parte și de valorile rotirilor plastice ale riglelor (θ_{rp}), de regulă mai mari la riglele de la nivelele 2 și 3, existînd și câteva excepții în care deși θ_{rp} este mare la riglele de la nivelul 4 (vezi tab.5.8), ductilitatea de rotire este mai scăzută, datorită apariției tirzii a curgerii în armătura acestor rigle ;

Tabelul 6.5.

Modelul experimental	Rigla la nivel	Ciclul (forța) de curgere	Retirarea riglei ϵ_r (rad)			$\mu_{-tr} = \frac{\epsilon_{ru}}{\epsilon_{rc}}$
			ϵ_{rc}	ϵ_{ru}	$\epsilon_{rp} = \epsilon_{ru} - \epsilon_{rc}$	
JGM I	1	N8(9600)	0,0109	0,0793	0,0684	7,27
	2	N6(6000)	0,0071	0,1097	0,1026	15,45
	3	N9(10500)	0,0098	0,1127	0,1029	11,50
	4	N9(9000)	0,0147	0,1161	0,1014	7,90
JGM II	1	N6(6900)	0,0109	0,1029	0,0920	9,44
	2	N5(5550)	0,0083	0,0909	0,0826	10,95
	3	N6(6900)	0,0079	0,1086	0,1007	13,75
	4	N6(6900)	0,0180	0,0984	0,0804	5,47
JGM III	1	N1(7650)	0,0150	0,1106	0,0956	7,37
	2	N1(6000)	0,0117	0,1488	0,1371	12,72
	3	N1(4500)	0,0062	0,1305	0,1243	21,05
	4	N1(7650)	0,0188	0,1292	0,1104	11,90
JGM IV	1	N8(9300)	0,0091	0,0551	0,0460	6,05
	2	N10(10800)	0,0226	0,0799	0,0573	3,54
	3	N7(7950)	0,0078	0,0587	0,0509	7,53
	4	N9(9000)	0,0121	0,0870	0,0749	7,19
JGM V	1	N10(10800)	0,0079	0,0804	0,0725	10,11
	2	N8(8400)	0,0065	0,0932	0,0867	14,30
	3	N9(9900)	0,0112	0,1180	0,1068	10,49
	4	N9(10500)	0,0120	0,1137	0,1017	9,43
JGM VI	1	6900	0,0038	0,0516	0,0478	13,53
	2	5550	0,0026	0,0743	0,0717	28,07
	3	10500	0,0103	0,1114	0,1011	10,81
	4	11400	0,1550	0,3735	0,2285	2,47
JGM VII	1	N9(9900)	0,0143	0,0953	0,0790	6,52
	2	N8(8400)	0,0101	0,2010	0,1909	19,90
	3	N7(7200)	0,0070	0,1695	0,1625	24,21
	4	N9(9000)	0,0181	0,1688	0,1507	9,32
JGM VIII	1	8400	0,0055	0,1950	0,1895	35,45
	2	8100	0,0071	0,3229	0,3158	45,48
	3	9900	0,0113	0,3552	0,3439	31,43
	4	10200	0,0116	0,3375	0,3259	33,40
JGM IX	1	N12(9000)	0,0132	0,0345	0,0213	2,61
	2	N8(8400)	0,0148	0,0678	0,0530	4,58
	3	N8(8400)	0,0167	0,0897	0,0730	5,37
	4	N12(8700)	0,0229	0,0682	0,0453	2,39

- în ansamblu retririle plastice ale riglelor, determinate experimental (ϵ_{rp}), sînt de 2 pînă la 5 ori mai mari decît capacitățile de retire plastică (ϵ_{rp}) teoretice calculate în tab. 6.4..Diferențele mari, se datoresc faptului că în calcul nu se ține seama de influența fisurării betonului întins din zona plastică, de lunecarea armaturii în beton și de efectele forței

tăietoare în rigle, factori care duc la creșterea deplasării relative de nivel a diafragmei și în consecință la creșterea (în ultimile cicluri de încărcare) puternică a rotirii θ_{Pu} și deci a factorului μ_{Or} . Pentru exemplificare în figura 6.8. este redat aspectul rotirii de la nivelul 5 a modelului MCM VIII la rupere, rotire deosebit de mare, ilustrată și de aspectul armăturii riglei de cuplare după rupere, prezentat în fig. 6.9.

- cele mai mari rotiri plastice ale riglelor de cuplare (de 9-le ori mai mari decât capacitatea teoretică de rotire plastică) și în consecință cele mai mari valori ale ductilității de rotire a riglelor, s-au înregistrat la diafragmele încercate monoton-crescător, MCM VI și în special la MCM VIII, la care de altfel s-a înregistrat și o ductilitate de element (μ_{Δ}) foarte mare (vezi tabelul 6.3.).

Fenomenul se poate explica prin aceea că nefiind supuse unor încercări ciclice, diafragmele au avut o scădere lentă a rigidității iar procesul de degradare s-a accentuat doar la valori mari ale încărcării orizontale, când deplasările de vîrî (deci și rotirile riglelor) au atins valori foarte mari (vezi fig. 5.20 și 5.24);

- ductilitatea de rotire a riglelor este puternic influențată de modul de încărcare ciclic-alternant, edificator în acest sens fiind exemplul diafragmei - model MCM IX, care fiind solicitată după procesul deplasărilor impuse la un număr mare de cicluri alternaute de încărcare, a suferit o degradare rapidă a rigidității încă din primele cicluri de solicitare. Urzarea a fost, atingerea unei ductilități de rotire și a unei rotiri plastice, mult mai reduse decât celelalte modele;

- armarea riglelor de cuplare cu armătură după diagonalele, îmbunătățește capacitatea de rotire plastică a acestora și în consecință ductilitatea de rotire (după cum rezulta din compararea valorilor μ_{Or} la MCM V cu cele ale modelului MCM IV);

- armarea transversală a riglelor de cuplare (strierii), influențează de asemenea ductilitatea acestora astfel: îngesirea strierilor reduce capacitatea de rotire plastică a riglelor și deci ductilitatea de rotire a acestora. Afirmația este motivată prin compararea ductilității experimentale a riglelor de la modelele MCM II, IV și VII care au fost turnate din beton de aceeași marcă (vezi tab. 5.2.), au avut același procent de armare longitudinală a montanșilor și a riglelor (vezi tab. 5.3.) și au fost încercate după același procedeu, la un număr de cicluri alternaute apropiat (vezi tab. 5.4), diferențele constând în armarea transversală a riglelor (vezi tab. 5.5).

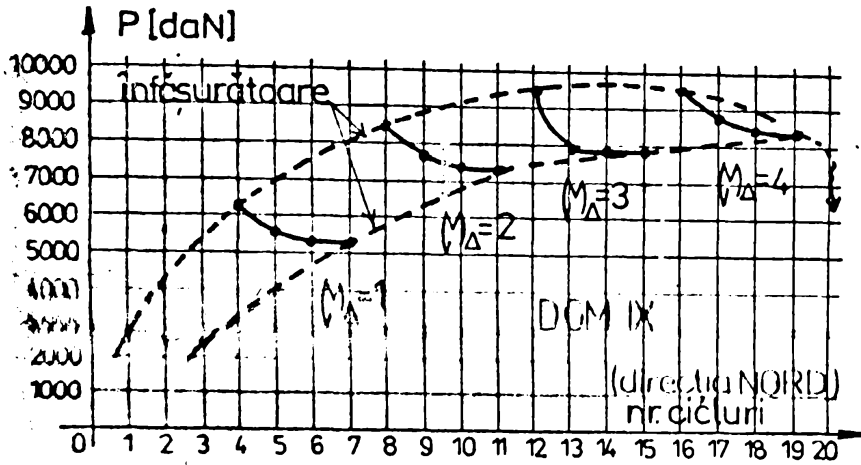


Fig. 6.5.

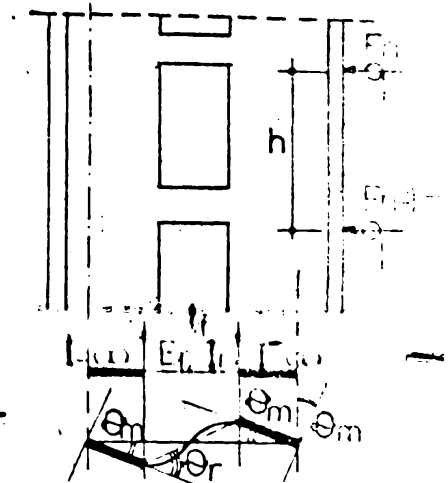


Fig. 6.6.

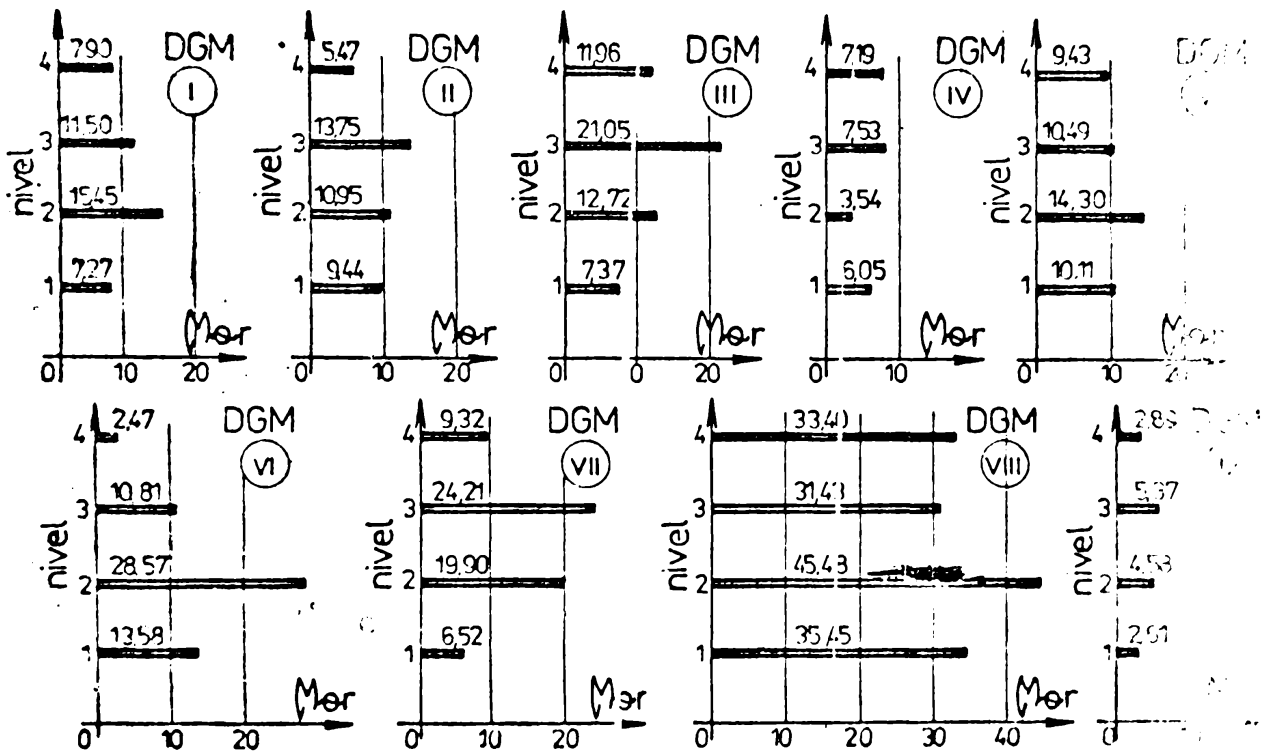


Fig.6.7

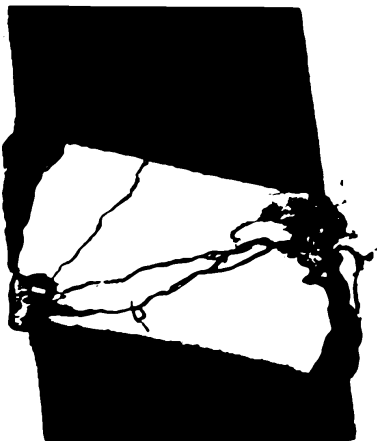


Fig. 6.8

V3



Fig. 6.9

În aceste condiții, ductilitatea riglei nivelului I la ICM VII (cu etrieri la 3 cm distanță), a fost scăzută în raport cu cea a riglei I la ICM II (cu etrieri la 4 cm), iar ductilitatea riglelor 2, 3 și 4 (cu etrieri la 5 cm) la ICM VII, a fost mult mai mare decât a riglelor (de la aceleași nivele) la ICM II și IV având etrierii la 4 cm distanță.

Explicația constă în faptul că îndesirea etrierilor mărește rezistența betonului comprimat din zona plastică a riglei de cuplare, întârziind apariția curgerii în armătura întinsă a riglei (crește σ_{cr}) și astfel factorul μ_{cr} scade. Concluzia obținută, sugerează necesitatea aranșii transversale a riglei r de cuplare, cu procente de armare optime care să confere riglelor o ductilitate corespunzătoare fără însă a diminua capacitatea portantă a acestora, ținând cont că în condițiile unor solicitări alternante de tip seismic, deteriorarea puternică a betonului în zonele critice de la capătul riglelor de cuplare, determină necesitatea negli-jării aportului acestuia la preluarea forței tăietoare, etrierii, dimensionându-se în consecință pentru a prelua întreaga forță tăietoare. În acest context, se poate considera că prevederile instruc-țiunilor P.35 - 82 /100/ în legătură cu dimensionarea armaturilor transversale la riglele de cuplare a diafragmelor cu goluri sînt corespunzătoare.

Cercetările de față au scos în evidență și faptul că la rig-
lele de cuplare cu caracteristici geometrice apropiate de ale rig-
lelor scurte (ca cele ale diafragmelor încercate), aranșea cu car-
case înclinate încrucisate, care lucrează atât la încovoiere cît
și la forța tăietoare, satisface mai bine atât condiția de capaci-
tate portantă cît și cea de ductilitate, sistemul fiind limitat
însă, doar de condiția unei greșii minime necesare a diafragmelor
de 22 cm /6/, sau chiar 20 cm după /50,177/.

6.1.3. Ductilitatea montanșilor

Pentru montanșii diafragmelor încercate ductilitatea de dep-
lasare poate fi considerată egală cu ductilitatea de element (μ_{Δ})
calculată la pot.6.1.1., deoarece deplasările orizontale ale celor
doi montanși au fost practic aceleași, datorită legăturilor dintre
montanși.

Ductilitatea de curbura (secțională) μ_{ϕ} , exprimată prin
rel. (5.20), respectiv prin relația generală (4.6), ca raport al
curburii ultime a secțiunii critice (ϕ_{u}) față de curbura cores-
punzătoare curgerii armăturii în secțiunea respectivă (ϕ_{e}), pen-

te să fie determinată teoretic conform /150/, cu abacele din lucr./6/

Astfel, luând în considerare valorile M_0 din tabelul 5.2., relațiile (3.53) și (3.54) și armarea montanilor prezentată în fig.5.3. și 5.4., rezultă ductilitatea de curbare (teoretică) a montanților (μ_ϕ) și capacitatea de retire plastică a acestora (θ_{pp}) din tabelul 6.6, cu observația că lungimea zonei de articulație plastică s-a considerat cea calculată cu rel.(3.2), adică $l_p = 0,4 h + 0,05 h$.

În tabelul 6.6 ductilitatea și θ_{pp} s-au calculat pentru ambele sensuri de solicitare la fiecare diafragmă, deci pentru cazurile când capătul lamelar (dinapre gel) al secțiunii montantului este comprimat și când bulbul este comprimat.

Tabelul 6.6

Modelul experimental	capătul comprimat	$\phi_u \cdot h$ [rad]	$\phi_c \cdot h$ [rad]	$\phi_u \cdot 10^6$ [rad/mm]	$\phi_c \cdot 10^6$ [rad/mm]	$\mu_{\phi m} = \frac{\phi_u}{\phi_c}$	$\theta_{mp} = \frac{\phi_u - \phi_c}{l_p}$ [rad]
DGM I	lamelar	0,026	0,0030	32	3,7	8,65	0,0148
	bulb	0,055	0,0030	68	3,7	18,38	0,0337
DGM II	lamelar	0,032	0,0025	39	3,1	12,58	0,0188
	bulb	0,055	0,0026	63	3,2	21,25	0,0339
DGM III	lamelar	0,034	0,0025	42	3,1	13,55	0,0204
	bulb	0,055	0,0026	68	3,2	21,25	0,0339
DGM IV	lamelar	0,034	0,0025	42	3,1	13,55	0,0204
	bulb	0,055	0,0026	68	3,2	21,25	0,0339
DGM V	lamelar	0,035	0,0024	43	2,9	14,83	0,0210
	bulb	0,054	0,0025	66	3,1	21,29	0,0329
DGM VI	lamelar	0,028	0,0028	34	3,4	10,00	0,0160
	bulb	0,055	0,0027	68	3,3	20,01	0,0339
DGM VII	lamelar	0,033	0,0025	41	3,1	13,22	0,0198
	bulb	0,055	0,0026	68	3,2	21,25	0,0339
DGM VIII	lamelar	0,034	0,0025	42	3,1	13,55	0,0204
	bulb	0,055	0,0025	69	3,1	21,93	0,0340
DGM IX	lamelar	0,032	0,0025	39	3,1	12,58	0,0188
	bulb	0,055	0,0026	68	3,2	21,25	0,0339

Analizând valorile teoretice din tab.6.6. se pot desprinde următoarele observații :

- curbura de curgere (δ_c) a secțiunii montanșilor are practic aceleași valori pentru un model, atât pentru cazul când este comprimat capătul lamelor (dinspre gol) al secțiunii, cât și atunci când este comprimat bulbul, ceea ce permite afirmația că δ_c nu depinde semnificativ de raportul A_2/A_1 până la atingerea limită de curgere în sraștură, depinzând în schimb de marca betonului (R_c crescând odată cu scăderea mărcii betonului - vezi δ_c la DM I și la care au n_c cea mai mică în tab.5.2.) ;

- curbura ultimă (δ_u) în schimb, are pentru fiecare model valori mult diferite pentru cele două direcții de solicitare, fiind de 1,5 - 2 ori mai mare pentru cazul când bulbul este comprimat (deci când $A_2/A_1 > 0$, decît atunci când este comprimat capătul lamelor ($A_2/A_1 = 0$). Pentru δ_u influența mărcii betonului este puțin semnificativă, manifestîndu-se doar în sensul scăderii raportului între curburile ultime corespunzătoare celor două sensuri de solicitare (la același element) cînd n_c este mare (vezi DM V la care raportul este aprox.1,5), sau creșterii acestuia (pînă la 2-2,1) cînd n_c este scăzut (vezi DM I și VI) ;

- factorul de ductilitate al rotirilor (μ_{rot}) prezintă (ca o consecință a celor arătate cu privire la curbură) valori mult diferite pentru cele două direcții de solicitare la același element, raportul acestora fiind cuprins între 1,4 la modelul cu R_c mare (DM V) și 2,1 la modelele cu R_c cel mai mic (DM I și VI). În același timp creșterea mărcii betonului duce la creșterea ductilității de rotire pentru ambele direcții de solicitare.

- capacitatea de rotire plastică teoretică (θ_{ap}) în secțiunea critică a montanșilor, este mai mică de 1,5 - 2,2 ori (la același model) pentru cazul când capătul comprimat al secțiunii este cel lamelar ($A_2/A_1 = 0$), raportul crescînd la modelele cu n_c scăzut (DM I și VI). Pe de altă parte valoarea θ_{ap} este aprox.aceiași (indiferent de n_c) pentru cazul când bulbul este comprimat și crește cu creșterea mărcii betonului (DM V) cînd capătul lamelar este comprimat.

Experimental, valorile factorului de ductilitate al curburilor (μ_{ca}) s-au determinat pe baza măsurătorilor tensometrice făcute pe armătura întinsă și betonul comprimat din capetele secțiunii montanșilor. Astfel, luînd în considerare valorile ϵ_a și ϵ_b stabilite în secțiunea critică de la baza montanșilor (cu tensorezistoarele din fig.5.12), s-au stabilit (conform fig.6.10) valorile curburilor ultime și a celor de curgere cu relație (3.1), au observația că

atunci fiind deformația specifică a betonului comprimat nu a putut fi înregistrată corect datorită zdrobirii betonului și ieșirii din lucru a tensorezistorului de pe beton, calculul curburii s-a făcut cu relația (6.6), introducând ϵ'_a din armătura comprimată în loc de ϵ_b (fig.6.1b) :

$$s = \frac{|\epsilon_a| + |\epsilon_b|}{h_0} = \frac{|\epsilon_a| + |\epsilon'_a|}{h_0} \quad (6.6)$$

În tabelul 6.7 se prezintă valorile experimentale ale curburilor la secțiunea critică de la baza montanșilor și valorile factorului de ductilitate ($\mu_{\delta m}$), obținute din încercările modelelor experimentale, cu observația că valorile curburilor ultime s_u sînt obținute pe baza ultimelor valori ϵ_a și ϵ_b care s-au putut măsura experimental (în realitate curbura ultimă și deci factorul de ductilitate, avînd valori mai mari decît cele din tabelul 6.7).

