

UNIVERSITATEA TEHNICA TIMISOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

617 835  
285 H

ING. IRESCU MATEI-RADU  
INCERC-BUCURESTI

## TEZA DE DOCTORAT

CONTRIBUTII LA PROIECTAREA ANTISEISMICA  
A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA

CONDUCATOR STIINTIFIC

Prof. dr. ing. VICTOR GIONCU

TIMISOARA

- 1995 -

**CUPRINS**

	<u>Pagina</u>
CUPRINS	i
LISTA TABELELOR	ix
LISTA FIGURILOR	x
1. STADIUL ACTUAL AL CONCEPTIEI PROIECTARII ANTISEISMICE A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT	1
1.1 Generalitati	1
1.2 Tipuri caracteristice de structuri duale	3
1.3 Problemele principale implicate in proiectarea antiseismica a structurilor duale din beton armat	3
1.3.1 Evaluarea fortei seismice de calcul	4
1.3.2 Alegerea caracteristicilor ansamblului structural	5
1.3.3 Proiectarea structurala	6
1.3.3.1 Modelarea structurala	7
1.3.3.2 Calculele structurale. (Evaluarea analitica a raspunsului seismic)	7
1.3.3.2.1 Generalitati	7
1.3.3.2.2 Analiza raspunsului seismic in domeniul elastic efectuata in mod curent in tara noastra asupra structurilor duale din beton armat	8
1.3.3.2.3 Analiza raspunsului seismic in domeniul inelastic efectuata in mod curent in tara noastra asupra structurilor duale din beton armat	9
1.3.3.3 Dimensionarea si alcatuirea elementelor structurale precum si a imbinarilor dintre ele	10
1.4 Consideratii asupra filozofiei actuale a proiectarii antiseismice a structurilor duale din beton armat	14
1.5 Scopul si obiectivele tezei de doctorat	19

2. CONCEPTII NOI IN PROIECTAREA ANTISEISMICA A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT	23
2.1 Introducere	23
2.2 Diferentele dintre deformabilitate, ductilitate si factorul de ductilitate in cazul structurilor duale fata de cele simple	27
2.3 Interdependenta dintre deformabilitate, ductilitate si factorul de ductilitate	30
2.3.1 Generalitati	30
2.3.2 Relatii de interdependenta	31
2.4 Analiza problemelor critice ale proiectarii-verificarii antiseismice a structurilor duale din beton armat	33
3. IMPLICATII IN PROIECTAREA ANTISEISMICA A REZULTATELOR CERCETARILOR MAI IMPORTANTE EFECTUATE PE PLAN MONDIAL ASUPRA SISTEMELOR STRUCTURALE DUALE DIN BETON ARMAT	35
3.1 Generalitati	35
3.2. Aprecieri calitative asupra prevederilor normative	36
3.2.1 Prezentarea sumara a rezultatelor cercetarilor mai importante efectuate asupra unor structuri duale din beton armat proiectate pe baza normativului P.100	37
3.2.1.1 Structura duala din beton armat cu sase etaje	38
3.2.1.2. Structura duala din beton armat (planseu dala cu diafragme rare) cu patru etaje	40
3.2.2 Prezentarea sumara a rezultatelor cercetarilor mai importante efectuate asupra unor structuri duale din beton armat proiectate pe baza prescriptiei americane UBC	41
3.2.2.1 Structura duala din beton armat cu sapte etaje	42
3.2.2.2 Structura duala din beton armat cu 15 etaje	43

	<u>Pagina</u>
3.2.3 Aprecieri calitative finale asupra prevederilor normative. Concluzii	46
3.3 Aprecieri calitative asupra analizei teoretice in proiectarea antiseismica	48
3.3.1 Structura duala din beton armat cu patru etaje proiectata conform normativului P.100-92	49
3.3.1.1 Descrierea modelului analitic elastic	49
3.3.1.2 Compararea intre caracteristicile dinamice calculate si cele masurate experimental	50
3.3.2 Structura duala din beton armat cu sapte etaje proiectata conform prescriptiei UBC	51
3.3.3 Structura duala din beton armat, cu 15 etaje, proiectata conform prescriptiei UBC	53
3.3.4 Aprecieri calitative finale asupra analizei teoretice in proiectarea antiseismica. Concluzii.	54
4. NECESITATI DE CERCETARE PENTRU IMBUNATATIREA METODELOR EXISTENTE SI PENTRU ELABORAREA UNOR METODE NOI DE PROIECTARE ANTISEISMICA A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT	55
4.1 Directii de cercetare pentru elaborarea unor metode noi de proiectare/ verificare antiseismica a structurilor duale din beton armat	55
4.2 Recomandari de cercetare pentru imbunatatirea metodelor existente precum si pentru elaborarea unor metode noi de proiectare antiseismica a structurilor duale din beton armat	57
4.3 Necesitati de cercetare pentru imbunatatirea metodelor existente de proiectare antiseismica a structurilor duale din beton armat	59
4.3.1 Deosebiri topologice	59
4.3.2 Intensitatea fortei seismice de calcul	60

	<u>Pagina</u>
4.3.3 Distributia pe verticala a fortei seismice de calcul	61
4.3.4 Eforturile sectionale de calcul in sistemele duale din beton armat	61
4.3.5 Rezistenta la forta taietoare a diaframelor cu bulbi	63
4.3.6 Proiectarea diaframelor cuplate (cu goluri mari) si cadrelor din beton armat	64
4.3.7 Dispunerea si conformarea elementelor structurale si a structurii duale in ansamblul ei	66
4.3.8 Flexibilitatea planseelor (saibelor orizontale)	66
5. STUDIU DE CAZ SI CERCETARI PARAMETRICE PENTRU IDENTIFICAREA SI REALIZAREA PERFECTIONARILOR NECESARE IMBUNATATIRII METODELOR EXISTENTE DE PROIECTARE ANTISEISMICA A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT	68
5.1 Introducere	68
5.2 Studiu de caz	68
5.2.1 Structura duala cu 10 etaje analizata	68
5.2.2 Proiectarea structurii duale cu 10 etaje	75
5.2.3 Rezistenta laterala maxima a structurii duale cu 10 etaje	76
5.2.4 Analize dinamice liniare efectuate asupra structurii duale cu 10 etaje	79
5.2.5 Analize dinamice neliniare efectuate asupra structurii duale cu 10 etaje	85
5.2.5.1 Generalitati	85
5.2.5.2 Accelerograme utilizate	85
5.2.5.3 Modelarea matematica	86
5.2.5.4 Date de intrare pentru analize	88
5.2.5.5 Rezultatele analizelor	88

	<u>Pagina</u>
5.2.6 Evaluarea fortelor taietoare maxime posibile din stalpi si montanti	91
5.3 Cercetari parametrice	94
5.3.1 Alegerea si proiectarea structurilor duale pentru studiul parametric	94
5.3.2 Raspunsul seismic al structurilor duale analizate	96
5.3.3 Evaluarea eforturilor sectionale maxime posibile din stalpi si diafragme	97
5.3.4 Evaluarea calitativa a efectului rotirii fundatiilor	98
6. STUDII TEORETICE SI CERCETARI PARAMETRICE PENTRU IDENTIFICAREA SI REALIZAREA PERFECTIONARILOR NECESARE ELABORARII UNOR METODE DE PROIECTARE/VERIFICARE ANTISEISMICA A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT	100
6.1 Generalitati	100
6.2 Metode si concepte energetice de proiectare si/sau verificare antiseismica a structurilor duale din beton armat	101
6.2.1 Baze teoretice	102
6.2.1.1 Energia maxima indusa de cutremur	103
6.2.1.2 Energia capabila a structurii	105
6.2.2 Relatii de calcul	107
6.3 Metodologie generala de proiectare antiseismica a structurilor duale din beton armat considerand doua nivele pentru starile limita	112
6.3.1 Introducere	112
6.3.2 Metodologia generala de proiectare antiseismica	114
6.3.3 Relatii intre rezistenta si factorul de ductilitate structural	117
6.3.4 Evaluari comparative in raport cu prescriptiile de proiectare actuale	119

7. PROBLEME CRITICE IMPLICATE IN PROIECTAREA ANTISEISMICA A UNOR TIPURI DE SISTEME DE FUNDARE SPECIFICE STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT	121
7.1 Introducere	121
7.2 Generalitati	121
7.3 Tipuri de sisteme de fundare care pot suferi incursiuni in domeniul post-elastic de deformare	122
7.3.1 Fundatii de suprafata directe la care se urmareste aparitia deformarii post-elastice in terenul de fundare	123
7.3.2 Fundatii de adancime indirecte la care se urmareste aparitia deformarii post-elastice in pilotii din beton armat	125
7.4 Parametrii critici care pot afecta comportarea unor tipuri de sisteme de fundare care pot suferi incursiuni in domeniul post-elastic de deformare	126
7.4.1 Parametrii critici care pot afecta comportarea sistemului deformabil fundatie de suprafata directa-teren de fundare	127
7.4.2 Parametrii critici care pot afecta comportarea sistemului deformabil fundatie de adancime indirecta-piloti din beton armat	128
7.4.2.1 Efectul indirect, datorat fortelor seismice orizontale, asupra fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale pe piloti din beton armat	129
7.4.2.2 Efectul torsiunii generale, datorat fortelor seismice orizontale, asupra fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale pe piloti din beton armat	130
7.5 Aprecieri privind calculul in domeniul elastic al unor tipuri de sisteme de fundare	130
7.5.1 Aprecierea caracteristicilor fizico-geometrice ale unor tipuri de sisteme de fundare	131

	<u>Pagina</u>
7.5.2 Analiza sectiunilor transversale ale pilotilor fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale	131
7.6 Aprecieri privind verificarea comportarii la stadiul limita ultim a unor tipuri de sisteme de fundare	132
7.7 Aprecieri privind proiectarea sistemului de piloti ai fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale	134
7.7.1 Prevederi prin care se urmareste dezvoltarea numai a mecanismelor de plastificare din incovoiere	134
7.7.1.1 Rezistenta la moment incovoietor	135
7.7.1.2 Rezistenta la forta taietoare	136
7.7.1.3 Prevederi prin care se urmareste inzestrarea zonelor plastice potientiale cu o ductilitate de curbura adecvata	137
8. PROBLEME REZOLVATE DE AUTOR IN CADRUL TEZEI DE DOCTORAT	142
BIBLIOGRAFIE	146
ANEXA 1 LA CAPITOLUL 1. PROGRAMUL CASE 06 - METODA DE CALCUL	164
A.1.1 Matrici de rigiditate pentru tipurile de elemente constitutive ale unei substructuri	164
A.1.2 Rigiditatea laterala a substructurii	170
A.1.3 Rigiditatea structurii in ansamblu	171
A.1.4 Analiza modala	173
ANEXA 2 LA CAPITOLUL 1. PROGRAMUL ANELISE - METODA DE CALCUL	176
A.2.1 Presentarea generala a metodei	176
A.2.2 Ipoteze de baza	177
A.2.3 Ecuatiile miscarii	179
A.2.4 Matricile de inertie, amortizare si rigiditate ale structurii	182



	<u>Pagina</u>
A.2.5 Caracteristicile plastice ale barelor	184
ANEXA 3 LA CAPITOLUL 5. PROIECTAREA STRUCTURII DUALE CU 10 ETAJE	185
A.3.1 Incarcari gravitationale	185
A.3.2 Incarcarea seismica de calcul	185
A.3.3 Eforturile sectionale de calcul	186
A.3.4 Dimensionarea structurii duale cu 10 etaje	187
TABELE	189
FIGURI	195

## LISTA TABELELOR

<u>Tabelul</u>		<u>Pagina</u>
5.1	Marimea (in KN) si distributia fortelor seismice (incluzand torsiunea) pentru diafragma izolata, cadrul izolat si structura duala cu 10 etaje.	190
5.2	Rezultatele calculelor la gruparea speciala de incarcare. Momentele incovoietoare de calcul de la capetele riglelor de cuplare si grinzilor.	191
5.3	Rezultate ale analizelor liniare statice si dinamice obtinute la baza diafragmei si cadrelor.	192
5.4	Valorile coeficientilor de amplificare dinamica obtinute din confruntarea fortelor taietoare de etaj rezultate din calculul static elastic cu acelea generate in timpul raspunsului dinamic elasto-plastic.	193
5.5	Valorile coeficientilor de amplificare dinamica pentru fortele taietoare din diafragme, $K_Q^D$ .	194
5.6	Valorile coeficientilor de amplificare dinamica pentru momentele incovoietoare din diafragme, $K_{M1}^D$ .	194
5.7	Valorile coeficientilor de amplificare dinamica pentru fortele taietoare din stalpi, $K_Q^S$ .	194

## LISTA FIGURILOR

<u>Figura</u>		<u>Pagina</u>
1.1	Forte de interactiune Intre cadre si diafragme la o structura duala	196
1.2	Structura duala cu diafragme dispuse izolat (sistem celular)	197
1.3	Tipuri de structuri duale cu nuclee	198
2.1	Definirea deformabilitatii, ductilitatii si factorului de ductilitate	199
2.2	Deformabilitatea si ductilitatea unei diafragme si unui cadru din beton armat	199
2.3	Cerintele de ductilitate pentru diafragma si cadru intr-o structura duala din beton armat	200
3.1	Compararea raspunsului experimental cu raspunsul idealizat conform P.100-81 al unor diafragme din beton armat monolite - D.M. si prefabricate - D.P. incercate in INCERC - Bucuresti de catre autor	201
3.2	Compararea raspunsului experimental cu raspunsul idealizat conform P.100-81 al unui cadru din beton armat incercat in INCERC - Bucuresti de catre conf. dr. ing. Hristache Popescu	202
3.3	Schema incarcarii laterale si dimensiunile structurii duale incercata la INCERC-Timisoara	203
3.4	Compararea raspunsului experimental cu raspunsul idealizat conform P.100-81 al unei structurii duale din beton armat incercata in INCERC - Timisoara	204
3.5.a	Structura prototip. Vedere in plan	205
3.5.b	Rezultatele analizei energetice efectuate asupra structurii dala cu diafragme rare	206
3.6	Cladirea duala din beton armat cu 7 nivele incercata la Tsukuba-Japonia	207

<b>Figura</b>	<b>Pagina</b>
3.7 Compararea raspunsurilor experimentale cu raspunsul minim, conform codului UBC, al cladirii din Fig. 3.6.	207
3.8 Cladirea duala din beton armat cu 15 nivele analizata la Berkeley	208
3.9 Compararea raspunsului experimental cu cel conform codului UBC, al diafragmei cuplate	208
3.10 Redistribuirea masurata experimental a fortei taietoare de baza totala in diafragma cuplata din cladirea aratata in Fig.3.8.	208
3.11 Corelarea raspunsului masurat experimental cu raspunsurile evaluate analitic	209
3.12 Modelul analitic al sistemului dual din Fig.3.6. Modelarea bi-dimensionala	209
3.13 Modelul analitic al sistemului dual din Fig.3.6. Mecanismul de disipare a energiei	209
3.14 Fenomenul de interactiune tri-dimensionala la cladirea din Fig.3.6.	209
5.1 Structura duala cu 10 etaje. Vedere in plan	210
5.2 Determinarea raportului maxim de rigiditate si rezistenta dintre riglele de cuplare si montanti	211
5.3 Determinarea raportului minim de rigiditate si maxim de rezistenta dintre grinzi si stalpi	211
5.4 Sectiunea transversala a montantilor diafragmei cuplate	212
5.5 Sectiunea transversala a riglelor de cuplare	212
5.6 Sectiunea transversala a stalpilor	213
5.7 Sectiunea transversala a grinzilor	213
5.8 Rezultatele analizei statice neliniare efectuate asupra diafragmei izolate si cadrului izolat	214
5.9 Rezultatele analizei statice neliniare efectuate asupra structurii duale cu diafragma cuplata prin rigle	215

<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>
5.10 Rezultatele analizei statice neliniare efectuate asupra structurii duale cu diafragma cuplata prin penduli	216
5.11 Curbele caracteristice, $\sigma - \epsilon$ , ale materialelor utilizate pentru determinarea diagramei moment incovoietor-curbura pentru riglele de cuplare, montanti, grinzi si stalpi	217
5.12 Diagramele moment incovoietor-curbura, dupa ambele directii de incovoiere, pentru sectiunea transversala a riglei de cuplare	218
5.13 Diagramele moment incovoietor-curbura, dupa ambele directii de incovoiere, pentru sectiunea transversala a grinzii de cadru	218
5.14 Diagrama de interactiune moment incovoietor-fora axiala pentru sectiunea transversala a montantului diafragmei cuplate prin rigle	219
5.15 Diagrama de interactiune moment incovoietor-fora axiala pentru sectiunea transversala a stalpului de cadru	220
5.16 Diagramele moment incovoietor-curbura pentru sectiunea transversala a montantului diafragmei cuplate supus la fortele axiale corespunzatoare stadiului limita ultim	221
5.17 Diagramele moment incovoietor-curbura pentru sectiunea transversala a stalpului (marginal) de cadru supus la fortele axiale corespunzatoare stadiului limita ultim	221
5.18 Modelarea interactiunii dintre diafragma si cadre ca o problema plana	222
5.19 Forte taietoare de etaj, $Q_e$ , in diafragma rezultate din analizele liniare statice si dinamice	223
5.20 Forte taietoare de etaj, $Q_e$ , intr-un cadru rezultate din analizele liniare statice si dinamice	224
5.21 Accelerogramele utilizate in analizele dinamice liniare si neliniare	225
5.22 Distributia articulatiilor plastice la raspunsul seismic maxim	226

<b><u>Figura</u></b>		<b><u>Pagina</u></b>
5.23	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in riglele de cuplare cand diafragma cuplata izolata este supusa miscarilor seismice (a) Superior	227
5.24	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in riglele de cuplare cand diafragma cuplata izolata este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	228
5.25	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in riglele de cuplare cand structura duala este supusa miscarilor seismice (a) Superior	229
5.26	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in riglele de cuplare cand structura duala este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	230
5.27	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din stanga al diafragmei cuplate prin rigle cand structura duala este supusa miscarilor seismice (a) Superior	231
5.28	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din stanga al diafragmei cuplate prin rigle cand structura duala este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	232
5.29	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din dreapta al diafragmei cuplate prin rigle cand structura duala este supusa miscarilor seismice (a) Superior	233

<b><u>Figura</u></b>		<b><u>Pagina</u></b>
5.30	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din dreapta al diafragmei cuplate prin rigle cand structura duala este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	234
5.31	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din stanga al diafragmei cuplate prin penduli cand structura duala este supusa miscarilor seismice (a) Superior	235
5.32	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din stanga al diafragmei cuplate prin penduli cand structura duala este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	236
5.33	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din dreapta al diafragmei cuplate prin penduli cand structura duala este supusa miscarilor seismice (a) Superior	237
5.34	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din dreapta al diafragmei cuplate prin penduli cand structura duala este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	238
5.35	Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din stanga a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice (a) Superior	239

<b>Figura</b>	<b>Pagina</b>
5.36 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din stanga a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	240
5.37 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea centrala a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice (a) Superior	241
5.38 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea centrala a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	242
5.39 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din dreapta a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice (a) Superior	243
5.40 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din dreapta a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	244
5.41 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din stanga a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice (a) Superior	245



<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>
5.42 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din stanga a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	246
5.43 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea centrala a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice (a) Superior	247
5.44 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea centrala a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	248
5.45 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din dreapta a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice (a) Superior	249
5.46 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din dreapta a cadrului cand structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice (b) Inferior	250
5.47 Istoria deplasarilor la etajul 4 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977	251
5.48 Istoria deplasarilor la etajul 7 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977	252

<b><u>Figura</u></b>		<b><u>Pagina</u></b>
5.49	Istoria deplasariilor la etajul 10 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977	253
5.50	Istoria fortelor taietoare la parterul diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977	254
5.51	Istoria fortelor taietoare la etajul 4 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977	255
5.52	Istoria fortelor taietoare la etajul 7 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977	256
5.53	Istoria deplasariilor la etajul 4 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977	257
5.54	Istoria deplasariilor la etajul 7 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977	258
5.55	Istoria deplasariilor la etajul 10 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977	259
5.56	Istoria fortelor taietoare la parterul structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977	260
5.57	Istoria fortelor taietoare la etajul 4 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977	261
5.58	Istoria fortelor taietoare la etajul 7 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977	262
5.59	Istoria deplasariilor la etajul 4 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940	263
5.60	Istoria deplasariilor la etajul 7 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940	264
5.61	Istoria deplasariilor la etajul 10 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940	265
5.62	Istoria fortelor taietoare la parterul diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940	266

<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>
5.63 Istoria fortelor taietoare la etajul 4 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940	267
5.64 Istoria fortelor taietoare la etajul 7 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940	268
5.65 Istoria deplasarilor la etajul 4 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940	269
5.66 Istoria deplasarilor la etajul 7 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940	270
5.67 Istoria deplasarilor la etajul 10 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940	271
5.68 Istoria fortelor taietoare la parterul structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940	272
5.69 Istoria fortelor taietoare la etajul 4 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940	273
5.70 Istoria fortelor taietoare la etajul 7 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940	274
5.71 Forte taietoare de etaj, $Q_e$ , in diafragma rezultate din analizele statica liniara si dinamice neliniare	275
5.72 Forte taietoare de etaj, $Q_e$ , intr-un cadru rezultate din analizele statica liniara si dinamice neliniare	276
5.73 Forte taietoare de etaj, $Q_e$ , in diafragma rezultate din analizele statica liniara si dinamice neliniare-cutremur de proiectare	277
5.74 Forte taietoare de etaj, $Q_e$ , in diafragma rezultate din analizele statica liniara si dinamice neliniare-cutremur maxim credibil	278
5.75 Forte taietoare de etaj, $Q_e$ , intr-un cadru rezultate din analizele statica liniara si dinamice neliniare-cutremur de proiectare	279
5.76 Forte taietoare de etaj, $Q_e$ , intr-un cadru rezultate din analizele statica liniara si dinamice neliniare-cutremur maxim credibil	280

<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>
5.77 Structura duala cu 7 etaje si $K_{dm}=0,289$ . Vedere in plan	281
5.78 Marimea si distributia deplasarii maxime de nivel cand sistemul structural cu $K_{dm}=1,000$ este supus miscarii seismice	282
5.79 Marimea si distributia deplasarii maxime de nivel cand sistemele structurale duale sunt supuse actiunii cutremurului Vrancea 1977	283
5.80 Marimea si distributia deplasarii maxime de nivel cand sistemele structurale duale sunt supuse actiunii cutremurului El Centro 1940	284
5.81 Marimea si distributia deplasarii maxime de nivel cand sistemul structural cu $K_{dm}=0,000$ este supus miscarii seismice	285
5.82 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzi cand sistemele structurale duale sunt supuse actiunii cutremurului Vrancea 1977	
(a) Superior	286
5.83 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzi cand sistemele structurale duale sunt supuse actiunii cutremurului Vrancea 1977	
(b) Inferior	287
5.84 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzi cand sistemele structurale duale sunt supuse actiunii cutremurului El Centro 1940	
(a) Superior	288
5.85 Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzi cand sistemele structurale duale sunt supuse actiunii cutremurului El Centro 1940	
(b) Inferior	289

<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>
5.86 Marimea si distributia fortelor taietoare de etaj in sistemul structural cu $K_{dm}=1,000$ supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (a) Pozitiv	290
5.87 Marimea si distributia fortelor taietoare de etaj in sistemul structural cu $K_{dm}=1,000$ supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (b) Negativ	291
5.88 Marimea si distributia fortelor taietoare de etaj in sistemul structural cu $K_{dm}=1,000$ supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (a) Pozitiv	292
5.89 Marimea si distributia fortelor taietoare de etaj in sistemul structural cu $K_{dm}=1,000$ supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (b) Negativ	293
5.90 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,916$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (a) Pozitiv	294
5.91 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,916$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (b) Negativ	295
5.92 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,916$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (a) Pozitiv	296

<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>
5.93 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,916$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (b) Negativ	297
5.94 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,823$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (a) Pozitiv	298
5.95 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,823$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (b) Negativ	299
5.96 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,823$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (a) Pozitiv	300
5.97 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,823$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (b) Negativ	301
5.98 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,721$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (a) Pozitiv	302
5.99 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,721$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (b) Negativ	303

<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>
5.100 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,721$ este supus actiunii cutremurului EL Centro 1940 (a) Pozitiv	304
5.101 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,721$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (b) Negativ	305
5.102 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,604$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (a) Pozitiv	306
5.103 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,604$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (b) Negativ	307
5.104 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,604$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (a) Pozitiv	308
5.105 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,604$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (b) Negativ	309
5.106 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,467$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (a) Pozitiv	310

<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>
5.107 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,467$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (b) Negativ	311
5.108 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,467$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (a) Pozitiv	312
5.109 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,467$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (b) Negativ	313
5.110 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,289$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (a) Pozitiv	314
5.111 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,289$ este supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (b) Negativ	315
5.112 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,289$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (a) Pozitiv	316
5.113 Distributia fortelor taietoare de etaj intre diafragme si cadre cand sistemul structural dual cu $K_{dm}=0,289$ este supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (b) Negativ	317