În tabelul 6.7. se prezintă și valorile determinate experimental ale rotirii plastice θ_{mp} calculate cu rel.(6.5), în care lungimea zonei plastice (l_p) de la baza montanșilor are valorile stabilite experimental pe baza deformațiilor specifice în armătura longitudinală din montanși.

Avînd în vedere faptul că deformațiile specifice în armătura și beton nu au putut fi înregistrate pînă în ultimele cicluri de încărcare, se poate determina valoarea rotirii plastice la baza montanșilor (θ_{mp}) porînd de la afirmațiile făcute la pct.5.5.3.3 conștient că peste limita elastică a rotirii montanșului (θ_{mc}) rotirea în continuare se datorează exclusiv rotirii articulației plastice de la bază (θ_{ap}) și de la semnificația geometrică a rotirii plastice, aceea de valoare a unghiului făcut de tangenta la virful elementului deformat și poziția inițială a acestuia (fig.3.22).

Cu notațiile din fig.3.22.b, rezultă :

$$\theta_{ap} \approx \operatorname{tg} \theta_{ap} = \frac{\Delta_{mp}}{H} = \frac{\Delta_{mn} - \Delta_{mg}}{H}, \text{ unde :} \quad (6.7)$$

H - distanța pe verticală între flexometrele $F_4(F'_4)$ și $F_0(F'_0)$, conf. fig.5.12 ;

Δ_{mn} - săgeata (deplasarea totală la virf a montanșilor (conf. fig.6.1. și rel.6.4.) ;

Δ_{mg} - săgeata corespunzătoare formării articulației plastice la baza montanșului .

Label 6.7.

Model experimental	Direcția de solicitare	Montant (capătul comprimat)	$\phi_u \cdot 10^6$ [rad] [mm]	$\phi_c \cdot 10^6$ [rad] [mm]	$\mu_{\phi_m} = \frac{\phi_u}{\phi_c}$	$l_p^{exper.}$ [mm]	$\theta_{mp} = (\phi_u - \phi_c) l_p$ [rad]
GM I	Nord	N(lamelar)	22,99	2,33	9,87	1000	0,0207
		S(bulb)	10,90	3,35	3,25	1000	0,0076
	Sud	N(bulb)	11,41	2,74	4,16	1000	0,0087
		S(lamelar)	16,29	2,30	7,08	1000	0,0140
GM II	Nord	N(lamelar)	19,47	2,83	6,88	800	0,0133
		S(bulb)	10,81	3,35	3,22	600	0,0045
	Sud	N(bulb)	5,79	2,55	2,27	800	0,0026
		S(lamelar)	18,11	2,48	7,30	600	0,0094
GM III	Nord	N(lamelar)	4,55	2,77	1,63	600	0,0011
		S(bulb)	5,72	2,49	2,30	400	0,0013
	Sud	N(bulb)	4,78	2,59	1,84	600	0,0013
		S(lamelar)	8,64	2,86	3,02	400	0,0023
GM IV	Nord	N(lamelar)	20,21	4,34	4,56	600	0,0093
		S(bulb)	6,59	4,40	1,50	400	0,0008
	Sud	N(bulb)	5,49	1,97	2,78	600	0,0021
		S(lamelar)	12,18	2,08	5,85	400	0,0040
GM V	Nord	N(lamelar)	13,20	3,84	4,74	800	0,0115
		S(bulb)	14,70	3,86	3,79	600	0,0065
	Sud	N(bulb)	9,78	2,27	4,31	800	0,0060
		S(lamelar)	16,12	2,43	6,63	600	0,0082
GM VI	Sud	N(bulb)	8,69	2,61	3,33	300	0,0018
		S(lamelar)	29,28	3,56	8,22	400	0,0103
GM VII	Nord	N(lamelar)	7,45	2,36	3,16	600	0,0031
		S(bulb)	3,82	2,49	1,53	500	0,0007
	Sud	N(bulb)	6,47	2,30	2,81	600	0,0025
		S(lamelar)	9,03	1,69	5,34	500	0,0037
GM VIII	Sud	N(bulb)	7,97	2,77	2,88	600	0,0031
		S(lamelar)	24,66	2,46	10,03	700	0,0155
GM IX	Nord	N(lamelar)	7,55	2,47	3,06	600	0,0030
		S(bulb)	8,09	3,75	2,15	600	0,0020
	Sud	N(bulb)	4,53	2,33	1,95	600	0,0013
		S(lamelar)	7,52	2,35	3,20	600	0,0031

Astfel, pe baza deplasărilor la vîrfurile montajilor (măsurate experimental), s-au determinat valorile rotirilor plastice din tab. 6.8., pentru ultimele cicluri de încărcare.

Tabelul 6.8.

Model experimental	Montajul (solicitarea în bulb)	Deplasări la vîrf Δ (mm)			h (mm)	$\theta_{ap} = \frac{\Delta_{ap}}{h}$ (rad)
		Δ_{mu}	Δ_{ac}	Δ_{ap}		
M1 I	N (întindere)	104,55	40,00	64,55	3900	0,0165
	S (comprimare)	104,55	40,30	63,75	3900	0,0163
M2 II	N (întindere)	125,05	59,40	65,65	3920	0,0167
	S (comprimare)	125,05	55,50	69,55	3920	0,0177
M3 III	N (comprimare)	206,15	127,30	78,35	3920	0,0199
	S (întindere)	206,15	86,30	119,35	3920	0,0304
M4 IV	N (întindere)	112,60	31,50	81,10	3920	0,0206
	S (comprimare)	112,60	33,00	79,60	3920	0,0203
M5 V	N (întindere)	136,70	23,50	113,20	3920	0,0288
	S (comprimare)	136,70	24,80	111,90	3920	0,0285
M6 VI	N (comprimare)	190,70	21,80	168,90	3920	0,0430
	S (întindere)	190,70	16,10	174,60	3920	0,0445
M7 VII	N (întindere)	177,87	59,10	88,70	3920	0,0226
	S (comprimare)	177,87	50,20	127,67	3920	0,0325
M8 VIII	N (comprimare)	395,40	19,60	379,80	3920	0,0969
	S (întindere)	395,40	6,90	388,50	3920	0,0991
M9 IX	N (întindere)	30,00	8,00	72,00	3920	0,0183
	S (comprimare)	30,00	8,00	72,00	3920	0,0183

după cum rezultă din tabelul 6.8. și fig.6.12, rotirile plastice la baza mentanșilor calculată cu rel.(6.7), au valori în general mai mari decât cele din tabelul 6.7.determinate pe baza deformațiilor specifice din armătură și beton (rel.3.5), explicația fiind prezentată mai sus. În scrib valorile θ_{ap} astfel obținute se apropie de valorile rotirilor capabile teoretice prezentate în tabelul 6.6. Din compararea rotirilor plastice experimentale din tab.6.8. cu rotirile capabile din tabel.6.6 se observă că, la toate dintragașele încercate ciclic-alternant, rotirile plastice la baza mentanșilor nu au atins valorile rotirilor plastice capabile pentru cazul cînd în zona comprimată a secțiunii mentanșilor s-a aflat bulbul, iar pentru situația cînd capătul lamelar a fost comprimat,rotirile capabile plastice fiind mai mici, nu fost epuizate și chiar depășite de cele experimentale.

C situație cu totul deosebită, apare la elementele încercate monoton-crescător (M6 VI și VIII), la care rotirile plastice experimentale au depășit mult capacitatea de retire plastică teoretică (la M8 VIII de 3-4 ori), situația fiind confin-

mată și de ductilitatea de deplasare (μ_{Δ}) obținută la aceste elemente (vezi tab.6.3.).

Pentru modelele încercate ciclic-alternant se remarcă faptul că σ_{mp} crește la folosirea unor betoane cu n_g ridicat (BGM III, V, VII), sau cu capetele secțiunii montanșilor confinate (BGM V, VII), nefiind însă influențată de creșterea procentului de armare longitudinală în montanși.

În fig.6.12 a și b sînt redată comparativ valorile retrăiri - lor plastice prezentate în tabelele 6.6, 6.7 și 6.8., iar în fig. 6.12.c. sînt redată ductilitățile secționale obținute experimental în montanșii modelelor încercate (valorile din tabel 6.7. pentru solicitarea din direcția sud).

Din analiza datelor cuprinse în tab.6.7 și în fig.6.12 se desprind următoarele concluzii :

- ductilitatea secțională (μ_{sz}) - se poate constata că valorile ductilității sînt de regulă mai mari la montanșul "întins" decît la cel "comprimat" (pentru fiecare direcție de solicitare a diafragmelor), deci montanșul întins (cel situat în partea dinșpre care a fost aplicată forța orizontală) are în seoa comprimată capătul lăzilor al secțiunii, în timp ce montanșul comprimat are bulbul situat în zona comprimată a secțiunii.

Pentru exemplificare în fig.6.12.c. sînt prezentate grafic valorile factorului μ_{sz} obținute la solicitarea din direcția SU a modelelor (conform tabel 6.7.) și se poate observa clar că ductilitatea a fost întotdeauna mai mare în montanșul "întins".

Constatarea nu este în concordanță cu concluzia de la pct. 3.3.3.3, conform căreia la o diafragmă cu geluri solicitată în principal de încheiere, montanșul comprimat are o curbură plastică mai mare ca a montanșului întins.

Explicația constă în faptul că la solicitarea dintr-o direcție (parecare) în montanșul "întins" încercările gravitaționale N sînt diminuate de suma forțelor tăietoare din rigle ($\sum T_p$), în timp ce la montanșul "comprimat" acestea s-au adunat la forța gravitațională (fig.6.11). Acest lucru a avut ca efect creșterea puternică a deformațiilor de întindere în arăturile montanșului "întins" în raport cu cel comprimat, mai ales la valori mari ale forțelor orizontale, de aici rezultînd creșterea curburii ultime (s_u) a montanșului "întins" în raport cu cel comprimat, în timp ce la valori mici ale forțelor orizontale efectul este mai redus, deci curbura de curgere (s_g) a celor doi montanși sînt relativ apropiate. Consecința este creșterea retrăirii plastice (σ_{mp}) a montanșului întins.

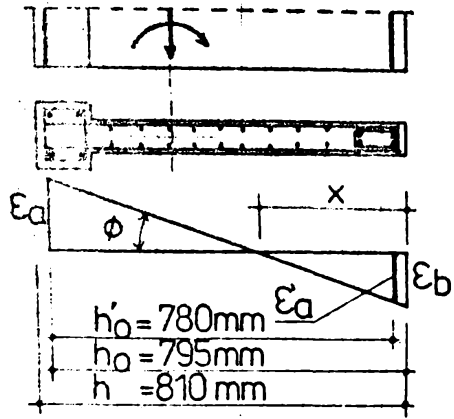


Fig. 6.10.

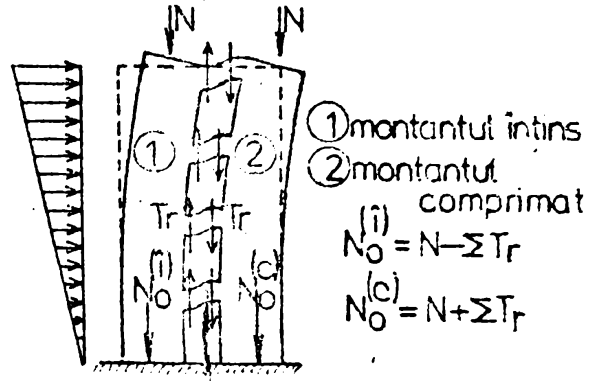


Fig. 6.11.

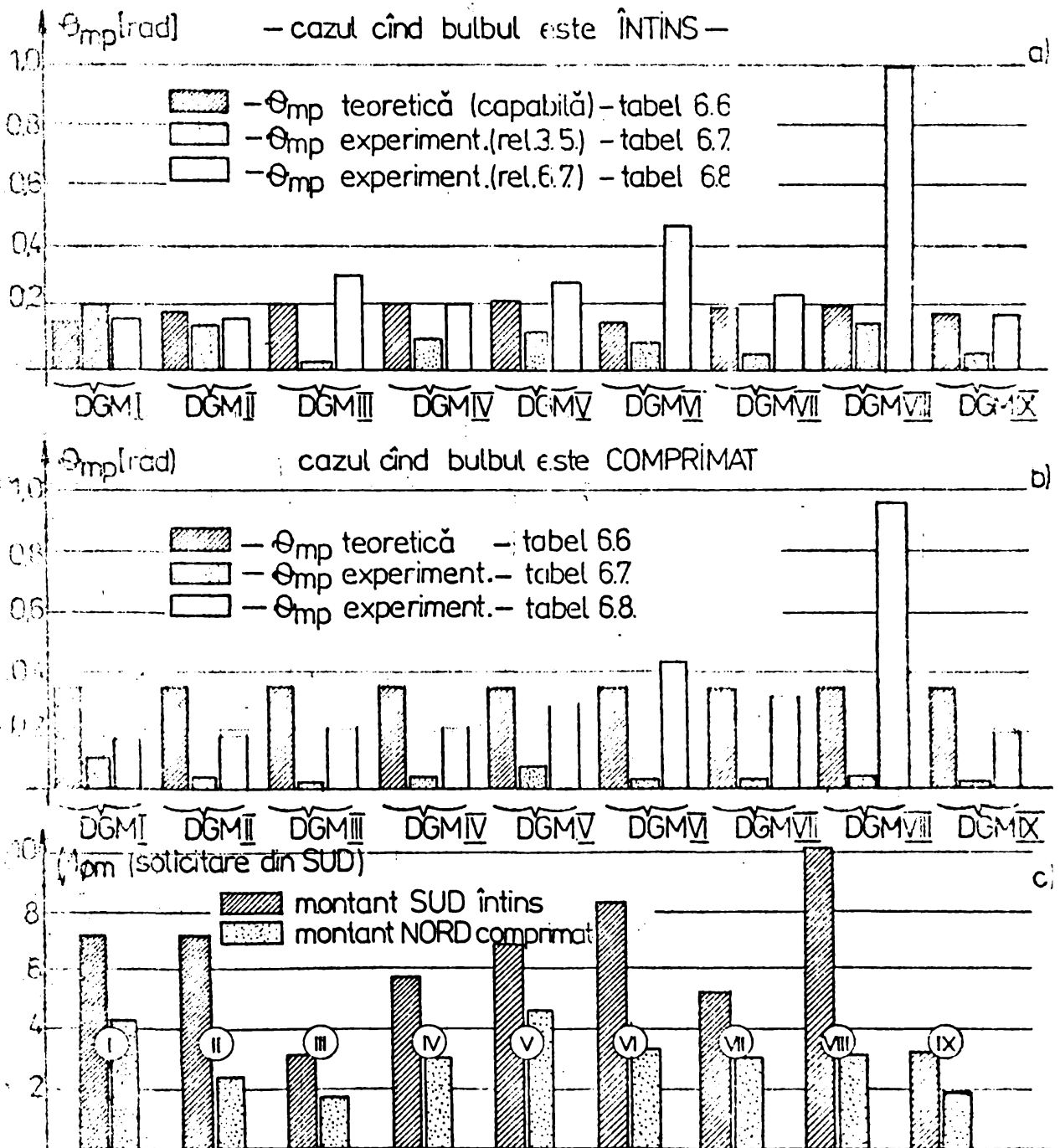


Fig. 6.12.

Efectul se manifestă cu atât mai mult cu cât rigiile de cuplare sînt mai rigide (mai scurte) și deci transmit momentelor ferge mai mari, obligînd montanții "compriși" să se ridice la limita cazului I de compresiune excentrică (vezi pct. 3.2.4.1, fig.3.7) în apropierea "punctului de balans", de la care forța axială devine preponderantă.

Pe ansamblul elementelor încercate ductilitatea secțională (calculată cu rel.3.5) cea mai scăzută s-a înregistrat la modelul DM III, la care s-a obținut ductilitatea de element cea mai ridicată (vezi tab.6.2, fig.6.2 și 6.3). Explicatia poate fi pusă exclusiv pe seama modului de aplicare a încărcărilor orizontale (vezi cap.5., pct.5.5.), conform cărui modelul DM III a fost supus din primul ciclu de încărcare la ferge orizontale ridicate ($P = 8400 \text{ daN}$), în ciclul întâi producîndu-se și trecerea modelului în domeniul de comportare postelastic. În acest fel toate celelalte cicluri de încărcare (pînă la rupere) au generat săgeți mari în vir., rezultat de aici ductilități mari de deplasare.

Ductilitatea secțională de asemenea scăzută, s-a înregistrat de modelul DM IA (model care a prezentat o degradare rapidă a rigidității), confirmată și de valorile ductilității de element (vezi tab.6.2.) mai scăzute (în ultimele cicluri) în raport cu celelalte modele.

Ductilitatea secțională mai ridicată, s-a înregistrat la modelul DM I, la care procentul mai mic de armătură longitudinală din capetele secțiunii montanților ($p = 0,10\%$, conform tab. 5.3.) și marea sa scăzută a betonului (tab.5.2.), au permis atingerea unor curburi mai ridicate în secțiunile de la baza montanților, la valori relativ scăzute ale fergelor orizontale, de aici rezultînd factori μ_{sa} mai ridicați.

Apreciind simplă ductilitatea secțională a montanților diafragmelor încercate, în funcție de poziția axei neutre în secțiunea de la bază (vezi pct.4.1.6 și lucr./141/), se constată că la toate elementele înălțimea relativă a zonei comprimate (fig. 3.10) a respectat condiția :

$\xi = x/h_0 \leq 0,15$, care conferă elementului o ductilitate de curbura $\mu_g > 6,6$, iar la modelele DM VII și VIII, în care fisura de la baza montanților a pătruns aproape întreaga secțiune a acestora, pînă la aprox. 10 cm de cupătul opus (vezi fig.5.18), se poate scrie :

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{100}{795} = 0,125 < 0,15$$

de unde : $x = 0,125 h_0$

Introducând această valoare în expresia curburii (rel.5.7.), rezultă :

$$\delta_u = \frac{\epsilon_{bu}}{1,25 \pi} = \frac{0,0035}{1,25 \cdot 0,125 \cdot n_0} = \frac{0,0224}{n_0}$$

Cu $\delta_0 = 0,003/n_0$ (conform rel.5.8), ductilitatea de curbura va fi:

$$\mu_{\delta_m} = \frac{\delta_u}{\delta_0} = \frac{0,0224}{0,003} = 7,47$$

deci o ductilitate secțională corespunzătoare și din acest punct de vedere.

În altă ordine de idei, raportînd valorile experimentale ale curburilor, ale factorului μ_{δ_m} și ale rotației plastice (ϵ_{mp}), la cele teoretice corespunzătoare (tab.6.6), se poate constata că experimental a confirmat observațiile făcute la analiza teoretică, asupra curburilor (δ_0) corespunzătoare curgerii arăturii întinse, care au valori apropiate indiferent de direcția de solicitare și poziția dependentă de raportul A_2/A_1 al secțiunii montanșilor, în timp ce valorile curburilor ultime înregistrate (δ_u), depind mai mult de poziția montanșului respectiv față de forța orizontală (fiind de regulă mult mai mari în montanșul "întins" situat în partea în care este aplicată forța orizontală), decât de raportul A_2/A_1 al secțiunilor.

Această constatare are influența asupra capacității de rotație plastică în secțiunea critică de la baza (ϵ_{mp}) și respectiv asupra factorului ductilității secționale (μ_{δ_m}), făcîndu-le de pendente cel mai mult de același factor : poziția montanșului față de direcția de aplicare a forțelor orizontale, celorlalte factori fiind mai puțin semnificativi.

În ceea ce privește lungimea zonei de articulație plastică (l_p), determinată experimental pe baza deformațiilor specifice ale arăturii longitudinale din montanși și a celor din beton, se reamăna din tab.6.7. că a fost cuprinsă între (300-1000)mm, valori care reprezintă (0,075-0,25) l_0 , față de valoarea teoretică $l_p = 524$ mm calculată cu rel(5.5) dată de /130/.