<u>Figura</u>	<u>Pagina</u>
5.114 Marimea si distributia fortelor taietoare de etaj in sistemul structural cu $K_{dm}=0,000$ supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (a) Pozitiv	318
5.115 Marimea si distributia fortelor taietoare de etaj in sistemul structural cu $K_{dm}=0,000$ supus actiunii cutremurului Vrancea 1977 (b) Negativ	319
5.116 Marimea si distributia fortelor taietoare de etaj in sistemul structural cu $K_{dm}=0,000$ supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (a) Pozitiv	320
5.117 Marimea si distributia fortelor taietoare de etaj in sistemul structural cu $K_{dm}=0,000$ supus actiunii cutremurului El Centro 1940 (b) Negativ	321
5.118 Istoria deplasarilor la etajul 5 al sistemului structural cu $K_{dm}=1,000$ supus actiunilor seismice	322
5.119 Istoria deplasarilor la etajul 5 al sistemului structural cu $K_{dm}=0,916$ supus actiunilor seismice	323
5.120 Istoria deplasarilor la etajul 5 al sistemului structural cu $K_{dm}=0,823$ supus actiunilor seismice	324
5.121 Istoria deplasarilor la etajul 5 al sistemului structural cu $K_{dm}=0,721$ supus actiunilor seismice	325
5.122 Istoria deplasarilor la etajul 5 al sistemului structural cu $K_{dm}=0,604$ supus actiunilor seismice	326
5.123 Istoria deplasarilor la etajul 5 al sistemului structural cu $K_{dm}=0,467$ supus actiunilor seismice	327

<b>Figura</b>	<b>Pagina</b>
5.124 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu $K_{dm}=0,289$ supus acțiunilor seismice	328
5.125 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu $K_{dm}=0,000$ supus acțiunilor seismice	329
5.126 Istoria forțelor taietoare la parterul sistemului structural cu $K_{dm}=1,000$ supus acțiunilor seismice	330
5.127 Istoria forțelor taietoare la parterul sistemului structural cu $K_{dm}=0,916$ supus acțiunilor seismice	331
5.128 Istoria forțelor taietoare la parterul sistemului structural cu $K_{dm}=0,823$ supus acțiunilor seismice	332
5.129 Istoria forțelor taietoare la parterul sistemului structural cu $K_{dm}=0,721$ supus acțiunilor seismice	333
5.130 Istoria forțelor taietoare la parterul sistemului structural cu $K_{dm}=0,604$ supus acțiunilor seismice	334
5.131 Istoria forțelor taietoare la parterul sistemului structural cu $K_{dm}=0,467$ supus acțiunilor seismice	335
5.132 Istoria forțelor taietoare la parterul sistemului structural cu $K_{dm}=0,289$ supus acțiunilor seismice	336
5.133 Istoria forțelor taietoare la parterul sistemului structural cu $K_{dm}=0,000$ supus acțiunilor seismice	337
5.134 Marimea și distribuția forțelor taietoare convenționale în lungul diaframelor, rezultate din analizele dinamice neliniare	338
5.135 Marimea și distribuția momentelor încovoietoare convenționale în lungul diaframelor, rezultate din analizele dinamice neliniare	339
6.1 Corelarea rezistenței și factorului de ductilitate într-o structură simplă în condițiile satisfacerii bilanțului energetic	340
6.2 Corelarea rezistenței, rigidității și factorului de ductilitate într-o structură duală în condițiile satisfacerii bilanțului energetic	341

<b><u>Figura</u></b>	<b><u>Pagina</u></b>	
6.3	Relatia forta laterala-deplasare laterala, a unei structuri duale	342
6.4	Curba $\Psi_r - \mu_s$ pentru $T=0,232$ secunde	343
6.5	Curbe $\Psi_r - \mu_s - T$ determinate din studiile statistice	344
6.6	Relatii $\Psi_r - \mu_s - T$	345
6.7	Modificarea momentului incovoietor de rasturnare de baza pentru aceeasi cerinta de ductilitate	346
6.8	Compararea rezistentelor laterale reale cu cele de calcul conform normativului P.100-92	347
7.1	Efectul actiunii eforturilor $N$ si $M$ transmise de suprastructura la baza unei fundatii directe	348
7.2	Schema simplificata considerata pentru determinarea momentului de plastificare la nivelul bazei unei fundatii directe	348
7.3	Mecanismul de disipare a energiei reprezentat de sistemul de piloti al unei fundatii de adancime indirecte - radier general	349
7.4	Distributia curburilor intr-un pilot al unei fundatii de adancime indirecte - radier general	349

## CAPITOLUL 1

### STADIUL ACTUAL AL CONCEPȚIEI PROIECTĂRII ANTISEISMICE A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT

#### 1.1 Generalități

Structurile duale sunt alcătuite, în ansamblu, dintr-un subsistem flexibil-cadre și dintr-un subsistem rigid-diafragme (realizat dintr-un număr de diafragme dispuse fie izolat, fie grupate sub forma de nuclee), urmărindu-se ca prin asocierea acestora, să se valorifice avantajele oferite de fiecare subsistem în parte și să se obțină o eficiență cât mai mare în comportarea la acțiuni seismice. Unul dintre aspectele esențiale ale comportării structurilor duale la acțiunea încărcărilor laterale îl constituie interacțiunea cadrelor cu diafragmele. Cadrele se deformează în special datorită lunecărilor relative ale nivelelor (Fig.1.1.a) în timp ce diafragmele pline au o deformare la care contribuția încovoierii este preponderentă (Fig.1.1.b). La clădirile înalte, pentru diafragmele cu  $H/B > 5$ , deformațiile de lunecare pot fi neglijate.

Deformațiile diferite ale cadrelor, respectiv ale diafragmelor, în cazul acțiunii aceleiași încărcări laterale, determină (datorită legăturii asigurate de către planșeele rigide în planul lor) apariția unor forțe de interacțiune între cele două subsisteme structurale. De exemplu, în Fig.1.1.c sunt reprezentate forțele de interacțiune ce apar între o diafragmă plină și un cadru monoton pe verticală din acțiunea unei încărcări distribuite triunghiular pe verticală, echivalentă cu forțele seismice în primul mod de vibrație.

Se observă că la baza, diafragma limitează deplasarea laterală a cadrului, în timp ce la partea superioară cadrul tinde să reducă deplasarea laterală a diafragmei. Limitarea deplasărilor laterale (totale și relative între planșee), constituie un obiectiv important al proiectării antiseismice, care conduce la, [4]:

- (a)** reducerea avariilor elementelor nestructurale;
- (b)** limitarea efectelor de ordinul II asupra elementelor structurale;
- (c)** sporirea confortului ocupantilor.

Pe de alta parte, alcatuirea duala mentine flexibilitatea functionala oferita de sistemele structurale în cadre, în timp ce rigiditatea la incarcari orizontale este asigurata în cea mai mare parte de catre diafragme.

Sporirea rigiditatii structurii duale se manifesta favorabil în comportarea la actiuni dinamice (seismice), prin reducerea amplitudinii si perioadei vibratiilor cladirii si prin atenuarea efectului modurilor superioare de vibratie. De asemenea, asocierea cadrelor cu diafragme cuplate asigura structurii o comportare superioara la sollicitari alternante în domeniul inelastic. Aceste caracteristici contribuie la asigurarea eficientei structurilor duale pentru cladiri medii si inalte.

Avand în vedere avantajele potientiale prezentate de structurile duale si constatandu-se ca dezvoltarea unei concepii si a unei metodologii de proiectare specifice acestora este mult ramasa în urma în raport cu alte sisteme structurale, în ultimii ani se constata o preocupare crescanda a specialistilor catre investigarea detaliata a comportarii lor la actiuni seismice si catre implementarea lor pe scara tot mai larga în practica realizarii constructiilor multietajate. De altfel, literatura tehnica de specialitate în domeniu este în crestere pe plan mondial, în ultimii ani fiind de remarcat o serie de lucrari de deosebit interes. Totusi, complexitatea aspectelor legate de corecta evaluare a raspunsului seismic al lor, din numarul relativ mare de parametri ce trebuie luati în considerare, precum si din nivelul actual înca redus de cunoastere a problemelor respective, conduce la necesitatea unui studiu sistematic si de larga cuprindere a problematicii acestei categorii de structuri.

## 1.2 Tipuri caracteristice de structuri duale

Dupa forma în plan a cladirii, structurile duale pot fi:

- (1) cladiri bara, de forma alungita (Fig.1.2);
- (2) cladiri punct (turn), ale caror dimensiuni în plan pe cele doua directii principale sunt apropiate ca marime (Fig. 1.3).

Disponerea în plan a diafragmelor structurilor duale amplasate în zone seismice este conditionata, în primul rand, de conformarea corecta antiseismica a cladirii, dar si de asigurarea conditiilor functionale cerute.

Dupa modul de amplasare si de grupare a diafragmelor se disting doua tipuri principale de structuri duale:

- (I) structuri duale cu diafragme dispuse izolat (Fig.1.2), a caror pozitie se stabileste, în functie de natura cladirii, în dreptul unor compartimentari definitive si continue la toate nivelurile, sau în peretii de fronton;
- (II) structuri duale cu unul sau mai multe nuclee (Fig.1.3), la care diafragmele sunt concentrate sub forma unor nuclee prin care se rezolva circulatiile si trecerea conductelor pe verticala. In acest caz, de regula, cadrele sunt concepute sub forma unor structuri perimetrare, aparente în fatade.

## 1.3 Problemele principale implicate în proiectarea antiseismica a structurilor duale din beton armat

Realizarea constructiilor eficiente rezistente la cutremure necesita acordarea unei atentii deosebite în procesele de proiectare, construire si intretinere. Fazele acestui proces includ: evaluarea fortei seismice de calcul, alegerea ansamblului structural, proiectarea structurala a intregului sistem sol-fundatie-cladire, dimensionarea si alcatuirea elementelor structurale si a imbinarilor dintre ele, analiza sigurantei obtinute, construirea si intretinerea cladirii pe intreaga ei perioada de viata.

Raspunsul inelasic al unei structuri si prin urmare al elementelor structurale ale ei, este extrem de sensibil la caracteristicile fizice si mecanice ale elementelor structurale si nestructurale ale ei, precum si la cantitatea si distributia armaturilor principale si secundare. Aceasta sensibilitate a fost constatata de autor în urma studiilor efectuate asupra raspunsului seismic al structurilor din beton armat si în consecinta a fost luata în considerare în analiza raspunsului seismic al structurilor respective.

### **1.3.1 Evaluarea fortei seismice de calcul**

In proiectarea structurala, incarcările care pot apare pe întreaga durata de viata a unei structuri prezinta un grad mare de incertitudine si pot fi descrise numai în termeni probabilistici. Dintre aceste incarcări, cele seismice prezinta cel mai mare grad de incertitudine. In consecinta, este rational ca proiectarea antiseismica sa se bazeze pe abordari probabilistice. Pentru aceasta este, în primul rand, necesar sa se colecteze un numar suficient de date statistice. Asupra unui teritoriu actioneaza, de regula, mai multe cutremure de intensitate si caracteristici spectrale diferite, fapt ce conduce la necesitatea considerarii mai multor cutremure de proiectare asociate stărilor limita de avariere si ultime. Stabilirea acestor cutremure de proiectare asociate unei stări limita include cunoasterea tipurilor si caracteristicilor cutremurelor care pot apare într-un teritoriu, aprecierea incertitudinilor privind aceste cutremure, evaluarea caracteristicilor dinamice si mecanice ale întregului sistem sol-fundatie-structura si stabilirea gradului de avariere care poate fi admis.

Criteriile stării limita ultime nu se refera numai la capacitatea de disipare a energiei a unui sistem structural, ci si la nivelul avarierii. In consecinta, adoptarea unui factor de ductilitate de proiectare fara considerarea flexibilitatii structurale, tipului elementelor structurale si nestructurale, sau tipului de cutremure, este în general neacceptabila. Chiar pentru un sistem structural specific, ductilitatea acceptabila depinde de avariile dominante ale elementelor structurale sau nestructurale. Daca

avariile elementelor nestructurale sunt dominante, ductilitatea acceptabila scade cu cresterea flexibilitatii structurale.

Autorul considera ca sunt necesare studii extensive pentru a se obtine informatii suficiente în vederea stabilirii cutremurelor de proiectare asociate starilor limita; analizele parametrice trebuie sa considere diferite modele histeretice si diferite cutremure de pamant care au aparut în diferite zone de pe glob. De asemenea studiile respective trebuie sa cuprinda examinarea incertitudinilor implicate în selectarea valorilor tuturor parametrilor cuprinsi în procesul de proiectare; totodata trebuie sa se considere interrelatiile dintre acesti parametri.

### **1.3.2 Alegerea caracteristicilor ansamblului structural**

Atentia care trebuie sa fie acordata alegerii ansamblului structural trebuie sa fie mult mai mare decat atentia acordata calculelor. Astfel, fortele de inertie depind nu numai de mase si amortizare, dar si de caracteristicile de rigiditate.

Mult timp s-a considerat ca structurile flexibile sunt mult mai ductile decat structurile rigide si în consecinta, un factor de ductilitate de deplasare mare ar putea fi utilizat pentru stabilirea fortelor seismice de calcul asociate structurilor flexibile. Insa deformabilitatea mare a structurilor flexibile nu implica si un factor de ductilitate de deplasare mare. Astfel, dezvoltarea unui factor de ductilitate de deplasare mare conduce, în cazul structurilor flexibile, la un drift lateral care poate fi atat de mare incat ductilitatea disponibila maxima sa nu poata fi utilizata datorita avarierii nestructurale excesive si efectelor de ordinul doi. De asemenea s-a constatat ca cele mai mari costuri de reparare a avariilor aparute dupa cutremure s-au înregistrat la cladirile avand sisteme structurale flexibile.

De asemenea, mult timp s-a considerat ca structurile rigide nu sunt adecvat de ductile si în consecinta a fost utilizat un factor de ductilitate de deplasare mai mic pentru stabilirea fortelor seismice de calcul asociate structurilor rigide.



Structurile rigide sunt considerate cele alcătuite din diafragme conlucrand sau nu cu cadre. S-a observat o excelentă comportare a acestor tipuri de structuri în timpul cutremurelor puternice care au apărut pe glob în ultimele decade. De asemenea experimentările efectuate în diferite laboratoare de încercări din lume, [22,23,24,25,26,27,28], au arătat că este posibil să se proiecteze diafragme din beton armat foarte ductile chiar în condițiile dezvoltării unui efort unitar mediu de forfecare mai mare de  $2\bar{R}_t$  ( $\bar{R}_t$ =rezistența medie la întindere a betonului). În plus s-a mai constatat că structurile rigide sunt foarte puțin sensibile la efectele negative cauzate de interacțiunea structurii cu elementele nestructurale. În consecință autorul ridică problema reanalizării penalizării din prescripțiile de proiectare antisismică a structurilor rigide alcătuite din diafragme conlucrand sau nu cu cadre.

Pentru a se modera avariile sau pentru a se minimiza probabilitatea prăbușirii unei clădiri supuse mișcărilor seismice puternice este necesar ca elementele nestructurale să fie integrate adecvat sau complet izolate în cadrul sistemului structural principal; unele elemente nestructurale pot deveni structurale în timpul răspunsului seismic, prin interacțiunea cu structura principală. Autorul grupează efectele interacțiunilor în două categorii: (a) efectul elementelor nestructurale asupra răspunsului sistemului structural și (b) efectul răspunsului sistemului structural asupra elementelor nestructurale. Cu cât sistemul structural principal este mai flexibil, efectele elementelor nestructurale sunt mai puternice.

Zidurile de umplutură reduc flexibilitatea elementelor structurale, cauzând problema cunoscută stâlpi scurți și grinzi scurte. De asemenea zidurile de umplutură modifică sensibil caracteristicile dinamice structurale.

### 1.3.3 Proiectarea structurală

Acest aspect al proiectării antisismice cuprinde trei etape principale: (a) modelarea structurală; (b) calculele structurale; (c) dimensionarea și alcătuirea elementelor structurale.

### **1.3.3.1 Modelarea structurala**

Modelarea realista a caracteristicilor structurale presupune acuratete în reprezentarea comportarii cladirilor, în particular a maselor, fundatiilor, rezistentelor si rigiditatilor elementelor si imbinarilor. De asemenea trebuie sa fie considerate interactiunile posibile între elementele nestructurale si elementele structurale. Deciziile privind reprezentarile acestor caracteristici presupun o cunoastere clara a modului de dirijare a comportarii structurale, cunoastere care poate fi obtinuta prin observarea raspunsului seismic al structurilor reale si prin studii experimentale si analitice. Datorita incertitudinilor legate de diferiti factori care trebuie sa fie considerati în modelarea structurilor reale, proiectarea nu se poate baza numai pe analiza unui singur model selectat. In consecinta autorul atrage atentia ca trebuie sa se considere mai multe modele bazate pe domeniile posibile în care pot varia parametrii care guverneaza comportarea structurilor reale.

### **1.3.3.2 Calculele structurale (Evaluarea analitica a raspunsului seismic)**

#### **1.3.3.2.1 Generalitati**

Datorita complexitatii comportarii elasto-plastice tri-dimensionale a unei cladiri reale supuse actiunii unui cutremur puternic, evaluarile analitice trebuie sa fie efectuate prin programe computerizate. Evaluarea raspunsului seismic elasto-plastic tri-dimensional al unei cladiri reale presupune un efort considerabil, iar programele computerizate existente în prezent în tarile dezvoltate, nu sunt capabile sa ofere inca o acuratete acceptabila, datorita datelor disponibile insuficiente privind comportarea histeretica a structurilor si chiar a elementelor structurale, sub actiunea deformatiilor tri-dimensionale.

În lume sunt puține programe computerizate care pot fi utilizate în analizele time-history efectuate asupra modelelor neliniare tri-dimensionale. Printre acestea se numără NONSAP, ANSR-I, ADINA, etc., care însă nu pot fi utilizate pentru proiectarea curentă, întrucât sunt programe generale și presupun specialiști de înaltă calificare și sunt foarte costisitoare. De asemenea, multe dintre aceste programe computerizate generale nu iau în considerare efectul elementelor nestructurale, deoarece se dispune de puține formulări realiste referitoare la idealizările (modelarea matematică) comportării neliniare a elementelor nestructurale. În general, evaluările cerințelor de rezistență și ductilitate, precum și distribuțiile acestora într-o clădire, sunt bazate pe analize neliniare bi-dimensionale efectuate asupra unor modele plane reprezentate de cadrele și/sau diafragmele componente ale clădirii respective. Astfel, toate cadrele și diafragmele dispuse după o direcție sunt tratate ca sisteme plane legate între ele, la fiecare etaj, prin elemente pendulare rigide reprezentând planșeele. Planșeele semirigide nu pot fi reprezentate adecvat în modelele plane cuprinzând cadre și/sau diafragme. Principalul dezavantaj al analizelor neliniare bi-dimensionale este că neglijează efectul torsiunii de ansamblu în raport cu o axă verticală.

#### **1.3.3.2.2 Analiza răspunsului seismic în domeniul elastic efectuată în mod curent în țara noastră asupra structurilor duale din beton armat**

Analiza răspunsului seismic al structurilor duale necesită un volum important de calcule, fapt ce a determinat realizarea unor programe de calcul automatizat.

Astfel de programe au fost concepute la institute de cercetare, proiectare sau la facultățile de construcții din București, Cluj-Napoca, Iași, Timișoara, Târgu-Mureș.

Pe baza metodei deformatelor impuse, au fost realizate la I.S.L.G.C. programele CADT (fără luarea în considerare a torsiunii generale) și DIAT (cu considerarea torsiunii generale).

Programul SEISCLAD, realizat la Facultatea de Construcții din Cluj-Napoca, utilizează metoda matricelor de flexibilitate.

Un colectiv de la INCERC-Bucuresti a pus la punct un sistem modular de programe (SIAS) bazate pe metoda elementelor finite. Doua dintre acestea (SIAS 1 si SIAS 2) servesc la determinarea raspunsului seismic al structurilor complexe, alcatuite din cadre si diafragme, considerand un nivel ca o substructura ce este divizata, la randul ei, în elemente finite.

Programul ETABS (Three dimensional analysis of building systems-extended version) a fost adaptat la prescriptiile romanesti de calcul de catre un colectiv al I.C.B., I.P.C.T., I.S.P.E.-Bucuresti, M.E.F.M.C., sub numele CASE 06 si se gaseste în dotarea majoritatii centrelor de calcul pentru constructii.

Programul CASE 06 efectueaza, pe baza metodei matricelor de rigiditate analiza statica si seismica, în domeniul elastic, pentru structuri alcatuite din cadre si/sau diafragme, cu luarea în considerare a conlucrării spatiale a elementelor la nivelul planseelor. Rezultatele oferite de program sunt: analiza modala cu tiparirea valorilor proprii si a vectorilor proprii, fortele seismice conventionale (pe baza normativului P.100-92) si distributia lor la elementele de rezistenta, eforturile sectionale în bare calculate prin suprapunere modala, deplasările laterale de nivel, combinatii de incarcari între maximum trei ipoteze de incarcari statice verticale si doua ipoteze de incarcari orizontale conventionale (torsiune posibila în doua sensuri, cu excentricitate pozitiva sau negativa). Metoda de calcul (analiza) pe care se bazeaza programul CASE 06 este prezentata, în detaliu, în ANEXA 1.

### **1.3.3.2.3 Analiza raspunsului seismic în domeniul inelastic efectuata în mod curent în tara noastra asupra structurilor duale din beton armat**

Analiza seismica inelastica reprezinta singura metoda care evalueaza în mod corect raspunsul seismic al structurii duale la seisme puternice; aceasta metoda nu este utilizata la noi în prezent în proiectare, decat pentru structuri de serie mare sau de importanta deosebita, respectiv în cercetare.

Programul ANELISE (I.P.C.T.) permite analiza inelastica a structurilor duale simetrice (modelul admis este plan), pe baza unei accelerograme, prin integrare numerica (metoda "*pas-cu-pas*"). Modelul fizic idealizat este cel biliniar cu sau fara consolidare. Datele de intrare sunt: geometria structurii, rigiditatile (elastice si postelastice), masele de nivel, momentele plastice ale sectiunilor critice, coeficientul amortizarii viscoase. Se obtin ca rezultate valorile maxime ale deplasarilor si fortelor, evolutia în timp a articulatiilor plastice, ductilitatile de rotire necesare pentru un seism dat, etc. Metoda de calcul (analiza) pe care se bazeaza programul ANELISE este prezentata, în detaliu, în ANEXA 2.

### **1.3.3.3 Dimensionarea si alcatuirea elementelor structurale precum si a imbinarilor dintre ele**

În privinta elementelor din beton armat si a imbinarilor dintre ele, nu este inca formulata o teorie generala pe baza careia sa se evalueze, cu acuratete acceptabila, comportarea histeretica a acestora. Insa, s-au inregistrat progrese deosebite în privinta cunoasterii acestei comportari, în particular a elementelor din beton armat care alcatuiesc cadrele plane si diafragmele izolate supuse conditiilor de incarcare uni-directionala. Exista foarte putine cercetari experimentale efectuate cu incarcari bi-directionale si tri-directionale. Pana în prezent au fost deja identificati cativa parametri care influenteaza comportarea histeretica a subansamblelor componente ale cadrelor supuse actiunii incarcarii laterale bi-directionale. Nu exista inca metode realiste pe baza carora sa se evalueze cerintele, în particular cerintele de ductilitate, care pot apare în timpul raspunsului seismic maxim al structurilor. Prin urmare, autorul subliniaza ca este necesar ca proiectarea elementelor din beton armat, precum si a imbinarilor dintre ele, sa se efectueze astfel incat elementele structurale sa fie capabile sa se deformeze plastic în exces în conditiile unei comportari histeretice stabile. O atentie speciala trebuie acordata dimensionarii si alcatuirii. În cele ce urmeaza, autorul face o prezentare succinta asupra unor masuri constructive antiseismice prin care se

poate realiza o comportare histeretica stabila, dar care nu se reflecta suficient de clar în prevederile prescriptiilor romanesti sau sunt fie ignorate, fie interpretate nesatisfacator:

**Grinzi:** Multe din masurile constructive antiseismice se aplica în proiectarea zonelor plastice potentiale.

(a) Este esential sa se inzestreze zonele plastice potentiale cu rezistenta suficienta la forta taietoare, astfel incat sa se poata dezvolta numai deformatiile plastice din incovoiere. Cercetarile experimentale, [2], arata ca o comportare histeretica stabila se realizeaza cand efortul unitar mediu de forfecare este mai mic de  $0,5\bar{R}_t$  ( $\bar{R}_t$ =rezistenta medie la intindere a betonului). Cand efortul unitar mediu de forfecare este cuprins între  $0,5\bar{R}_t$  si  $1,0\bar{R}_t$ , este necesar sa se utilizeze o armare speciala în inima. Desi utilizarea barelor longitudinale intermediare conduce la imbunatatirea comportarii histeretice, adaugarea barelor de armatura diagonale conduce la atenuarea mai puternica a alunecarilor din forfecare în sectiunile normale ale zonelor plastice potentiale. Trebuie evitata utilizarea grinzilor la care efortul unitar mediu de forfecare depaseste  $1,0\bar{R}_t$ .

(b) La imbinarile cu stâlpii, grinzile ar trebui sa aibe o rezistenta la moment incovoiator pozitiv mai mare decat prevad prescriptiile romanesti de proiectare antiseismica (este recomandabil ca  $p'/p \geq 0,75$ ). Zonele de imbinare a barelor longitudinale principale de armatura trebuie sa fie stabilite cu multa grija; pe cat posibil trebuie evitata intreruperea barelor de armatura longitudinale principale.

**Stâlpi:** Aceste elemente structurale sunt cele mai susceptibile de rupere casanta în timpul cutremurelor puternice, în particular cand sunt supuse la forte axiale si forte taietoare mari. Aceasta se datoreaza sensibilitatii eforturilor unitare de forfecare la variatiile valorilor factorilor care afecteaza aceste eforturi din stâlpi.

(a) Intrucat solicitarea inimii nodurilor poate conduce la distrugerea stratului de acoperire de beton al stâlpului, evaluarea rezistentei stâlpului ar trebui sa se bazeze numai pe rezistenta ariei inimii. In cazul cerintelor de ductilitate mari, contributia betonului la preluarea fortei taietoare ar trebui neglijata.

(b) Este necesar sa se evite rapoartele mari de rezistenta intre grinzi si stâlpi care pot conduce la variatii mari ale fortelor axiale din stâlpii marginali si de colt.

**Noduri:** Aceste elemente structurale trebuie sa fie mai rezistente si mai rigide decat grinzile si stâlpii. Se constata faptul ca au fost incluse recent în prescriptii, [4, 5, 35], masuri constructive antiseismice mai severe pentru proiectarea grinzilor si stâlpile; pentru proiectarea nodurilor inasa nu au fost observate modificari importante.

(a) Armatura verticala din nod trebuie sa fie capabila sa preia forta taietoare verticala, prin mecanismul de grinda cu zabrele care se formeaza în inima nodului. Barele verticale din stâlp trebuie sa fie distribuite în lungul perimetrului sectiunii stâlpului la distante mai mici de 15 cm.

(b) Pentru nodurile exterioare, daca apar articulatii plastice în grinzi la fata stâlpului, este recomandabil ca diametrul maxim al barelor longitudinale de armatura ale stâlpului sa nu fie mai mare de  $1/25 \div 1/20$  inaltimea grinzii. Pentru nodurile interioare, daca apar articulatii plastice în grinzi la fata stâlpile, este recomandabil ca diametrul maxim al barelor longitudinale de armatura ale grinzilor sa nu fie mai mare de  $1/35 \div 1/25$  inaltimea stâlpului. Diametrul barelor longitudinale de armatura ale stâlpului se limiteaza la fel ca la nodurile exterioare.

(c) Datorita caracterului ciclic alternant al incarcarii aplicate barelor longitudinale de armatura ale grinzilor, se produce o deteriorare semnificativa a aderenței în inima nodului. Aceasta conduce la lunecari ale barelor de armatura ale grinzilor în betonul inimii nodului, în particular cand eforturile unitare din barele de armatura ale grinzilor, care patrund în stâlp, sunt egale sau mai mari decât eforturile unitare de curgere. Pentru a se impiedica lunecarile barelor de armatura ale grinzilor în betonul inimii nodului, articulatiile plastice adiacente fetelor stâlpului trebuie sa fie mutate în campul grinzilor la o anumita distanta de fetele stâlpului.

**Efectul incarcarilor bi-directionale si tri-directionale:** Cu toate ca datele disponibile sunt inca insuficiente, se pot face totusi unele observatii:

(a) Cerintele de ductilitate de deplasare bi-directionala sunt de doua ori mai mari decat cerintele de ductilitate de deplasare uni-directionala, la o ductilitate de deplasare

uni-direcionala mai mare de cinci. Pentru a modera cerintele de ductilitate de deplasare bi-direcionala este recomandabil ca sistemul structural (cadrul) sa fie proiectat astfel incat cerinta de ductilitate de deplasare uni-direcionala a stâlpilor sa fie limitata superior la doi.

- (b) În timpul comportarii bi-direcionale a stâlpilor, forta axiala de compresiune reduce semnificativ ductilitatea, iar forta axiala de intindere reduce semnificativ rigiditatea si rezistenta la forta taietoare la incarcari mici.
- (c) Teoretic, pentru un cadru spatial simetric, proiectarea nodurilor la forta taietoare bi-axiala conduce la aproximativ de doua ori mai multa armatura de preluare a fortei taietoare decat cea rezultata din proiectarea la forta taietoare uni-axiala.

**Diafragme:** Din studiile analitice si cercetarile experimentale efectuate pana în prezent rezulta urmatoarele observatii mai importante:

- (a) Diafragmele din beton armat pot dezvolta factori de ductilitate de deplasare mari daca sunt dimensionate si alcatuite adecvat. Zonele (articulatiile) plastice potentiale ale acestor diafragme pot dezvolta rotiri inelastice mari, chiar atunci cand sunt supuse deformatiilor ciclice alternante care induc eforturi unitare medii de forfecare mai mari de  $1,0\bar{R}_t$  ( $\bar{R}_t$  = rezistenta medie la intindere a betonului). Cu cat efortul unitar mediu de forfecare din zonele plastice potentiale ale diafragmelor este mai mic, cu atat ductilitatea de deplasare este mai mare, iar comportarea histeretica mai stabila.
- (b) Diafragmele cu bulbi au o comportare histeretica mai stabila decat diafragmele lamelare, la acelasi nivel maxim de ductilitate de deplasare. Diafragmele cu bulbi, supuse incarcărilor laterale monotone, pot atinge un factor de ductilitate de deplasare mai mare de zece. Insa, aceasta valoare mare nu trebuie sa fie utilizata în proiectarea antiseismica deoarece, dezvoltarea ei poate conduce la flambarea zonei comprimate a diafragmei în timpul alternarii ciclice a incărcării.
- (c) Principalele efecte ale incărcării ciclice alternante sunt: (1) reducerea factorului de ductilitate de deplasare de la zece la patru si (2) induce un efect de strangulare a buclelor histeretice avand ca efect reducerea energiei disipate.



- (d) Pentru cazul diafragmelor lamelare, o atentie deosebita trebuie acordata evitarii ruperii premature datorate flambarii zonei comprimate, care se poate produce cand factorul de ductilitate de deplasare este mai mare de trei.
- (e) Utilizarea diafragmelor cu bulbi ductile, cuplate prin rigle de cuplare foarte ductile, conduce de regula la o comportare histeretica superioara.

#### **1.4 Consideratii asupra filozofiei actuale a proiectarii antiseismice a structurilor duale din beton armat**

In conformitate cu filozofia actuala de proiectare antiseismica, structurile de constructii trebuie sa fie capabile sa se comporte la actiunea cutremurelor minore fara avarii si sa se comporte la actiunea cutremurelor moderate fara avarii structurale dar cu avarii nestructurale minore. Filozofia de proiectare antiseismica admite ca avariile structurale sa fie cauzate de cutremurele puternice, dar avariile respective nu trebuie sa afecteze supravietuirea constructiei. In acord cu aceasta filozofie, cerintele structurale care corespund diferitelor nivele ale miscarilor seismice sunt evaluate în termeni de eforturi sectionale, deformatii si energii disipate pentru fiecare element structural, subsistem structural si sistemul structural. Este necesar, de asemenea, sa se evalueze daca capacitatile structurale sunt suficiente pentru a satisface cerintele structurale.

Filozofia actuala de proiectare antiseismica isi concentreaza atentionia asupra limitarii avarierii, cautand solutii mai ample în rezolvarea problemelor proiectarii specifice ingineriei seismice. Astfel, structurile de rezistenta ale cladirilor medii si inalte sunt realizate frecvent în sistem dual cu diafragme si cadre din beton armat. La cutremurele anterioare s-a observat ca diafragmele, daca sunt proiectate (dimensionate si alcatuite) adecvat, contribuie semnificativ la limitarea avarierii cladirilor realizate în sistem dual.

Un sistem structural particular cu diafragme din beton armat, cu un mare potential pentru o proiectare antiseismica eficienta, asa cum impune filozofia de

proiectare actuala, este sistemul structural cu diafragme cuplate. Doua sau mai multe diafragme, cuplate prin rigle de cuplare ductile, posedă o rigiditate semnificativ mai mare decât dacă ele nu ar fi cuplate. Această rigiditate mare are o contribuție însemnată la limitarea avarierii.

Capacitatea mare de disipare a energiei, care poate fi realizată printr-o proiectare adecvată a riglelor de cuplare, poate fi utilizată avantajos datorită tipului natural de răspuns "stâlpi puternici-grinzi slabe" al acestui sistem. Acest tip de sistem structural este considerat a fi cel mai avantajos deoarece fiecare rigla de cuplare este înzestrată cu două surse (articulații plastice) de disipare a energiei și astfel o cantitate mare de energie poate fi disipată fără probleme de drift excesiv. În multe sisteme simple din cadre din beton armat, proiectate în sistemul "stâlpi puternici-grinzi slabe", răspunsul poate fi de tipul "etaj-slab" dacă elementele nestructurale impun disiparea energiei la puține etaje; sistemele duale alcătuite din diafragme și cadre din beton armat, sunt puțin afectate de elementele nestructurale, ceea ce constituie un mare avantaj față de sistemele simple în cadre.

Autorul a demonstrat, [57], că este posibil să se proiecteze rigle de cuplare cu capacitate mare de deformare și disipare a energiei. De asemenea, autorul a demonstrat, [2], că diafragmele izolate pot fi proiectate cu caracteristici favorabile ale răspunsului inelastic, dacă fenomene ca zdrobirea inimii, alunecarea din forfecare și flambarea locală a zonei comprimate sunt împiedicate să apară în timpul deformațiilor inelastice din încovoiere care au loc în timpul răspunsului seismic maxim.

Proiectarea antiseismică a structurilor duale alcătuite din diafragme și cadre din beton armat se îmbunătățește continuu ca rezultat al cercetărilor intensive care se efectuează pe plan mondial. Autorul subliniază faptul că deși este disponibilă o cantitate semnificativă de date asupra răspunsului componentelor individuale ale diaframelor și cadrelor, informațiile asupra răspunsului structural al structurilor duale sunt insuficiente pentru a se putea formula linii directoare pentru o proiectare antiseismică adecvată a acestor sisteme structurale. În unele prescripții naționale de proiectare antiseismică se reflectă datele disponibile până în prezent asupra

raspunsului seismic al structurilor duale alcatuite din diafragme si cadre din beton armat. Astfel, prevederile noilor prescriptii americane UBC-91 referitoare la proiectarea cladirilor medii si inalte din beton armat în sistem dual, sunt bazate pe aceste date disponibile, dar aceste prevederi normative sunt inca insuficiente pentru a se putea proiecta un sistem dual cu caracteristici adecvate ale raspunsului la stadiul limita ultim.

Autorul considera ca dificultatile care apar în prezent, legate de dezvoltarea unui proces conceptual de proiectare a structurilor cu inaltime medie si inalte alcatuite din diafragme si cadre din beton armat, provin din urmatoarele:

- (1) Exista o diferenta semnificativa între rezultatele calculului elastic la incarcările statice laterale prevazute de prescriptii si raspunsul elasto-plastic al structurilor duale supuse actiunii cutremurelor puternice.
- (2) Cerintele seismice critice, exprimate în termeni de momente incoivoietoare, forte taietoare si forte axiale considerate simultan la proiectarea diaframelor, montantilor si stâlpilor sunt într-o corelare deosebit de complexa.
- (3) Interactiunile critice ale parametrilor de proiectare aleatori si în aparenta necorelati trebuie sa se bazeze pe teoria probabilitatii.
- (4) Deformabilitatea, ductilitatea si factorul de ductilitate sunt parametri interdependenti, valoarea si semnificatia lor în comportarea reala a structurilor duale fiind foarte diferite fata de valoarea si semnificatia lor în comportarea reala a structurilor simple.
- (5) Caracteristicile cutremurelor puternice viitoare, precum si caracteristicile structurale fizice si mecanice pot fi anticipate numai cu un grad foarte mare de aproximatie.

Pana în prezent, un efort important de cercetare experimentală si analitică a fost dedicat în vederea elaborării de metodologii de proiectare realiste pentru estimarea cerintelor seismice. Astfel, metodele utilizate în proiectarea curentă pentru estimarea cerintelor seismice, bazate pe utilizarea conceptului de ductilitate, au fost imbunatatite

continuu, mai ales în ultimele decenii, dar aplicarea practica a acestora asociata cu spectrele inelastice de raspuns este inca mai degraba o exceptie decat o regula.

Metodele utilizate în proiectarea curenta pentru estimarea cerintelor seismice pot fi grupate în doua categorii: (a) metode utilizate pentru estimarea fortelor seismice de calcul; si (b) metode utilizate pentru estimarea raspunsului sub actiunea acestor forte seismice.

Pentru estimarea fortei seismice de calcul se utilizeaza în prezent în proiectarea curenta urmatoarele doua metode principale:

- A.** Reducerea spectrului de raspuns de proiectare elastic liniar, prin utilizarea directa a factorului de ductilitate de deplasare, sau prin utilizarea coeficientului de reducere  $\psi$  (procedura P.100). Coeficientul de reducere  $\psi$  este dependent nu numai de factorul de ductilitate de deplasare, dar si de suprazistenta probabila si de cresterea amortizarii datorata deformatiilor plastice.
- B.** Determinarea spectrelor de raspuns de proiectare inelastice prin studii statistice asupra raspunsurilor inelastice ale structurilor de constructii supuse actiunii cutremurelor puternice. Aceste raspunsuri inelastice sunt obtinute prin analize dinamice neliniare efectuate asupra structurilor de constructii cu diferite nivele ale factorului de ductilitate de deplasare si cu diferite valori ale fractiunii din amortizarea critica. Aceasta metoda poate fi considerata ca o parte din abordarile energetice utilizate în proiectarea antiseismica.

Metoda **A** care este foarte simpla, este deja utilizata în mod curent si a fost inclusa în majoritatea prescriptiilor nationale de proiectare antiseismica. Insa, aceasta metoda este adecvata numai pentru anumite tipuri de structuri.

Metoda **B** poate fi considerata ca metoda a viitorului. Desi ea este deja aplicata la cazurile simple, aplicarea generala a ei în practica curenta presupune efectuarea de studii extensive analitice si experimentale asupra sistemelor reale tri-dimensionale sol-fundatie-suprastructura incluzand si componentele nestructurale.

Metodele utilizate pentru estimarea raspunsului seismic pot fi clasificate în urmatoarele trei grupe:

- a. Utilizarea raspunsului elastic. Eforturile sectionale critice din elementele structurale sunt obtinute pe baza calculelor elastice liniare.
- b. Utilizarea redistribuirilor. Aceasta presupune o redistribuire limitata a eforturilor sectionale obtinute pe baza calculelor elastice liniare.
- c. Utilizarea abordarilor la stadiul limita ultim. Se utilizeaza diferite metode, variind de la cele bazate pe teoria plastica simpla care presupune ductilitate infinita, la cele bazate pe o teorie plastica mai generala care considera explicit criteriile de exploatare normala, precum si limitari realiste ale factorilor de ductilitate, incluzand de asemenea si consideratii de stabilitate.

Autorul anticipeaza ca viitorul proiectarii antiseismice este reprezentat de abordarile energetice în care conceptul de ductilitate este utilizat prin combinarea metodelor **B** si **c** adica **Bc**. Însa aceasta abordare este considerata ca facand parte dintr-un proces de lunga durata. In practica curenta actuala, cele mai multe metode care sunt utilizate pot fi clasificate prin combinatia **Aa**. Desi metodele care pot fi clasificate prin combinatia **Ab** sunt deja utilizate, totusi rezultatele investigatiilor efectuate pana în prezent de autor au scos în evidenta necesitatea unor studii viitoare privind: (1) limitele adecvate ale marimii redistributiilor; si (2) diagramele adecvate ale redistribuirilor pe orizontala si pe verticala.

Avand în vedere considerentele mentionate mai inainte si tinand seama de faptul ca este foarte dificil sa se modifice radical conceptia actuala a prescriptiilor de proiectare antiseismica, în prezent s-au adoptat pe plan mondial urmatoarele doua solutii de compromis:

1. Efectuarea proiectarii preliminare utilizand metodele **Aa** sau **Ab**; dar aceasta trebuie sa fie imbunatatita pe baza unor coeficienti de amplificare dinamica prin care se corectea eforturile sectionale de calcul obtinute prin analizele elastice liniare astfel incat sa reflecte caracteristicile raspunsului dinamic neliniar (metoda A conform normativului P.100-92).
2. Efectuarea proiectarii preliminare utilizand metodele imbunatatite **Ab** sau **Ac** (sau chiar **Aa**); dar aceasta trebuie verificata si imbunatatita prin analize dinamice

neliniare efectuate asupra structurilor proiectate preliminar supuse actiunii cutremurelor maxime probabile care pot apare pe toata durata de viata a structurilor respective (metoda B conform normativului P.100-92).

Pentru ca metodele care pot fi clasificate prin combinatia **Bc** sa poata fi aplicate în practica curenta de proiectare a structurilor duale din beton armat este necesar ca mai întâi sa se identifice imbunatatirile care sunt necesare si apoi sa se efectueze studiile necesare pentru realizarea acestor imbunatatiri.

## **1.5 Scopul si obiectivele tezei de doctorat**

Scopul principal al tezei de doctorat este aducerea unor contributii în vederea minimizarii efectelor distructive ale cutremurelor puternice prin imbunatatirea metodelor existente de proiectare antiseismica, precum si prin elaborarea unor metode noi si mai realiste de proiectare-verificare antiseismica pentru constructiile noi si de expertizare-verificare antiseismica pentru constructiile existente.

Pentru a realiza aceste imbunatatiri, autorul a efectuat o serie de studii în care a examinat problemele implicate în cadrul imbunatatirii proiectarii antiseismice actuale precum si în cadrul dezvoltarii unor abordari mai realiste de proiectare; informatiile obtinute din rezultatele studiilor teoretice si cercetarilor parametrice efectuate de autor sunt deosebit de importante pentru domeniul ingineriei seismice a structurilor din beton armat în general si a celor duale în particular.

Pentru realizarea scopului respectiv, autorul a stabilit urmatoarele obiective principale ale tezei de doctorat si anume:

1. Sa prezinte si sa discute filozofia actuala a proiectarii antiseimice si sa analizeze factorii care trebuie sa fie considerati în aplicarea acestei filozofii;
2. Sa discute si sa analizeze problemele critice implicate în proiectarea antiseismica si sa identifice studiile necesare pentru rezolvarea acestor probleme;

3. Sa prezinte noua filozofie de proiectare antiseismica a structurilor duale din beton armat, bazata pe utilizarea conceptelor de ductilitate si sa identifice cercetarile necesare pentru imbunatatirea utilizarii acestor concepte de ductilitate;
4. Sa prezinte, sa evalueze si sa analizeze informatiile obtinute în urma investigatiilor efectuate asupra bazei de prevederi normative si analiza teoretica a proiectarii antiseismice a structurilor din beton armat în general si a celor duale în particular, în lumina rezultatelor cercetarilor recente;
5. Sa formuleze recomandari de cercetare necesare pentru imbunatatirea metodelor existente de proiectare antiseismica si pentru elaborarea unor metode noi si mai realiste de proiectare/expertizare-verificare antiseimica;
6. Sa prezinte, sa discute si sa analizeze noile informatii obtinute asupra raspunsului seismic al structurilor duale din beton armat, rezultate din studiile teoretice si cercetarile parametrice efectuate de autor, ca baza pentru fundamentarea unui program de cercetare de lunga durata în vederea imbunatatirii cunostintelor asupra comportarii histeretice a structurilor din beton armat în general si a celor duale în particular;
7. Sa stabileasca criteriile principale de proiectare pentru structurile duale din beton armat;
8. Sa stabileasca liniile directoare pentru predimensionarea initiala si proiectarea finala a subsistemului diafragme si a subsistemului cadre (stabilirea unei metodologii de determinare a raportului optim de rigiditate si rezistenta dintre riglele de cuplare si montanti precum si dintre grinzi si stâlpi);
9. Sa elaboreze o metodologie generala de evaluare a eforturilor sectionale maxime posibile din stâlpi si montanti, care pot apare în timpul raspunsului seismic, luand în considerare comportarea dinamica inelastica a structurilor duale din beton armat pe baza coeficientilor de amplificare dinamica;
10. Sa analizeze sensibilitatea structurilor duale din beton armat la efectul rotirii fundatiilor;

11. Sa elaboreze un procedeu de verificare energetica antiseismica a structurilor duale din beton armat prin care sa se exprime interdependenta dintre rezistenta, rigiditate si factorul de ductilitate în conditiile satisfacerii bilantului energetic;
12. Sa elaboreze o abordare mai rafinata a proiectarii antiseismice considerand doua nivele pentru starile limita, care sa modeleze mai explicit si cu acuratete mai buna raspunsul seismic structural;
13. Sa dezvolte o metoda mai realista pentru estimarea factorului de reducere,  $\Psi$ , în vederea calibrarii rezistentei reale a structurilor proiectate în conformitate cu prevederile prescriptiilor nationale actuale de proiectare antiseismica;
14. Sa discute si sa analizeze unele dintre problemele critice implicate în proiectarea antiseismica a unor tipuri de sisteme de fundare specifice structurilor duale din beton armat si sa formuleze recomandari pentru rezolvarea acestora.

Pentru atingerea obiectivelor respective, autorul a impartit teza de doctorat în opt capitole.

În capitolul 1 autorul prezinta si analizeaza stadiul actual al conceptiei proiectarii antiseismice a structurilor din beton armat în general si a celor duale în particular.

În capitolul 2 autorul evalueaza si analizeaza noile conceptii promovate în proiectarea antiseismica a structurilor duale din beton armat.

În capitolul 3 autorul analizeaza si evalueaza implicatiile pentru proiectarea antiseismica a rezultatelor cercetarilor recente mai importante efectuate pe plan mondial asupra sistemelor structurale duale din beton armat.

În capitolul 4 autorul prezinta necesitatile de cercetare pentru imbunatatirea metodelor existente de proiectare antiseismica si pentru dezvoltarea unor metode noi mai realiste de proiectare/expertizare-verificare antiseismica.

În capitolul 5 autorul efectueaza un studiu teoretic de caz si cercetari teoretice parametrice în vederea identificarii si realizarii perfectionarilor necesare imbunatatirii metodelor existente de proiectare antiseismica a structurilor duale din beton armat.



În capitolul 6 autorul efectuează studii teoretice și cercetări teoretice parametrice în vederea identificării și realizării perfecționărilor necesare dezvoltării de concepte și metode moderne mai realiste de proiectare/expertizare-verificare antiseismică a structurilor duale din beton armat.

În capitolul 7 autorul analizează unele dintre problemele critice implicate în proiectarea antiseismică a unor tipuri de sisteme de fundare specifice structurilor duale din beton armat.

Capitolul 8 prezintă problemele principale rezolvate de autor în vederea îmbunătățirii metodelor existente de proiectare antiseismică și dezvoltării unor metode noi mai realiste de proiectare/expertizare-verificare antiseismică.



Autorul aduce alese mulțumiri conducătorului științific al tezei de doctorat, Prof. dr. ing. GIONCU VICTOR, pentru sprijinul și îndrumarea atentă și permanentă acordată la elaborarea și sistematizarea tezei de doctorat.

De asemenea autorul mulțumește și pe această cale colegelor BIZOI LILIANA-VERONICA și PRECUP POLINA care au contribuit la editarea computerizată și respectiv la executarea părții grafice a tezei de doctorat.

Totodată autorul își exprimă recunoștința sa conducerii și colegilor de la INCERC-București, INCERC-Timisoara și de la FACULTATEA DE CONSTRUCȚII a UNIVERSITĂȚII TEHNICE TIMISOARA pentru încurajarea și atenția de care s-a bucurat pe parcursul elaborării tezei de doctorat.

## CAPITOLUL 2

### CONCEPTII NOI în PROIECTAREA ANTISEISMICA A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT

#### 2.1 Introducere

Deși până în prezent au fost realizate îmbunătățiri remarcabile în calculul și proiectarea antiseismică a structurilor din beton armat în cadre și în diafragme, posibilitățile de calcul și de proiectare a sistemelor structurale duale din beton armat sunt încă mult rămase în urmă. În ciuda cercetărilor analitice și experimentale, din ce în ce mai numeroase, asupra răspunsului seismic al structurilor duale din beton armat, posibilitățile de cuantificare a criteriilor de proiectare (performanță) pentru proiectarea antiseismică a acestui tip de sistem structural sunt încă limitate și un grad mare de incertitudine persistă în evaluarea cerințelor și în realizarea capacităților elementelor și subsistemelor structurale. Limitările și incertitudinile respective se datorează progreselor moderate înregistrate până în prezent în urma cercetărilor privind dezvoltarea unei formulări matematice realiste pentru proiectarea optimă a acestor structuri. În consecință, autorul consideră că eforturile trebuie să fie îndreptate spre îmbunătățirea cunoștințelor asupra răspunsului seismic al acestui tip de sistem structural și aplicarea acestor cunoștințe în vederea realizării optimizării clădirilor realizate prin proiectarea antiseismică.

În prezent există două strategii de proiectare antiseismică a structurilor duale din beton armat care încearcă să definească criteriile de proiectare și să dezvolte o concepție de evaluare a cerințelor maxime și de realizare a capacităților minime ale elementelor structurale.

Astfel, în acord cu Uniform Building Codes, [11], sistemele structurale duale trebuie să fie proiectate pe baza următoarelor criterii :

- (1) Subsistemul cadre si subsistemul diafragme trebuie sa preia intreaga forta laterala ceruta de cod în acord cu rigiditatile relative ale lor considerand interactiunea dintre ele (UBC-73÷UBC-91);
- (2) Subsistemul diafragme, lucrând independent fata de subsistemul cadre, trebuie sa poata prelua intreaga forta laterala ceruta de cod (UBC-73);
- (3) Subsistemul cadre trebuie sa poata prelua cel puțin 25 procente din forta laterala totala ceruta de cod (UBC-73÷UBC-91).

Criteriile (2) si (3) cauta sa inzestreze subsistemele structurale componente cu rezistente relative minime, incercand astfel sa le realizeze ca doua linii principale de aparare structurala, iar sistemul structural dual cu rigiditate si rezistenta minime, incercand sa satisfaca cerintele starilor limita de avariere si ultime. Autorul considera ca aceste doua criterii de proiectare sunt discutabile intrucat nu se bazeaza pe raspunsul real al sistemului structural (studiile analitice efectuate de autor au aratat o diferenta importanta între distributia eforturilor sectionale în lungul sistemului structural dual si distributiile eforturilor sectionale în lungul subsistemelor structurale componente). De altfel codul UBC-91 a renuntat la criteriul (2).