6.1.4. Concluzii cu privire la ductilitatea modelelor experimentale

a) Ductilitatea secțională a montanșilor este mai mare atunci cînd zona comprimată a secțiunii acestora este dezvoltată sub formă de bulb sau talpa, deoarece în acest fel sînd înălțimea zonei comprimate și crește valoarea curburii ultime, rezultatul fiind creșterea factorului ductilității secționale. La diafragmele cu un

singur gir de goluri dispuse simetric, avind riglele de cuplare mai rigide și un număr redus de niveluri (max.5), efectul dezvoltării zonei comprimate asupra ductilității este anulat de efectul negativ al majorării forțelor axiale în montanțul " comprimat " la care caracteristicile de ductilitate sînt mai mici (vezi.fig.6.12.c.), astfel că : ductilitatea secțională a montanșilor și capacitatea de rotire plastică în secțiunea de la baza acestora, sînt caracterizate de montanțul " întins " și sînt aproximativ aceleași pentru abia montanși, deoarece sub încălzirea ciclic-alternantă acțiunea ajung fiecare în poziția " întins ", în mod succesiv. Altfel spus, la distragemele (cu goluri) mai puțin evoluate, avind raportul n/n apropiat de 2, ductilitatea secțională a montanșilor este puternic influențată de creșterea solicitării axiale datorită acțiunii indirecte a încălzirilor orizontale, creștere care, suprapunându-se peste încălzirea gravitațională axială (10), determină apropierea comportării montanșilor de cazul 12 de compresiune excentrică din curba $\lambda_1 - \lambda_2$ (fig.3.7., pct.2.2.4.1), în care forța axială devine preponderantă și conduce spre o cedare prin atingerea deformațiilor limită în betonul comprimat, înainte ca armătura din zona întinsă să ajungă la curgere ; diminuînd astfel caracteristicile de ductilitate. Evitarea acestei situații face necesară luarea unor măsuri pentru mărirea rezistenței la compresiune și a deformațiilor specifice ϵ_{ba} a betonului, ca : folosirea unor betoane de marcă superioară, confinarea capetelor secțiunii montanșilor prin îndesirea etrierilor în aceste zone, dezvoltarea capetelor secțiunii montanșilor sub formă de bulb sau talpă, etc ;

În cazul montanșilor arzați simetric modificarea procentului de armare nu influențează semnificativ ductilitatea acestora, întrucît mărirea procentului în capătul întins duce la creșterea înălțimii zonei comprimate (ξ) și deci la scăderea ductilității, pe cînd mărirea procentului în zona comprimată are efect contrar, deci pentru montanșii cele două efecte se compensează fără a influența comportarea postelastice.

Un efect favorabil asupra caracteristicilor postelastice a montanșilor îl are în schimb confinearea capetelor secțiunii acestora prin etrieri și bare longitudinale, acțiune care duce la creșterea rezistenței la compresiune și a deformației specifice ultime a betonului comprimat, respectiv la creșterea valorii curburii ultime și deci a ductilității secționale și a capacității de rotire plastică în secțiunea critică de la bază.

b) Referitor la caracteristicile postelastice a riglelor de cuplare, se poate remarca de la început, că deși curburile ultime (calculat) sînt mult mai mari la rigle decît la montanji, capacitățile de retire plastică a acestora sînt de valori apropiate (v. tab.6.4 și 6.6) datorită diferențelor mari între lungimile zonelor de articulație plastică (mult mai mari la montanji). Acest lucru determină obținerea unor factori de ductilitate și curburilor sau rotirilor de aceeași ordin de mărime atât la rigle cît și la montanji, diferențele fiind impuse de factorii existenți anterior, între care cei mai importanți ar fi :

- modul de aplicare a încărcărilor, ductilitatea riglelor (μ_{or}) fiind mai mare la încărcări monotone-crescătoare decît la încărcări ciclice-alternante ;

- modul de armare longitudinală a riglelor de cuplare, ductilitatea crescînd în cazul armării acestora cu armătura încrucișată dispusă după diagonale ;

- procentul de armare transversală a riglelor, ductilitatea de retire a acestora scăzînd cu creșterea procentului transversal de armare ;

- numărul de incursiuni (cicluri) în domeniul postelastice al diafragelor, ductilitatea crescînd atunci cînd încărcarea orizontală este mare din pricina ciclurilor și deci diafragma intră în domeniul de comportare postelastice fără ca rigiditatea sa să fie degradată la ciclurile anterioare.

În altă ordine de idei, se poate remarca faptul că riglele extreme (de la nivelul 1 și 4) au ajuns de regulă să-și epuizeze capacitatea de retire plastică mult mai tîrziu decît riglele de la nivelele intermediare (2 și 3), dar în toate cazurile riglele de cuplare au avut rotiri plastice mult mai mari decît capacitatea teoretică de retire plastică, deoarece în experimentări rotirea în secțiunile de la capetele riglelor a fost puternic influențată de fisurarea și degradarea betonului, de lunecarea armăturilor în beton și de efectul fisurării înclinată din cauza tăietoare.

e) În privința ductilității de element (de deplasare) a diafragelor încercate, se constată că aceasta este influențată de mulți factori, astfel :

- ductilitatea crește mult în cazul diafragelor supuse la încărcări orizontale monotone - crescătoare în raport cu cele încărcate alternativ ;

- mărirea procentului de armare longitudinală nu influențează substanțial caracteristicile de ductilitate, numai în domeniul compresiunii excentrice cu excentricitate mică, unde sporul de

armătură conduce explicabil la creșterea rigidității și deci la scăderea ductilității, dar domeniul nu este interesant deoarece se include în domeniul comportării elastice a diaframelor.

- confinarea betonului din capetele secțiunii montanșilor, prin etrieri și bare longitudinale duce la creșterea capacității de deformare post-elastică ;

- folosirea unor betoane cu rezistență la compresiune mare, duce la creșterea ductilității de deplasare a diaframelor ;

- ductilitatea este îmbunătățită favorabil de creșterea forțelor orizontale în primele cicluri de încărcare, ceea ce face ca diaframele să treacă în domeniul de comportare postelastice încă din primele cicluri fără să fi suferit degradări mari ale rigidității și deci să suporte un număr mai mare de încărcări în afara limitei elastice de comportare ;

- încărcările repetate în valori mici a deplasărilor orizontale au efect nefavorabil asupra rigidității diaframelor și asupra caracteristicilor postelastice ale acestora, în special asupra capacității de absorbție a energiei ;

- ductilitatea de ansamblu a diaframelor cu goluri este influențată notabil de ductilitatea montanșilor și a riglelor de cuplare și de toți factorii care duc la îmbunătățirea caracteristicilor postelastice a acestora.

Concluziile de mai sus, dovedesc că diaframele cu goluri (cuplate), de tipul celor prezentate în lucrarea de față, deși se încadrează din punct de vedere geometric în categoria diaframelor de înălțime medie (la limita spre diaframele scurte), pot prezenta caracteristici de ductilitate bune, prin luarea unor măsuri de " ductilizare " legate de o dimensionare corectă a secțiunilor și a armării, în așa fel încât să ofere un grad înalt de protecție la acțiunea cutremurelor puternice.

6.2. Capacitatea de absorbție a energiei

6.2.1. Energia absorbită prin deformări postelastice

După cum s-a arătat în cap.4. (pot.4.1.7) factorul de ductilitate nu este în toate cazurile la fel de semnificativ pentru aprecierea capacității structurii de a se adapta la solicitări puternice de natură seismică, mai semnificativ din acest punct de vedere fiind energia absorbită de a absorbi energie prin deformări postelastice.

Astfel, după cum se poate remarca din aspectul curbelor forță-deplasare, prezentate în fig.5.25., 5.29, deși unele din dia-

Model experimental	Direcția	E _g ΣE _g	E _{ab} și ΣE _{ab} /ciclu																			[daN/mm] x 10 ⁻²
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
DGM I	N	E _{ab}	3	10	11	20	36	132	111	395	2442	*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	3	13	24	44	80	212	323	718	3150	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DGM II	S	E _{ab}	2	9	21	43	30	142	123	526	4419	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	2	11	32	75	105	247	370	896	5316	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DGM III	N	E _{ab}	3	16	32	67	139	359	608	1116	2719	3351	4158	*	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	3	19	51	118	308	666	1274	2390	5109	8460	12618	-	-	-	-	-	-	-	-	
DGM IV	S	E _{ab}	8	35	60	109	189	362	726	1573	2457	3181	3863	-	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	8	43	103	212	401	763	1489	3062	5519	8700	12563	-	-	-	-	-	-	-	-	
DGM V	N	E _{ab}	689	748	851	842	906	1375	1664	3819	5274	8238	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	689	1437	2288	3130	4036	5411	7075	10894	16168	24406	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DGM VI	S	E _{ab}	809	693	925	949	1042	1600	1984	3958	8323	*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	809	1502	2427	3376	4418	6016	8002	11960	20283	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DGM VII	N	E _{ab}	5	10	15	26	49	86	142	453	726	1289	1355	5349	*	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	5	15	30	56	105	191	333	786	1512	2801	4156	9545	-	-	-	-	-	-	-	
DGM VIII	S	E _{ab}	4	11	22	47	59	103	231	450	922	1215	2773	6934	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	4	15	37	84	143	246	477	927	1849	3064	5837	12771	-	-	-	-	-	-	-	
DGM IX	N	E _{ab}	3	9	12	19	44	61	125	210	315	470	555	630	705	1155	1865	2140	3620	*	-	
		ΣE _{ab}	3	12	24	43	87	148	273	483	798	1268	1823	2453	3158	4323	6188	8328	11948	-	-	
DGM X	S	E _{ab}	2	9	18	36	50	88	175	220	285	540	645	610	980	1950	2705	2985	5310	-	-	
		ΣE _{ab}	2	11	29	65	115	203	378	598	883	1423	2068	2678	3658	5608	8313	11298	16608	-	-	
DGM XI	N	E _{ab}	2	6	10	33	54	95	175	403	1116	7638	*	-	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	2	8	18	51	105	200	375	778	1894	9532	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DGM XII	S	E _{ab}	2	5	12	29	53	112	165	419	1342	9317	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		ΣE _{ab}	2	7	19	48	101	213	378	797	2139	11456	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DGM XIII	N	E _{ab}	21	70	56	180	102	70	56	355	193	170	154	720	326	327	288	755	539	500	459	
		ΣE _{ab}	21	91	147	327	429	499	555	910	1103	1273	1427	2147	2473	2800	3088	3843	4382	4882	5341	
DGM XIV	S	E _{ab}	27	12	17	195	93	76	57	406	195	182	147	579	323	284	241	682	456	403	367	
		ΣE _{ab}	27	39	56	251	344	420	477	883	1078	1260	1407	1986	2200	2592	2834	3516	3972	4375	4712	

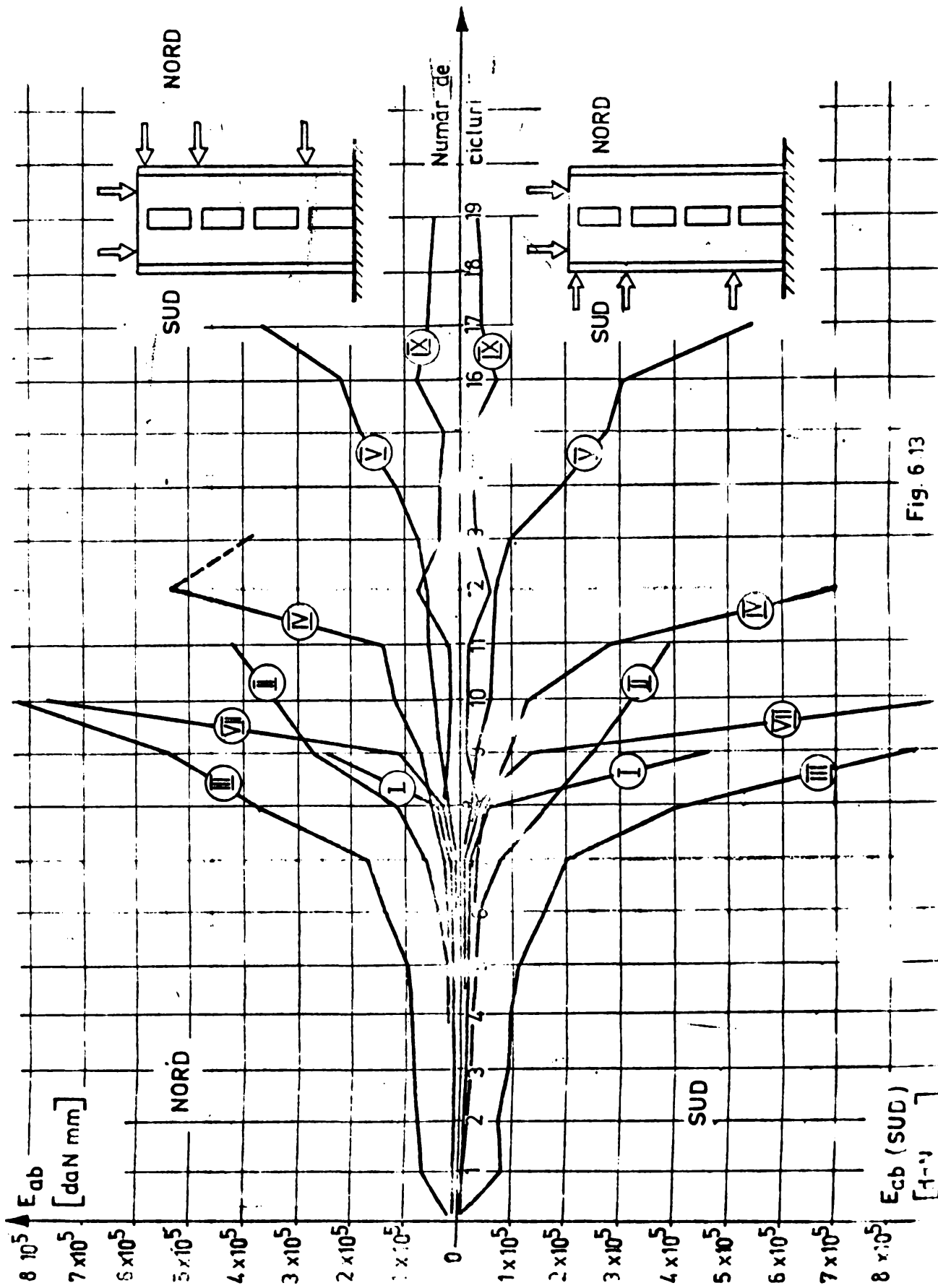


Fig. 6.13

fragmele încercate au avut coeficienți de ductilitate apropiați, din punct de vedere al cantității de energie absorbită elementele au prezentat diferențe considerabile. Spre exemplu diafragma D11 IX, care (datorită modului de încercare) a fost afectată de fenomenul de "taiere repetată" (curbele prezentând o accentuată "ciupire") a avut o capacitate relativ scăzută de a absorbi energia inclusă de solicitări, în raport cu alte diafragme care au avut coeficienți și ductilități de element apropiați.

Evaluarea capacității elementelor de absorbi energia indusă prin deformării postelastice, se poate face simplificat prin însușirea arilor inelurilor histeretice din diagramele forță - deplasare (S-Δ). În acest fel energia de deformare immagazinată în diafragmă este exprimată prin lucrul mecanic al forțelor de inerție (S) parcurgând deplasări orizontale aferente axelor (Δ).

Integrând suprafețele curbelor histeretice din fig. 5.28 și 5.29 și efectuând transformările corespunzătoare ale acestor suprafețe în cașniș, se obțin valorile energiei absorbite de modelele încercate ciclic-alternant date în tabelul 6.9, cu observația că în evaluarea energiei nu s-au luat în considerare suprafețele cuprinse între ultima curbă S-Δ (cea din ciclul de rupere) și axa deplasărilor. În tabel sînt date valorile energiei absorbite (W_{ab}) și ale sumei energiei absorbite la un moment dat ($\sum W_{ab}$), pe cicluri de încercare și separat pentru cele două direcții de solicitare a modelelor (S01 și S02). Valorile energiei din tabelul 6.9, sînt prezentate grafic în fig. 6.13 (energia absorbită/ciclu de încercare) și 6.14 (suma energiilor absorbite pînă în ciclul respectiv).

Se remarcă faptul că în primele cicluri de încălzire toate modelele experimentale au absorbit cantități mici de energie prin deformare (fisurarea betonului întins), cea mai mare parte a energiei fiind consumată pentru aducerea diafragmei în poziția inițială în timp ce în ciclurile ultime (din domeniul de comportare postelastice) energia absorbită are valori tot mai mari, iar consumul de energie pentru aducerea diafragmelor în poziția inițială este tot mai mic (acestea avînd deformării remanente mari).

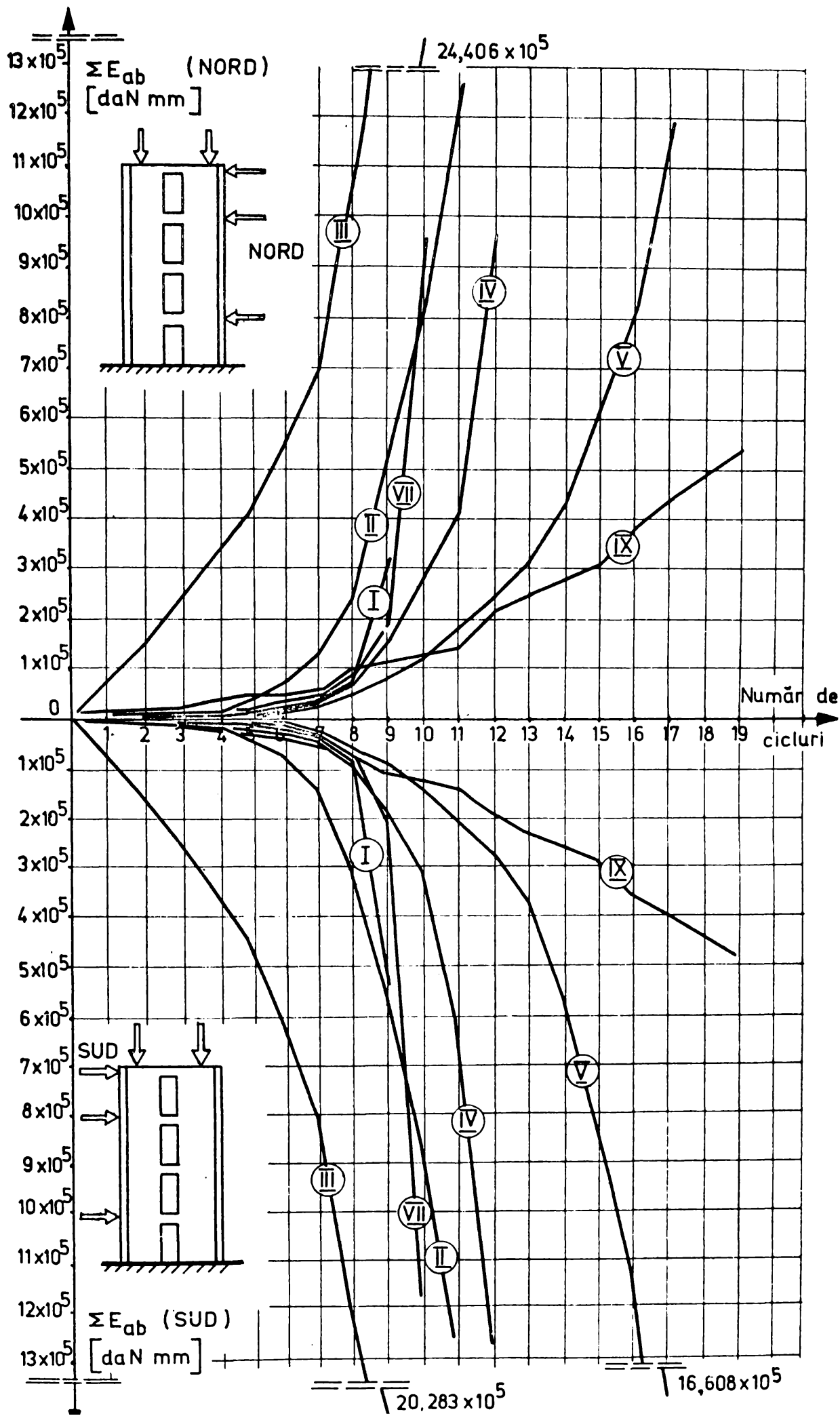
Pentru a ilustra mai clar capacitatea diafragmelor de a absorbi energie prin deformării postelastice, în tabelul 6.10 se prezintă suma energiei absorbite de modelele încercate în domeniile elastic și postelastice, pe direcții de solicitare și pe elemente în ansamblu iar în fig. 6.15 și 6.16 este reprezentată grafic energia absorbită cumulată în funcție de deplasările modelului la vîrf cumulate

($\sum \Delta_{\max}$), separat pentru cele doua directii de sollicitare (6.15) și însușit pentru toate ciclurile de sollicitare Nord-Sud (0.10). În fig.6.15 mai este reprezentată și energia absorbită de elementele sollicitate monoton (DGM VI și VII) funcție de deplasarea la virf a modelelor, pe baza valorilor calculate în tabelul 6.11, iar în fig.6.17 este redată percentual absorbția de energie în domeniile elastic și plastic.