Criteriul (1) cauta sa tina seama de interactiunea celor doua subsisteme structurale astfel incat, în procesul proiectarii, sa se obtina o relatie adecvata între caracteristicile structurale relative ale acestora la stadiul limita ultim.

Datorita progresului continuu obtinut în evaluarea efectelor cutremurelor asupra structurilor, ruperile/plastificarile structurale au devenit un fenomen binecunoscut. In consecinta s-au selectat deja ruperile/plastificarile care sunt acceptabile si ruperile care sunt neacceptabile. Principiile ierarhiei în modurile de rupere (acceptarea ruperilor/plastificarilor ductile si impiedicarea ruperilor casante) si protectiei elementelor nestructurale, guverneaza filozofia de proiectare antiseismica actuala bazata pe corelarea capacitatilor portante. Principalul obiectiv al acestei filozofii de proiectare antiseismica este minimizarea probabilitatii de colaps (prabusire) a unei structuri ductile din beton armat, în timpul celui mai puternic cutremur, acceptat ca valoare de referinta, care ar putea apare în timpul perioadei de viata a cladirii. Pentru

realizarea acestui obiectiv este necesar ca riscul ruperilor casante, datorat evaluării neadecvate a eforturilor sectionale să fie minimizat; totodată zonele plastice potențiale trebuie să fie suficient de ductile pentru a putea compensa incertitudinile provenite din variabilitatea intensitatilor cutremurelor viitoare.

O metodologie de proiectare antiseismică bazată pe filozofia corelării capacităților portante a fost dezvoltată în Noua Zeelandă, [21], pentru structurile din beton armat, în cadre și în diafragme; ulterior metodologia respectivă a fost adaptată, cu puține modificări și pentru structurile duale din beton armat. Autorul consideră că această metodologie este viabilă numai pentru sistemele structurale regulate și simple și nu prevede înzestrarea sistemului structural dual cu o rigiditate minimă și înzestrarea subsistemelor structurale componente cu rezistențe relative minime pentru satisfacerea cerințelor stărilor limită de avariere și ultime.

Prevederile normative, [4,10,11,12,13], care definesc coeficienții de reducere de tip  $\psi$ , pentru diferite sisteme structurale, nu sunt realiste în privința adoptării coeficientului de tip  $\psi$ , unic pentru toate clădirile în care se include orice tip de diafragme. Acest lucru reflectă nivelul destul de modest al cunoștințelor actuale asupra interacțiunii dintre cadre și diafragme în cadrul sistemului dual, în special în timpul comportării elasto-plastice a lor sub acțiunea cutremurelor puternice. De altfel, cele mai avansate coduri de proiectare antiseismică includ încă, în prevederile lor, numai date cu caracter general asupra răspunsului seismic al acestor sisteme; autorul consideră că sunt necesare în continuare investigații experimentale și analitice sistematice asupra răspunsului seismic al sistemelor duale din beton armat.

Până în prezent, un efort important de cercetare analitică și experimentală a fost dedicat elaborării de concepții și metode realiste de proiectare antiseismică bazate pe combinația cât mai adecvată a rezistenței și ductilității. De altfel, majoritatea prescripțiilor naționale de proiectare antiseismică estimează forțele seismice de calcul pe baza unui factor de ductilitate structural considerat disponibil sau utilizabil. Pentru structurile din beton armat în cadre și în diafragme se utilizează frecvent conceptele *deplasări egale* sau *energii egale*, pentru determinarea relațiilor de interdependență

intre rezistenta si factorul de ductilitate structural ,  $\mu$  ; de regula conceptul *deplasari egale* se utilizeaza în cazul sistemelor structurale cu perioada lunga de oscilatie, iar conceptul *energii egale* se utilizeaza în cazul sistemelor structurale cu perioada scurta si medie de oscilatie.

Progresele destul de mici, obtinute pana în prezent, în realizarea unei combinatii cat mai adecvate a rezistentei si ductilitatii, pentru proiectarea antiseismica a structurilor duale din beton armat nu sunt surprinzatoare. Astfel, definirea factorului de ductilitate,  $\mu$ , precum si evaluarea lui, sunt precise numai pentru cazul comportarii ideal elastica-perfect plastica, care în realitate este mai mult o exceptie decat o regula. In plus, chiar daca se cauta sa se realizeze structuri ductile care, la raspunsul seismic maxim, sa nu prezinte degradari sensibile de rezistenta si rigiditate, termenul ductilitate este utilizat în mod confuz pentru a se exprima deformabilitatea unei structuri sau factorul de ductilitate. Insa, deformabilitatea, ductilitatea si factorul de ductilitate sunt parametrii interdependenti, valoarea si semnificatia lor în comportarea reala a structurilor duale putand fi foarte diferita fata de cazul structurilor simple. In acest sens, apare necesitatea unor clarificari privind utilizarea adecvata a acestor termeni tehnici si evaluarea si aplicarea lor în proiectarea antiseismica a structurilor duale din beton armat. In consecinta, autorul considera ca atentia trebuie sa se concentreze asupra imbunatatirii utilizarii conceptelor de deformabilitate, ductilitate si factor de ductilitate în vederea realizarii de structuri duale din beton armat eficiente rezistente la cutremure.

Autorul considera ca pentru utilizarea adecvata a conceptelor de ductilitate, este necesar ca mai intai sa se recunoasca diferentele dintre deformabilitate, ductilitate si factorul de ductilitate, precum si interdependentele dintre ele, în cazul structurilor duale fata de cele simple; de asemenea, este foarte important sa se analizeze cu discernamant modurile în care sunt estimate diferitele tipuri de factori de ductilitate din raspunsurile seismice reale ale structurilor.

Sistemele structurale duale din beton armat sunt alcatuite dintr-un subsistem cadre care este foarte flexibil si dintr-un subsistem diafragme care este foarte rigid. O

protecție antiseismică superioară pentru acest tip de sistem structural se poate obține când subsistemele structurale componente sunt realizate ca două linii principale de apărare structurală, iar elementele structurale critice ale lor (adică acelea care domină comportarea inelastică) sunt înzestrate cu factori de ductilitate structurali acceptabili care să satisfacă cerințele stărilor limită de avariere și ultime. Baza de prevederi normative scoate în evidență o tendință neacceptabilă de reducere a cerinței de rezistență a structurilor duale din beton armat bazată pe răspunsul elastic liniar la mișcările seismice critice, prin intermediul utilizării unei valori unice a coeficientului de reducere,  $\psi$ , și încercarea de a înzestra subsistemele structurale cu rezistență minimă cerută de analizele elastice liniare de normativ, fără a se lua în considerare diferențele și interdependențele dintre deformabilitate, ductilitate și factorul de ductilitate. De asemenea prevederile normative cer ca măsurile constructive antiseismice să se aplice uniform atât pentru subsistemul cadre cât și pentru subsistemul diafragme fără a se ține seama de valorile reale ale ductilității utilizate sau respectiv disponibile sau acceptabile a acestora în cadrul sistemului structural dual. În consecință autorul consideră că este necesar ca baza de prevederi normative să fie îmbunătățită în sensul utilizării adecvate a conceptelor de deformabilitate, ductilitate și factor de ductilitate.

## **2.2 Diferențele dintre deformabilitate, ductilitate și factorul de ductilitate în cazul structurilor duale față de cele simple**

În urma cercetărilor teoretice și studiilor parametrice efectuate, autorul a ajuns la concluzia că în proiectarea antiseismică a structurilor duale din beton armat este necesar ca elementele structurale și îmbinările dintre ele să fie proiectate (dimensionate și alcătuite) într-o ierarhie adecvată privind rezistențele relative, rigiditățile relative și ductilitățile relative, precum și cu o comportare histeretică stabilă astfel încât subsistemele structurale componente și sistemul structural dual să fie adecvat de

rezistente, rigide si ductile si sa prezinte comportare histeretica stabila. Pornind de la aceasta, autorul a stabilit doua criterii principale de proiectare pentru structurile duale din beton armat si anume:

1. Rezistenta laterala maxima a sistemului structural dual trebuie sa fie rezultata din suma rezistentelor laterale maxime ale celor doua subsisteme structurale componente;
2. Rezistentele relative, deformabilitatile relative si ductilitatile relative ale subsistemelor structurale componente trebuie sa permita sistemului structural dual sa se poata deforma similar unui mecanism la nivelul rezistentei laterale maxime a lui si aceasta sa conduca la satisfacerea cerintelor starilor limita de avariere si ultime.

Autorul scoate în evidenta faptul ca aceste doua criterii principale de proiectare implica urmatoarele:

- (a) ductilitatea minima utilizabila a subsistemului cadre trebuie sa permita sistemului structural dual sa-si dezvolte rezistenta laterala maxima a lui rezultata din suma rezistentelor laterale maxime ale celor doua subsisteme structurale componente;
- (b) ductilitatea maxima disponibila sau acceptabila a subsistemului diafragme trebuie sa permita sistemului structural dual sa se deformeze similar unui mecanism la nivelul rezistentei laterale maxime a lui.

Se poate observa ca cele doua criterii de proiectare stabilite de autor includ diferentele si interdependentele dintre deformabilitate, ductilitate si factorul de ductilitate; pentru justificarea criteriilor de proiectare si claritatea analizelor problemelor implicate, autorul prezinta definitiile acestor termeni tehnici:

**Deformabilitate:** capacitatea unui material, unui element structural, unui subsistem structural, sau a unui sistem structural de a se deforma pana la rupere.

**Ductilitate:** capacitatea unui material, unui element structural, unui subsistem structural, sau a unui sistem structural de a suferi deformatii plastice fara o reducere semnificativa a rezistentei.

**Factor de ductilitate:** raportul dintre deformatia maxima pe care un element structural, un subsistem structural, sau un sistem structural o poate suferi fara o reducere semnificativa a rezistentei si deformatia initiala de plastificare.

Definitiiile de mai înainte sunt ilustrate în Fig.2.1 pentru cazul unei diafragme izolate din beton armat. Desi factorul de ductilitate depinde de ductilitate, iar ductilitatea depinde de deformabilitatea plastica (cei trei termeni sunt interdependenti), există diferente esentiale în cuantificarea lor în cazul unei structuri duale fata de una simpla.

Astfel, în cazul unei structuri duale din beton armat, alcatuita din subsistemul cadre foarte flexibil în raport cu subsistemul diafragme foarte rigid dar ductil, datorita deformabilitatii subsistemului cadre care este sensibil mai mare decat deformabilitatea subsistemului diafragme, ductilitatea subsistemului cadre (in particular ductilitatea utilizată) este mai mica decat cea a subsistemului diafragme. Este clar din analiza Fig.2.2, ca daca subsistemul cadre este prea flexibil, adica  $D_{c,p}$  este prea mare si deformatia laterala maxima  $D_{c,u}$  care poate fi acceptata sau tolerata este limitata, atunci ductilitatea subsistemului cadre, care poate fi utilizata, rezulta mai mica decat ductilitatea disponibila sau utilizata a subsistemului diafragme.

In Fig.2.2, este ilustrată clar si diferenta dintre ductilitate si factorul de ductilitate. Astfel, în timp ce subsistemul diafragme are, de regula, o ductilitate mai mica decat a subsistemului cadre, în cadrul structurii duale subsistemul diafragme poate avea un factor de ductilitate sensibil mai mare decat cel utilizat al subsistemului cadre.

In Fig.2.3, se arata ca rezistenta laterala a unui sistem structural dual compus dintr-un subsistem cadre si un subsistem diafragme este realizata din suma rezistentelor laterale ale celor doua subsisteme structurale componente. Aceasta figura ilustreaza ca, pentru ca sistemul structural dual sa-si poata atinge rezistenta laterala maxima a lui,  $R_S$ , rezultata din suma rezistentelor laterale maxime ale celor doua subsisteme structurale componente ( $R_S=R_d+R_c$ ) este necesar ca  $\mu_d \geq 2,7$  si  $\mu_c \geq 1$ . Pentru ca sistemul structural dual sa se poata deforma similar unui mecanism la nivelul



rezistenței laterale maxime a lui, factorul de ductilitate al subsistemului diafragme trebuie să fie sensibil mai mare. Aceasta figura ilustrează de asemenea diferența dintre factorul de ductilitate și deformabilitate. Astfel, în timp ce subsistemul cadre are o deformabilitate mai mare decât aceea a subsistemului diafragme, factorul de ductilitate al subsistemului cadre este mai mic decât acela al subsistemului diafragme și acest factor de ductilitate al subsistemului cadre nu poate fi utilizat efectiv datorită deformabilității lui sensibil mai mare decât aceea a subsistemului diafragme, rezultând o rupere relativ prematură a subsistemului diafragme.

Autorul subliniază faptul că, dacă se prevede o ductilitate suficient de mare pentru subsistemul diafragme, datorită interacțiunii tri-dimensionale între subsistemul cadre și subsistemul diafragme, este posibil ca rezistența laterală maximă a sistemului structural dual să fie mai mare decât suma rezistențelor laterale maxime ale celor două subsisteme structurale componente determinate considerând că acestea ar acționa independent. Aceasta este ilustrată în reprezentarea schematică din Fig.2.3; această suparezistență a sistemelor structurale duale a fost observată la experimentările efectuate asupra unui sistem structural dual din beton armat cu șapte etaje în cadrul Programului de Cercetare în Cooperare Japono-American. Rezultatele acestei experimentări sunt discutate și analizate detaliat de autor într-un alt capitol al tezei de doctorat.

## **2.3 Interdependența dintre deformabilitate, ductilitate și factorul de ductilitate**

### **2.3.1 Generalități**

Până în prezent, un efort deosebit de cercetare a fost dedicat studiului, analizei și evaluării parametrilor principali (precum și definiții lor) care sunt utilizați în cercetare (analitică și experimentală) și în proiectare, pentru a descrie caracteristicile

mecanice inelastice ale materialelor betonului armat, sectiunilor, elementelor structurale, subansamblelor structurale, sistemelor structurale (sistemelor sol-structura). Unul dintre acesti parametri, avand o trasatura particulara, este factorul de ductilitate. Cu toate ca factorul de ductilitate reprezinta un concept benefic, el are o definitie precisa si o semnificatie cantitativa numai în cazul idealizat al comportarii monotone liniar elastica-perfect plastica. Autorul subliniaza ca utilizarea lui în cazurile reale în care comportarea difera sensibil fata de acest caz idealizat poate conduce la confuzie si eroare. Astfel, este foarte dificil de facut comparatii între valorile factorilor de ductilitate (capabili, acceptabili, tolerabili) apreciati de diferiti cercetatori, intrucat acestea sunt adesea bazate pe parametri de raspuns diferiti sau pe valori ale rigiditatilor initiale, rezistentelor de plastificare si deformatiilor de plastificare si ultime determinate utilizand diferite definitii neexplicate. În urma studiilor analitice si a cercetarilor experimentale efectuate, autorul a ajuns la concluzia ca valorile obtinute experimental ale factorilor de ductilitate capabili sunt adesea utilizate gresit în cercetarile teoretice privind evaluarea factorilor de ductilitate ceruti, datorita dificultatii stabilirii valorilor reale ale rigiditatii initiale elastica-liniara, rezistentei de plastificare si deformatiilor de plastificare si ultime. Autorul atrage atentia ca trebuie sa se unifice definitiile parametrilor de raspuns care sunt utilizati în programele de incercari experimentale si în investigarile analitice. De altfel, este foarte discutabil daca comportarea diferitelor sisteme structurale poate fi evaluata si descrisa numai pe baza rigiditatii initiale elastice, rezistentei de plastificare si deformatiilor de plastificare si ultime; în consecinta este necesar sa se introduca si alti parametri suplimentari cum ar fi energia histeretica totala disipata, numarul de cicluri alternante de deformatii plastice si degradarea rezistentei si rigiditatii care au fost observate în conditii seismice.

### **2.3.2 Relatii de interdependenta**

În prezent, în proiectarea antiseismica a sistemelor de constructii se utilizeaza relatii de interdependenta între rezistenta si factorul de ductilitate structural bazate pe

concepele *deplasari egale* sau *energii egale*. In cazul structurilor duale din beton armat, nu este posibila utilizarea acestor concepte fara sa se evalueze si sa se defineasca parametrii care descriu caracteristicile elasto-plastice ale celor doua subsisteme structurale componente, precum si ale sistemului structural dual. In urma cercetarilor analitice efectuate, autorul a constatat ca printre acesti parametri se numara factorii de ductilitate de deplasare, rigiditatile initiale si rezistentele de plastificare pentru fiecare subsistem structural component, precum si pentru sistemul structural dual. Totodata autorul a ajuns la concluzia ca proiectarea preliminara a structurilor duale trebuie sa se bazeze pe o valoare maxima disponibila a factorului de ductilitate de deplasare al subsistemului structural mai rigid (diafragme), determinat pe baza valorilor maxime ale factorului de ductilitate de rotire care poate fi dezvoltat sau care poate fi acceptat în zonele critice ale elementelor structurale din subsistemul structural mai rigid, precum si pe o valoare minima utilizabila a factorului de ductilitate de deplasare al subsistemului structural mai flexibil (cadre); de asemenea rigiditatea subsistemului structural mai rigid trebuie sa fie suficienta pentru a se putea satisface cerintele starilor limita de avariere si ultime.

Presupunand ca valorile rigiditatilor initiale, rezistentelor de plastificare si factorilor de ductilitate de deplasare ale celor doua subsisteme structurale componente si ale sistemului structural pot fi selectate si evaluate corect, problema care ramane nerezolvata este utilizarea adecvata a acestora în procesul de proiectare-verificare antiseismica al sistemului structural dual. Pentru a putea discuta rezolvarea acestei probleme, autorul considera ca este necesar ca mai intai sa se analizeze problemele critice ale proiectarii-verificarii antiseismice ale structurilor duale din beton armat.

## 2.4 Analiza problemelor critice ale proiectarii-verificarii antiseismice a structurilor duale din beton armat

Majoritatea problemelor implicate în proiectarea antiseismică a structurilor din beton armat în general și a structurilor duale în particular, au fost identificate și discutate în detaliu de către autor în lucrarea [2]; cele mai importante probleme critice sunt :

Prima problema critică în proiectarea antiseismică este stabilirea cutremurului de proiectare (și anume  $\beta$ ,  $k_s$  și  $\psi$  din normativul P.100-92).

A doua include determinarea cerințelor sistemului sol-fundatie-cladire, corespunzătoare cutremurului de proiectare.

A treia implică reprezentarea și evaluarea capacităților reale ale clădirii în momentul apariției mișcării seismice.

Capacitățile și cerințele exprimate, în general, caracteristicile mecanice precum rezistența, rigiditatea, stabilitatea și disiparea și absorbția energiei. În lucrarea. [3], autorul arată că evaluarea cerințelor și determinarea capacităților nu este simplă: determinarea cerințelor, uzual prin analize numerice utilizând modele matematice ale întregului sistem sol-fundatie-cladire, depinde de interacțiunea acestui sistem cu excitațiile seismice care, la rândul lor, dau naștere la modificări în sistem precum și în interrelația intimă dintre cerințe și capacități.

O problemă critică a proiectării-verificării antiseismice a structurilor din beton armat în general, care se reflectă în prescripțiile actuale de proiectare antiseismică, se referă la utilizarea de relații de interdependență între rezistența și factorul de ductilitate structural (concepțiile *deplasări egale* sau *energii egale*). Autorul scoate în evidență faptul că, în cazul structurilor duale din beton armat, această problemă critică nu este încă rezolvată, ea extinzându-se asupra diferențelor și interdependențelor dintre rezistența, deformabilitate, ductilitate și factorul de ductilitate. Autorul este de părere că rezolvarea acestei probleme critice presupune mai întâi identificarea altor probleme comune majorității prescripțiilor naționale de proiectare antiseismică; printre acestea

se numara si existenta multor surse de incertitudini în prevederile normative referitoare la estimarea cerintelor si determinarea capacitatilor si anume:

**Estimarea cerintelor:** incertitudinile pot fi grupate în doua categorii :

- incertitudini legate de estimarea fortelor seismice de calcul;
- incertitudini legate de estimarea raspunsului structural la aceste forte seismice de calcul.

Fortele seismice de calcul sunt evaluate pe baza factorului de reducere,  $\psi$ . Autorul scoate în evidenta faptul ca, desi în prescriptiile romanesti de proiectare antiseismica, [4], valorile lui  $\psi$  sunt date fara specificarea unei relatii explicite cu factorul de ductilitate structural, aceste valori depind implicit de factorul de ductilitate structural - în cazul structurilor simple din beton armat, precum si de factorii de ductilitate substructurali si de raportul de rigiditate si rezistenta dintre subsistemul diafragme si subsistemul cadre - în cazul structurilor duale din beton armat.

Raspunsul structural este estimat uzual, folosind analize elastice liniare la fortele laterale statice echivalente; în cazul structurilor duale nu se iau în considerare în prezent diferentele si interdependentele dintre deformabilitate, ductilitate si factorul de ductilitate.

**Determinarea capacitatilor:** prevederile normative dau numai expresii empirice pentru estimarea rigiditatii initiale elastice liniare. De asemenea, prevederile normative impun ca rezistentele sectionale sa fie determinate pe baza rezistentelor de calcul ale materialelor, iar proiectarea (dimensionarea si alcatuirea) zonelor critice ale structurilor sa fie bazata pe masuri constructive antiseismice a caror severitate este dependenta de factorul de ductilitate structural capabil anticipat, precum si de variabilitatea probabila a miscarilor seismice.

## CAPITOLUL 3

### IMPLICATII în PROIECTAREA ANTISEISMICA ALE REZULTATELOR CERCETARILOR MAI IMPORTANTE EFECTUATE PE PLAN MONDIAL ASUPRA SISTEMELOR STRUCTURALE DUALE DIN BETON ARMAT

#### 3.1 Generalitati

Activitatea de identificare a perfectionarilor care sunt necesare pentru imbunatatirea metodelor existente de proiectare antiseismica si elaborarea unor metode noi si mai explicite de proiectare/verificare antiseismica, incepe în acest capitol, cu o analiza asupra implicatiilor în proiectarea antiseismica a rezultatelor cercetarilor mai importante efectuate pe plan mondial asupra sistemelor structurale duale din beton armat. In aceasta analiza autorul a tinut seama de faptul ca raspunsul seismic (elasto-plastic) al structurilor din beton armat în general si al celor duale în particular, reflecta într-o masura importanta filozofia de proiectare, (conceptia de proiectare si prevederile de calcul si alcatuire) si conditiile de executie.

Rezultatele unor cercetari relativ recente [1,16,29,30,31] efectuate asupra unor modele de structuri simple si duale au condus la imbunatatirea intelegerii raspunsului seismic al structurilor din beton armat în general si al celor duale în particular, precum si la identificarea neconcordanțelor între raspunsurile seismice obtinute experimental si cele minime cerute de prescriptiile nationale de proiectare antiseismica. Un model la scara 1/6 al unei structuri spatiale duale din beton armat a fost incercat la INCERC-Timisoara [29]; structura respectiva a fost proiectata pe baza prevederilor normativului P.100-81. Un model la scara naturala al unei structuri duale alcatuita din stâlpi, planseu dala si diafragme rare este în curs de experimentare la INCERC-Bucuresti [1]. Un model la scara naturala al unei structuri duale a fost incercat în Japonia [16]; structura respectiva a fost proiectata pe baza prevederilor prescriptiei americane UBC-1979 si a

prescriptiilor Japoneze. Un model la scara 1/5 al structurii duale incercate în Japonia, a fost supus la mai multe serii de incercari pe platforma seismica de la Berkeley. Prin analiza raspunsului seismic al cladirilor proiectate în conformitate cu prescriptiile nationale de proiectare antiseismica, autorul a putut face aprecieri calitative asupra prevederilor normative, iar prin analiza comparativa dintre raspunsul evaluat analitic si raspunsul determinat experimental, autorul a putut face aprecieri calitative asupra analizei teoretice.

### **3.2 Aprecieri calitative asupra prevederilor normative**

În lucrarile, [22] si [23], autorul prezinta rezultatele unor incercari efectuate asupra unor diafragme din beton armat monolite si prefabricate, proiectate în conformitate cu prevederile instructiunilor P.85-78 si respectiv P.101-78, precum si cu prevederile normativului P.100-81. În Fig. 3.1, autorul analizeaza calitativ prevederile normative (P.100-81) prin analiza caracteristicilor raspunsului seismic al celor doua diafragme din beton armat proiectate conform instructiunilor P.85-78 si P.101-78. Similar, în Fig. 3.2, autorul analizeaza calitativ prevederile normative (P.100-81) prin analiza caracteristicilor raspunsului seismic al unui cadru din beton armat proiectat conform normativului P.100-78 si incercat la INCERC-Bucuresti, de catre conf. dr. ing. Hristache Popescu. În urma analizei caracteristicilor raspunsurilor seismice ale structurilor respective, proiectate conform prevederilor normativelor romanesti de proiectare antiseismica (P.100-81), autorul scoate în evidenta urmatoarele observatii mai importante:

1. Rezistenta laterala reala maxima a structurilor din beton armat proiectate pe baza prevederilor normativelor romanesti de proiectare antiseismica (P.100-81) este de 2-3 ori mai mare decat rezistenta laterala minima ceruta de normativele respective;

2. În ciuda acestor rezistențe laterale reale mari constatate experimental, capacitatea de deformare plastică poate să fie mai mică decât cea rezultată din analizele statice și dinamice neliniare;
3. Prin moderarea nivelelor eforturilor axiale și a celor de forfecare din zonele plastice potențiale, printr-o dimensionare și dispunere adecvată a armăturii, se pot obține caracteristici superioare ale răspunsului seismic;
4. La moderarea nivelelor eforturilor axiale și a celor de forfecare trebuie să se țină seama de redistribuțiile de eforturi sectionale între elementele structurale de bază după fisurare și intrarea lor în domeniul plastic de comportare; prevederile actuale ale normativului P.100-92 precum și ale instructiunilor P.85-93 nu conțin reguli practice clare prin care să se poată ține seama, în proiectarea curentă, de redistribuțiile respective.