Tabelul 6.10.

Model experi- mental	Direc- ția de soli- citare	$\sum E_{ab} \quad [daNm] \cdot 10^{-2}$						$\frac{E_{ab,p}}{E_{ab,u}}$
		pe direcții de sollicitare			pe elemente expe- riimentale			
		elas- tic	post- elas- tic	TOTAL	elas- tic	post- elas- tic ($E_{ab,p}$)	TOTAL ($E_{ab,u}$)	
0	1	2	3	4	5	6	7	8
DGM I	NORD	212	2948	3160	459	3017	3476	0,940
	SUD	247	5069	5316				
DGM II	NORD	1274	11344	12618	2763	22413	25181	0,890
	SUD	1489	11074	12563				
DGM III	NORD	609	23717	24406	1498	43191	44609	0,967
	SUD	309	19474	20283				
DGM IV	NORD	333	9212	9545	310	21506	22316	0,964
	SUD	477	12294	12771				
DGM V	NORD	483	11465	11948	1031	27475	28556	0,962
	SUD	598	16010	16608				
DGM VII	NORD	375	9157	9532	753	20255	20938	0,964
	SUD	378	11073	11456				
DGM IX	NORD	910	4431	5341	1793	3290	10035	0,822
	SUD	883	3859	4742				

Jupă cum se observă din tabelul 6.10 și din fig.6.17 cantitatea de energie absorbită de modele, până la apariția curgerii în armătură (în domeniul elastic) constituie (la modelele încercate ciclic) un procent cuprins între (5,3-17,3) % din energia totală absorbită, diferența (foarte mare) cuprinsă între (82,2-96,7 %)



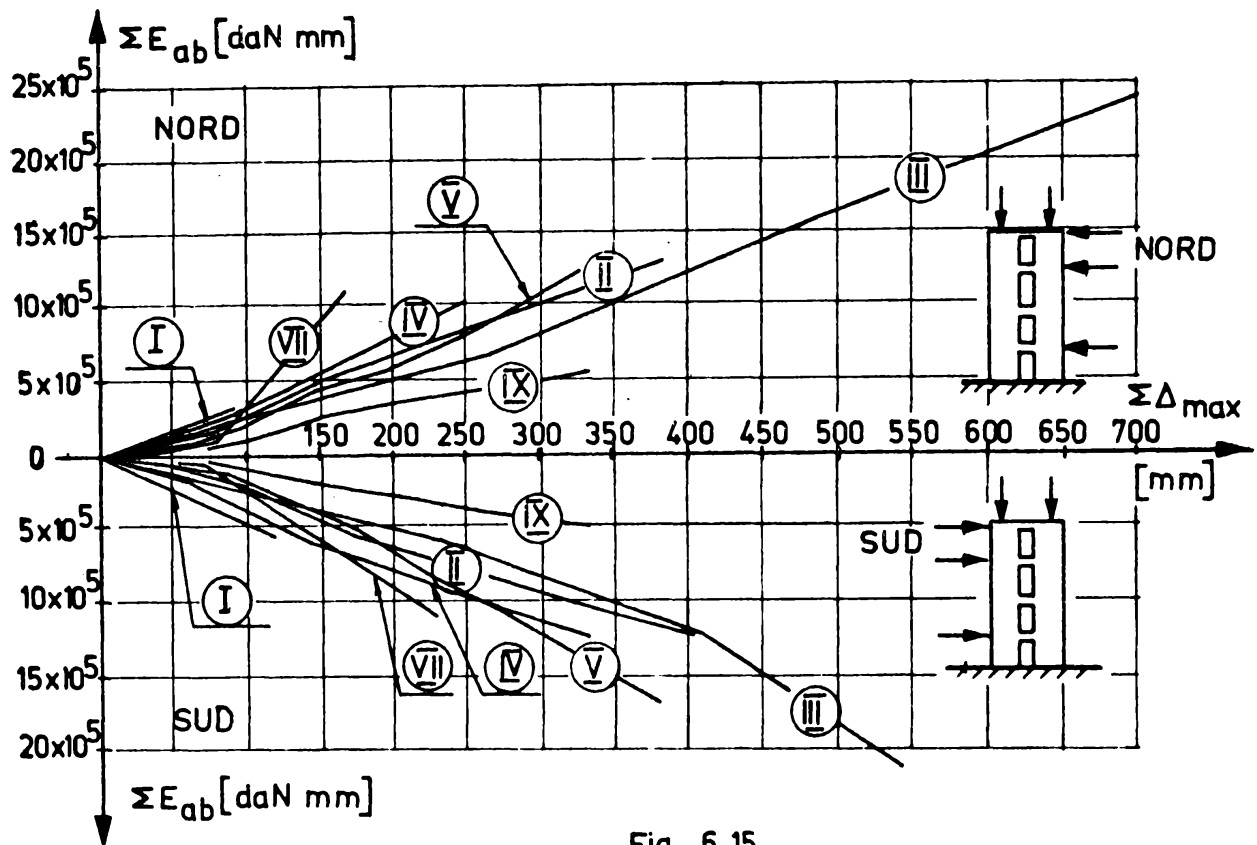


Fig. 6.15

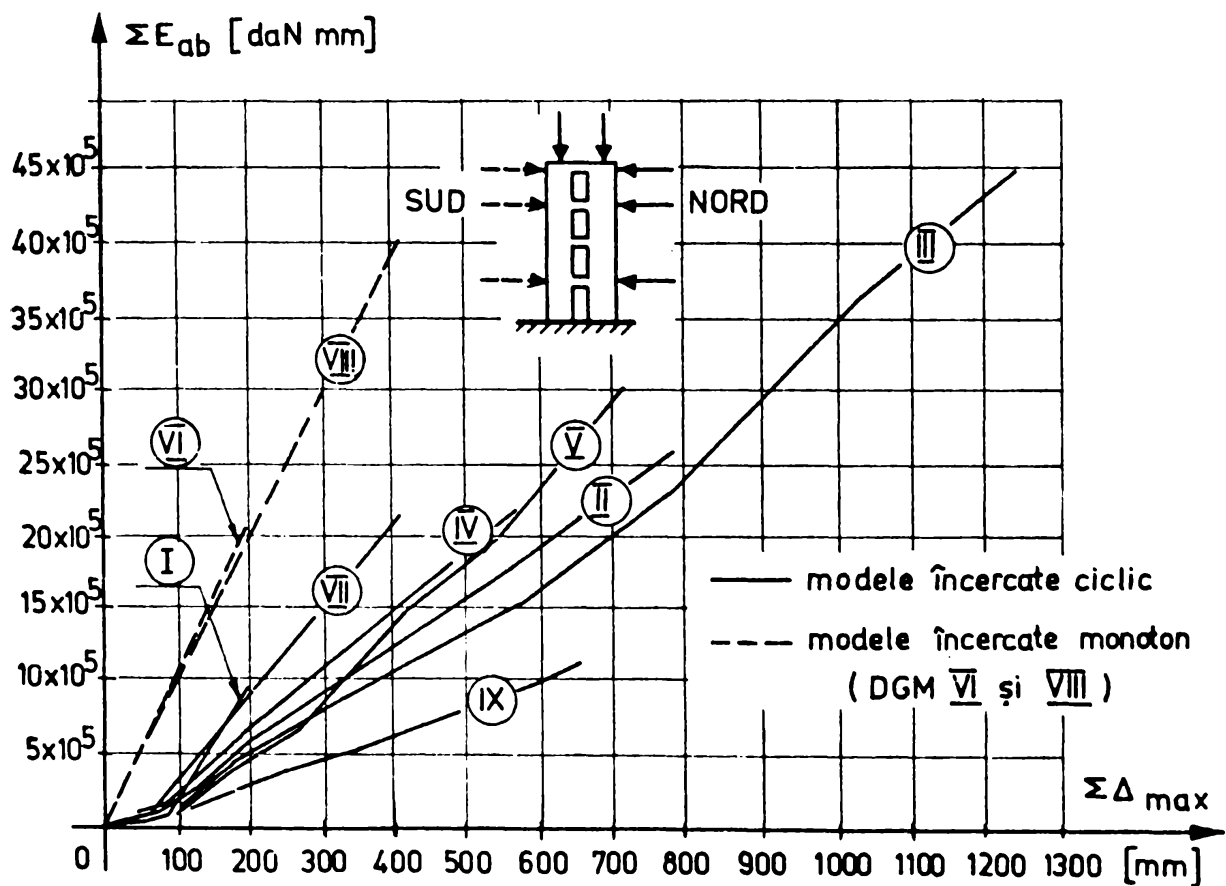


Fig. 6.16

fiind energie disipată exclusiv prin deformații postelastice. La modelele încercate menționate cerescator (MGM VI și VIII), diferența este și mai accentuată, procentul de energie absorbită în domeniul elastic fiind 0,5 % respectiv 0,3 %, restul de energie (99,5% respectiv 99,2 %) fiind disipată prin deformații postelastice.

Tabelul 6.11

Modelul experimental	Energia absorbită - E_{ab}						$\bar{E}_{ab} = \frac{E_{ab,p}}{E_{ab,u}}$
	domeniul elastic		domeniul postelastice ($E_{ab,p}$)		Total ($E_{ab,u}$)		
	[daNmm].10 ⁻²	[%]	[daNmm].10 ⁻²	[%]	[daNmm].10 ⁻²	[%]	
MGM VI	111	0,5	20439	99,5	20600	100	0,995
MGM VIII	324	0,3	40743	99,2	41072	100	0,992

În ceea ce privește elementele încercate ciclic-alternant, cantitățile de energie absorbită confirmă constatările făcute la evaluarea ductilității de element (μ_{Δ}) de la pct.6.1.1., în sensul că cea mai mare cantitate de energie absorbită în total (și procentul în domeniul postelastice) s-a înregistrat la modelul MGM III, la care s-a înregistrat și factorul ductilității de deplasare cel mai mare (vezi tab.6.2 și fig.6.3), iar cea mai mică valoare a energiei absorbite s-a înregistrat la modelele MGM I (cantitativ) și MGM II (cu procent în domeniul postelastice), modelele care au avut și cele mai mici valori ale ductilității de deplasare. O excepție, o constituie modelul MGM IX care deși a fost caracterizat de o ductilitate bună de deplasare a înregistrat cea mai redusă capacitate de absorbție a energiei induse, prin deformații postelastice (82,2 %), confirmând astfel afirmația făcută la pct.4.1.7. (pag.94) cu privire la diafragmele afectate de fenomenul de tăiere repetată.

O bună capacitate de absorbție a energiei prin deformații postelastice se remarcă și la modelele având capetele secțiunii montanșilor confinate (MGM IV, V și VII), cu observația că la modelul MGM V (cu riglele de cuplare armate după diagonal) energia absorbită pe cicluri de încărcare a fost mai redusă (vezi fig. 6.13), valoarea ridicată a energiei totale absorbite (fig.6.14) rezultând în urma numărului mare de încercări în domeniul postelastice pe care le-a suportat modelul (vezi.tab.6.9).

La modelele încercate monotone (M.M VI și VI-I), se remarcă o capacitate mare de absorbție a energiei, prezentată de aceste elemente într-un singur ciclu de încălzire, capacitate conferită de absența solicitărilor la " tăiere repetată ", care degradează rapid rigiditatea și capacitatea energetică.

6.2.2. Contribuția riglelor de cuplare la disiparea energiei

Cușa cum s-a arătat la pct.4.1.7., în procesul de disipare a energiei la diafragme cu geluri, o contribuție deosebit de importantă o au riglele de cuplare, contribuție ilustrată grafic în fig. 4.14 prin aportul mare pe care îl au riglele la preluarea momentului total produs de încălzirea laterală.

Această afirmație poate fi confirmată de prezentarea aportului riglelor la disiparea energiei induse de solicitări în modelele încercate.

Considerând ca principala sursă de amortizare histeretică (de absorbție a energiei) la un element de beton armat încoșat este caragarea arăstării la încoșiere principală în zona de articulație plastică (vezi fig.4.13) și ca betonul (fiind un material relativ cassant cu o degradare rapidă a rigidității când este supus la deforșării repetate inelastice și fisurare multidirecșională) se trebuie considerat în diafragme ca sursă importantă de absorbție a energiei, se poate evalua contribuția riglelor de cuplare la disiparea energiei ca fiind ca corespunșătoare momentului în care este riglele modelelelor încercate au ieșit din lucru (transferându-se în penduli), disiparea energiei în continuare fiind pusă în sarcina zonelor plastice de la baza momentanșilor.

Pe baza acestor considerașii, în tabelul 6.12 se prezintă valoarea energiei absorbite de riglele de cuplare precum și procentul pe care aceasta îl ocupă din totalul energiei absorbite de modelele încercate.

Cușa cum se remarcă din tabelul 6.12 aportul riglelor de cuplare la disiparea energiei a fost cuprins între (7,5-55,5 %) din totalul energiei disipate la modelele încercate ciclic-alternant și a atins abia 12,8 % (M.M VI) și 3,6 % (M.M VIII) la modelele încercate monotone.

În ceea ce privește modelele încercate ciclice, aportul riglelor este cel mai ridicat la M.M I, II și III care au avut stricșii riglelor la distanșe de 4 cm (vezi tab.5.3.), în timp ce la modelele M.M IV, VII și IX la care stricșii riglelor (de la nivelul 2,3 și 4) au fost la distanșe de 5 cm aportul riglelor a fost mai scșut. O situașie aparte, apare la M.M V la care riglele (armate după

diagonale) au avut un aport foarte mic (7.5 % la disiparea energiei).

Tabelul 6.12.

Model experimental	Ciclul și forța [daN] la cedarea riglelor	$\sum E_{ab}$ [daNm] $\cdot 10^{-2}$			$\frac{\sum E_{ab,rigle}}{\sum E_{ab,totala}}$ [%]
		rigle	mențanți	totală	
MGM I	M9 - 1e5e	4e57	4419	3476	47,8
MGM II	M1e-1e2e	13979	142e2	25181	55,5
MGM III	M8 - 111e	1e896	25793	44639	42,3
MGM IV	M1e- 1e3e	465e	17666	22316	2e,8
MGM V	M1e- 1e3e	2151	264e5	28556	7,5
MGM VI	1e5e	315e	1745e	2e6e	15,3
MGM VII	M9 - 99e	2691	13297	2e988	12,8
MGM VIII	312- 87e	1469	396e3	41e72	3,6
MGM IX	1e2e	3554	e529	1e083	35,3

În consecință se poate spune că riglele de cupiere au o contribuție importantă la disiparea energiei într-o diafragmă cu goluri, contribuție care poate ajunge pînă la aprox. 50 % din totalul energiei disipate, și care crește cu îndesirea etrierilor din rigle.

6.2.3. Relația între capacitatea de absorbție a energiei și ductilitate

Cele de mai sus permit concluzia că pentru diafragmele supuse la solicitări ciclice-alternante, capacitatea de absorbție a energiei prin deformații postelastice este mai semnificativă decât factorul de ductilitate pentru caracterizarea răspunsului la solicitări de acest tip. În consecință se propune definirea raportului dintre energia consumată prin deformații postelastice și energia consumată totală ca factor al capacității de absorbție a energiei notat cu \bar{E}_{ab} și exprimat prin relația :

$$\bar{E}_{ab} = \frac{E_{ab,p}}{E_{ab,u}} \quad (6.3)$$

unde : $E_{ab,u}$ - energia totală absorbită de diafragmă pînă la rupere;

$E_{ab,p}$ - energie absorbită prin deformații postelastice.

Acest factor (\bar{E}_{ab}) al energii capabile postelastice, ilustrează capacitatea structurii încercate ciclic-alternant de a absorbi energia totală indusă de încărcări prin deformații post-

elastice și reprezintă pentru acest tip de solicitări o măsură mai corectă decât ductilitatea de a caracteriza răspunsul postelastice al structurii respective.

Pentru exemplificare, se prezintă în fig.6.18, relația între factorul de ductilitate de deplasare (μ_{Δ}) și factorul capacității de absorbție a energiei (\bar{E}_{ab}) definit ca mai sus, calculată pentru un sistem simplu cu un singur grad de libertate de tipul unei console (vezi pct.4.1.2. și fig.4.1.).

Acceptând ipoteza egalității energiilor de deformație exprimate prin factorul de reducere al răspunsului la excitația seismică (k_e) dat în rel. (4.5),, cu notațiile din fig.4.2.b. se obține :

$$z_{ab,p} = z_0(\Delta_u - \Delta_e) \quad (6.9)$$

$$k_{ab,u} = z_0 \left(\Delta_u - \frac{\Delta_e}{2} \right) \quad (6.10)$$

iar :

$$\bar{E}_{ab} = \frac{z_{ab,p}}{k_{ab,u}} = \frac{z_0(\Delta_u - \Delta_e)}{z_0 \left(\Delta_u - \frac{\Delta_e}{2} \right)} = \frac{2(\Delta_u - \Delta_e)}{2\Delta_u - \Delta_e} \quad (6.11)$$

Împărțind cu Δ_e și înlocuind (conf.rel.4.2.) $\Delta_u / \Delta_e = \mu_{\Delta}$, rezultă :

$$\bar{E}_{ab} = \frac{2(\mu_{\Delta} - 1)}{2\mu_{\Delta} - 1} \quad (6.12)$$

În fig.6.18 sînt prezentate și valorile experimentale ale factorului \bar{E}_{ab} (din tab.6.10, 6.11) obținute pentru elementele încercate, în funcție de ductilitatea de deplasare (μ_{Δ}) din tabelul 6,2 corespunzătoare ultimului ciclu de încărcare în fiecare direcție, valori care se încaută în imediată apropiere a relației prezentate și sînt cuprinse între 0,32 și 0,97 la modelele încercate ciclic-alternant, sau 0,99 la modelele încercate monoton crescător.