### **3.2.1 Prezentarea sumară a rezultatelor cercetărilor mai importante efectuate asupra unor structuri duale din beton armat proiectate pe baza normativului P.100**

Analiza caracteristicilor răspunsului seismic al clădirilor proiectate conform normativului P.100 a condus la formularea următoarelor observații [23]:

Rezistența laterală reală a structurilor duale proiectate conform normativului P.100, este mai mare decât aceea cerută de normativul respectiv;

- (1) Raportul de rigiditate dintre subsistemul diafragme și subsistemul cadre este sensibil diferit de raportul de rezistență;
- (2) Distribuția cerințelor de ductilitate este foarte neuniformă în cadrul sistemului structural dual;
- (3) Incursiunile inelastice conduc la un transfer important de eforturi sectionale de la elementele structurale puternic plastificate la cele mai puțin plastificate;



- (4) Exista o discrepanta importanta intre eforturile sectionale de calcul obtinute pe baza calculului elastic de normativ si cele care pot sa apara în timpul raspunsului dinamic elasto-plastic.

În continuare autorul analizeaza calitativ prevederile normative ale prescriptiei P.100 prin analiza comparativa dintre raspunsul elasto-plastic determinat experimental sau analitic a doua structuri duale proiectate conform normativului P.100 si raspunsul cerut de acest normativ.

### 3.2.1.1 Structura duala din beton armat cu sase etaje

În Fig. 3.1 si 3.2 se observa foarte bine suprazistentia structurilor din beton armat cu diafragme si a celor cu cadre, în raport cu cerintele de rezistenta minime conform normativului P.100-81. Autorul analizeaza în continuare o structura duala din beton armat proiectata pe baza normativului P.100-81, sub aspectul calitativ al prevederilor normative, prin compararea raspunsului determinat experimental cu cel cerut de normativul P.100-81. Modelul la scara 1/6 al structurii duale respective, aratat în Fig. 3.3, a fost incercat de catre INCERC-Timisoara [29]. Pentru usurinta, analiza respectiva se efectueaza asupra infasuratoarei diagramelor *forta laterala-deplasare laterala* ( $F-\delta$ ), stabilite pentru un sistem cu un grad de libertate echivalent structurii reale, la care deplasarea laterala,  $\delta$ , este cea de la nivelul punctului de aplicatie al rezultantei incarcarii orizontale,  $F$ , corespunzatoare modului fundamental de vibratie. Analiza comparativa între infasuratoarea raspunsului determinat experimental si cel cerut de normativul P.100-81 se efectueaza pe baza Fig. 3.4; se observa si în cazul structurilor duale din beton armat o suprazistentia importanta în raport cu cerintele minime de rezistenta conform normativului P.100-81.

Modelul la scara 1/6 (Fig. 3.3) al structurii duale studiata experimental de catre INCERC-Timisoara, a fost supus la doua serii de incercari pseudo-dinamice [29]. În prima serie de incercari, modelul a fost incarcat cu forte orizontale aplicate alternant, în trepte crescatoare pana la nivelul fortei seismice de calcul ( $F_n$ ), de-a lungul axei

longitudinale. În a doua serie de încercări, modelul a fost încarcat de-a lungul axei transversale, similar până la încarcarea,  $F_n$ , după care s-a trecut practic la ciclul cu încarcare orizontală crescătoare monoton până la cedare (după câteva alternări de solicitare la nivele mici de deformare plastică). Distribuția forțelor  $P_1...P_4$ , pe înălțimea modelului experimental, a modelat o încarcare laterală distribuită triunghiular cu baza la varf (Fig. 3.3). Înfasurătoarea comportării histeretice este aratăată în Fig. 3.4. Forța taietoare de bază maximă stabilită experimental a fost de 3,9 ori mai mare decât forța seismică de calcul conform P.100-81 luată în considerare la proiectare. Factorul de ductilitate de deplasare, admitând începutul plastificării structurii la  $F_n$ , a fost considerat de 8. Această ductilitate observată mare provine, în principal, din două cauze. Astfel, în primul rând, sub acțiunea încercării laterale, diafragma au fost supuse unui efort unitar de forfecare mic; la încarcarea maximă de cedare efortul unitar mediu de forfecare în diafragme a avut valoarea de circa  $0,5\bar{R}_t$ , fapt care a condus la o bună comportare în domeniul plastic (cu alternări de deformare la nivele mici) caracterizată prin dezvoltarea plastificării din încovoire. În al doilea rând, istoria de încarcare a fost caracterizată prin câteva alternări de încarcare până la valoarea  $F_n$ , după care s-a trecut practic la o încarcare crescătoare monoton până la cedare (după câteva alternări de solicitare la nivele mici de deformare plastică); deci investigarea domeniului plastic de comportare a modelului experimental s-a făcut practic prin încarcare monotonă. O comparație a răspunsurilor obținute asupra unor elemente experimentale identice, însă supuse unor istorii diferite de încarcare, indică faptul că istoria de încarcare are o influență majoră asupra rigidității, rezistenței, capacității de deformare și a modului de rupere. O evaluare globală a efectelor diferitelor istorii de încarcare ciclică indică faptul că alternanța sensului deplasărilor la nivele mari de deformare în domeniul plastic, poate conduce la o reducere cu peste 50% a factorului de ductilitate de deplasare față de cel corespunzător încercării crescătoare monotone în domeniul plastic; cu cât sunt mai mari amplitudinile nivelelor deformațiilor maxime, precum și numărul alternărilor deformațiilor cumulate în timpul ciclurilor anterioare, cu atât este mai mare și reducerea respectivă a factorului de ductilitate de deplasare. Din

acest motiv este rezonabil sa se considere o reducere de 50% a factorului de ductilitate de deplasare al modelului, obtinut practic prin incarcare monotona (cu alternari de sollicitare la nivele mici de deformare plastica). In orice caz, factorul de ductilitate de deplasare de 8 nu poate fi luat în considerare la aprecierea calitativa a comportarii histeretice a modelului incercat, mai ales ca deplasarea de plastificare a fost considerata cea corespunzatoare nivelului fortei seismice de calcul.

Cedarea structurii a fost caracterizata prin formarea de articulatii plastice la capetele grinzilor si la baza stâlpilor si diaframelor, la acestea din urma producandu-se strivirea betonului si flambarea armaturii longitudinale în sectiunea bulbului comprimat si ruperea armaturii longitudinale în bulbul intins. Autorul apreciaza în final, pe baza datelor din Fig. 3.4, ca la o incarcare care se poate considera a fi monoton crescatoare în domeniul elasto-plastic pana la cedare, modelul experimental a dovedit caracteristici foarte bune ale raspunsului histeretic. Rezistenta si capacitatea de deformare plastica ale lui au depasit cerintele minime respective conform P.100-81.

### **3.2.1.2 Structura duala din beton armat (planseu dala cu diafragme rare) cu patru etaje**

Un model la scara naturala al unei structuri duale, alcatuita din stâlpi, planseu dala si diafragme rare (Fig. 3.5a) este în curs de experimentare la INCERC-Bucuresti. Aceasta cladire a fost proiectata conform prevederilor normativului P.100-92. Modelul experimental are patru etaje, doua deschideri si doua travei. O grinda marginala este dispusa în lungul perimetrului exterior al placii planseului. Nu exista grinzi interioare sau armare transversala în placa dala. Structura este supusa incarcarilor gravitationale reprezentand greutatea proprie, greutatile suplimentare si incarcarea utila. S-a considerat ca structura este situata intr-o regiune clasificata ca zona seismica C în normativul romanesc P.100-92. Modelul experimental a fost montat pe batiul statiei de incercari seismice din INCERC-Bucuresti, fundatiile fiind prinse cu buloane pretensionate de radierul casetat al batiului.

Autorul a efectuat mai multe serii de studii analitice, statice si dinamice, liniare si neliniare asupra modelului la scara naturala al cladirii duale. La seria de studii analitice statice liniare si neliniare modelul a fost considerat un sistem monomasic incarcat cu o incarcare laterala distribuita triunghiular cu baza la varf. Relatia analitica *forta laterala-deplasare laterala* este aratata în Fig. 3.5b, în confruntare cu cerintele minime pe care le impune proiectarea conform normativului P.100-92. Rezistenta laterala maxima determinata analitic a structurii duale a rezultat de 2,2 ori mai mare decat forta orizontala seismica de calcul conform normativului P.100-92. La aceasta valoare a rezistentei laterale maxime, ductilitatea de deplasare a subsistemului diafragme este de 5,16 ,iar ductilitatea de deplasare a subsistemului cadre este de 1,92. Deplasarea analitica ultima obtinuta din calculele neliniare statice si dinamice este de 2,31 ori mai mare decat cea obtinuta din calculele liniare statice si dinamice. Raportul de rigiditate intre subsistemul diafragme si subsistemul cadre este de 2,534 ,iar raportul de rezistenta este respectiv de 0,943.

### **3.2.2 Prezentarea sumara a rezultatelor cercetarilor mai importante efectuate asupra unor structuri duale din beton armat proiectate pe baza prescriptiei americane UBC**

Analiza caracteristicilor raspunsului seismic al cladirilor proiectate conform prescriptiei americane UBC, efectuata în lucrarile [30] si [32], a condus la formularea urmatoarelor observatii:

- (I) Rezistenta laterala reala a structurilor proiectate conform prescriptiei UBC, este mai mare decat aceea ceruta de prescriptia respectiva;
- (II) In ciuda acestei suprarezistente observate, multe cladiri proiectate conform prescriptiei UBC nu satisfac, in totalitate, cerintele starilor limita de avariere si ultime.

S-a concluzionat, [30], ca proiectarea cladirilor în conformitate cu prevederile prescriptiei UBC nu poate garanta, în toate cazurile, satisfacerea cerintelor starilor

limita de avariere si ultime. In continuare autorul discuta si analizeaza calitativ prevederile normative ale prescriptiei UBC prin analiza comparativa dintre raspunsul determinat experimental a doua structuri duale proiectate conform prescriptiei UBC si raspunsul cerut de prescriptia respectiva.

### 3.2.2.1 Structura duala din beton armat cu sapte etaje

Un model la scara naturala al unei structuri duale, aratata în Fig. 3.6, a fost incercat la TSUKUBA-Japonia [16]. Aceasta cladire a fost proiectata conform prescriptiei UBC-79 si prescriptiilor japoneze. Modelul la scara naturala al cladirii a fost supus la doua serii de incercari cu incarcari pseudo-dinamice. In prima serie de incercari, modelul a fost considerat un sistem monomasic si incercat cu o incarcare laterala distribuita triunghiular cu baza la varf. Infasuratoarea raspunsului histeretic real este aratata în Fig. 3.7, în confruntare cu cerintele minime pe care le impune proiectarea dupa prescriptia UBC. Forta taietoare de baza maxima, la care s-a oprit prima serie de incercari a fost 4330 KN, adica de 3,5 ori mai mare decat forta orizontala seismica de calcul conform prescriptiei UBC. La aceasta valoare a fortei taietoare de baza, ductilitatea de deplasare a structurii a fost apropiata de 4. Stâlpii, grinzile cadrelor si diafragma, au fost proiectate pentru valori relativ mici ale efortului unitar mediu de forfecare. Astfel, diafragma centrala a fost proiectata pentru un efort unitar mediu de forfecare avand valoarea mai mica de  $0,75\bar{R}_t$ . La valoarea maxima a fortei taietoare de baza (4330 KN) efortul unitar mediu de forfecare, din diafragma centrala, a avut valoarea mai mica de  $1,8\bar{R}_t$ .

Comparand parametrii modelului de calcul conform prescriptiei UBC cu cei ai infasuratorii raspunsului experimental, autorul observa ca structura are rigiditatea mult mai mare decat cea evaluata conform prescriptiei UBC. Dupa prima serie de incercari cu incarcarea laterala distribuita triunghiular cu baza la varf, modelul la scara naturala a fost reparat, adaugandui-se elemente nestructurale suplimentare la toate etajele cu exceptia primului. Dupa aceasta, modelul a fost supus la o serie de incercari similare

cu cele din prima serie. În final, modelul a fost încercat static cu o încărcare laterală distribuită dreptunghiular. După cum se vede în Fig. 3.7 structura a putut să reziste în aceste condiții la o forță tăietoare de bază maximă de 5970 KN, adică de 4,8 ori mai mare decât forța orizontală seismică de calcul conform prescripției UBC. La această valoare a forței tăietoare de bază, deplasarea laterală de la varf a fost de 28,7 cm, iar diafragma centrală s-a rupt la forța tăietoare la primul etaj cu o scădere bruscă a rezistenței. Este de notat că această deplasare a fost cu circa 16% mai mică decât aceea obținută la prima serie de încercări la care, practic, nu s-a produs nici o rupere. Comparând rezultatele celor două serii de încercări, autorul scoate în evidență importanța tipului de încărcare și adăugării de elemente nestructurale suplimentare asupra comportării structurilor duale: pe când rezistența laterală poate crește foarte mult, capacitatea de deformare plastică se reduce sensibil.

Un model la scara 1/5 al clădirii arătate în Fig. 3.6 a fost supus la mai multe serii de încercări pe platforma seismică de la Berkeley [31]. În Fig. 3.7, înfășuratorile răspunsurilor obținute la aceste încercări sunt comparate cu acelea obținute la încercările cu încărcare pseudo-dinamică a modelului la scara naturală; analiza comparativă a răspunsurilor modelului la scara 1/5 arată o creștere sensibilă a rezistenței laterale a acestuia în raport cu rezistența laterală maximă obținută la încercarea modelului la scara naturală cu încărcare laterală distribuită triunghiular cu baza la varf.

### **3.2.2.2 Structura duală din beton armat cu 15 etaje**

Aprecierea calitativă a răspunsului seismic al structurilor duale din beton armat alcătuite din cadre și diafragme cuplate (cu goluri mari), proiectate în conformitate cu prescripția UBC, s-a făcut la Berkeley, prin studii analitice și experimentale asupra clădirii cu 15 etaje arătate în Fig. 3.8 [28]; această clădire a fost proiectată conform prevederilor prescripțiilor americane UBC-73, UBC-79 și ATC-3. Un subsamblu model la scara 1/3 cu 4 etaje al unui sistem structural de diafragma cuplată a fost

confectionat și încercat la Berkeley [30]. În Fig. 3.9, se compară răspunsul obținut experimental cu cel minim cerut conform prescripției UBC, pentru diafragma cuplata din clădirea aratăta în Fig. 3.8; se observă un contrast puternic între cele două răspunsuri. Astfel se constată că rezistența și rigiditatea diafragmei cuplate sunt sensibil mai mari decât valorile minime cerute conform prescripției UBC. În schimb, capacitatea de deformare plastică este mai mică decât cea anticipată de prescripția UBC. Prin urmare au apărut următoarele întrebări, [30]:

- (a) de ce rezistența laterală observată experimental este mai mare (de 3-4 ori) decât rezistența laterală minimă cerută conform prescripției UBC ?
- (b) de ce capacitatea de deformare plastică măsurată experimental este mai mică decât cea anticipată de prescripția UBC ?
- (c) care sunt consecințele posibile ale acestei suparezistențe și respectiv capacități de deformare plastică mici ?

Un răspuns detaliat la aceste întrebări este dat în lucrarea [33]; autorul prezintă în continuare un rezumat succint.

Suparezistența constatată experimental este în principal datorată rezistenței mari la moment încovoietor cu compresiune axială a montanților și a riglelor de cuplare supuse de asemenea la compresiune axială.

Suparezistența la moment încovoietor cu compresiune axială a riglelor de cuplare este datorată următorilor factori:

- rezistențe la curgere și rupere mari ale oțelului armaturilor longitudinale;
- existența unor forte axiale de compresiune în riglele de cuplare provenite din redistribuțiile de forte tăietoare între montanți (neluate în considerare în calcule);
- subevaluarea în calcule a contribuției planșelor (lățimea activă a talpii comprimate și contribuția armaturilor longitudinale active din talpa întinsă și comprimată).

Datorită suparezistenței la moment încovoietor cu compresiune axială a riglelor de cuplare, în acestea se dezvoltă forte tăietoare mari. Prin urmare, montanții sunt

supusi la forte axiale sensibil mai mari decat cele anticipate în calcul. Compresiunea si intinderea axiala conduc la cresterea si respectiv reducerea capacitatii de rezistenta la moment incovoietor a montantilor. Astfel, la diafragma cuplata incercata la Berkeley, rezistenta la moment incovoietor a montantului comprimat a crescut de circa 1,7 ori, iar cea a montantului intins a scazut de circa 3,3 ori fata de valorile anticipate în calculul analitic admis de prescriptia UBC. In plus, contributia rezistentelor la moment incovoietor cu forta axiala a montantilor, la rezistenta laterala a ansamblului structural, a fost mai mare decat cea evaluata prin calcul datorita: (a) rezistentelor la curgere si rupere ale otelului armaturilor longitudinale mai mari decat valorile specificate de prescriptie; (b) rezistentei la compresiune a betonului mai mari decat valorile specificate de prescriptie mai ales în bulbi datorita gradului mare de confinare. Toate acestea au condus la cresterea cu inca 40% a rezistentei la moment incovoietor cu forta axiala a montantului comprimat fata de valoarea evaluata analitic. Montantii au fost capabili sa atinga aceste suparezistente la moment incovoietor cu forta axiala, fara sa se rupa la forta taietoare, intrucat acestia au fost proiectati pentru un efort unitar mediu de forfecare avand valoarea de circa  $1,0\bar{R}_t$ , care este mai mica decat valoarea  $1,5\bar{R}_t$  considerata admisibila de prescriptia UBC.

Cresterea sensibila a fortei taietoare pe care au trebuit s-o suporte montantii, ca o consecinta a suparezistentei la moment incovoietor cu forta axiala a lor, este una din principalele cauze ale capacitatii de deformare mici a subansamblului structural cuplat. O cauza mai importanta este insa redistributia relativa a fortei taietoare totale între cei doi montanti ai sistemului cuplat. Redistributia masurata a fortei taietoare de la baza, între cei doi montanti, este ilustrata în Fig. 3.10. Se observa ca montantul comprimat este supus la 85% din forta taietoare de baza totala chiar la nivelul incarcarii de exploatare definit de prescriptia UBC. La stadiul limita, montantul comprimat este supus la 90% din forta taietoare de baza totala. Efortul unitar mediu de forfecare în cei doi montanti, în momentul ruperii montantului comprimat, a atins valorile de  $0,24\bar{R}_t$  si  $2,43\bar{R}_t$  pentru montantul intins respectiv comprimat.



Datorita faptului ca efortul unitar mediu de forfecare, dezvoltat în montantul comprimat, a avut o valoare foarte mare ( $\tau_{med.}=2,43\bar{R}_t$ ), acest montant nu a fost capabil sa-si atinga rezistenta la moment incovoietor cu forta axiala si capacitatea de deformare plastica de incovoiere. Dupa cum se vede în Fig. 3.9, dupa un palier plastic relativ scurt al infasuratorii raspunsului experimental, s-a produs o reducere brusca a rezistentei laterale a sistemului cuplat datorita zdrobirii inimii montantului comprimat, ca o consecinta a valorilor mari ale fortei taietoare si compresiunii axiale care s-au dezvoltat la baza acestuia, în momentul atingerii valorii momentului incovoietor de curgere.

### **3.2.3    Aprecieri calitative finale asupra prevederilor normative. Concluzii.**

Rezultatele prezentate în Fig. 3.1,3.2,3.4,3.5,3.7 si 3.9, pun în evidenta suprazesistenta structurilor din beton armat, proiectate în conformitate cu prevederile prescriptiilor nationale de proiectare antiseismica în raport cu cerintele minime conform prescriptiilor respective. Fig. 3.7,3.9 si 3.10 accentueaza faptul ca în momentul *plastificarii* sistemelor structurale, fortele taietoare care se dezvolta în zonele critice ale structurilor respective, pot fi mai mari decat capacitatile de rezistenta la forta taietoare disponibile; pot apare deci ruperi casante la forta taietoare inainte ca sistemele structurale sa-si poata epuiza intreaga capacitate de absorbtie si disipare a energiei prin deformatii plastice din incovoiere. In consecinta autorul concluzioneaza ca prevederile normative de proiectare antiseismica si procedurile curente de calcul asociate nu pot garanta, în toate cazurile, o proiectare antiseismica sigura a structurilor din beton armat. Autorul scoate în evidenta faptul ca fortele seismice de normativ sunt specificate la un nivel conventional, iar analizele elastice liniare recomandate de prescriptii nu pot anticipa raspunsul seismic real. Astfel, rezultatele din Fig. 3.5b, arata o discrepanta importanta între rapoartele de rigiditate si rezistenta dintre subsistemul diafragme si subsistemul cadre (conform procedurilor de normativ aceste rapoarte ar

trebui sa fie aproximativ egale). De asemenea se mai observa o diferenta sensibila între factorii de ductilitate de deplasare ai subsistemelor diafragme si cadre, cu toate ca severitatea masurilor constructive antiseismice de normativ este distribuita uniform. Autorul subliniaza faptul ca la proiectarea si alcatuirea structurilor din beton armat, proiectantul este ghidat în calcul numai de imaginea conventionala a raspunsului seismic perfect elastic sau perfect elasto-plastic admis de prescriptii fara a putea sa prevada comportarea reala a structurilor respective. Astfel, în Fig. 3.5b se poate observa discrepanta mare dintre cerintele de ductilitate de deplasare obtinute din analizele dinamice neliniare si din raspunsurile anticipate prin procedurile de normativ.

Suprarezistenta cladirilor din beton armat rezulta din unele prevederi si proceduri de calcul ale prescriptiilor si anume:

- adoptarea de coeficienti de reducere pentru rezistentele betonului si otelului armaturilor;
- subevaluarea contributiei planseelor la rigiditatea si rezistenta laterala, în particular contributia armaturii active din placa care formeaza talpa intinsa a riglelor de cuplare si/sau de cadru (capatul de moment negativ);
- subevaluarea intrarii în zona de consolidare a otelului armaturilor longitudinale atunci cand ductilitatea ceruta sistemului structural este importanta.

Studiile analitice si cercetarile parametrice prezentate în lucrarile [3,18,19,21], arata o discrepanta importanta între eforturile sectionale de proiectare obtinute din calculele elastice liniare de cod si cele obtinute în timpul raspunsului dinamic elasto-plastic. In noul normativ P.100-92 se incearca sa se reduca aceasta discrepanta prin multiplicarea eforturilor sectionale de proiectare cu niste coeficienti supraunitari. Insa valorile recomandate pentru acesti coeficienti se bazeaza pe analiza unui numar limitat de cazuri si se refera numai la structurile din beton armat în cadre si în diafragme. De asemenea, suprarezistenta structurala, observata la experimentari, este luata în considerare în normativul P.100-92 prin multiplicarea eforturilor sectionale de proiectare cu alti coeficienti supraunitari. La structurile duale din beton armat, efectele

de interacțiune între subsistemul diafragme și subsistemul cadre, precum și diferențele importante dintre rapoartele de rigiditate, rezistență și ductilitate între subsistemele diafragme și cadre, fac ca valorile coeficienților supraunitari, recomandate pentru structurile în cadre și în diafragme, să nu mai fie adecvate.

Autorul atrage atenția asupra necesității completării prescripțiilor de proiectare antisismică actuale cu prevederi și proceduri de calcul specifice structurilor duale din beton armat. Astfel, dirijarea mecanismelor de plastificare și proiectarea rezistenței la forța tăietoare trebuie să se bazeze pe eforturile sectionale maxime care se pot dezvolta în elementele structurale în acord cu rezistențele reale disponibile, precum și cu distribuțiile reale ale eforturilor sectionale între elementele structurale.

### **3.3      Aprecieri calitative asupra analizei teoretice în proiectarea antisismică**

În ciuda îmbunătățirii continue a analizei teoretice în proiectarea antisismică a structurilor din beton armat, continuă să existe încă multe incertitudini legate de:

- anticiparea caracteristicilor spectrale a tuturor tipurilor de cutremure care pot acționa asupra unui amplasament;
- modelarea caracteristicilor fizice și dinamice ale sistemului sol-fundatie-structura;
- estimarea capacităților de rezistență și deformare disponibile ale clădirilor;
- acuratetea rezultată în evaluarea, prin analize dinamice neliniare, a răspunsului calculat al modelelor matematice și deci în estimarea cerințelor structurii.

Autorul scoate în evidență necesitatea îmbunătățirii domeniului cunostintelor actuale privind analiza teoretică în proiectarea antisismică a structurilor din beton armat. În privința structurilor duale din beton armat, neconcordanțele analizei teoretice în proiectarea antisismică a acestor structuri, este ilustrată pe scurt în continuare de

autor prin corelarea raspunsurilor evaluate analitic cu raspunsurilor masurate experimental.

### **3.3.1 Structura duala din beton armat cu patru etaje proiectata conform normativului P.100-92**

Autorul examineaza modelele analitice elastice pentru calculele la incarcari laterale a structurilor dala cu diafragme rare (duale).Prezentarea incepe cu o discutie asupra unui model analitic la care se poate considera si efectele fisurarii datorate aplicarii incarcarilor. Dupa aceea, caracteristicile reale (determinate experimental) de raspuns în domeniul elastic ale modelului experimental dual, montat pe batiul Statiei de Incercari Seismice din INCERC-Bucuresti, sunt comparate cu cele evaluate prin calcul utilizand modelul analitic respectiv.