6.2.4. Concluzii privind capacitatea de absorbție a energiei la diafragmele cu coluri

Avînd în vedere afirmațiile făcute anterior asupra capacității de absorbție a energiei a modelelor încercate, se pot formula unele concluzii importante :

- pentru caracterizarea capacității diafragmelor cu coluri de a se adapta la solicitări puternice orizontale ciclic-alternante (de tip seismic), este de importanță vitală capacitatea acestora de a absorbi energie prin deformații post-elastice, capacitate

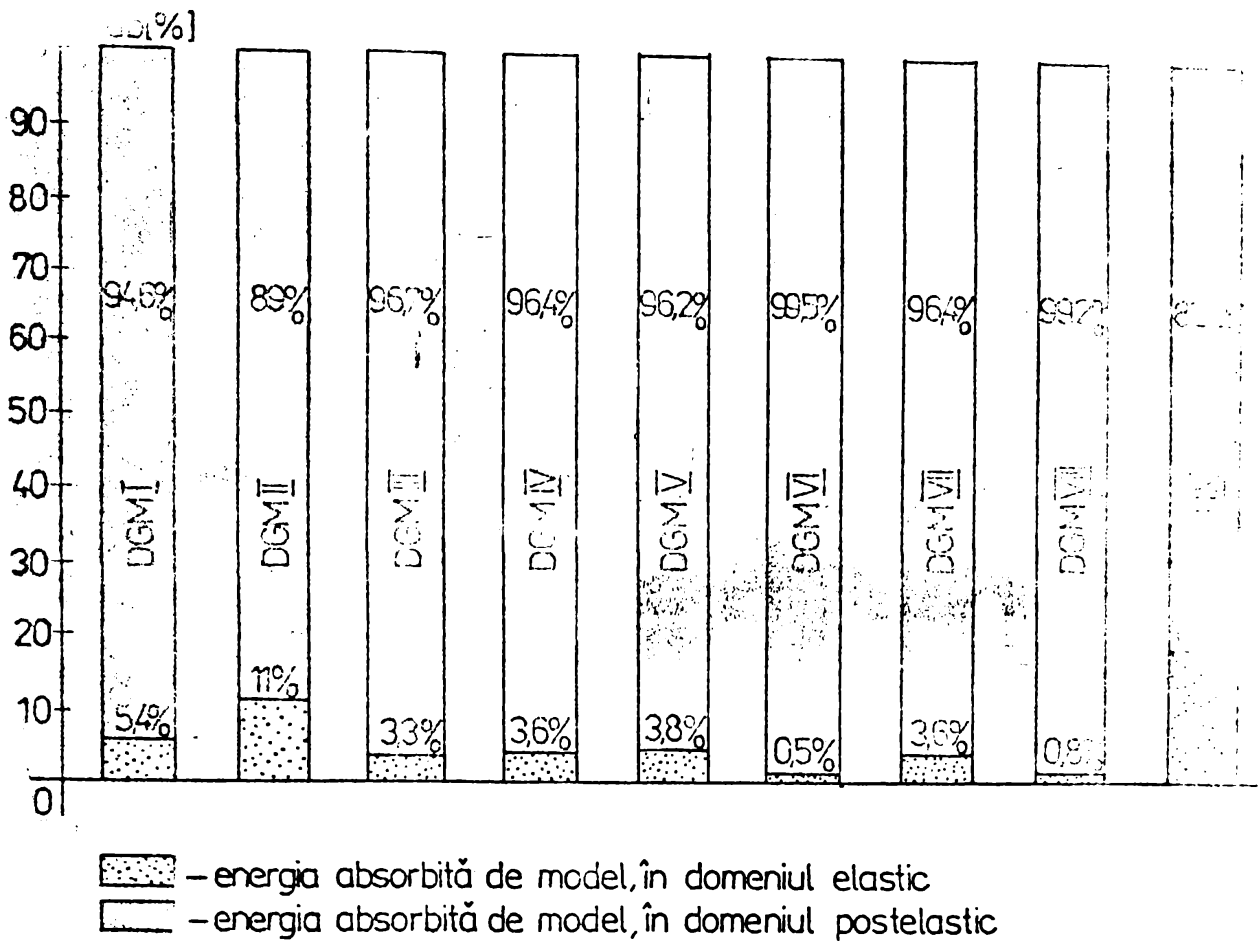


Fig. 6.17

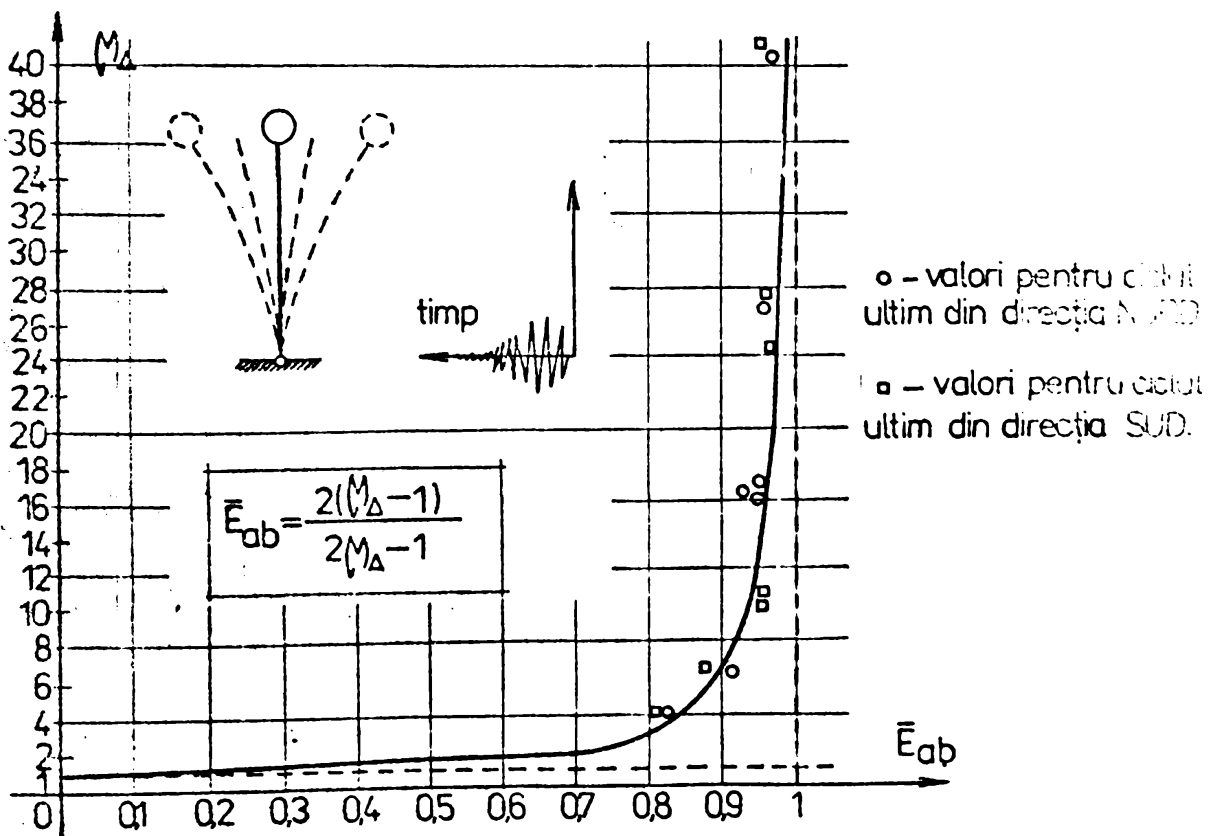


Fig. 6.18.

care poate asigura supraviețuirea structurii în cazul unui cutremur puternic ;

- ductilitatea diafragmelor cu goluri nu caracterizează în toate cazurile corect capacitatea de absorbție de energie, această fiind puternic influențată de fenomenul de tăiere repetată și de numărul de încursiuni pe care diafragma este obligată să le facă în domeniul elastic de comportare, încursiuni care afectează rigiditatea betonului și deci capacitatea elementului de a se deforma inelastic.

- la solicitările în domeniul elastic, diafragma corect conformată absorbe cantități mici de energie prin fisurarea betonului, cea mai mare parte din energie consumându-se pentru aducerea diafragmelor în poziția inițială, în timp ce în domeniul de solicitare postelastic cea mai mare parte a energiei induse este absorbită de structură prin deformații postelastice ;

- principala sursă de absorbție a energiei la elementele de beton arătat trebuie considerată curgerea arătată de încoviere din zona de articulație plastică, betonul (cauzată de degradarea rapidă a rigidității la încărcări ciclice) nefiind o sursă importantă de absorbție a energiei (la procente moderate de arătare);

- la diafragma cu goluri, având rigle de cuplare cu rigiditate mare aportul acestora la absorbția energiei induse este ridicat, dar este influențat negativ de arătare riglelor cu arătare după diagonală.

Capacitatea riglelor de a absorbi energie poate fi însă îmbunătățită printr-o arătare longitudinală rațională a acestora și prin înșurubirea strierilor din rigle . În acest sens, se consideră că, pentru diafragma cu goluri utilizate în construcții amplasate în zone seismice de intensitate ridicată (grad de protecție antisismică ≥ 7), la strierile riglelor de cuplare (dimensionați din condiția ca forța tăietoare să fie preluată în întregime de aceștia - pct.4.6.2. din P85-92 /180/) este recomandat să se limiteze distanța maximă admisă (a_s) la valoarea $a_s \leq 10 d$, iar a_s de 15 d, cît este indicat la pct.5.6.1.c.din /180/(d = diametrul barelor longitudinale superioare și inferioare din rigle), în scopul asigurării unei contribuții sporite a riglelor la disiparea energiei induse de solicitări.

În aceeași ordine de idei, se consideră că la diafragma cu goluri corect conformată, contribuția riglelor la procesul de absorbție al energiei trebuie să fie cuprinsă între (20-40) % din totalul energiei absorbite de diafragma în ansamblu ;

- pentru caracterizarea capacității de absorbție a energiei la diafragmele cu goluri sollicitate ciclic-alternant, este deo-
debit de utilă cunoașterea capacității de deformare postelastica și deci a capacității de absorbție a energiei prin deformării postelastice, capacitate care poate fi ilustrată prin factorul \bar{E}_{ab} (propus la pct.6.2.3), reprezentând raportul între cantitatea de energie care poate fi absorbită prin deformării postelastice și cantitatea totală de energie pe care o poate absorbi diafragma. In acest sens se consideră ca neîncurajare unui factor

$$\bar{E}_{ab} \geq 0,35 \quad (6.15)$$

corespunzător ductilității $\mu_{\Delta} = 4$, caracterizează o bună conformare antisismică a diafragmelor cu goluri.

- Pe ansamblul unei diafragme cu goluri, capacitatea de absorbție a energiei poate fi îmbunătățită din proiectare prin confina-
rea capetelor secțiunii montanșilor, prin folosirea unor arături cu palier de curgere, prin dimensionarea riglelor de cuplare ca principalii disipatori de energie, prin dirijarea mecanismului de formare a articulațiilor plastice în primul rând în rigle și apoi în montanși, prin dezvoltarea zonelor comprimate ale secțiunii montanșilor (capetele) sub formă de talpa sau de bulb, etc., adică prin măsuri care duc și la creșterea nivelului de ductilitate. Pe de altă parte, pentru asigurarea energiei de deformării dorite, proiectantul trebuie să dimensioneze în așa fel elementele încât să minimizeze cât mai mult degradarea inevitabilă a rigidității și a capacității portante a acestora. In acest sens se impune o atenție deosebită asupra zonelor plastice potențiale din diafragme (baza montanșilor și capetele riglelor de cuplare), în scopul ductilizării acestora, al dirijării mecanismului de plasticizare și al evitării colapsului.

De asemenea, proiectantul trebuie să se străduiască să reducă la minimum, sau să suprimă chiar, distorsiunile de tăiere inelastice ale montanșilor și riglelor de cuplare la diafragmele cu număr mic de niveluri, deoarece, după cum se cunoaște, diafragmele scurte, având o perioadă de vibrații fundamentală relativ scurtă ($T < 0,6$ sec) sînt supuse în timpul unui cutremur la număr ^{mai} mare de încurșurări dincolo de limite elastice decît diafragmele lungi cu perioade de vibrații mari, deci ductilitatea cumulată necesară a acestora și capacitatea de absorbție a energiei prin deformării postelastice trebuie să fie asigurate printr-o proiectare adecvată.

In acest sens, trebuie acordată o atenție deosebită dinco-

slăbării diafragmelor la forță tăietoare, întrucât deformațiile inelastice în armături, cauzate de efectul forțelor tăietoare din noduși sau rigle, nu sînt reversibile și astfel descăderarea fisurilor diagonale crește progresiv sub efectul încărcărilor ciclice, ducînd la degradarea rigidității și deci a capacității de absorbție de energie a diafragmei.

În acest context devine evident că procedeul de proiectare trebuie să ducă la minimalizarea probabilității de rupere esențială a diafragmelor (din tăiere) chiar în timpul unor cutremure violente și la asigurarea unei comportări ductile, bazate pe deformații mari și avarii reduse care nu pun în pericol integritatea structurală a construcției.

6.3. Perioada fundamentală de vibrație

6.3.1. considerații generale

Conținutul cunoștințelor din literatura de specialitate /65,97, 98,129,etc/ se poate arăta cu vulnerabilitatea unei structuri la cutremure puternice poate fi apreciată și prin cunoașterea modificării perioadei proprii (fundamentale) de vibrație, funcție de degradarea rigidității elementelor structurale.

În punct de vedere al perioadei fundamentale de vibrație a structurii de ansamblu (T) se admit în general următoarele categorii de structuri :

- structuri rigide, avînd $T \leq 0,6$ sec
- structuri semirigide avînd $0,6 \text{ sec} < T < 1,4$ sec ;
- structuri flexibile, avînd $T \geq 1,4$ sec

Pentru elementele izolate de structură însă, cum sînt diafragmele (pline sau cu goluri) perioada proprie de vibrație are în mod evident valori mult mai mici decît ale structurii în ansamblu, datorită absenței maselor mari date de elementele nestructurale, etc. Astfel, cunoștința că , în cazul unor mișcări oscilatorii simple, perioada de vibrație (T) a sistemului este :

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad [\text{sec}] \quad (6.14)$$

unde f - frecvența vibrației (numărul de perioade pe secundă) în (1/s)

ω - pulsația vibrației (numărul de perioade în 2π sec) în [rad/sec];

și că pulsația scade cu creșterea masei sistemului, rezultă că perioada de vibrație este cu atât mai mare cu cît masa structurii este mai mare.

Pentru determinarea perioadei proprii de vibrație a structurilor în ansamblu, literatura de specialitate /95/ prezintă un număr de relații propuse de diferiți cercetători din țară și străinătate, relații bazate pe investigații experimentale (în principiu) și alcătuite funcție de câteva parametri de bază ai structurilor: înălțimea totală a construcției, dimensiunile în plan ale acestora, numărul de niveluri și coeficientul de "densitate al pereților", reprezentând raportul dintre lungimea totală a pereților din construcție și suprafața desfășurată a acestora. Pentru elemente izolate de structură (diafragma, cadre, etc), preocupările pentru determinarea perioadei proprii de vibrație au fost mai reduse având în vedere multitudinea de categorii de elemente de structură și de caracteristici care definesc elementele în sine.

Pentru asemenea elemente determinarea perioadei proprii de vibrație de poate face printr-un calcul (manual sau automat) luând în considerare toate caracteristicile geometrice, de rigiditate și de masă a elementelor, sau experimental prin măsurarea și înregistrarea pe elemente, a pulsației, sau direct a perioadei proprii de vibrație.

În cazul solicitărilor seismice puternice, care generează deformații în domeniul postelastic, în componentele structurale apare o degradare progresivă a rigidității acestora, degradare care este în final cauza avariiilor sau a cedării elementelor. Dacă degradarea rigidității este totală înainte de încetarea cutremurului structura cedează (curba a din fig. 6.19), iar dacă degradarea este parțială la încetarea cutremurului, structura rămâne cu avarii (și poate fi eventual consolidată) dar nu ajunge la colaps (curba b).

Perioada încercărilor repetate în domeniul postelastic a structurilor în timpul unui cutremur violent, este cu reducerea rigidității structurale are loc o degradare a perioadei fundamentale de vibrație a structurii, caracterizată prin creșterea acesteia în timp (curba g din fig. 6.20) în condițiile în care capacitatea portantă nu este epuizată total, dacă însă degradarea rigidității este puternică, perioada fundamentală tinde către infinit, ceea ce caracterizează cedarea structurii (curba h din fig. 6.20). În cazul cutremurilor de intensitate moderată, care nu generează deformații postelastice în structură, degradarea rigidității este nesemnificativă și perioada (T) poate fi ilustrată prin curba g. din fig. 6.20.

6.3.2. Extinderea perioadei de vibrație a sedelelor experimentale

În cadrul programului experimental (după cum s-a arătat la pct.5.4.4) determinarea perioadei proprii de vibrație s-a efectuat asupra modelelor MM V, VII și IX încărcate ciclic-alternant, cu ajutorul ansamblului de aparate specializate prezentat în fig. 5.13, care a permis înregistrarea directă a perioadei fundamentale a elementelor, sub efectul unor șocuri de intensitate constantă aplicate la vîrf și orientate în planul diafragmei.

Pe baza accelereogramelor ridicate în mai multe etape ale sollicitării ciclice a modelelor, s-au obținut valorile (medii) ale perioadei de vibrații din tabelul 6.13.

În tabel este prezentată perioada fundamentală (T_{med} -colouana 3) obținută pentru mai multe șocuri aplicate modelelor, creșterea relativă a perioadei după un număr de cicluri de sollicitare (ΔT) în secunde (col.4.) și în procente (col.5.) și creșterea medie pe ciclu de încărcare în intervalul respectiv, (col.6.). De asemenea, în tabelul 6.13 este redată rigiditatea de deplasare (K_{Δ}) a modelelor (corepunzătoare momentului măsurării perioadei), calculată cu raport al forței maxime în ciclul respectiv pe deplasarea maximă de vîrf corepunzătoare (col.7.) și raportul ($K_{\Delta n}/K_{\Delta 0}$) între rigiditatea modelului în ciclul n și rigiditatea inițială (considerată) în primul ciclu de încărcare - col.8.).

Tabel.6.13.

Model exper- ria.	Cic- luri par- curs	ω [rad/s]	T_{med} [sec]	ΔT [sec]	ΔT [%]	$\frac{\Delta T}{\text{ciclu}}$ [%]	$K_{\Delta} = \frac{P}{\Delta}$ [tf/cm]	$\frac{K_{\Delta n}}{K_{\Delta 0}}$ [%]
0	1	2	3	4	5	6	7	8
MM V	0	123,1	0,051	-	-	-	20	100
	3	116,3	0,054	0,003	5,9	1,96	13,15	90,1
	6	106,4	0,059	0,005	9,2	3,06	12,77	63,8
	9	93,7	0,064	0,005	8,5	4,23	9,21	46,0
	12	84,1	0,070	0,006	9,4	2,35	4,92	24,6
	16	78,5	0,080	0,010	14,3	3,97	2,14	10,7
	17	73,9	0,085	0,005	6,2	6,20	1,79	8,9
MM VII	0	113,5	0,053	-	-	-	34,30	100
	3	112,1	0,056	0,003	5,6	1,36	24,30	71,0
	6	104,6	0,060	0,004	7,1	2,36	13,70	40,0
	9	80,5	0,078	0,018	30,0	10,00	4,90	14,2
	10	62,0	0,100	0,022	23,2	23,20	1,20	3,5

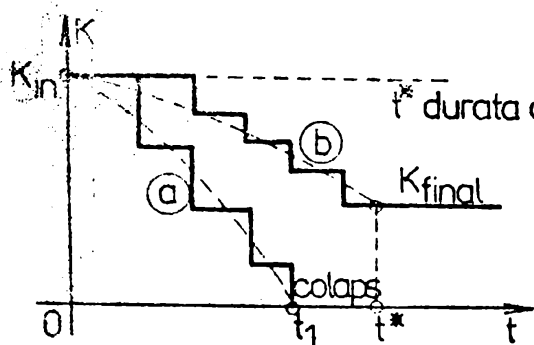


Fig. 6.19.

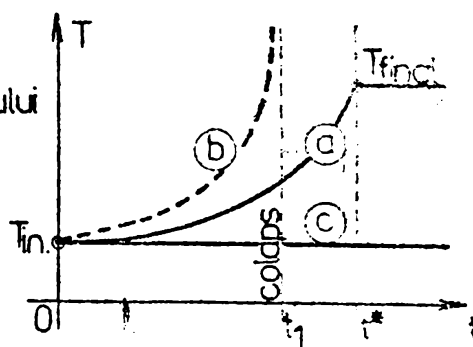


Fig. 6.20.

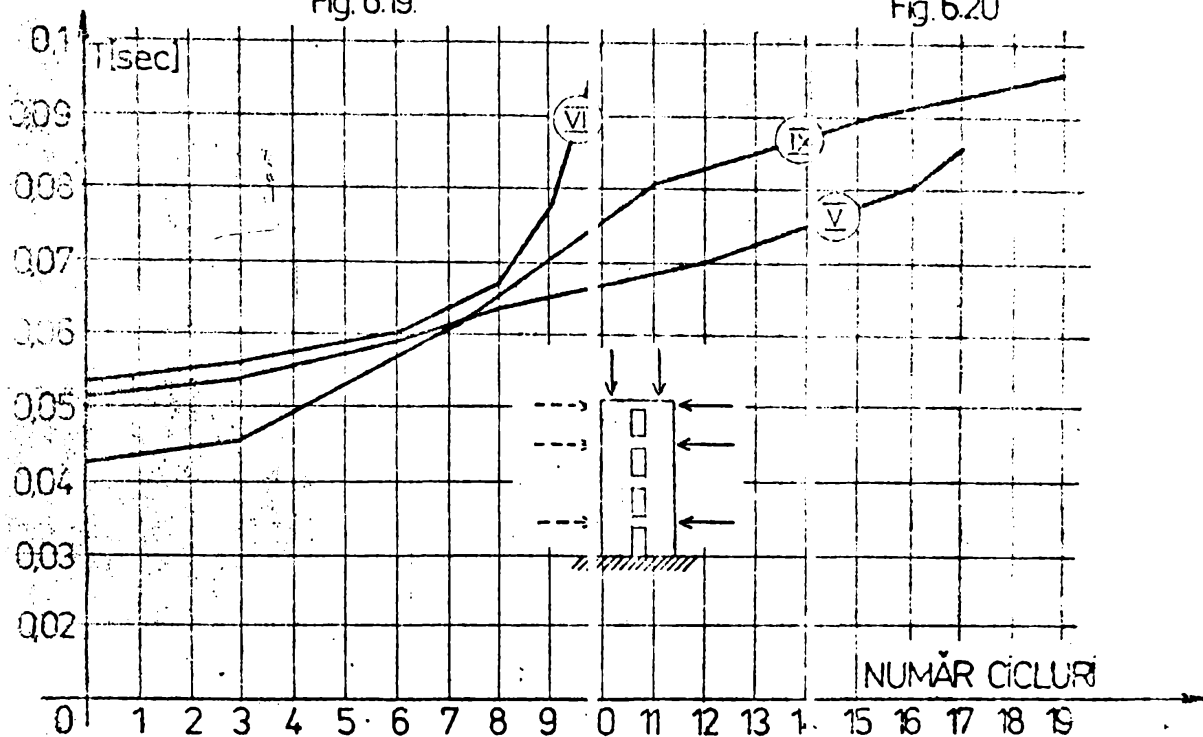


Fig. 6.21.

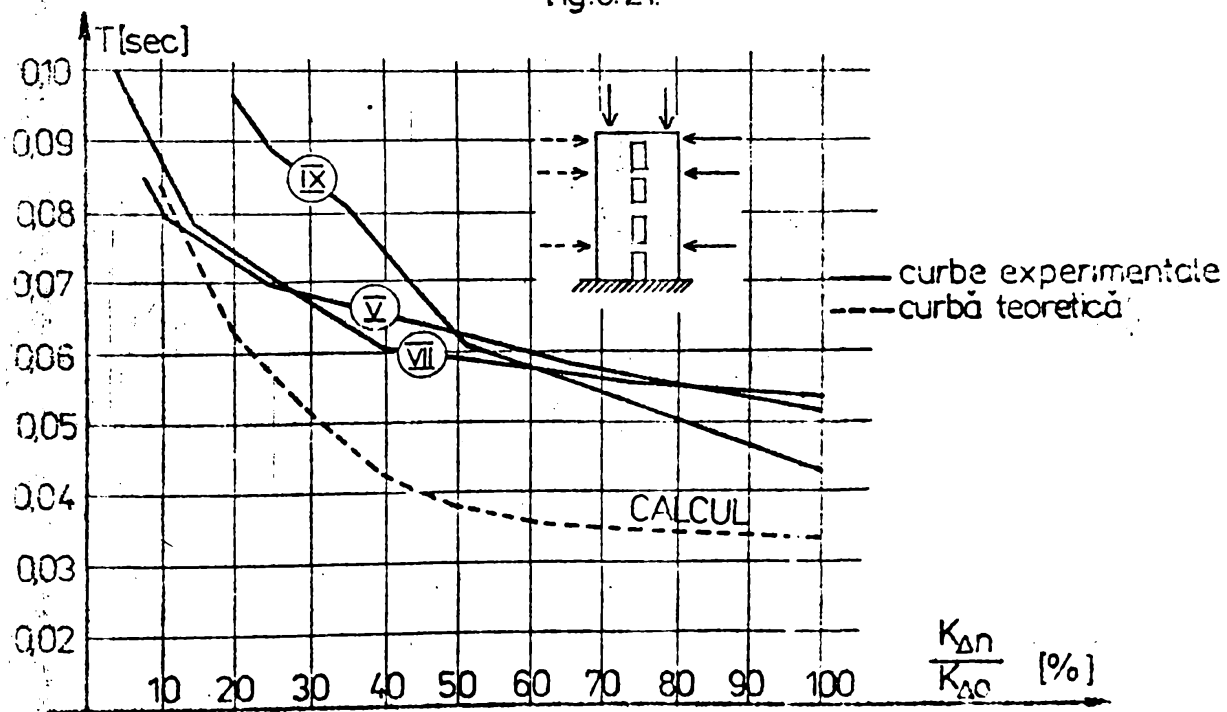


Fig. 6.22.

Tabelul 6.13 (continuare)

0	1	2	3	4	5	6	7	8
	0	149,5	0,042	-	-	-	12,35	100
	3	130,5	0,046	0,004	9,5	3,17	12,14	94
III	7	102,9	0,061	0,015	32,0	3,15	6,56	51
IV	11	81,6	0,081	0,020	32,8	8,20	4,59	35
	15	70,6	0,089	0,028	2,9	2,47	3,25	25
	19	66,1	0,095	0,026	6,7	1,68	2,58	20

Pentru comparație s-a procedat la calculul teoretic al perioadei fundamentale de vibrații a modelului experimental, cu caracteristicile geometrice și de rigiditate cunoscute, cu ajutorul programului de calcul "CAPAN". Procedând la reducerea treptată a rigidității modelului de calcul (prin reducerea modului de elasticitate al betonului), s-a obținut variația perioadei fundamentale de vibrație, conform valorilor din tabelul 6.14.

Tabelul 6.14.

$K_{\Delta}/K_{\Delta 0}$ [%]	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10
T [sec]	0,033	0,0335	0,034	0,0345	0,035	0,038	0,042	0,051	0,063	0,084

În fig. 6.21., 6.22 se prezintă variația perioadei fundamentale de vibrație a celor trei modele (T-col.3) în funcție de raportul $K_{\Delta}/K_{\Delta 0}$ (col.1.).

Pentru comparație în fig. 6.22 se prezintă și curba teoretică obținută pe baza valorilor din tab. 6.14.

6.3.3. Relația între perioada fundamentală și ductilitate

Deoarece posibilitatea de deformare postelastica a unei structuri solicitate ciclic este pusă în evidență prin factorul de ductilitate la deplasare (μ_{Δ}), se poate reprezenta grafic relația obținută experimental între factorul ductilității la deplasare (μ_{Δ}) și perioada fundamentală proprie (T) la modelele III, VII și IX (fig. 6.23). În analiza fig. 6.23, se remarcă degradarea rapidă a perioadei la valori mici ale ductilității, în cazul modelului IX, în timp ce la modelele III și VII degradarea rigidității și deci a perioadei fundamentale de vibrație s-a produs mai lent, ajungându-se, pentru valori mult mai mari ale ductilității pe cicluri, la valori apropiate ale perioadei de vibrație, în raport cu modelul IX.

Pentru comparație, în fig. 6.23, se prezintă și curba teoretică obținută după Newmark [100], pe baza relației (6.14), pentru o

perioada inițială $T_1 = 0,05 \text{ sec}$:

$$T(t) = \frac{1}{3 \cdot \mu_{\Delta}} (1 + 2 \mu_{\Delta}^{3/2}) T_{\text{inițial}} \quad (6.15)$$

după cum rezultă din figura, relațiile experimentale sînt în

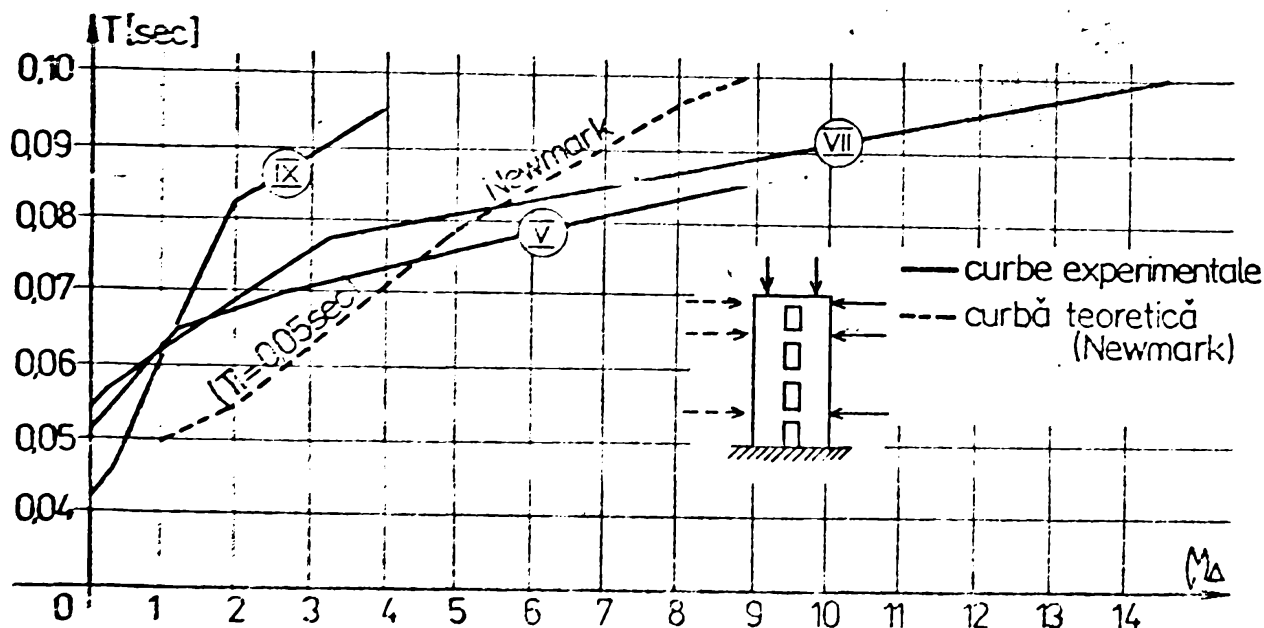


Fig. 6.23.

concordanță cu relația propusă de Newmark, pentru structuri în ansamblu. De aceea se poate considera că relația (6.15) se poate aplica și pentru elemente de structură (diapirame) izolate, pentru evaluarea (aproximativă) a legăturii între perioada fundamentală de vibrație și capacitatea de deplasare în direcția ciclului.

6.3.4. Concluzii asupra modificării perioadei fundamentale cu variație

Analize valorilor prezentate în tabel.6.13 și a fig.6.21, 6.22 și 6.23, pun în evidență câteva aspecte principale :

- odată cu creșterea numărului de cicluri de solicitare alternante, aplicate asupra modelului, are loc o creștere evidentă a perioadei fundamentale de vibrație a acestora, ca urmare a degradării rigidității betonului ;

- în domeniul elastic de comportare, creșterea perioadei de vibrație este lentă, cu o creștere medie procentuală de 2-3 % pe ciclu (vezi tabel.6.13), în timp ce după intrarea în domeniul post-elastic de comportare, creșterea medie pe ciclu a perioadei este mai accentuată (4-10 %), adunând la total o creștere cumulativă în ultimul ciclu de încărcare de aprox. 28 % (creșterea este în evidență clar de curba corespunzătoare din fig.6.21);

- între degradarea perioadei fundamentale și creșterea factorului ductilității de element există o concordanță directă, precă în evidență de curbele din fig. 6.2).

În consecință, se poate spune că degradarea rigidității unei structuri, sau a unor elemente izolate de structură, în timpul unor solicitări cu caracter ciclic, poate fi ilustrată convenabil prin creșterea perioadei proprii de vibrație fundamentale a acestora, și creșterea care pune în evidență apariția unor distrugerii structurale aparute pînă în momentul măsurării.

În acest sens cunoașterea perioadei fundamentale de vibrație a unei structuri - caracteristică dinamică a acesteia - poate deveni deosebit de utilă pentru structurile situate în zone de intensitate seismică ridicată, utilitatea acesteia manifestându-se sub două aspecte principale :

a) - în faza de proiectare, acordarea proprietăților dinamice structurale cu compoziția spectrală a mișcării terenului (exprimată prin spectrul accelerațiilor absolute predominante în zonă), printr-o proiectare corelativă în concept dinamic a structurii, poate contribui la o reducere substanțială a riscului seismic și deci la o creștere a gradului de protecție antisismică.

Cu alte cuvinte, proiectarea unor structuri a căror perioadă fundamentală de vibrație inițială, se situează în afara domeniului de amplificare seismică precontat de perioadele predominante ale mișcării terenului T_0 (perioade care în cutremurul din 4 martie 1977, în București, au fost : $T_0 \cong 1,75$ s (N-S) ; $T_0 \cong 0,95$ s (E-V) și $T_0 \cong 0,25$ s - vertical), contribuie la reducerea riscului de apariție a fenomenului de "rezonanță" între perioada proprie a clădirii și cea a amplasamentului, fenomen care de regulă duce la colaps.

b) pentru structurile date, în exploatare, măsurarea perioadei fundamentale de vibrație după execuție și după fiecare solicitare seismică (chiar de mică intensitate), poate constitui un indice util al integrității structurale și poate pune în evidență apariția unor degradări a structurii, în scopul adoptării unor măsuri preventive pentru evitarea amplificării răspunsului seismic al acestora.

Aspectele legate de acordarea caracteristicilor dinamice ale structurii cu cele ale amplasamentului, sînt mai complexe însă, avînd în vedere că există posibilitatea ca pe același amplasament să apară în timp cutremure care să imprimă terenului perioade de vibrație mult diferite (lungi sau joase). În aceste condiții o acordare satisfăcătoare de tip solicitare - structură se poate

obține numai printr-un studiu parametric aprofundat, bazat pe informații riguroase asupra caracteristicilor dinamice ale amplasamentului și printr-o optimizare a caracteristicilor dinamice ale structurii.

6.4. Concluzii generale, recomandări, Contribuții

Elaborarea unei concepții de proiectare și execuție "anti-seismice" fundamentată științific, reclama cunoașterea teoretică a relației solicitare-structura-răspuns și a factorilor care influențează această relație. În acest sens în ultimii ani a apărut o intensificare a cercetărilor teoretice și experimentale asupra comportării structurilor cu diafragme din beton armat monolit, cu accent pe comportarea în domeniul post-elastic, cunoscându-se faptul că proiectarea structurilor pentru a rezista la cutremure puternice în limitele unui răspuns elastic, este total neeconomică, și uneori chiar imposibilă practic.

În aceste condiții, proiectarea în conceptul comportării post-elastice ductile a structurilor, concept care admite unele degradări structurale prin depășirea limitelor elastice în condițiile unei conservări admisibile a capacității portante și a siguranței de exploatare, contribuie la micșorarea vulnerabilității structurilor la solicitări seismice puternice și deci la reducerea riscului seismic.

Pe această linie se înscriu cercetările cuprinse în prezenta teză de doctorat, cercetări orientate asupra comportării diafragmelor cu goluri, din beton armat monolit, supuse la solicitări orizontale ciclic-alternante, în domeniul post-elastic.

Proiectarea diafragmelor cu goluri prin luarea în considerare a caracteristicilor lor post-elastice și dinamice ale acestora, pune în evidență o serie de avantaje economice și structurale legate de: valorificarea rezervelor de rezistență suplimentare, post-elastice, eliminarea efectelor defavorabile ale tasărilor inegale de rașzeme și ale variațiilor de temperatură, obținerea unor valori pentru solicitările de cedare mai apropiate de cele reale, obținerea unui răspuns seismic care să limiteze pericolul cedării structurii, etc.

Actul de decizie în vederea ^{elaborării} proiectelor de rezistență a structurilor cu diafragme situate în zone seismice, include rezolvarea principalelor aspecte menite să asigure supraviețuirea structurii: rigiditate - rezistență - ductilitate. Dintre acestea evaluarea ductilității și influența comportării ductile asupra capacității de absorbție a energiei induse de solicitări și

asupra perioadei fundamentale de vibrație a diafragmelor, au constituit principalele preocupări ale autorului în lucrarea de față.

6.4.1. Factorii care influențează caracteristicile postelastice ale diafragmelor cu goluri

Conform criteriului comportării ductile, se consideră ca o structură, sau un element structural are o comportare ductilă dacă este capabil să disipeze energia indusă de un cutremur prin deformații postelastice, fără apariția unor avarii excesive și fără reduceri importante ale capacității portante. Pe baza cercetărilor desfășurate în prezenta lucrare, se poate concluiza că, ductilitatea diafragmelor cu goluri este influențată de mai mulți factori importanți, între care :

- gradul de nedeterminare statică a diafragmei, grad care exprimă rezerva de legături suplimentare a celor cedare succesivă constituie principialul mijloc de disipare a energiei induse de solicitări. În acest sens, dirijarea prin proiectare a mecanismului de cedare (de formare a articulațiilor plastice în elementele diafragmei - montanji și rigle de cuplare) reprezintă un mijloc de asigurare a ductilității și capacității energetice necesare;

- natura eforturilor secționale dominante, răspunsul optim al diafragmelor cu goluri bine conformate ductil fiind cel bazat pe o deformabilitate dictată în principiu de solicitarea la compresiune excentrică, fără apariția prematură a unor solicitări la forțe tăietoare care afectează rapid rigiditatea și deci capacitatea de absorbție de energie a diafragmelor ;

- caracteristicile geometrice și elastice ale diafragmelor - dimensiunile și forma secțiunii în plan a diafragmelor, numărul de niveluri, numărul de giruri de goluri, "sveltețea" (rigiditatea) diafragmelor în ansamblu și a elementelor componente separat, etc., pot influența notabil caracteristicile de ductilitate a diafragmelor cu goluri ;

- caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor componente - betonul și armatura (rezistența la compresiune și deformarea specifică limită de betonului, rezistența la întindere și deformarea specifică limită de oțelului de armare , etc) ;

- modul de armare al montanjiilor și al riglelor de cuplare (la montanji, procentul de armare longitudinală și transversală a capetelor secțiunii și al inițialei montanjiilor și modul de dispunere a armaturilor, iar la rigle modul de armare - convențional sau cupa diagonală, procentul de armare longitudinal și transversal al riglelor, modul de ancorare în montanji a armaturii, etc);

- modul de aplicare al solicitărilor în procesul de încărcare-descărcare al diafragmelor (statice, monoton crescătoare, ciclice, dinamice, aleatoare, etc.);

- valoarea încărcărilor gravitaționale, care acționează asupra diafragmelor ;

- gradul de asigurare a conlucrării diafragmelor cu celelalte elemente structurale, cu planșeele și cu elementele nestructurale ;

- caracteristicile dinamice ale diafragmelor (perioada proprie de vibrație în principal cea corespunzătoare modului fundamental al vibrației, efectul modurilor superioare de vibrație fiind practic neglijabil).

6.4.2. recomandări privind metodele de ductilizare a diafragmelor cu goluri

Ductilizarea diafragmelor cu goluri, presupune proiectarea în ideea asigurării unei abilități sporite a acestora de a disipa energie într-un număr mare de cicluri de încărcare prin deformări inelastice și evitării ruperii casante datorită forțelor tăietoare, ancorajului insuficient al armăturii, forfecării armăturii, pierderii stabilității elementelor sau a armăturii comprimate. Cu alte cuvinte diafragma trebuie dimensionată pentru a putea suporta deformări postelastice mari fără a se ajunge la colaps.

În acest sens, ductilizarea diafragmelor cu goluri cuprinde trei aspecte:

a) ductilizarea diafragmei în ansamblu, prin alegerea schemei statice;

b) ductilizarea elementelor componente (montanji și rigle de cuplare), prin dimensionarea secțiunilor și armarul corespunzător;

c) ductilizarea materialului, prin folosirea unor betoane și oțeluri adecvate.