#### **3.3.1.1 Descrierea modelului analitic elastic**

În cazul structurilor dala, este necesar sa se utilizeze tehnici de modelare speciale pentru a se modela imbinarea placa dala-stâlp. În lucrarea [20], se prezinta diferite modele analitice elastice care pot fi utilizate pentru calculul la incarcari laterale a structurilor dala.

Unul dintre aceste modele analitice, care reprezinta o structura dala cu sau fara diafragme, este un cadru plan conventional alcatuit din elemente orizontale si elemente verticale. Elementele verticale (stâlpii si diafragmele) ale structurii reale sunt reprezentate direct. Elementele orizontale (placa dala cu sau fara grinda marginala) ale structurii reale sunt reprezentate prin grinzi avand inaltimea sectiunii transversale egala cu grosimea placii dala sau cu inaltimea grinzii marginale (cand aceasta exista), iar latimea sectiunii transversale sau latimea efectiva a talpii egala cu produsul dintre intreaga latime aferenta a placii dala si un coeficient de corectie. Coeficientul de corectie tine seama, în mod aproximativ, de faptul ca placa dala nu este în întregime

activa de-a lungul întregii latimi transversale a ei în transferarea momentelor încovoietoare neechilibrate datorate încărcărilor laterale. Proprietățile acestor secțiuni transversale brute sunt considerate în calcul pentru elementele orizontale (placa dala cu sau fara grinda marginala) și verticale (stâlpii și diafragma). În modelul analitic se considera îmbinările grinda-stâlp rigide, nodul rigid având lățimea egală cu lățimea stâlpului sau diafragmei, iar înălțimea egală cu grosimea plăcii dala sau înălțimea grinzii marginale, după caz.

Coefficienții de corecție care determină lățimea efectivă de placa sunt utilizați presupunând pentru placa proprietățile elastice. În lucrarea [20], se prezintă o serie de soluții posibile. În unele din aceste soluții, se considera că placa dala din jurul stâlpului este deformabilă; în altele se considera că îmbinările placa dala-stâlp sunt perfect rigide. În această analiză, autorul a utilizat numai soluțiile care considera nodurile perfect rigide. Coeficienții de corecție rezultă mai mari pentru îmbinările exterioare datorită existenței grinzii marginale; cu toate acestea, în modelul analitic elastic-liniar, autorul a considerat valori identice ale coeficienților de corecție pentru îmbinările interioare și exterioare.

Caracteristicile dinamice ale modelului experimental au fost calculate utilizând modelul analitic elastic-liniar arătat mai înainte considerând valoarea 1,00 pentru coeficientul de corecție care determină lățimea efectivă a plăcii. Autorul a utilizat programele de calcul automatizat ANELISE și CASE elaborate de către IPCT-S.A. Stâlpii și diafragma au fost considerați încadrați la nivelul fundațiilor. Au fost utilizate dimensiunile de proiect ale secțiunilor transversale brute (nefisurate). Modulul de deformare al betonului s-a considerat cel tangent în origine.

### **3.3.1.2 Compararea între caracteristicile dinamice calculate și cele măsurate experimental**

Caracteristicile dinamice inițiale au fost măsurate experimental în situația când greutățile suplimentare erau atarnate de planșee și de grinzile marginale. Masele

considerate la fiecare etaj includ masa placii dala, masele greutatilor suplimentare atarnate si masele stâlpilor, grinzilor marginale si diafragmei.

Perioada proprie de vibratie calculata de autor dupa directia transversala a modelului experimental este de 0,172 secunde; aceasta valoare este cu 32 procente mai mare decat valoarea masurata experimental care este de 0,13 secunde. Aceasta comparatie sugereaza ca modelul analitic este mai flexibil decat modelul experimental. Intrucat placile si grinzile marginale sunt fisurate (din montaj si/sau datorita actiunii incarcarii gravitationale) nu este logic ca perioada proprie de vibratie calculata (cu valoarea 1,00 pentru coeficientul de corectie care determina latimea efectiva a placii) sa fie mai mare decat perioada proprie de vibratie masurata experimental. In consecinta este necesara imbunatatirea modelului analitic elastic-liniar pentru a reprezenta cat mai corect rigiditatea laterala initiala care determina perioada proprie de vibratie. Un mod de imbunatatire a modelului analitic este considerarea unor elemente torsionate care sa reprezinte mai realist imbinarea dintre placa dala si stâlp sau diafragma, asa cum se prevede în prescriptia ACI 318-91; de asemenea autorul considera ca trebuie stabilita o procedura simpla, aplicabila în proiectarea curenta, prin care sa se poata considera cat mai realist efectul comportarii tri-dimensionale.

### **3.3.2 Structura duala din beton armat cu sapte etaje proiectata conform prescriptiei UBC**

Dupa cum a aratat anterior autorul, modelul la scara naturala al cladirii prezentata în Fig.3.6, a fost incercat la Tsukuba-Japonia. Inaintea incercarii modelului, s-au efectuat asupra lui analize teoretice pe baza programelor de calcul automatizat disponibile la Berkeley. Astfel, utilizandu-se inregistrarea acceleratiilor terenului a cutremurului Miyagi-Ken-Oki (MO)-Japonia 1978-componenta N-S, a rezultat o forta taietoare de baza maxima de 3000 KN. De asemenea, analizele statice neliniare efectuate la Berkeley au indicat o forta taietoare de baza maxima de 3010 KN. In cazul cand incarcarea laterala este considerata distribuita triunghiular cu baza la varf si o

forța taietoare de baza maximă de 3720 KN. pentru cazul când încărcarea laterală este considerată distribuită dreptunghiular. Analizele dinamice neliniare efectuate la Berkeley utilizând programul de calcul automatizat DRAIN-2D au indicat o forță taietoare de baza maximă de 3480 KN. când structura este supusă acțiunii cutremurului, MO. Forța taietoare de baza maximă măsurată experimental a fost de 4330 KN., deci cu mult mai mare decât cele evaluate analitic. În faza finală a programului experimental, când modelul a fost supus unei încărcări statice laterale distribuite dreptunghiular, forța taietoare de baza maximă, măsurată experimental, a rezultat 5970 KN., fapt care indică clar necesitatea îmbunătățirii analizei teoretice în evaluarea răspunsului seismic al structurilor din beton armat. Rezultatele respective ale analizelor teoretice efectuate la Berkeley sunt arătate în Fig. 3.11. Confruntarea răspunsurilor evaluate analitic cu cele măsurate experimental arată o neconcordanță sensibilă între acestea. O primă cauză pentru această neconcordanță este procedura curentă prin care se modelează pentru calcul structurile duale. Astfel, tehnica curentă de modelare pentru structura duală arată în Fig. 3.6 este considerarea acțiunii numai într-un singur plan, rezultând modelul analitic arătat în Fig. 3.12 care poate fi considerat un model bi-dimensional. Este de presupus că la stadiul limită ultim, modelul bi-dimensional al structurii duale, disipează energie prin deformare plastică în acord cu mecanismul arătat în Fig. 3.13. Este de notat că, prin această tehnică curentă de modelare, diafragma este modelată ca un element liniar localizat în axa de simetrie longitudinală a acesteia și prin urmare, rotirea la bază a diafragmei se produce în dreptul axei de simetrie longitudinală a acesteia. În plus este ignorat efectul cuplării transversale între diafragma interioară și cadrele exterioare (Fig. 3.6).

Experimentările au arătat însă că, după atingerea momentului încovoietor de curgere în diafragma principală, comportarea structurii a fost cea ilustrată în Fig. 3.14, adică rotirea la bază a diafragmei producându-se practic în jurul axei longitudinale a centrului de greutate al bulbului comprimat. În consecință sistemul tri-dimensional de cadre marginale, adiacent diafragmei centrale, a împiedicat rotirea acesteia, conducând astfel la creșterea forței axiale de compresiune în diafragma și în consecință la

cresterea capacitatii de rezistenta la moment incovoietor a acesteia. Prin urmare modificarea punctului de rotire la baza a diafragmei, datorita migrarii axei longitudinale a acesteia, precum si impiedicarea rotirii diafragmei prin efectul actionii sistemului tri-dimensional de cadre, adiacent acesteia, a condus la cresterea sensibila a rezistentei laterale a structurii duale.

### **3.3.3 Structura duala din beton armat, cu 15 etaje, proiectata conform prescriptiei UBC**

Prin procedurile curente de proiectare admise de prescriptii, precum si prin programele de calcul automatizat utilizate pentru calculele elastice-liniare ale sistemelor structurale din beton armat cu diafragme cuplate, cu montanti identici, se admite ca rigiditatile laterale ale acestor montanti sunt egale si raman constante în timpul raspunsului calculat în domeniul elastic-liniar. In cazul a doi montanti identici, cuplati prin rigle de cuplare, se admite ca fiecare dintre acestia au aceiasi rezistenta la forta taietoare si deci ambii sunt proiectati pentru jumatate din forta taietoare totala la care este supus sistemul cuplat. Rigiditatile laterale (la incovoiere si forfecare) ale elementelor structurale din beton armat (in particular montantii) sunt foarte sensibile la marimea valorii fortei axiale. Prin urmare, rigiditatile celor doi montanti si în consecinta fortele taietoare la care trebuie sa reziste fiecare nu pot sa fie aceleasi deoarece, la actiunea unei forte laterale, riglele de cuplare induc forte axiale în fiecare montant rezultand astfel valori diferite pentru fortele axiale care actioneaza asupra fiecarui montant cuplat. Diferenta creste pe masura cresterii fortei laterale, fapt dovedit experimental, dupa cum se poate vedea în Fig. 3.10.



### **3.3.4 Aprecieri calitative finale asupra analizei teoretice în proiectarea antiseismica. Concluzii.**

Pentru analiza raspunsului seismic al structurilor din beton armat, au fost dezvoltate tehnici de calcul de complexitate ridicata, pe baza modelelor matematice bi-dimensionale. Insa stadiul actual al analizei teoretice, în ceea ce priveste tehnica de modelare a structurilor duale din beton armat, nu permite evaluarea adecvata si/sau realista a cerintelor de rezistenta si deformare plastica. Problemele sunt generate, în principal, de dificultatile si incertitudinile inerente în privinta evaluarii rigiditatilor axiale, la incovoiere, la forfecare si la torsiune, rezistentelor si caracteristicilor histeretice ale elementelor structurale din beton armat. Aceste dificultati si incertitudini devin majore în cazul existentei fenomenului de interactiune tri-dimensională. In consecinta, autorul atrage atentia asupra necesitatii imbunatatirii analizei teoretice pentru evaluarea raspunsului seismic (in particular a cerintelor de rezistenta, rigiditate si ductilitate) al structurilor duale din beton armat; aceasta imbunatatire se poate realiza prin cercetari experimentale si analitice asupra raspunsului seismic al cladirilor reale în vederea realizarii de modele matematice cat mai apropiate de realitate.

## CAPITOLUL 4

### **NECESITATI DE CERCETARE PENTRU IMBUNATATIREA METODELOR EXISTENTE SI PENTRU ELABORAREA UNOR METODE NOI DE PROIECTARE ANTISEISMICA A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT**

O analiza a rezultatelor cercetarilor experimentale si analitice, efectuate pana în prezent pe plan mondial asupra structurilor duale din beton armat, prezentata pe scurt de autor în capitolele anterioare, scoate în evidenta existenta unui numar de probleme critice care necesita investigari suplimentare pentru o intelegere mai aprofundata a raspunsului seismic al acestui tip de sistem structural si pentru dezvoltarea liniilor directe pentru proiectarea antiseismica a lui. Unele dintre aceste probleme critice privesc atat structurile simple în diafragme si în cadre, cat si cele duale, în timp ce altele sunt specifice numai structurilor duale. Autorul efectueaza în continuare o scurta trecere în revista a necesitatilor de cercetare pentru rezolvarea problemelor critice ale structurilor duale, avand în vedere nivelul actual al cunostintelor implementate în prevederile prescriptiilor nationale de proiectare antiseismica: unele dintre aceste necesitati de cercetare privesc atat imbunatatirea metodelor existente cat si elaborarea unor metode noi în timp ce altele privesc numai imbunatatirea metodelor existente sau numai elaborarea unor metode noi.

#### **4.1 Directii de cercetare pentru elaborarea unor metode noi de proiectare/verificare antiseismica a structurilor duale din beton armat**

În prezent, prescriptiile nationale de proiectare antiseismica utilizeaza, pentru estimarea fortelor seismice de calcul, factori de ductilitate structurali anticipati pentru diferite tipuri de sisteme structurale în asociere cu coeficienti de corectie care tin seama de efectele amortizarii vibratiilor, de rezervele de rezistenta neconsiderate în

calcul si de capacitatile de redistributie a eforturilor. Astfel, autorul considera ca este foarte dificil de apreciat valorile recomandate de normativul P.100-92 pentru coeficientul,  $\psi$ , datorita lipsei unei motivari amanuntite si chiar a unei indicatii fundamentate din care sa rezulte cum aceste valori au fost determinate si cum ele reflecta o semnificatie fizica. Mai mult de atat, daca numai valorile lui,  $\psi$ , sunt utilizate în proiectarea antiseismica a structurilor duale din beton armat, adica fara alte cerinte privind deformabilitatea relativa, ductilitatea relativa si factorii de ductilitate relativi ale celor doua subsisteme structurale componente, proiectarea poate rezulta neeconomica, masurile constructive antiseismice neputand fi dirijate diferentiat pentru subsistemul cadre si pentru subsistemul diafragme, în functie de ductilitatea utilizata sau respectiv disponibila/acceptabila a acestora în cadrul sistemului structural dual.

În prezentele prevederi normative romanesti, [4,5,34,35], valorile lui,  $\psi$ , sunt insotite de cerinte severe privind dimensionarea si alcatuirea elementelor structurale din beton armat ale cadrelor precum si ale diaframelor. Autorul scoate în evidenta faptul ca, pentru structurile duale din beton armat acest lucru nu este suficient si în consecinta este necesar ca proiectarea preliminara, bazata pe prevederile normative prezente, sa fie imbunatatita prin utilizarea adecvata si explicita a termenilor deformabilitate, ductilitate si factor de ductilitate în proiectarea antiseismica a acestor structuri. În consecinta, efortul de cercetare trebuie sa fie dirijat spre urmatoarele directii principale:

- (1) Elaborarea unei concepii si a unei metodologii noi si mai realiste de proiectare antiseismica pentru sistemele structurale duale din beton armat;
- (2) Evaluarea diferentelor dintre deformabilitate, ductilitate si factorul de ductilitate, precum si a interdependentei dintre ele si, de asemenea, analizarea cu discernamant a modurilor în care diferite tipuri de factori de ductilitate sunt estimate din raspunsurile seismice reale ale structurilor din beton armat;
- (3) Elaborarea de metode realiste pentru estimarea valorilor lui  $\psi$ ; aceasta cere o definitie mai precisa a lui  $\psi$ . Utilizarea coeficientului de reducere,  $\psi$ , în proiectarea antiseismica a structurilor duale din beton armat, trebuie asociata cu utilizarea

adecvata si explicita a deformabilitatii, ductilitatii si factorului de ductilitate, precum si cu utilizarea masurilor constructive antiseismice cu grade de severitate diferite pentru subsistemul cadre si pentru subsistemul diafragme, în functie de ductilitatea utilizata sau respectiv disponibila/acceptabila a acestora în cadrul sistemului structural dual;

- (4) Determinarea unor diagrame infasuratoare de calcul pentru eforturile sectionale (coeficientii  $K_M$  pentru momentele încovoietoare si  $K_Q$  pentru fortele taietoare), pe baza carora sa se proiecteze elementele structurale de baza ale celor doua subsisteme structurale componente, astfel incat sa se poata dezvolta numai mecanismele de plastificare anticipate în faza initiala de proiectare;
- (5) Elaborarea unor modele matematice realiste, general aplicabile, pentru elementele structurale, subsistemele structurale si sistemul structural;
- (6) Reducerea timpului de cercetare dedicat pentru imbunatatirea proiectarii antiseismice. In acest sens, eforturile de cercetare trebuie sa fie dirijate spre sintetizarea rezultatelor cercetarilor efectuate pana în prezent privind proiectarea antiseismica a sistemelor de constructii si prelucrarea si interpretarea lor într-o forma simplificata si usor de inteles pentru a putea fi aplicate rapid în practica.

#### **4.2 Recomandari de cercetare pentru imbunatatirea metodelor existente precum si pentru elaborarea unor metode noi de proiectare antiseismica a structurilor duale din beton armat**

- (1) Efectuarea de cercetari experimentale si analitice asupra comportarii tri-dimensionale a structurilor duale din beton armat supuse unor conditii realiste de incarcare seismica pentru a se determina cerintele impuse asupra diferitelor elemente structurale. Autorul subliniaza ca aceste studii trebuie sa includa si efectele de interactiune datorate elementelor nestructurale.
- (2) Efectuarea de experimentari pentru:

- evaluarea realistă a rezistenței la forța tăietoare în secțiune normală și înclinată, în zonele plastice ale grinzilor și stâlpilor supuși încărcărilor generalizate;
- studierea contribuției plăcii planșelor la dezvoltarea rezistenței la moment încovoietor a grinzilor, la comportarea nodurilor precum și la rezistența, rigiditatea și ductilitatea subansamblelor;
- studierea comportării stâlpilor și nodurilor de cadru supuși încărcărilor bi-direcționale și tri-direcționale; autorul scoate în evidență faptul că atenția trebuie să fie acordată efectelor forței tăietoare și variației forțelor axiale de la compresiune la întindere.

(3) Îmbunătățirea prevederilor normative pentru proiectarea atât a sistemelor structurale simple în cadre și în diafragme cât și a sistemelor structurale duale alcătuite din diafragme conlucrând cu cadre. Autorul subliniază că îmbunătățirile sunt necesare pentru:

- alegerea unor ansamble structurale eficiente;
- stabilirea forțelor seismice laterale pentru predimensionarea subsistemelor structurale lucrând izolat și în interacțiune între ele;
- determinarea diagramelor înfășurătoare de calcul pentru forțele tăietoare probabile și pentru momentele încovoietoare probabile din stâlpi, montanți, diafragme;
- proiectarea (dimensionarea și alcatuirea) la forța tăietoare și moment încovoietor cu sau fără forța axială de compresiune sau întindere.

(4) Direcționarea cercetărilor spre optimizarea proiectării structurale. Autorul subliniază că aceasta presupune investigații asupra:

- raportului optim de rezistență și rigiditate între grinzi și stâlpi, între riglele de cuplare și montanți și între diafragme și cadre;

- efectului forțelor axiale variabile asupra fisurării elementelor structurale verticale (stâlpi, montanți) și cum aceste fisuri pot afecta rigiditățile și prin urmare distribuțiile eforturilor sectionale;
- valorilor maxime pe care momentele încovoietoare, forțele tăietoare și forțele axiale (care acționează în zonele critice ale fiecărui element structural) le pot atinge și probabilitatea ca aceste valori maxime să poată apărea simultan;
- efectelor de interacțiune datorate modului diferit de deformare a cadrelor și diaframelor;
- distribuțiilor critice ale forțelor laterale care pot acționa asupra cadrelor și diaframelor în timpul răspunsului seismic al sistemelor tri-dimensionale simple și duale.

### **4.3 Necesități de cercetare pentru îmbunătățirea metodelor existente de proiectare antisismică a structurilor duale din beton armat**

#### **4.3.1 Deosebiri topologice**

Autorul subliniază că în prezent nu există o clasificare prin care să se poată face o distincție clară între diaframele pline, cu goluri mici și cu goluri mari; s-a observat că răspunsul seismic al diferitelor tipuri de sisteme cu diafragme din beton armat este sensibil afectat de caracteristicile topologice ale elementelor structurale ale sistemului. În prezent există deosebiri importante de concepție în privința diaframelor din beton armat, care diferă de la țară la țară. Aceste deosebiri de concepție conduc desigur la concluzii diferite asupra răspunsului seismic deci și a liniilor directoare în proiectarea antisismică. Autorul atrage atenția că este necesar, în primul rând, să se stabilească criterii clare de clasificare din punct de vedere topologic prin care să se poată face o distincție clară între diaframele pline, cu goluri mici și cu goluri mari; în funcție de criteriile de clasificare topologică trebuie stabilite linii directoare diferite de proiectare

antiseismica. Astfel, de exemplu, o diafragma cu goluri mici poate necesita o dispunere diferita a armaturii în jurul golurilor comparativ cu o diafragma cu goluri mari. Un alt exemplu poate fi concepția de proiectare a rezistenței elementelor (riglelor) de cuplare. Impunerea aceleiași rezistențe elementelor de cuplare, atât pentru diafragmele cu goluri mici cât și pentru cele cu goluri mari, poate conduce la caracteristici negative ale răspunsului seismic al diaframelor cu goluri mari.

### **4.3.2 Intensitatea forței seismice de calcul**

În conformitate cu prevederile normativului P.100-92, intensitatea forței seismice de calcul se determină în funcție de perioada proprie a cladirilor și de tipul de sistem structural (pe lângă alți factori). Normativul respectiv permite calcularea perioadei proprii de vibrație a cladirilor cu expresii empirice bazate numai pe numărul de nivele, tipul de sistem structural, înălțimea și dimensiunile în plan ale clădirii. Deci la calculul perioadei proprii de vibrație nu sunt luate în considerare explicit caracteristicile mecanice și fizice ale sistemului structural; autorul atrage atenția că nu se face o distincție între clădirile semirigide (duale) în funcție de tipul diaframelor (pline, cu goluri mici sau cu goluri mari) și de raportul de rigiditate între diafragme și cadre. Un alt factor major care afectează intensitatea forței seismice de calcul este tipul sistemului structural. La evaluarea forței seismice de calcul, normativul P.100-92 nu face nici o distincție între clădirile cu diafragme și cele duale. Astfel, coeficientul de reducere,  $\psi$ , din normativul P.100-92 este, pe de o parte mai mare pentru clădirile rigide și semirigide față de clădirile flexibile, iar pe de altă parte coeficientul de reducere,  $\psi$ , are aceiași valoare atât pentru clădirile rigide cât și pentru clădirile semirigide, nefăcându-se deci o distincție între cele două tipuri de sisteme structurale (simple cu diafragme și duale cu diafragme conlucrând cu cadre). Autorul scoate în evidență faptul că sunt necesare, în acest sens, cercetări teoretice și experimentale a căror rezultate să fie implementate în prescripții.

### **4.3.3 Distribuția pe verticală a forței seismice de calcul**

Normativul P.100-92, nu include pentru calculele curente de predimensionare distribuții diferite ale forțelor seismice de calcul pe înălțimea sistemului dual și subsistemelor componente. Astfel, normativul P.100-92, admite forma liniară (metoda "A") pentru distribuția forțelor seismice de calcul, neglijându-se în consecință fenomenele de interacțiune între subsistemul diafragme și subsistemul cadre. Autorul subliniază că pentru predimensionarea inițială a subsistemelor structurale este necesar să se stabilească atât intensitatea forței seismice de predimensionare-reprezentând un anumit procent din forța seismică de calcul totală, cât și distribuția ei pe înălțimea subsistemelor respective. Autorul atrage atenția asupra importanței predimensionării care nu trebuie subestimată, deoarece, dacă procesul de proiectare este început cu o predimensionare defectuoasă, atunci va fi necesar un număr mare de analize repetate costisitoare prin care să se poată îmbunătăți predimensionarea respectivă.

### **4.3.4 Eforturile sectionale de calcul în sistemele duale din beton armat**

Conform normativului P.100-92, eforturile sectionale de calcul, din sistemele duale din beton armat, se stabilesc prin analize elastice liniare. Forțele orizontale seismice de calcul se repartizează subsistemelor componente (diafragme și cadre) proporțional cu rigiditățile relative ale lor, considerând interacțiunile dintre ele. Forțele axiale, momentele încovoietoare și forțele tăietoare din fiecare element structural, sunt obținute, în mod curent, prin analize simplificată care utilizează, de regulă, distribuții liniare (triunghiulare cu baza la varf) ale forțelor laterale seismice pe înălțimea clădirilor uzuale; analizele comparative, efectuate de autor, între răspunsurile statice liniare și răspunsurile dinamice neliniare, au arătat că aceste eforturi sectionale de calcul sunt sensibil diferite de cele generate în timpul comportării dinamice elasto-plastice.



În noul normativ românesc P.100-92, a fost adoptată o filozofie de proiectare antisismică prin care se caută să se realizeze o dirijare avantajoasă a plastificării sistemelor în cadre și în diafragme, în timpul mișcărilor seismice severe. Pentru stabilirea unei ierarhii adecvate între rezistențele relative se utilizează niște coeficienți supraunitari. Sunt, de asemenea, utilizate proceduri simple de evaluare a valorilor maxime probabile ale momentelor încovoietoare, forțelor axiale și forțelor tăietoare, care iau în considerare valorile reale probabile ale rezistențelor relative și caracteristicile generale ale comportării dinamice neliniare.

Acest mod de stabilire a eforturilor sectionale de calcul, folosit curent în prezent în practica proiectării structurilor simple în cadre și în diafragme, poate fi utilizat și în cazul structurilor duale dar cu luarea în considerare a efectelor de interacțiune dintre cele două subsisteme componente. Astfel, în urma examinării structurilor duale experimentale de la INCERC-București (experimentată în faza inițială de autor), INCERC-Timisoara și TSUKUBA-Japonia, se constată o diferență sensibilă între rapoartele de rigiditate și de rezistență dintre subsistemul diafragme și subsistemul cadre; deci rezistențele laterale nu sunt proporționale cu rigiditățile laterale. De asemenea, raportul de ductilitate dintre subsistemul diafragme și subsistemul cadre este departe de valoarea unitară corespunzătoare proporționalității dintre rigidități și rezistențe.