Fornind de la factorii care influențează caracteristicile postelastice a diafragmelor cu goluri enunțați mai sus, realizarea celor trei aspecte ale ductilizării se poate face prin mai multe metode concrete:

- alegerea unor diafragme cu un grad de nedeterminare cât mai ridicat în scopul complicării mecanismului de cedare și a obținerii mai multor "linii de apărare ductile" a diafragmelor (rezerve de legături care prin cedare consumă energie);

- stabilirea unei geometrii globale a diafragmelor care să determine apariția unor eforturi secționale dominante de încovoiere și să limiteze apariția solicitărilor la forțe tăietoare. În acest scop este indicată alegerea unor dimensiuni generale a diafragmelor care să asigure acestora o "sveltețe" cât mai ridicată ;

- dirijarea mecanismului de cedare al diafragmei prin asigurarea plastificării și legării din lucru mai întâi a riglelor și apoi a montanșilor la cutremure violente, iar în cazul cutremurelor de intensitate moderată montanșii să rămână în stadiul de comportare elastic (riglele fiind mai ușor de consolidat) ;

- alegerea unor secțiuni ale montanșilor care să determine creșterea valorii carburii ultime și micșorarea înălțimii zonei comprimate (dezvoltarea zonei comprimate sub formă de bulbi sau tăpi) ;

- limitarea procentului de armare longitudinală în zona înținsă a secțiunii montanșilor, având în vedere că o creștere a acestuia duce la scăderea ductilității (în timp ce la zona comprimată efectul este invers). În acest sens se consideră că prevederile Instrucțiunilor P85 - 82 /130/ și ale Normativului P100-81 /151/, privind armarea elementelor diafragmelor cu goluri sînt bine fundamentate ;

- confinarea (încătușarea) capetelor secțiunii montanșilor prin etrieri cu brațe petrecute și bare longitudinale, în scopul creșterii deformației specifice limită a betonului comprimat (ϵ_{bu}) și a rezistenței la compresie a acestuia și pentru împiedicarea flambajului armăturilor în zona comprimată ;

- orientarea riglelor de cuplare spre o solicitare de încovoiere dominantă prin impunerea unui raport ridicat al dimensiunilor acestora (l_x/h_x)

- optimizarea procentului de armare transversală (cu etrieri) a riglelor de cuplare avînd în vedere următorul aspect : îndesirea etrierilor duce la mărirea contribuției riglelor la procesul de disipare al energiei în raport cu montanșii (pct.6.2.2), dar reduce capacitatea de rotire plastică a riglelor (ω_{rp}) și ductilitatea de rotire a acestora (pct.6.1.2.). În consecință se consideră că, dimensionarea etrierilor din condiția de a prelua în întregime forța tăietoare (conform prevederilor Instrucțiunilor P85-82) și limitarea distanței între etrieri la maximum de 10 ori diametrul barelor longitudinale superioare și inferioare ale riglei (conform propunerii de la pct.6.2.4 al lucrării de față), încadrează un domeniu care satisface atât condițiile de ductilitate cît și cele de rezistență necesare ;

- ductilizarea riglelor de cuplare prin dispunerea armăturii

principale a acestora pe direcția diagonalelor (carcase de bare cu strieri sau cu fretă) în scopul evitării cedării casante a riglelor, la forțe tăietoare ;

- evitarea apariției concentrațiilor disipative de energie la nivelul costurilor de turnare prin asigurarea corespunzătoare a acestora în scopul asigurării unei capacități de transmitere a eforturilor de forfecare cel puțin egală cu cea din secțiunile înclinate ;

- dirijarea mecanismului de formare a articulațiilor plastice în secțiunile critice în sensul curgerii armăturii întinse înainte distrugerii betonului comprimat. În acest scop betonurile folosite trebuie să fie de marcă (clasa) superioară, iar oje-lurile să fie de marcă medie (OB 37, PC 52), cu palier distinct de curgere (deci cu raportul $\epsilon_{su} / \epsilon_{sc}$ de valoare ridicată) ;

În concluzie ductilitatea și capacitatea de disipare a energiei la o structură (sau element structural) poate fi îmbunătățită printr-o serie de metode aliate la îndemna proiectantului, dar exagerarea criteriului ductilității poate deveni periculoasă pentru structură, deoarece ductilizarea excesivă a unor elemente structurale poate genera, prin încurcări postelastice bruște și extinse, deformații rezanante mari și degradări locale importante, care se pună în dificultate integritatea construcției. În acest sens printr-o proiectare de ansamblu optimă, cerințele de ductilitate trebuie corelate cu cele de rigiditate și de capacitate portantă, orice exagerare sau neglijanță a uneia diminuând capacitatea de funcționare și supraviețuire a construcției.

Pe de altă parte, în structurile amplasate în zone de intensitate seismică ridicată, proiectarea e necesar să se facă în concept dinamic, în sensul proiectării unor structuri a căror caracteristici dinamice (perioade fundamentale egale de vibrație) să se situeze în afara domeniului de amplificare seismică precizat de perioadele predominante ale mișcării terenului în zonă. Acest concept, contribuie substanțial la reducerea riscului seismic și la creșterea siguranței în exploatarea construcțiilor situate în zone seismice.

În același scop al creșterii siguranței și prevenirii pericolului de cedare al structurilor, se recomandă introducerea în normativul P100-01 /1981/, a unei prevederi, pentru construcțiile de importanță deosebită situate în zone seismice, cu privire la obligativitatea măsurării perioadei fundamentale de vibrație a acestora (în aceleași condiții de încărcare) imediat după darea în

exploatare și după fiecare solicitare seismică (celar de mică intensitate), în vederea evitării unor eventuale degradări structurale (legate de degradarea perioadei fundamentale inițiale) și a adoptării unor măsuri de prevenire a amplificării riscului seismic.

6.4.3. Contribuții personale. Valorificări ale cercetărilor.

Dupa cum s-a aratat în cap.1. al lucrării (pct.1.6.) cercetările întreprinse de autor în perioada 1951-1967, au urmarit elucidarea unor aspecte legate de caracteristicile de deformare post-elastica a diaframelor cu goluri solicitate în regim alternant (de tip seismic), cu accent pe mecanismul de formare a articulațiilor plastice în montanji și riglele diaframelor, pe moduri de evaluare a factorilor de ductilitate și pe relațiile existente între acestea, pe capacitatea diaframelor de a absorbi energia indusă de solicitări și pe influența degradării rigidității diaframelor asupra modificării perioadei fundamentale proprii de vibrație a acestora; aspecte de interes major pentru activitatea de cercetare și proiectare a construcțiilor cu structura din diafragme de beton armat, solicitate în domeniul post-elastic.

Principalele contribuții ale autorului, cuprinse în lucrarea de doctorat pot fi considerate următoarele :

a) efectuarea unei sinteze asupra stadiului actual al cercetărilor, în țară și străinătate, asupra comportării diaframelor din beton monolit, solicitate orizontal în domeniul post-elastic (cap.1, pct.1.5.).

b) efectuarea unei analize a comportării elastice a diaframelor cu goluri, cu accent pe metodele de calcul a diaframelor cu goluri în domeniul elastic (cap.2., pct.2.2.).

c) efectuarea unei analize a comportării post-elastice a diaframelor cu goluri, cu precizarea relațiilor efort-deformație pentru elementele solicitate la compresiune excentrică (pct.3.2.4), a mecanismului de rupere a diaframelor și a caracteristicilor de ductilitate la montanji și rigle de cuplare (pct.3.3).

d) stabilirea unor relații între factorii de ductilitate

$$\mu_{\Delta} - \mu_{\phi} - \mu_{\theta} :$$

- relația (4.10) între μ_{ϕ} și μ_{Δ} reprezentată grafic în fig. 4.6., relația (4.12) între μ_{ϕ} și μ_{θ} relația (4.13) între μ_{Δ} și μ_{θ} reprezentată în fig.4.7., toate funcțiile de raportul l_p/h și pentru un sistem simplu tip consolă;

- relația (4.16) între μ_{ϕ} și μ_{θ} și relația (4.17) între μ_{Δ} și μ_{θ} reprezentată în fig.4.10, ambele pentru o diafragmă plină încărcată cu forțe orizontale având distribuția triunghiulară (fig.4.3).

e) stabilirea unei metodologii de încercare experimentală a unor modele de diafragme cu goluri, capabile să pună în evidență caracteristicile comportării postelastice până la rupere, ale acestora (cap.5.pct.5.2, 5.3.)

f) definirea studiilor generale de comportare pe care le parcurg diafragmele cu goluri încărcate ciclic-alternant până la rupere.

g) precizarea (pe baza rezultatelor experimentale) succesiunii de apariție a articulațiilor plastice în elementele diafragmelor cu un șir de goluri simetrice (pct.5.4.2) și reprezentarea mecanismelor de colaps după procedeul de urmărire "pas cu pas" (fig.5.27).

h) stabilirea unui procedeu experimental de determinare a perioadei fundamentale de vibrație a diafragmelor izolate și de urmărire a influenței degradării rigidității acestora asupra modificării perioadei fundamentale inițiale (pct.5.4.4.).

i) determinarea experimentală a ductilității de ansamblu a diafragmelor cu un șir de goluri și a ductilității elementelor componente (montanți și rigle de cuplare) și precizarea factorilor care influențează ductilitatea (pct.6.1).

j) stabilirea pe cale experimentală, a capacității de absorbție a energiei prin deformații postelastice, la diafragmele cu goluri încărcate ciclic-alternant, a contribuției riglelor de cuplare la procesul de absorbție a energiei și a factorilor care influențează absorbția de energie de către diafragme, sau de elementele componente (pct.6.2.1. și 6.2.2).

k) stabilirea relației între capacitatea de absorbție a energiei și ductilitatea de element a diafragmelor (pct.6.3.3).

l) introducerea factorului capacității de absorbție a energiei prin deformații postelastice - \bar{E}_{ab} (rel.6.8), definirea acestuia (pct.6.2.3) și stabilirea valorilor \bar{E}_{ab} care caracterizează o bună conformare antisismică a diafragmelor cu goluri ($\bar{E}_{ab} \geq 0,35$)

m) stabilirea pe cale experimentală a degradării perioadei fundamentale de vibrație, în timp (pct.6.3.2., fig.6.21) și funcție de degradarea rigidității diafragmei sub efectul încărcărilor ciclice (fig.6.22).

n) precizarea relației între modificarea perioadei fundamentale de vibrație și ductilitatea de element (pct.6.3.3, rel.6.15 și fig.6.23).

o) propunerea introducerii unui criteriu dinamic-determinarea "in situ" a perioadei fundamentale de vibrație a clădirilor de importanță deosebită din zonele seismice pentru aprecierea gradului de deteriorare structurală sub efectul cutremurelor de intensitate mică și moderată (pct.6.4.2.).

p) sintetizarea unor recomandări privind metodele de ductilizare a diafragmelor cu goluri, în scopul proiectării acestora în concept antisismic (pct.5.4.2).

Cercetările teoretice și experimentale efectuate de autorul tezei de doctorat s-au valorificat prin concluziile puse la dispoziția cercetării și proiectării în referatele celor 11 faze de cercetare contractuală, elaborate în perioada 1961-1966 în colaborare cu filiala Iașișcara a I.C.C.R.-I.C.C. /177,178/ și prin elaborarea a 3 referate /135,134,135/ cu recomandări privind completarea și îmbunătățirea instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structură din diafragme de beton, P.85-32", /130/.

BIBLIOGRAFIA

1. Agent, n. - Bazele teoretice și aplicațiile utilizării distorsiunilor în calculul cadrelor etajate - rev. Construcțiilor și a met. risicilor de construcții, Nr.10/1963
2. Agent, n. - Calculul diafragmelor cu goluri după metoda Albigés - Coulet este un calcul de diafragmă sau un calcul de cadru etajat? - rev. Construcțiilor și materialelor de construcții, nr.6/1965.
3. Agent, n. - Sisteme reticulare nedeterminate-București, editura tehnică, 1970
4. Agent, n., - Postelnicu, I., Kager, V., Lerner, B. - Calculul rigidităților diafragmelor pline și cu goluri la clădiri etajate - I.C.C. București, 1975
5. Agent, n., Postelnicu, T. g. n. - Indicații provizorii pentru proiectarea structurilor cu diafragme din beton armat la clădiri etajate, I.C.C. n. n. - I.C.C. (P.1.910-71), București, 1971
6. Agent, n., Postelnicu, I., - Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, Vol.1.1962, Vol.2.1965-Ed. Tehn., București
7. Agent, n., Gadu, n., - Câteva exemple de utilizare a structurilor cu diafragme la clădiri etajate de tipuri neconvenționale - rev. Construcții nr.3/1981
8. Aizenberg, Ia. n. Construcții cu structură autoadaptabilă la solicitări seismice. Preș. din lb. rusă, Ed. Tehn. București, 1962
9. Albigés, n., Coulet, J - Contreventement des bâtiments - Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, nr.5/1960
10. Aktan, n. n., Bertero, V. V., The seismic resistant design of reinforced concrete complex structural walls-Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1961
11. Anastasescu, B., - Unele aspecte ale interacțiunii dintre suprastructură-fundatie și terenul de fundare la clădirile multietajate, a VII-a Conferința de Petroane, Iași, 1975.
12. Arcan, M - O metodă de calcul a diafragmelor de rigidizare cu un gir de goluri-Studii și cercetări de mecanică aplicată. 2/1962

12. Arcan, M., - O metoda de calcul a diafragmelor de rigidizare cu un gir de geluri - Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr.2/1962.
13. Avram, C., Anastasescu, M., Mirșu, C., Munteanu, I., - Cercetări privind calculul și comportarea structurilor înalte din cadre, diafragme de beton armat supuse la sarcini orizontale - Rev. Construcții, nr.5/1969.
14. Avram, C., Anastasescu, M., - Structuri spațiale, Ed. Academica, M.A., București, 1978
15. Avram, C., Bob, C., Friedrich, R., Stoian, V. - Structuri de beton armat. Metoda elementelor finite. Teoria echivalențelor, Ed. Academiei R.S.R., București, 198
16. Avram, C., Deutsch, I., Pop, A., Slesk, M., - Proiectarea economică a elementelor de construcții din beton armat - Academia, Timișoara, 1979
17. Avram, C., Făcăoaru, E., Mirșu, C., Tertea, I. - Rezistențele și deformările betonului, Editura Tehnică, București, 1971
18. Avram, C., Filimon, I., - Curs de beton armat, vol. I și II. - Litografia I.P.T., Timișoara, 1976
19. Avram, C., - Manual pentru calculul construcțiilor, vol. II. Sec - tiunea IV, editura tehnică, București, 1980
20. Avram, C., Grünert, I., Minătescu, A., Frankă, R., Notaru Gr., Stoian, V., Tudor, S. - Efectul construcției împiedicate la cașcări etajate cu diafragme de beton armat - Conferința a VII-a de betoane, Iași, 1975.
21. Avram, C., Mirșu, C., Bob, C., - Asupra ductilității și energiei de deformabile a elementelor de beton armat, în vederea analizei neliniare a structurilor supuse la seism - A III-a Conferință de betoane, Cluj, 1976
22. Carbaliani, M., Agent, R., Postelnicu, F. - Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme (proiect I.P.C. nr.7010), București, 1977
23. Barnay, G.D., J.A. - Earthquake - resistant structural walls - Tests of Coupling, Ceas-report PCA R/S-1583, Portland Cement Association, Skokie, (Illinois), 1976
24. Basu, A.K. - Dynamic characteristics of Coupled shear walls - I.S.B., august, 1979
25. Șoian, St., Petcu, V., - Calculul structurilor în domeniul plastic Momente independente. Editura Academiei M.A., București, 1978
26. Banuș, V., - Calculul neliniar al structurilor - Editura Tehnică, București, 1981
27. Beck, H. - Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben, dargestellt am Beispiel der Vierendeelträger - Der Bauingenieur, Vol.31, Heft 12, pp.436-443, 1965,
28. Bertero, V.V., - Seismic Behavior of Reinforced Concrete Wall Structural Systems - Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. I pag. 323-330.
29. Beleş, A., Minătescu, S. - Calculul construcțiilor pe terenuri deformabile - Ed. Academiei, R.S.R., București, 1977
30. Dia, C. - Metode de calcul a structurilor încastrate din diafragma I.P. Cluj-Napoca, 1976
31. Binney, J., R., - Diagonally Reinforced Coupling Beams - University of Canterbury, Christchurch, 1972

32. Birsan, G., A., - Dinamica și stabilitatea structurilor - Ed. didactică și Pedagogică, București, 1979
33. Bob, C., - Contribuții la studiul articulațiilor plastice în structurile de beton armat formate din elemente liniare - Teză de doctorat, Timișoara, 1970
34. Bob, C., - Notational Capacity of Reinforced Concrete Members - Symposium of plastic analysis of structures, Jassy, 1972
35. Bob, C., - Incercarea construcțiilor, I.P. Timișoara, 1981
36. Bob, C., - Determinarea rotirilor secțiunilor elementelor de construcții. Al III-lea Simpozion național de tensometrie, Timișoara, 1983
37. Bob, C., Stoian, V., - Considerații privind calculul unor caracteristici dinamice ale structurilor din beton armat - Conferința a XI-a de Betoane, Timișoara, 1982
38. Borges, J., Castaneta, M., - Siguranța structurilor, Editura Tehnic, București, 1974
39. Bota, J., Mădălescu, A., Fricurich, N., Stoian, V., - Calculul neliniar al diaframelor supuse la încărcări repetate - C.N.C., mai 1982
40. Branzaru, I., - Metoda de calcul ale diaframelor de beton armat cu un gir de goluri rectangulare - Rev. Construcțiilor și a mater. de construcții, nr. 2/1968
41. Brinsan, I., - Metoda simplificată de determinare a diagramei încărcare laterală - deplasare (P-U), la diafragmele pline, lungi și medii, din beton armat, Rev. Construcții, nr. 11/1984.
42. Brinsan, I., Barbaiani, M., - Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme - Ed. Tehnică, București, 1976
43. Brinsan, I., Catariu, L., - Cercetări experimentale privind comportarea diaframelor din beton armat monolit în domeniul post-elastic - Rev. Construcții, nr. 5/1983
44. Cardenas, A., Hanson, J., M., Corley, W., G., Hognestad, E., - Design Provisions for Shear Walls, Journal of the American Concrete Institute, nr. 3/1973
45. Carneiro, L. L. B., - Note sur les rotations non élastiques ultimes des pontes en Béton armé - Bulletin d'information du Comité Européen de Béton, nr. 52/1965
46. Căpățina, D., - Aspecte ale răspunsului seismic la structuri din beton armat - Teză de doctorat, I.C.B., 1981
47. Ciongradi, I., Mișir, I., - Utilizarea calculatoarelor la proiectarea structurilor, I.P. Iași, 1975
48. Ciomigiu, Al., Bades, D., Popp, F., - Structură antisismică "celulară" pentru blocurile de locuințe multietajate - Rev. Construcțiilor și materialelor de construcții, nr. 2/1961.
49. Ciomigiu, Al., Titaru, S., Velkov, S., - Energetic Interpretation of the Structure Behaviour during the Earthquake of 26 July 1963 in Skoplje and Conclusions Concerning the Elasto-Plastic Design - University of Skoplje, 1967-1968.
50. Ciuhăndu, Gh., C., - Contribuții la studiul diaframelor din beton armat monolit cu goluri, supuse la încărcări orizontale alternante - Teză de doctorat, Timișoara, 1987.

51. Ciuhandu, G., Minulescu, A., - Cercetari experimentale privind comportarea diafragmelor cu goluri, solicitate la încărcări, solicitate la încărcări orizontale alternante (în lb. rusă) - H&A, Sofia, 1984
52. Ciuhandu, G.C., Minulescu, A., Tudor, J., Ianca, S. - Cercetari experimentale privind ductilitatea diafragmelor monolite cu goluri, solicitate la încărcări orizontale alternante Rev. Construcții, nr. 5/1984
53. Ciuhandu, Gh., C., Minulescu, A., Tudor, J., Ianca, S., - Studii pe modele, de comportarii diafragmelor monolite cu goluri, la acțiunea încărcărilor orizontale ciclice și alternante - Simpozion " Modelarea constr. rezistente la acțiunea seismică ", Ig. Aureș, oct. 1986
54. Coll, A., Puri, A.D., Pottebaum, H. - Numerical elastic analysis of coupled shear walls - Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Vol. 55, martie 1973
55. Constantinescu, D. - Efectele structurale ale curgerii lente ale betonului, Ed. Acad. R.S.R., 1985
56. Constantinescu, D., Postelnicu, I. - Rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat - Rev. Constr. nr. 1/1979
57. Constantinescu, D., Kosetnic, V., Neacșu, M., - Aspecte privind proiectarea secțiunilor dreptunghiulare de beton armat la compresiune excentrică oblică - Rev. Construcții nr. 1. 1984
58. Corley, W.D., - Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams - Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, nr. 10/1966
59. Craian, L., Cercetari asupra comportării și calculului structurilor de beton armat în domeniul plastic, Teza de doctorat, ICB, 1974
60. Craian, L., - Metode energetice în proiectarea antisismică a structurilor, Rev. Construcții, nr. 1/1979
61. Cristescu, V. - Cercetarea în construcții din România în anii erfindurii socialiste - Rev. Construcții, nr. 6/1984
62. Dabija, B.F., - Aspecte privind ductilitatea și capacitatea de absorbție a energiei de către elementele de beton armat - Rev. Construcțiilor și a mater. de construcții, nr. 12/1969
63. Deutsch, I., - Teoria formării și apariției fisurilor înclinate la elementele de beton armat solicitate la încheiere la forța tăietoare, Bugetinal 1PI, seria Construcții, nr. 2/1976
64. Deussen, J. - Contributions to the Analysis of Cracking in Reinforced Concrete Members Subjected to the Bending and Shear-Compression "Effort Transcend", Paris, 1971
65. Dimoiu, I., - Ingineria seismică, curs., Institutul Politehnic "Traian Vuia" Timișoara, 1980
66. Dumitrescu, D., Agent, R., Constantinescu, D., Postelnicu, I. - Probleme generale de concepție și calcul în proiectarea antisismică a construcțiilor din beton armat, raport de sinteză, A AI-Conferința de Betoane, Timișoara, 1982
67. Dumitrescu, D., Agent, R., Cioculaș, G., Găina, N., Popăescu, M., Weissenberg, M., Lisai, S., Stănescu, A., - Indrumător pentru proiectarea și calculul construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat - Ed. Tehnica, București, 1978

63. Dumitrescu, D., Agent, A., Sandi, I. - Neelastarea îmbunătățirii a normativului românesc pentru proiectarea antisismică a construcțiilor (P.100-31) - Prezentare și comentarii, rev. Construcții, nr.12/1981
69. Dumitrescu, D., Constantinescu, D., Postelnicu, T., - Probleme ale alcătuirii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice - rev. Construcții, nr.8/1979
70. Dumitrescu, D., Constantinescu, D., Postelnicu, T. - Probleme ale comportării structurilor din beton armat la acțiuni seismice, rev. Construcții, nr.2/1984
71. Dumitrescu, D., Postelnicu, T. - Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice, rev. Construcții, nr.1/1975
72. Endo, A., Adachi, N., Bakanishi, M., - Force - Deformation Hysteresis Curves of Reinforced Concrete Shear Walls - Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, vol.6.
73. Filimon, I., Deutsen, I., - Surs de beton armat și precuprinit vol.1-2, I.P.T.V.I., 1984
74. Filimon, I., Deutsen, I., Jiva, C., Irnăgiu, A., Izvercian, M., - Studiu teoretic și experimental privind ductilitatea stîlpilor pentru nave industriale - Căminarea a XI-a de Betoane, Timișoara, oct.1982
75. Filimon, I., Deutsen, I., Irnăgiu, A., Izvercian, M., Jiva, C., - Aspecte ale comportării la încărcări alternante a stîlpilor de secțiune dublu T, compriași excentrice, rev. Construcții, nr.7/1980
76. Filimon I., Deutsen, I., Jiva, C., - Aspecte asupra caracteristicilor de deformație postelastica la stîlpii de beton armat - Buletinul I.P.T.V.I. - seria Construcții, Tom.30 (44).1985
77. Filimon I., Deutsen, I., Jiva, C., Irnăgiu, A., Izvercian, M., - Considerații privind influența ductilității asupra răspunsului seismic al structurilor, Buletinul IPTVT, seria Construcții, tom.26(40), 1981
78. Filimon, I., Renoth, I., Clipii, T., - Contribuții la stabilirea procentului minia de armare în funcție de procentul de fisurare la diafragmele de beton armat pentru clădiri multietajate - A VII-a Conferința de Betoane, Iași, 1975
79. Fintel, M., - Response of Buildings to lateral Forces - Journal of the American Concrete Institute, vol.68, nr.2/1971
80. Fintel, M., - Ductile Shear Walls in Earthquake Resistant Multistory Buildings, Journal of the American Concrete Institute, vol.71, nr.6/1974
81. Florian, V., - Contribuții privind calculul la forțe orizontale al structurilor alcătuite din diafragme - Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr.6/1964
82. Friedrich, K., - Procedul grinzii înlocuitoare pentru calculul diaframelor și cadrelor - Buletinul IPTVT - Timișoara, nr.2/1970
83. Friedrich, K., - Bazele metodei elementelor finite - curs post-universitar - IPTVT - Timișoara, 1972
84. Friedrich, K., - Contribuții la studiul grinzilor-pereți din beton armat - Teza de doctorat, Timișoara, 1974

85. Furdul, C., - Comportarea buiandrugilor din beton ugor la încărcări exterioare alternante - Ses. ştiinţ. Judicială, Iaşi, Oct. 1981
86. Furdul, C., - Contribuţii privind studiul betoanelor uşoare de rezistenţă şi a comportării lor în structuri cu diafragme monolite, Teza de doctorat, IPTVT, Timișoara, 1983
87. Georgescu, S. - Noul normativ sovietic pentru proiectarea construcțiilor în zone seismice - Rev. Construcții, nr. 6/1984.
88. Gluck, J., - Elastoplastic Analysis of Coupled Shear Walls - Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, nr. 8/1973
89. Grăner, I., Ifrin, M., Minulescu, A., Motaru Gr., Tudor, D., Stoian, V., - Afectul contracției asupra structurilor cu diafragme de beton armat - Rev. Construcții, nr. 12/1978
90. Hangan, M. S., Crainic, M. L. - Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor, Editura Academica, Iași, 1980
91. Ianca, S., - Calculul structurilor de beton armat în domeniul plastic - Referat documentar, IPTVT, 1979
92. Ianca, S., Bazele calculului în domeniul elastic și plastic - Referat documentar, IPTVT - 1980
93. Ianca S., Principii de calcul și alcătuire a diaframelor din beton armat monolit - Referat documentar, IPTVT, 1980
94. Ianca, S., Izvercian, A., Văceanu, O., Pops, C., - Aspecte privind ductilitatea structurilor înalte din beton armat - A XVII-lea sesiune de comunic. ştiinţ. Timișoara, 1986
95. Ianca, S., Minulescu, A., - Considerații privind unele particularități ale ductilității și energiei disipate din beton armat - Simpozion "Promovarea progresului tehnic în construcții" - Timișoara, martie 1986
96. Ianca, S., Minulescu, A., Tudor, D., Stoian, V., Furdul, C., - Aspecte noi privind comportarea structurilor cu diafragme din beton armat, în domeniul postelatic - Simpozion "Promovarea progresului tehnic în construcții", Timișoara, 1986
97. Ifrin, M., - Analiza dinamică a structurilor și ingineriei seismice. Ed. didactică și Pedagogică, București, 1973
98. Ifrin, M., - Dinamica structurilor și inginerie seismică - Ed. didactică și Pedagogică, București, 1984
99. Ivan, M., - Statica construcțiilor, IPTVT - Timișoara, 1976
100. Jiva, C., - Contribuții la studiul ductilității elementelor de beton armat de secțiune dublu T solicitate la compresiune excentrică dreaptă și oblică, Teza de doctorat Timișoara, 1985
101. Keintale, M., Metode simplificat pentru calculul construcțiilor multietajate, Editura Tehnică, București, 1969
102. Keintzel, E. - Calculul în domeniul plastic al construcțiilor cu diafragme, Rev. Construcții, nr. 7/1973
103. Kuswarapal, K., M., Coull, A., - Elastoplastic Analysis of Comp. Shear Walls - I. S. D. - nr. 9/1976
104. Marinev, M., - Corelarea siguranței cu reglementările de proiectare pentru structurile solicitate la acțiunea seismică - Rev. Construcții, nr. 7/1979

105. Mateescu, D., Anastasescu, D., Gădeanu, L., - Calculul timpanelor rigide cu un gir de goluri - Rev. Construcțiilor și a materialelor de Construcții, nr.2/1962
106. Mattock, A.H. - Discussion of Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams. Journal of the Structural Division Proceedings of the ASCE, nr.4/1967
107. Mazilu, P., Sandi, D., Dinamica construcțiilor, Secțiune IX din M.C.C., ed. Tehnică, București, 1977
108. Mihalache, A. - Contribuții privind calculul elasto-plastic la încărcări seismice, al structurilor în diafragme, Teza de doctorat, I.P. Iași, 1982
109. Mihalache, A. - Metoda de analiza elasto-plastică a structurilor din diafragme de beton armat. Rev. Construcții, nr. 11/1982.
110. Mihalache, A., Cercetări privind comportarea buiandrugilor la structurile din diafragme de beton armat, Rev. Construcții nr.3/1984
111. Minăiescu, A., Curs de construcții civile, vol 1,2 IPTVT, 1986,
112. Minăiescu, A., Friedric, R., Stoian, V., - Calculul postelastice al buiandrugilor, Conf. a XI-a de betoane, Târg, oct. 1982.
113. Minăiescu, S., Grăner, I., Ciuhandu, Gh., Tudor, D., Buchmann I., Furdul, C., - Comportarea buiandrugilor sub efectul sarcinilor orizontale alternante, Rev. Constr. nr.3/1981
114. Minăiescu, A., Ianca, S., Ciuhandu, Gh., - Unele aspecte privind comportarea diaframelor cu goluri, solicitate în domeniul postelastic "Simpozium "promovarea progres. tehn. în constr. de locuințe", Timișoara, sept. 1986
115. Minăiescu, A., Ianca, S., Ciuhandu, Gh., Tudor, D., - Etude experimentale concernant les caractéristiques de ductilité des diaphragmes en béton armé sollicités à des charges laterales alternées - Buletinul IPTVT, tom.29(43), 1984
116. Minăiescu, A., Ianca, S., Ciuhandu, Gh., Tudor, D., Furdul, C., - Comportarea diaframelor din beton armat monolit la acțiuni alternante, studiu experimental al ductilității. Conferința a XII-a de Betoane, oct. 1984.
117. Minăiescu, A., Ianca, S., Tudor, D., Ciuhandu, Gh., - Aspecte de comportament d'une diaphragme expérimentale sollicitée aux charges alternantes - Buletinul IPTVT, Tom.29(43) 1984
118. Minăiescu, A., Ianca, S., Tudor, D., Ciuhandu, Gh., - Rezultate experimentale privind legătura dintre ductilitatea secțională a montajilor și ductilitatea de element, la diafragme. Simpoz. "Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor", ICCPC, fil. Târg., Nov. 1986
119. Minăiescu, A., Tudor, D., Ciuhandu, Gh., Furdul, C., Ianca, S., - Comportarea diaframelor din beton armat monolit la acțiuni ciclice, alternante. Studiu experimental și teoretic al capacității portante - Conf. a XII. de Betoane, Iași, 1984
120. Mihul A., - Cursuri de beton armat. Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1969
121. Mirsa, S.A., Study of the Behavior of Coupled Shear wall Systems, Publications SP-63. ACI, Detroit, 1980, pag.301-329
122. Mirșu, O., - Calculul antisismic al structurilor pe baza prescripțiilor de proiectare, P13-70, Curs. postuniv. IPTVT, 1972

123. Mirșu, O., Friedrich, A., - Construcții industriale speciale din beton armat, Editura didactică și Pedagogică, Buc., 1975
124. Mirșu, O., Friedrich, A., - Construcții din beton armat - ad. didactică și Pedagogică, București, 1980
125. Mirșu, O., Vuc. L., - Metode de calcul ale diaframelor la acțiunii seismice, Rev. Constr. și a mater. de constr. nr. 6/1963.
126. Naka, R., Umemura, H. - Vibration and Loading Tests of Old Tokyo Kairo Building - Department of Architecture Faculty of Engineering, University of Tokyo, Japan, 1967
127. Negoia, Al., - Stări limită specifice pentru construcții anti-seismice, Rev. Construcții, nr. 11/1985.
128. Negoia, Al., Anastasiu, D., Brinzan, I., Marcu, I., - Datele observațiilor multietajate din diafragme a structurilor multietajate din diafragme. Rev. Construcții, nr. 11/1978
129. Negoia, Al., ș.a. - Indrumător pentru proiectarea antisismică a construcțiilor, I.P. Iași, 1980
130. Newmark, N.M., - Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structures - Earthquake Engineering, Prentice Hall Englewood Cliffs, 1970
131. Nicula, I., Onu, T., - Beton armat, Editura didactică și Pedagogică, București, 1982
132. Olaru, D., - Particularități ale modelării experimentale la structurile din beton armat; interpretarea rezultatelor încercirilor mecanice pe modele la scară redusă - Rev. Construcții, nr. 5/1983
133. Onu, T., - Ductilizarea elementelor din beton parțial precomprimat prin confinarea betonului, Rev. Constr. nr. 3/1984
134. Onu, G., - Calculul diaframelor cu buiandrugi subțiri prin metoda elementelor finite. Rev. Studii și cercet. de Mec. aplicată, nr. 6/1977
135. Park, R., Paulay, T., - Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, New York, 1975
136. Paulay, T., - The Coupling of Shear Walls, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1969
137. Paulay, T., - An Elasto-Plastic Analysis of Coupled Shear Walls - Journal of the American Concrete Institute, nr. 11/1970
138. Paulay, T., Coupling Means of Reinforced Concrete Shear Walls - Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, nr. 3/1976
139. Paulay, T., - Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams - Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE nr. 9/1971
140. Paulay, T., Earthquake - Resisting Shear Walls - New Zealand Design Trends, Journal of the American Concrete Institute, 1980,
141. Paulay, T., The Design of Reinforced Concrete Ductile Shear Walls for Earthquake Resistance, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1981
142. Paulay, T., Santhakumar, A.K., Ductile Behaviour of Coupled Shear Walls - Journal of the Structural Divisions, Proceedings of the ASCE, nr. 1/1970

143. Paulay, T., Uzumeri, S.M., - A Critical Review of the Seismic Design Provisions for Ductile Shear Walls, of the Canadian Code and Comments - Canadian Journal of Civil Engineering nr.4/1974.
144. Paulay, T., Woodsir, S.J., - The Ductility of Structural Walls Bulletin of the New-Zealand, National Society for Earthquake Engineering, vol.18, nr.3, Sept.1985.
145. Petcu, V., Calculul structurilor de beton armat în domeniul plastic. Ed. Tehnica, București, 1972
146. Petcu, V., Stanculescu, G., Pascaldi, J., - Adaptabilitatea plastică a structurilor din beton armat, Ed. Acad. RSR, 1981
147. Popescu, H., Probleme ale structurilor din beton armat, Edit. Acad. RSR, București, 1977
148. Postelnicu, T., Un procedeu energetic pentru calculul structurilor cu diafragme de beton armat la acțiunea seismică, Rev. Constr. nr.1/1979
149. Postelnicu, T., - Contribuții la proiectarea antisismică a structurilor cu diafragmele de beton armat, Teză de doctorat, I.C. București, 1980
150. Kobalino, S.M., Earthquake Response of Coupled Shear Walls - International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, vol.21, pag.211-225, Japan, 1985
151. Rossan, K. Die statische Berechnung von Hochhauswänden mit Öffnungserien - Bauingenieur Praxis, Heft 65, Wilhelm Ernst - und Sohn, Berlin, 1965
152. Salse, S.A.B., Fintel, M., - Strength, Stiffness and Ductility Properties of Slender Shear Walls - Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, IASCE, 1973
153. Sandy, H.S.A. - Studiu experimental asupra deformării dinamice a clădirilor înalte - Studii și cercetări în domeniul mecanicii construcțiilor, nr.2/1967
154. Sandy, H., Elemente de dinamică structurilor, Ed. Tehn. Buc. 1983
155. Sick-gyoo, J. - The Static and Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Structure - International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, vol.21, pag.283-298, Japan, 1985.
156. Santhakumar, A.A., Ductility of Coupled Shear Walls, Ph.D. Thesis University of Canterbury, Christchurch, New-Zealand 1974.
157. Steian, V.A., - Utilizarea metodei elementelor finite la calculul structurilor cu diafragme - referat documentar, IPT 1975
158. Steian, V.A., - Utilizarea teoriei echivalentelor la calculul structurilor cu elemente plane - Bul. I.P.T. Tom 23(37) 1978
159. Steian, V.A., - Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor înalte cu diafragme de beton armat - Teza de doctorat, IPT. 1982
160. Tertea, I., Oneg, T. - Rotational Capacity of Plastic Hinge in Reinforced Lightweight Concrete Beams - Bulletin d'Information CEB, Franța, vol.132, 1979
161. Tertea, I., Oneg, T., - Ductility of Partially Prestressed Concrete - "International Symposium Nonlinearity and Continuing in Prestressed concrete" University of

Waterloo, Canada, 1985

162. Tertea, I. Onet, T., Păcurar, V., - Proiectarea betonului armat Ediția III-a, Editura didactică și Pedagogică, București, 1985
163. Tîgaru, A., Cișmigiu, A. - Calculul dinamic și spațiu al construcțiilor la cutremur și la alte acțiuni laterale, rev. Constr. și materialelor de construcții, nr.12, 1959
164. Toma, A., Patraș, A. Pop, I. Gh., - Ductilitatea diafragmelor din beton cu agregate ușoare, revista Construcțiilor, nr.2/1986
165. Tsoukantas, C., Macchi, G., - Proposals on Test-Procedure under Cyclic Loading, HALLA Committee 31 - IABSE, Copenhagen, 1985
166. Tudor, C. - Contribuții la studiul comportării structurilor cu diafragme din beton armat sub efectul deformațiilor împiedicate - a sa de doctorat, IPTV, 1981
167. Tudor, C., Ciunandu, Gh., Jianca, S., - Efectul armării riglelor de cuplare asupra capacității portante a diafragmelor solicitate la încărcări orizontale alternante - Simpozion "Ceișii noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor", Timișoara, nov.1986
168. Tudor, C., Mînaiescu, A., Ciunandu, Gh., Jianca, S. - Studiul comparativ al capacității portante determinate experimental și teoretic la diafragme solicitate la sarcini orizontale alternante - Simpozion - "Ceișii noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor", Timișoara, nov.1986
169. Wahib, A. - Contribuții la calcul și alcătuirea structurilor cu diafragme din beton armat, teza de doctorat IPTV, Timișoara, 1978.
170. Wang, T.Y., Bertero, V.V., și Popov, D.P. - Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Framed Walls, University of California Berkeley, 1975
171. Winkler, A., Gluck, J. - Ultimate Strength Analysis of Coupled Shear Walls, Journal of the American Concrete Institute, nr.12/1968
172. Yamada, H., Yagi, S., - Shear Explosion on Reinforced Concrete Short Columns, Proc.5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973
173. *** - Analiza comportării diafragmelor din beton armat monolit în domeniul post-elastic (referat cu concluzii și recomandări) INCAN, București, 1981
174. *** - ACI Standard 318-77. Building Code Requirements for Reinforced Concrete - American Concrete Institute, Detroit, 1977
175. *** - CEB "Model Code for Seismic Design of Concrete Structures - Comité Euro-international du Béton, Bulletin d'information, nr.100/1983.
176. *** - Comportări privind ductilitatea diafragmelor de beton armat la clădiri de locuit multietajate în regiile seismice, faza 1977 - Contract 3404/1975, ICCPCC-INCAN-100, 1977
177. *** - Studii asupra comportării structurilor din diafragme de beton armat monolit la încărcări laterale alternante fazele 1/1982, 2/1982, 1/1983, 2/1984, 3/1984, referat final de sinteză, Contract 377/1981, ICCPCC, Fil. Timișoara, 1982-84
178. *** - Comportarea în domeniul post-elastic a diafragmelor cu goluri, din beton armat, solicitate la încărcări orizontale alternante. fazele 1/1985, 2/1985, 3/1985, 4/1986, 5/1986 - Contract 555/1985, ICCPCC, Fil. Timișoara, 1985-1986

179. *** - Cutreaurul din Romania din 4 martie 1977 și efectele sale asupra construcțiilor, Vol. I-IV. "Comportarea la cutreaur a clădirilor de locuit și social culturale, IC.F.O.S. București, 1973
180. *** - "Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton, indicativ P85 - 32, ICCPAC. Buletinul Construcțiilor, nr. 6/1982
181. *** - "Normativ pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale", indicativ Pleo-01, ICCPAC
182. *** - NZS3101 ; New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures - Standards Association of New-Zealand, 1982
183. *** - Prescripții tehnice. Propuneri privind îmbunătățirea prevederilor referitoare la ductilitate și rigiditate, din instrucțiunile tehnice pentru proiectarea diafragmelor din beton armat (P85-32, Contract 877/1981, faza 2/1984, ICCPAC, Filiala Timișoara, 1984
184. *** - Recomandări privind completarea instrucțiunilor tehnice P85-32, referitoare la capacitatea portantă și alcătuirea constructivă a diafragmelor din beton armat. Contract, 877/1981, faza 3/1984, ICCPAC, Fil. Tim. 1984
185. *** - Recomandări privind completarea și îmbunătățirea instrucțiunilor de calcul și alcătuire ale diafragmelor cu goluri, supuse la încărcări orizontale alternante (referat final de sinteză) Contract ICCPAC 555/1985, faza 5/1986, Timișoara.,
186. *** - Studiu de sinteză asupra cercetărilor referitoare la structurile cu diafragme din beton armat monolit, efectuate pe plan mondial și în țara noastră; propuneri pentru continuarea cercetărilor, Contract. nr. 555/1981, faza 5/1982, ICCPAC, București, 1982
188. *** - Studii și experimentări privind comportarea la forțe orizontale a elementelor constitutive din cadrul diafragmelor verticale de beton armat și diafragmelor - cadru, ICCPAC, Filiala, Iași, 1981
189. *** - STAS 10107/0 - 84 - Construcții civile și industriale calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat, 1984.