De asemenea, autorul menționează faptul că, în timpul acțiunii unui cutremur, valorile maxime ale forței tăietoare, momentului încovoietor și ale forței axiale pot apărea de mai multe ori în zonele critice ale unui sistem structural. La tipurile de cutremure caracterizate printr-o singură zguduire puternică, valorile maxime ale forței tăietoare, momentului încovoietor și ale forței axiale pot apărea aproape simultan în unele zone critice ale unui sistem structural. Autorul scoate în evidență necesitatea efectuării de cercetări experimentale și teoretice asupra structurilor duale, atât pentru stabilirea unor coeficienți de interacțiune prin care să se dirijeze caracteristicile mecanismelor de plastificare ale celor două subsisteme structurale componente, cât și

pentru evaluarea valorilor asociate posibile ale fortei taietoare, momentului incovoietor si fortei axiale din toate zonele critice ale unui sistem structural.

#### **4.3.5 Rezistenta la forta taietoare a diafragmelor cu bulbi**

Prevederile incluse în instructiunile P.85-93, privind calculul rezistentei la forta taietoare a diafragmelor din beton armat, nu tin seama de comportarea reala precum si de mecanismele de rupere ale diafragmelor cu bulbi. Calculul rezistentei la forta taietoare a diafragmelor trebuie sa ia în considerare si contributia bulbilor care este puternic dependenta de nivelele de deformatie inelastica maxime precum si de nivelul fortei axiale. Prevederile incluse în instructiunile P.85-93 privind impiedicarea ruperilor la forta taietoare prin simpla limitare superioara a efortului unitar mediu de forfecare nu pot constitui, în toate cazurile, o garantie pentru evitarea ruperilor la forta taietoare. Astfel, în urma analizelor efectuate de autor asupra rezultatelor unor experimentari efectuate asupra diafragmelor prevazute cu bulbi [36,37] a rezultat ca tipul principal de rupere al acestora este prin zdrobirea inimii. Autorul a mai constatat ca fenomenul de zdrobire a inimii este dependent de nivelul momentului incovoietor, fortei taietoare si fortei axiale, precum si de interactiunea dintre acestea, de rezistenta betonului, de modul de dispunere al armaturii din inima, de numarul alternarilor de incarcare si de nivelul maxim de deformatie inelastica. In consecinta simpla limitare superioara a efortului unitar mediu de forfecare fara includerea celorlalti factori nu poate fi, în toate cazurile, o garantie pentru evitarea ruperii la forta taietoare. Desigur ca includerea factorilor respectivi, în calculul rezistentei la forta taietoare a diafragmelor din beton armat cu bulbi, nu este inca posibila datorita datelor experimentale insuficiente precum si a incertitudinilor inerente în estimarea cerintelor impuse de cutremure; în consecinta, autorul atrage atentia asupra necesitatii cercetarii suplimentare a fenomenului de zdrobire a inimii în conditii seismice si implementarea constatarilor rezultate în prevederile normative privind calculul rezistentei la forta taietoare a diafragmelor din beton armat cu bulbi.

### **4.3.6 Proiectarea diaframelor cuplate (cu goluri mari) si cadrelor din beton armat**

Calculul diaframelor cuplate din beton armat a facut subiectul multor lucrari deja publicate. Majoritatea acestor lucrari au tratat analiza elastica liniara a acestui sistem structural. Problema de baza în astfel de analize este modelarea matematica a montantilor si a riglelor de cuplare. Procedeele de calcul utilizate au fost cele bazate pe metoda structurii continue inlocuitoare, metoda reducerii la cadre, metoda elementelor finite, precum si diferite tehnici de calcul în domeniul elasto-plastic la stadiul limita ultim.

Principala asemanare între un cadru din beton armat si o diafragma cuplata din beton armat consta în faptul ca eforturile axiale din stâlpi sau respectiv montanti, sunt afectate considerabil de efectul indirect al fortelor orizontale, acesta influentand decisiv modul de rupere. Cand rigiditatea grinzilor sau riglelor de cuplare este mare, analizele elastice liniare recomandate de prescriptiile de proiectare antiseismica conduc la cerinte mari de rezistenta la moment incovoietor pentru acestea. Aceste grinzi sau rigle de cuplare vor dezvolta forte taietoare mari care vor induce la baza stâlpilor sau respectiv a montantilor importante forte axiale de compresiune si întindere.

La stadiul limita ultim, fortele axiale din stâlpi (marginali sau de colt) sau montanti pot fi atat de mari incat rigiditatea stâlpilor sau montantilor întinsi se poate reduce la o fractiune mica din rigiditatea stâlpilor sau montantilor comprimati; în consecinta, valorile reale ale fortei taietoare si momentului incovoietor din stâlpii sau montantii comprimati, pot rezulta mult mai mari fata de cele cerute de analizele elastice liniare. Autorul atrage atentia ca acest model de comportare nu poate fi detectat prin analizele uzuale pentru dimensionare recomandate de prescriptiile de proiectare antiseismica; rezulta deci necesitatea stabilirii unor coeficienti de suprazistenta si dinamici prin care sa se dirijeze în mod favorabil comportarea structurala la stadiul limita ultim. De asemenea este necesar sa se elaboreze o

procedura de (pre)dimensionare prin care sa se realizeze un raport global optim de rezistenta intre grinzi si stâlpi sau intre riglele de cuplare si montanti, care sa conduca la moderarea supraîncărcării stâlpilor sau montanților datorita efectului indirect.

Coefficientii de suprazrezistenta si dinamici trebuie sa realizeze o simulare cat mai realista a raspunsului seismic nelinier al structurilor duale. Pentru stabilirea acestor coeficienti autorul considera ca este necesar ca mai intai sa se rezolve urmatoarele probleme critice:

- reprezentarea deformatiilor inelastice din forfecare;
- modificarea continua a rigiditatii la incovoiere, forfecare si axiala datorita variatiei continue a fortei axiale;
- migrarea continua a axei longitudinale în montanti si consecintele acestui efect asupra cerintelor seismice impuse riglelor de cuplare;
- degradarea histeretica datorata alternantei sensului solicitarilor precum si a efectelor degradabile ale fortei taietoare în grinzi, rigle de cuplare, stâlpi si montanti;
- interactiunea tri-dimensională a sistemului dual, care în timpul raspunsului dinamic inelastice poate conduce la importante redistributii de eforturi sectionale;
- efectele interactiunii sol-structura si flexibilitatii fundatiilor.

Autorul scoate în evidenta necesitatea perfectionării modelelor matematice astfel incat acestea sa poata sa fie capabile sa simuleze cat mai realist redistributiile de eforturi sectionale intre elementele structurale, care pot apare în timpul raspunsului dinamic elasto-plastic. De asemenea sunt necesare cercetari suplimentare pentru stabilirea liniilor directoare în privinta predimensionării initiale si proiectării finale a sistemelor duale. Astfel, pentru subsistemul cadre si subsistemul diafragme, stabilirea unui raport optim intre rigiditatea si rezistenta grinzilor sau riglelor de cuplare si rigiditatea si rezistenta stâlpilor sau respectiv a montanților ramane inca o problema nerezolvata; prevederile normative prezente sunt foarte sarace în aceasta privinta,

rezultand astfel necesitatea suplimentarii cercetarilor în vederea imbunatatirii si completarii acestora.

#### **4.3.7 Dispunerea si conformarea elementelor structurale si a structurii duale în ansamblul ei**

Este, în general, recunoscut faptul ca atat nesimetriile în plan cat si discontinuitatile pe verticala a distributiei volumelor, maselor si rigiditatilor în cadrul ansamblului structural dual, fac ca modelele si procedeele de calcul uzuale sa nu mai poata reflecta fidel comportarea spatiala a structurii duale. Exemple de nesimetrii în plan si discontinuitati pe verticala sunt pozitionarea nesimetrica în plan a diaframelor si respectiv modificarea drastica a dimensiunilor diaframelor pe inaltimea cladirii sau intreruperea diaframelor la diferite nivele. In plus, la structuri duale nesimetrice, contributia diaframelor la rigiditatea laterala se modifica (scade de la baza la varf) semnificativ pe inaltime, fapt ce conduce la modificarea sensibila a pozitiei centrului de rigiditate de la etaj la etaj. In consecinta excentricitatile centrelor maselor în raport cu centrele de rigiditate vor varia (descreste de la baza la varf) considerabil de la etajele inferioare la cele superioare. Autorul atrage atentia ca variatia excentricitatilor pe inaltimea structurilor duale în timpul raspunsului dinamic elasto-plastic poate fi sensibil diferita fata de aceea determinata din raspunsul static liniar; prevederile normative prezente sunt foarte sarace în aceasta privinta, rezultand astfel necesitatea suplimentarii cercetarilor în vederea imbunatatirii si completarii acestora.

#### **4.3.8 Flexibilitatea planseelor (saibelor orizontale)**

In practica curenta de proiectare, deformatiile planseelor în planul lor sunt, de regula, neglijate. Insa, în cazul structurilor duale de tip bara, cand diaframele preiau cea mai mare parte din fortele seismice induse, este necesar sa se examineze efectele

deformatiilor planseelor în planul lor asupra distributiei cerintelor de rezistenta între cadre si diafragme.

Astfel, în cazul structurilor duale de tip bara la care diafragmele sunt concentrate la extremitati, daca se considera raspunsul static elastic presupunand ca planseele sunt infinit rigide în planul lor, atunci cerintele de rezistenta impuse cadrelor rezulta subestimate; daca inasa se considera raspunsul dinamic neliniar, atunci drifturile inelastice rezultate din deformatiile inelastice ale diaframelor, pot reduce importanta relativa a flexibilitatii planseelor în planul lor. Deoarece contributia diaframelor la rigiditatea laterala a structurilor duale de tip bara se diminueaza cu distanta masurata de la baza, la etajele superioare deformatiile planseelor în planul lor vor fi probabil mici si deci efectul flexibilitatii planseelor ar putea fi minor.

Cresterea fortelor de inertie orizontale cu distanta de la baza - asociata cu descresterea deformatiilor planseelor în planul lor datorata reducerii participarii diaframelor la etajele superioare, trebuie sa fie analizata cu discernamant considerand atat raspunsul static elastic cat si raspunsul dinamic neliniar; sunt necesare, în acest sens, cercetari teoretice si experimentale a caror rezultate sa fie implementate în prescriptii.

## **CAPITOLUL 5**

### **STUDIU DE CAZ SI CERCETARI PARAMETRICE PENTRU IDENTIFICAREA SI REALIZAREA PERFECTIONARILOR NECESARE IMBUNATATIRII METODELOR EXISTENTE DE PROIECTARE ANTISEISMICA A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT**

#### **5.1 Introducere**

Studiile pentru identificarea si realizarea perfectionarilor necesare imbunatatirii metodelor existente de proiectare antiseismica a structurilor duale din beton armat, au fost initiate de catre autor la INCERC-Bucuresti, incepand din anul 1979, prin cercetari experimentale precum si prin studii teoretice si cercetari parametrice. In cadrul acestor studii autorul a analizat mai multe tipuri de structuri din beton armat simple (in cadre si în diafragme) si duale (cadre conlucrand cu diafragme).

Intrucat la structurile din beton armat cu inaltime medie si mare (peste 6-7 etaje) se incorporeaza, de regula, diafragme, dintre tipurile posibile de structuri duale analizate autorul a ales pentru continuarea investigarilor o structura duala cu 10 etaje la care s-a variat tipul diaframelor si o serie de structuri duale idealizate cu 7 etaje la care s-a variat raportul de rigiditate dintre diafragme si cadre.

#### **5.2 Studiu de caz**

##### **5.2.1 Structura duala cu 10 etaje analizata**

Structura cu 10 etaje aleasa de autor pentru investigarile analitice reprezinta un sistem structural dual cu doua diafragme simetrice cuplate prin rigle sau prin penduli si

sase cadre transversale si patru cadre longitudinale (doua dintre acestea incorporand diafragme). Etajul curent este prezentat în Fig. 5.1.

Întrucât la aceasta structura duala aleasa de autor, subsistemul diafragme preia cea mai mare parte din incarcerea seismica, la proiectarea acestei structuri duale s-a tinut seama de prevederile prescriptiei UBC-73÷79 [11]. Astfel, în conformitate cu prevederile UBC-73÷79, structurile duale trebuie sa fie alcatuite dintr-un cadru spatial capabil sa reziste la incarcerea gravitacionala si la cel putin 25% din forta seismica de calcul corespunzatoare structurii duale; prin aceasta prevedere subsistemul cadre se realizeaza ca o linie secundara de aparare structurala. De asemenea rezistenta laterala a structurii duale este realizata de diafragme (diafragmele trebuie sa fie capabile sa reziste la intreaga forta seismica de calcul corespunzatoare structurii duale); prin aceasta prevedere subsistemul diafragme se realizeaza ca o linie principala de aparare structurala. Totodata cadrele si diafragmele trebuie sa fie capabile sa preia forta seismica de calcul corespunzatoare structurii duale proportional cu rigiditatile relative ale lor considerand interactiunea dintre ele la toate etajele.

Proiectarea preliminara a planseului s-a bazat pe prevederile STAS 10107/0-90, [5], si instructiunilor P.85-93, [34], rezultand o grosime pentru placa planseului de 150 mm. Stâlpii cadrelor au fost dimensionati astfel încât sa satisfaca cerintele unei ductilitati minime necesare rezultate din aplicarea relatiei:

$$A_s \geq \frac{N_s}{0,5 \times R_c} \quad (5.1)$$

unde:

- $A_s$ -reprezinta aria sectiunii transversale a stâlpului;
- $N_s$ -reprezinta forta axiala maxima de compresiune din stâlp;
- $R_c$ -reprezinta rezistenta la compresiune de calcul a betonului.

Diafragmele cuplate si cadrele dupa directia transversala reprezinta subiectul studiilor efectuate si prezentate de autor în teza de doctorat. In prezent nu exista



prevederi normative pentru stabilirea raportului optim de rigiditate si rezistenta dintre riglele de cuplare si montanti, precum si dintre grinzi si stâlpi.

Grosimea diafragmei este un parametru important care contribuie la rezistenta la forta taietoare precum si la capacitatea de deformare plastica a unei diafragme. Cercetarile experimentale efectuate asupra diaframelor izolate au indicat ca zdrobirea inimii diaframelor cu bulbi poate afecta sensibil capacitatea de deformare plastica a acestora, [26,36]. Prin urmare, grosimea diafragmei este o variabila de proiectare care necesita o atentie deosebita. Grosimea adoptată pentru diafragmă de 300 mm, reprezintă grosimea minima care conduce la realizarea unui efort unitar mediu de forfecare  $\tau_{med}=2R_t$  ( $R_t$  reprezentand rezistenta la intindere de calcul a betonului) cand diafragma este supusa la forta taietoare de baza determinata conform normativului P.100-92 (incluzand si torsiunea) pentru structura duala si sporita cu 50%.

Dimensionarea riglelor de cuplare si grinzilor reprezinta o etapa care are o importanta deosebita. Pentru proiectarea riglelor de cuplare si grinzilor este utilizat calculul elastic liniar la incarcarea seismica conventionala prescrisa de normativul P.100-92. In consecinta, o rigiditate mare a riglelor de cuplare sau a grinzilor mareste momentele incovoietoare de calcul rezultand rigle de cuplare sau grinzi cu rezistente mari la moment incovoietor. Astfel, dimensionand rigle de cuplare sau grinzi cu rigiditate prea mare, rezulta rezistente la moment incovoietor prea mari pentru acestea, care pot conduce la o comportare neductila a montantilor sau, respectiv a stâlpilor marginali si de colt. Pe de alta parte, daca grinzile au o rigiditate prea mica, atunci momentele incovoietoare de calcul pentru stâlpi rezulta prea mari, cadrul putand degenera intr-o diafragma.

Raportul de rigiditate si rezistenta dintre riglele de cuplare si montanti si dintre grinzi si stâlpi afecteaza considerabil comportarea la stadiul limita ultim a sistemului structural. Deoarece riglele de cuplare sau grinzile sunt proiectate pe baza momentelor incovoietoare de calcul rezultate din calculele elastice liniare si în consecinta sunt dimensionate pe baza rigiditatilor, rezistente la moment incovoietor mari pentru acestea conduc la forte taietoare de asemenea mari. Aceste forte taietoare se cumuleaza

si constitue forte axiale de cuplare la baza montantilor sau, respectiv a stâlpilor de la parter marginali si de colt. Fortele de cuplare sunt maxime cand toate riglele de cuplare sau grinzile se plastifica si ating rezistenta maxima la moment incovoietor la ambele capete. Compresiunea maxima si intinderea maxima, care pot apare la baza montantilor sau stâlpilor de la parter, marginali si de colt, rezultă pe baza diagramelor de interactiune *moment incovoietor-forța axiala* pentru stadiul limita ultim. Daca intinderea este prea mare atunci cauzeaza o reducere semnificativa a rigiditatii (de incovoiere si forfecare) a elementelor verticale intinse (montanti sau stâlpi marginali si de colt), rezultand un transfer semnificativ de forta taietoare si moment incovoietor de la elementele verticale intinse la cele comprimate. De asemenea aparitia si dezvoltarea fisurarii în elementele verticale intinse poate conduce la reducerea semnificativa a rezistentei la forta taietoare a acestora.

Daca forta axiala de compresiune (datorata fortelor de cuplare si gravitationale) din elementele verticale comprimate (montanti sau stâlpi marginali si de colt) este prea mare, atunci elementele verticale comprimate rezulta cu capacitati de deformare plastica reduce.

În consecinta autorul considera ca rezistentele maxime ale elementelor orizontale (rigle de cuplare sau grinzi) trebuie sa fie determinate pe baza compresiunii maxime admisibile si intinderii maxime tolerabile care se pot dezvolta în elementele verticale (montanti sau stâlpi marginali si de colt) la stadiul limita ultim. De asemenea, autorul recomanda sa se evite aparitia unei forte nete de intindere astfel încât elementele verticale comprimate sa nu fie supraîncărcate printr-un transfer excesiv de forta taietoare si moment incovoietor de la elementele verticale intinse; acest lucru se poate realiza daca se respecta urmatoarele relatii (deduse de catre autor):

$$M_{CAP,R} \leq \frac{N_D^G \times L_{0,R}}{3 \times n_E} \quad (5.2)$$

$$M_{CAP,G} \leq \frac{N_{SM}^G \times L_{0,G}}{3 \times n_E} \quad (5.3)$$

unde:

- $M_{CAP,R}, M_{CAP,G}$  -reprezinta momentele incovoietoare capabile ale riglelor de cuplare si respectiv ale grinzilor;
- $N_D^G, N_{SM}^G$  -reprezinta forta axiala, provenita din incarcările gravitationale, de la baza montantilor si respectiv de la baza stâlpilor marginali de la parter;
- $L_{0,R}, L_{0,G}$  -reprezinta lumina riglelor de cuplare si respectiv a grinzilor;
- $n_E$  -reprezinta numarul de etaje.

De asemenea autorul considera ca este de dorit ca elementele verticale sa nu fie solicitate de forte axiale de compresiune mai mari decat cele maxime admisibile prin care se asigura o ductilitate minima admisibila; acest lucru se poate realiza daca se respecta urmatoarele relatii (deduse de catre autor):

$$M_{CAP,R} \leq [1,5 \times A_{T,D} \times R_C + N_D^G \left( \frac{0,35}{n_{0,D}^G} - 1 \right)] \frac{L_{0,R}}{3 \times n_E} \quad (5.4)$$

$$M_{CAP,G} \leq N_{SM}^G \left( \frac{0,5}{n_{0,SM}^G} - 1 \right) \frac{L_{0,G}}{3 \times n_E} \quad (5.5)$$

unde:

- $A_{T,D} = (B_p - B)H_p$  -reprezinta aria talpilor (bulbilor) montantului;
- $n_{0,D}^G, n_{0,SM}^G$  -reprezinta efortul unitar mediu axial relativ, datorat incarcarilor gravitationale, de la baza montantilor si respectiv de la baza stâlpilor marginali de la parter;
- $R_C$  -reprezinta rezistenta la compresiune de calcul a betonului.

Sunt posibile mai multe abordari pentru determinarea raportului maxim de rigiditate dintre riglele de cuplare si montanti. Una dintre acestea, adoptata de catre autor, ia în considerare aspectul moderării transferului de eforturi sectionale de la montantul intins sau decompimat la montantul comprimat. Autorul considera ca acest aspect al moderării transferului de eforturi sectionale poate fi exprimat prin evitarea

aparitiei unei forte nete de intindere. Astfel, pe baza incarcarii seismice conventionale statice laterale (uzuala), autorul a definit o relatie intre dimensiunile riglelor de cuplare si forta axiala de la baza montantului decomprimat,  $N_D$ , care trebuie sa respecte relatia (dedusa de catre autor):

$$N_D \geq N_D^G - \frac{n_E}{0,85} \frac{2M_{CAP,R}}{L_{0,R}} \quad (5.6)$$

În relatia (5.6) prin coeficientul 0,85 se tine seama de corelatia dintre rezistentele medii si rezistentele de calcul ale materialelor, de suprarezistenta probabila a riglelor de cuplare, precum si de faptul ca diafragma preia o parte din forta seismica de calcul corespunzatoare structurii duale (proportionala cu rigiditatea ei). Rezultatele calculelor efectuate de autor sunt ilustrate în Fig. 5.2, indicandu-se ca relatia (5.6) este satisfacuta cu dimensiunile riglelor de cuplare de 600 mm × 1200 mm. Se mentioneaza ca inaltimea sectiunii transversale a riglelor de cuplare a fost limitata superior la 1200 mm pentru a se realiza o inaltime rezonabila a etajului de 3350 mm, precum si un raport  $L_{0,R} / h_R$  mai mare de 3,5. Este cunoscut deja faptul ca un raport  $L_{0,R} / h_R$  mic face dificila realizarea unor caracteristici histeretice stabile printr-o armare conventionala (uzuala) a riglelor de cuplare. Raportul  $L_{0,R} / h_R$  corespunzator dimensiunilor sectionale de 600 mm × 1200 mm este de 3,875.

Rezultatele ilustrate în Fig. 5.2, sunt bazate pe caracteristicile sectionale fisurate ale riglelor de cuplare si ale montantilor. Autorul atrage atentia asupra faptului ca, datorita incertitudinilor inerente în estimarea efectelor fisurarii asupra rigiditatii, aceste rezultate trebuie considerate cantitati relative pentru compararea efectului variatiei dimensiunilor riglelor de cuplare asupra fortei axiale din montanti.

O alta problema care se ridica în privinta dimensionarii riglelor de cuplare pe baza numai a rigiditatii se refera la ductilitatea de curbura capabila a unei sectiuni rigide (în raport cu o sectiune mica cu acelasi procent de armare longitudinala). Deoarece riglele de cuplare sunt supuse la cerinte de ductilitate de rotire mai mari

decat în cazul grinzilor cadrelor cu dimensiuni similare, ductilitatea de rotire (sau de curbura) capabila a unei rigle de cuplare dimensionata numai pe baza rigiditatii si proiectata pe baza eforturilor sectionale rezultate din calculele elastice liniare, poate sa fie insuficienta pentru a satisface nivelele deformatiilor (plastice) ale structurii la stadiul limita ultim; astfel, se poate produce ruperea barelor de armatura longitudinala si/sau transversala (rupere la forta taietoare) ale riglelor de cuplare inainte ca montantii sa atinga, la bază, capacitatea lor de rezistenta.

Autorul subliniaza ca, realizarea unei corelari adecvate între rigiditatea, rezistenta si ductilitatea riglelor de cuplare este o problema importanta care poate afecta comportarea diaframelor cuplate si trebuie sa i se acorde o atentie deosebita.

În ceea ce priveste subsistemul cadre, sunt posibile mai multe abordari pentru determinarea raportului minim de rigiditate dintre grinzi si stâlpi. Una dintre acestea, adoptata de catre autor, ia în considerare aspectul existentei punctelor de inflexiune la majoritatea etajelor. Acest aspect este considerat de autor prin existenta punctului de inflexiune la varful stâlpilor de la parter si deci, prin limitarea superioara a sumei momentelor incovoietoare de la baza stâlpilor de la parter. În acest mod, pe baza incarcarii seismice conventionale statice laterale (uzuala), autorul a definit o relatie între dimensiunile grinzilor si suma cerintelor momentelor incovoietoare de la baza stâlpilor de la parter,  $\sum M_s$ , care trebuie sa respecte relatia (dedusa de catre autor):

$$\sum M_s \leq Q_c \times L_{0,s} \quad (5.7)$$

unde:

- $Q_c$ -reprezinta forta taietoare de baza a cadrului;
- $L_{0,s}$ -reprezinta lumina stâlpului.

Rezultatele calculelor efectuate de autor sunt ilustrate în Fig. 5.3, indicandu-se ca relatia (5.7) este satisfacuta cu dimensiunile grinzilor de 400 mm × 600 mm. Autorul mentioneaza ca inaltimea sectiunii transversale a grinzilor a fost aleasa

astfel încât raportul  $h/b \geq 1,5$  iar corelarea dintre rigiditate, rezistența și ductilitate să fie cât mai bună.

## 5.2.2 Proiectarea structurii duale cu 10 etaje

După predimensionarea inițială a diafragmei cuplate și a cadrelor, incluzând dimensionarea riglelor de cuplare și a grinzilor, structura duală a fost proiectată de către autor conform prevederilor normativului P.100-92. Forța taietoare de bază de calcul, pentru jumătate din clădire, a rezultat 4679,81 KN incluzând și torsiunea (UBC-73). Distribuția forțelor laterale de calcul corespunzătoare predimensionării diafragmei cuplate și a cadrului precum și a proiectării structurii duale este dată în tabelul 5.1. Pentru analiza efectului cuplării, diafragma cuplată prin penduli s-a considerat având aceeași rigiditate și rezistență laterală ca diafragma cuplată prin rigle (s-a menținut același raport de rigiditate și rezistență între diafragme și cadre).

Diafragma și cadrele au fost analizate, de către autor, izolate și în interacțiune, pe baza încărcărilor seismice convenționale prescrise de prescripțiile P.100-92 și UBC-73÷91, utilizându-se calculul elastic liniar efectuat cu programul ANELISE (I.P.C.T.). Rezultatele acestor analize sunt date în tabelul 5.2. Autorul a proiectat un singur tip de rigla de cuplare, un singur tip de grindă de cadru, un singur tip de montanș și un singur tip de stâlp. Proiectarea diafragmelor și cadrelor este prezentată în ANEXA 3, iar rezultatele dimensionării elementelor structurale sunt arătate în Fig. 5.4 ÷ 5.7. Clasa betonului a fost considerată Bc25, iar tipul de oțel PC-52.

Datorită considerării unor valori minime admisibile pentru secțiunile de beton și pentru procente de armare longitudinală, în vederea realizării unei rezistențe minime la forța taietoare și/sau a unei ductilități capabile minime, raportul dintre rezistența laterală efectivă și rezistența laterală conform P.100-92 a rezultat 1,1 pentru subsistemul diafragme și 2,3 pentru subsistemul cadre.

### 5.2.3 Rezistența laterală maximă a structurii duale cu 10 etaje

Rezistența laterală maximă a structurii duale analizată poate fi estimată considerând că stadiul limită ultim este atins prin dezvoltarea unui număr suficient de articulații plastice pentru a se forma un mecanism. Această rezistență este necesară pentru două scopuri:

1. estimarea rezistenței laterale maxime a celor două subsisteme structurale precum și a sistemului structural dual, în vederea calibrării coeficienților de amplificare dinamică;
2. evaluarea consecințelor proiectării efectuate pe baza prevederilor prescripțiilor P.100-92 și UBC-73÷91.

În general este necesar să se stabilească dacă un astfel de mecanism poate fi atins, adică dacă prin dimensionarea și alcatuirea elementelor structurale mecanismul anticipat se poate realiza fără să se producă ruperi premature neductile ale elementelor structurale. Pentru calculul încărcării laterale corespunzătoare mecanismului la stadiul limită ultim (la care articulațiile plastice se formează la capetele tuturor elementelor structurale orizontale-rigle de cuplare și grinzi, precum și la bazele tuturor elementelor structurale verticale-montanții și stâlpii de la parter) este necesar să se stabilească următoarele:

- (a) raportul dintre momentul încovoietor și forța tăietoare de la baza;
- (b) rezistențele maxime la moment încovoietor ale riglelor de cuplare și ale grinzilor;
- (c) rezistențele maxime la moment încovoietor ale montanților și stâlpilor supuși forțelor axiale de cuplare și încărcărilor gravitaționale.

Rezistențele maxime la moment încovoietor ale riglelor de cuplare și ale grinzilor au fost obținute utilizând programul DEFBAR (I.P.C.T.). Caracteristicile materialelor *efort unitar-deformație specifică* pentru beton și oțel pe baza cărora s-au determinat relațiile *moment încovoietor-curbură* pentru aceste grinzi (Fig. 5.12 și 5.13) sunt arătate în Fig. 5.11. Forțele tăietoare maxime care se pot dezvolta în aceste

grinzi au rezultat 632,04 KN pentru rigla de cuplare si 105,87 KN pentru grinda de cadru, considerand lumina grinzilor de 4650 mm si neglijand incarcarea gravitacionala.

Autorul atrage atentia cã incertitudinile din aceste figuri se pot datora variatiilor posibile ale rezistentelor materialelor. De asemenea, la determinarea relatiilor *moment încovoietor-curbură* pentru aceste grinzi autorul a considerat forta axiala zero; aceasta este echivalent cu considerarea ca fortele taietoare din cei doi montanti si din cei doi stâlpi marginali sunt identice la stadiul limita ultim ceea ce nu este realist. Astfel, montantul decomprimat si stâlpul marginal decomprimat contribuie mai putin decat montantul comprimat si respectiv stâlpul marginal comprimat la preluarea fortei taietoare dupa cum se poate observa din Fig. 5.16 si respectiv 5.17; în consecinta exista forte axiale în aceste grinzi care afecteaza relatiile *moment încovoietor-curbură*.

Fortele axiale cumulate în montanti, datorita fortelor taietoare din riglele de cuplare, care rezulta numai din incarcarea laterala a structurii, au rezultat 6320,4 KN pentru montantul intins si cel comprimat. Adaugand incarcarea gravitacionala de 6744 KN, fortele axiale din montantul decomprimat si din montantul comprimat au rezultat 423,57 KN si respectiv 13064,43 KN.

Fortele axiale cumulate în stâlpii marginali, datorita fortelor taietoare din grinzi, care rezulta numai din incarcarea laterala a structurii au rezultat 1058,71 KN pentru stâlpul marginal intins si cel comprimat. Adaugand incarcarea gravitacionala de 2266 KN, fortele axiale din stâlpul marginal decomprimat si din stâlpul marginal comprimat au rezultat 1207,3 KN si respectiv 3324,7 KN.

Aceste forte axiale de baza sunt indicate în diagramele de interactiune *moment încovoietor-fortă axială* din Fig. 5.14 si 5.15, pentru sectiunile transversale ale montantilor si respectiv stâlpilor.

Se observa ca la stadiul limita ultim, fortele axiale de compresiune din montantul comprimat si stâlpul marginal comprimat (Fig. 5.14 si respectiv Fig. 5.15) sunt mai mici decat fortele axiale maxime admisibile. Se mai observa ca nu apar forte axiale de intindere atat în montantul decomprimat cat si în stâlpul marginal decomprimat. Rigiditatea medie de incovoiere corespunzatoare initierii plastificarii (rigiditatea



secanta obtinuta pe baza momentului incovoietor de curgere si curburii de curgere) pentru montantul decomprimat a rezultat  $2580,97 \times 10^4 \text{ KNm}^2$ , iar pentru montantul comprimat a rezultat  $7637,24 \times 10^4 \text{ KNm}^2$ . Fortele taietoare din acesti doi montanti vor fi în consecinta sensibil diferite, datorita diferentelor între rigiditati. Relatiile *moment încovoietor-curbură* pentru sectiunea montantului supusa fortelor axiale de 13064,4 KN si 423,6 KN sunt aratate în Fig. 5.16. Rigiditatea medie de incovoiere corespunzatoare initiirii plasticarii pentru stâlpul marginal decomprimat a rezultat  $20,07 \times 10^4 \text{ KNm}^2$ , iar pentru stâlpul marginal comprimat a rezultat  $26,04 \times 10^4 \text{ KNm}^2$ . Relatiile *moment încovoietor-curbură* pentru sectiunea stâlpului supusa fortelor axiale de 3324,7 KN si 1207,3 KN sunt aratate în Fig. 5.17.

Momentul incovoietor total de rasturnare de baza al diafragmei cuplate la stadiul limita ultim a rezultat 122140,65 KNm, contributia riglelor de cuplare reprezentand 56%. Momentul incovoietor total de rasturnare de baza al diafragmei cuplate, corespunzator incarcarii laterale de normativ sporita cu 30%, a rezultat 114713,963 KNm indicandu-se o suprarezistenta la moment incovoietor de 6,47%.

Momentul incovoietor total de rasturnare de baza al subsistemului cadre la stadiul limita ultim a rezultat 67779,3 KNm, contributia grinzilor reprezentand 76%. Momentul incovoietor total de rasturnare de baza al subsistemului cadre, corespunzator incarcarii laterale de normativ sporita cu 30%, a rezultat 27947,81KNm indicandu-se o suprarezistenta la moment incovoietor de 2,425 ori rezistenta la moment incovoietor de proiectare a subsistemului.

Momentul incovoietor total de rasturnare de baza al structurii duale la stadiul limita ultim a rezultat 189919,95 KNm, contributia subsistemului diafragme reprezentand 64%, iar a subsistemului cadre 36%. Momentul incovoietor total de rasturnare de baza al structurii duale, corespunzator incarcarii laterale de normativ sporita cu 30%, a rezultat 142662 KNm, indicandu-se o suprarezistenta la moment incovoietor de 33%.

Autorul subliniaza ca suprarezistentele sunt datorate considerarii valorilor minime pentru sectiunile de beton si pentru procentele de armare longitudinala

necesare realizarii unor rezistente capabile minime la forta taietoare si moment incovoietor, precum si unei ductilitati capabile minime. Consecintele acestor suprarezistente vor fi discutate detaliat de catre autor în subcapitolele urmatoare.

Forta taietoare de baza maxima pentru structura duala se poate evalua daca se estimeaza limitele raportului dintre momentul incovoietor si forta taietoare de baza. Analizele dinamice liniare si neliniare efectuate asupra structurii duale indica valori posibile pentru acest raport cuprinse între 0,4H si 1,0H. Astfel, valoarea momentului incovoietor de rasturnare de baza maxim fiind 189919,95 KNm, limitele pentru forta taietoare de baza maxima pot fi estimate aproximativ între 5670 KN si 14175 KN. Valoarea raportului dintre momentul incovoietor si forta taietoare de baza corespunzatoare distributiei liniare a incarcarii seismice de calcul (UBC-73,P.100-92) este 0,7H. Valoarea fortei taietoare de baza corespunzatoare valorii raportului de 0,7H este 8098,94 KN.

Comparand aceste valori ale fortei taietoare de baza maxime cu forta taietoare de baza de proiectare, sporita cu 30%, de 6083,753 KN se observa ca suprarezistenta la moment incovoietor poate conduce la o forta taietoare cu mult mai mare decat cea considerata în proiectare; aceasta forta taietoare sporita poate depasi rezistenta la forta taietoare realizata pe baza fortei taietoare de calcul de normativ.

#### **5.2.4 Analize dinamice liniare efectuate asupra structurii duale cu 10 etaje**

Structura duala cu 10 etaje a fost analizata de catre autor în domeniul elastic utilizand optiunea de analiza dinamica liniara din programul ANELISE (I.P.C.T.). Pornind de la conditiile de seismicitate ale tarii noastre si avand în vedere caracteristicile dinamice ale structurii duale investigate, s-a optat pentru utilizarea, în analiza acesteia, a urmatoarelor accelerograme (Fig. 5.21):

(a)-Accelerograma cutremurului vrancean din 4 martie 1977 inregistrata în Bucuresti (INCERC-Pantelimon, componenta N-S);

**(b)**-Accelerograma de referinta în studiile de specialitate în acest domeniu înregistrata la El Centro (componenta N-S) în timpul cutremurului din 10 mai 1940.

Ambele accelerograme au fost scalate corespunzator unei acceleratii maxime a miscarii terenului egala cu 0,229g (echivalenta gradului 8 de protectie antiseismica incluzand si torsiunea). S-a utilizat fractiunea de amortizare de 5% din cea critica.

Obiectivele principale ale analizelor elastice au fost, pe de o parte obtinerea de date asupra marimii si distributiei fortelor seismice în subsistemul diafragme si în subsistemul cadre, iar pe de alta parte studierea efectelor interactiunii dintre subsistemul diafragme si subsistemul cadre în raspunsul liniar. Datele asupra fortelor seismice în raspunsul liniar sunt necesare pentru o cunoastere mai buna a limitelor superioare ale cerintelor seismice impuse subsistemului diafragme si subsistemului cadre. Problema interactiunii dintre subsistemul diafragme si subsistemul cadre este o problema importanta caracteristica proiectarii sistemelor de cladiri incorporand diafragme. Desi un numar semnificativ de studii analitice anterioare au fost efectuate asupra diaframelor si cadrelor izolate de restul structurii, cercetari complete incluzand si efectele interactiunii dintre acestea asupra raspunsului structurii duale sunt inca mult ramase în urma.

În conformitate cu prevederile prescriptiei americane UBC-73÷79, [11], subsistemul cadre trebuie sa fie capabil sa preia cel putin 25% din forta seismica de calcul totala. Tinand seama de aceasta autorul subliniaza ca interactiunea dintre subsistemul cadre si subsistemul diafragme este o problema deosebit de importanta careia trebuie sa i se acorde o mare atentie în studiile si cercetarile privind structurile duale din beton armat; concluziile rezultate din investigarile analitice si experimentale efectuate asupra diaframelor si cadrelor care sunt izolate de sistemul structural trebuie sa fie modificate substantial pentru a incorpora interactiunea.

Atat în analizele liniare cat si în cele neliniare, sistemul structural dual spatial a fost idealizat printr-un sistem structural dual plan, asa cum se arata în Fig. 5.18. Aproximarea principala în aceasta idealizare consta în faptul ca sistemul planseului este infinit rigid axial (toate punctele de la un nivel oarecare au deplasari laterale

identice) și infinit flexibil la încovoiere (diferitele caracteristici de deformare axială verticală ale diaframelor și cadrelor nu se influențează între ele). De asemenea, o altă aproximare constă în faptul că mișcarea seismică se produce numai într-o singură direcție orizontală.

Rezultatele analizelor liniare efectuate de autor sunt arătate în Fig. 5.19 și Fig. 5.20, precum și în tabelul 5.3; în aceste analize rigiditățile elementelor structurale ale diaframelor și cadrelor sunt bazate pe proprietățile sectionale în stadiul fisurat.

Calculul static liniar, efectuat cu încărcarea laterală distribuită liniar (UBC-73 și P.100-92), indică că contribuția cadrelor la rigiditatea laterală totală este de 25% în cazul diafragmei cuplate prin rigle și de 32% în cazul diafragmei cuplate prin penduli, adică deplasările laterale de la nivelul 7, ale diaframelor izolate cuplate prin rigle și prin penduli, supuse încărcărilor laterale distribuite liniar, este 1,25 ori și respectiv 1,32 ori deplasările corespunzătoare structurilor duale respective (două diafragme cuplate și șase cadre) supuse aceluși încărcări. Distribuția forțelor tăietoare de etaj rezultată din analizele liniare statice și dinamice este aratăată în Fig. 5.19 și Fig. 5.20. Forța tăietoare de bază a diafragmei cuplate prin rigle este redusă cu 16% de la 4679,81 kN la 4035,43 kN când interacțiunea este considerată. Raportul dintre momentul încovoietor și forța tăietoare la baza diafragmei cuplate prin rigle este 70% din înălțimea clădirii când interacțiunea nu este considerată și 65,3% din înălțime când interacțiunea este considerată.

Forța tăietoare de bază a diafragmei cuplate prin penduli este redusă cu 8,7% de la 4679,81 kN la 4306,46 kN când interacțiunea este considerată. Raportul dintre momentul încovoietor și forța tăietoare la baza diafragmei cuplate prin penduli este 70% din înălțimea clădirii când interacțiunea nu este considerată și 60,7% din înălțime când interacțiunea este considerată.

Ținând seama de considerentele menționate mai înainte, autorul scoate în evidență faptul că deși forța tăietoare de bază a diafragmei cuplate este mai mare când se consideră că diafragma preia singură întreaga încărcare seismică, distribuția forțelor seismice pe înălțimea diafragmei devine mai critică când este considerată interacțiunea

dintre diafragme si cadre. Cu alte cuvinte, forta taietoare asociata momentului incovoietor de la baza diafragmei este mai mare cand interactiunea este considerata.

Perioada fundamentala de vibratie a structurii, cand se considera ca diafragma cuplata preia intreaga incarcare seismica (adica cand se considera ca masa totala a structurii este preluata numai de sistemul alcatuit din cele doua diafragme cuplate) a rezultat 0,605 secunde în cazul cuplarii prin rigle si 0,621 secunde în cazul cuplarii prin penduli. Perioada fundamentala de vibratie s-a redus la 0,538 secunde în cazul cuplarii prin rigle si la 0,537 secunde în cazul cuplarii prin penduli, cand se considera structura duala.

Distributiile fortelor taietoare de etaj în diafragma cuplata rezultate din analizele liniare statice si dinamice sunt aratate în Fig. 5.19. Se observa ca, în cazul cutremurului El Centro 1940, fortele taietoare de etaj din diafragma cuplata sunt, în general, mai mari cand este considerata interactiunea. Raportul dintre momentul incovoietor si forta taietoare la baza diafragmei cuplate prin rigle descreste cu 6,5% de la 0,7H la 0,657H cand este considerata interactiunea. Raportul dintre momentul incovoietor si forta taietoare la baza diafragmei cuplate prin penduli descreste cu 5,6% de la 0,7H la 0,663H cand este considerata interactiunea.

În cazul cutremurului Vrancea 1977, fortele taietoare de etaj din diafragma cuplata sunt mai mici cand este considerata interactiunea. Raportul dintre momentul incovoietor si forta taietoare la baza diafragmei cuplate prin rigle descreste cu 23% de la 0,7H la 0,568H cand este considerata interactiunea. Raportul dintre momentul incovoietor si forta taietoare la baza diafragmei cuplate prin penduli descreste cu 26% de la 0,7H la 0,554H cand este considerata interactiunea.

Fora taietoare de baza preluata de diafragma cuplata, cand este considerat sistemul dual, a rezultat 86% în cazul cuplarii prin rigle si 92% în cazul cuplarii prin penduli, din forta taietoare de baza a structurii duale atat în analizele statice liniare cat si în analizele dinamice liniare. Aceasta indica ca, contributia cadrelor la preluarea fortei taietoare de baza a structurii duale, ramane practic constanta în cazul analizelor statice liniare sau diferitelor analize dinamice liniare. Similar, raportul dintre momentul

incovoietor si forta taietoare de la baza diafragmei cuplate a fost cuprins între 56,8%÷71,5% din inaltimea cladirii în cazul cuplării prin rigle si între 55,4%÷66,5% din inaltimea cladirii în cazul cuplării prin penduli, cand a fost considerata interactiunea în cazul analizelor liniare statice si dinamice. Raportul respectiv a fost cuprins între 61,9%÷75,8% din inaltime în cazul cuplării prin rigle si între 61,0%÷81,4% din inaltime în cazul cuplării prin penduli, cand interactiunea nu a fost considerata în aceste analize. In consecinta autorul concluzioneaza ca raportul dintre momentul incovoietor si forta taietoare la baza diafragmei cuplate precum si contributiile relative ale diaframelor si cadrelor la preluarea efectelor seismice, sunt afectate numai de natura statica (adica de caracteristicile de rigiditate ale elementelor structurale si subsistemelor structurale) a interactiunii.

Pe de alta parte, marimea fortelor taietoare de baza totale precum si modificarile relative ale acesteia cand interactiunea este sau nu este considerata, depind de caracteristicile spectrale ale cutremurelor considerate. Fortele taietoare de baza totale, pentru jumătate din structura duala cu diafragma cuplata prin rigle, au rezultat 4169,10 KN si 5530,26 KN pentru cutremurul Vrancea 1977 si respectiv El Centro 1940 (valorile respective au fost înmultite cu  $\psi=0,25$ ); fortele taietoare de baza corespunzatoare diafragmei cuplate prin rigle au rezultat 3602,66 KN si respectiv 4767,76 KN pentru aceste cutremure. Fortele taietoare de baza corespunzatoare diafragmei cuplate prin rigle au rezultat 3835,78 KN si respectiv 5526,69 KN cand se considera ca diafragma singura este supusa celor doua cutremure.

Fortele taietoare de baza totale, pentru jumătate din structura duala cu diafragma cuplata prin penduli, au rezultat 3900,76 KN si 5487,11 KN pentru cutremurele Vrancea 1977 si respectiv El Centro 1940. Fortele taietoare de baza corespunzatoare diafragmei cuplate prin penduli au rezultat 3599,25 KN si respectiv 5032,46 KN pentru aceste cutremure. Fortele taietoare de baza corespunzatoare diafragmei cuplate prin penduli au rezultat 3722,32 KN si respectiv 4436,81 KN cand se considera ca diafragma singura este supusa celor doua cutremure.

Un rezumat al rezultatelor analizelor statice si dinamice liniare, efectuate la baza structurii duale, este prezentat în tabelul 5.3.

Distributiile forțelor taietoare de etaj într-un cadru, rezultate din analizele liniare statice si dinamice, sunt aratate în Fig. 5.20. Se observa ca începând de la baza si până la etajul 5 inclusiv, valorile cele mai mari pentru forțele taietoare de etaj sunt cele rezultate din calculul static liniar considerând ca 25% din încărcarea seismică este preluată de cadrul izolat (UBC). De la etajul 6 si până la ultimul etaj, valorile cele mai mari pentru forțele taietoare de etaj sunt cele rezultate din analizele dinamice liniare considerând cutremurul El Centro 1940 (valorile respective sunt înmulțite cu  $\psi=0,25$ ). Deci forțele taietoare de etaj rezultate din analizele dinamice liniare, în comparație cu cele rezultate din calculul static liniar considerând ca 25% din încărcarea seismică este preluată de cadrul izolat, sunt mai mari în jumătatea superioară a cadrului si mai mici în jumătatea inferioară. Aceasta arată ca, contribuția cadrelor la preluarea forțelor taietoare corespunzătoare structurii duale este mai mare în jumătatea superioară a cadrului decât în cea inferioară. La etajele centrale se observa diferența cea mai mare între forțele taietoare de etaj rezultate din analizele dinamice liniare si cele rezultate din calculul static liniar considerând ca încărcarea seismică este preluată de diafragma cuplata si cadre; aceasta arată faptul ca la aceste etaje cadrele pot suferi plastificări în timpul cutremurelor moderate în timp ce diafragmele raman în domeniul liniar.

Ținând seama de considerentele menționate mai înainte autorul concluzionează ca, în cazul structurilor duale din beton armat, cadrele trebuie sa minimizeze probabilitatea prabusirii în cazul în care diafragmele se rup prematur casant. Prezența cadrelor, însa, poate conduce la creșterea semnificativă a cerintelor, indicând faptul ca, cadrele pot conduce la cerinte mai severe impuse asupra structurii duale. În consecință, la proiectarea antisismică a structurilor duale din beton armat, aceeași atenție trebuie acordată atât diafragmelor cât si cadrelor.

## 5.2.5 Analize dinamice neliniare efectuate asupra structurii duale cu 10 etaje

### 5.2.5.1 Generalitati

Analizele dinamice liniare si neliniare efectuate asupra structurii duale cu 10 etaje, proiectata astfel încât cea mai mare parte din incarcarea seismica sa fie preluata de diafragme (UBC-73÷79), sunt considerate o prima etapa în continuarea studiilor analitice efectuate de catre autor asupra structurilor duale din beton armat. Obiectivele imediate ale acestor analize sunt:

- (1) Sa investigheze cerintele seismice impuse asupra subsistemelor structurale si sistemului structural dual;
- (2) Sa investigheze efectele interactiunii dintre subsistemul cadre si subsistemul diafragme asupra acestor cerinte;
- (3) Sa investigheze distributiile eforturilor sectionale din montanti si stâlpi rezultate din analizele dinamice neliniare, ca o baza pentru determinarea coeficientilor de amplificare dinamica prin care eforturile sectionale respective, obtinute din calculul static elastic liniar, sa se apropie de cele generate în timpul raspunsului dinamic neliniar.

### 5.2.5.2 Accelerogramele utilizate

Aceleasi accelerograme ale miscarii seismice a terenului (aratate în Fig. 5.21) utilizate în analizele dinamice liniare au fost utilizate si în cazul analizelor dinamice neliniare. Cele doua accelerograme au fost scalate astfel încât sa reprezinte *cutremurul de proiectare* (0,229g) si *cutremurul considerat a fi maxim credibil* (0,344g).



### 5.2.5.3 Modelarea matematica

Diafragmele cuplate prin rigle si prin penduli izolate incarcate cu jumatate din masa totala a cladirii si cadrul izolat incarcate cu masa aferenta, au fost supuse celor doua accelerograme ale miscarii seismice a terenului (pentru cadrul izolat scalarea a corespuns unei acceleratii maxime a miscarii terenului egala cu 0,069g). Aceste analize reprezinta conceptul UBC-73÷79 potrivit caruia, pe de o parte diafragma trebuie sa poata prelua singura intreaga incarcare seismica, iar pe de alta parte cadrul trebuie sa poata prelua singur 25% din incarcarea seismica totala. Scopul principal al acestor analize efectuate de catre autor a fost de a se obtine date necesare pentru a se putea evalua efectele de interactiune dintre subsistemul diafragme si subsistemul cadre în timpul raspunsului seismic al structurii duale. De asemenea autorul a mai efectuat analize si asupra jumatatii structurii duale simetrice supusa celor doua accelerograme ale miscarii seismice a terenului.

În cadrul modelarii, cele trei cadre ale jumatatii de cladire considerata au fost condensate într-un singur cadru. Fiecare stâlp al cadrului idealizat (matematic) reprezinta trei stâlpi reali ai cladirii; similar, fiecare grinda reprezinta trei grinzi reale.

La aceste modele, masele corespunzatoare au fost concentrate la fiecare etaj. Gradele de libertate considerate au fost: (a) deplasari laterale la fiecare etaj; (b) deplasari verticale; (c) rotiri la fiecare nod.

O descriere sumara a problemelor de modelare, observate de catre autor în cazul utilizarii programului de calcul automatizat ANELISE, referitoare la aceste analize efectuate asupra structurii duale considerate, sunt prezentate în continuare.

- (1) Diafragma izolata, cadrul izolat precum si structura duala reprezinta modele topologice uni-dimensionale. Simularea raspunsului histeretic inelastic al elementelor structurale s-a realizat prin articulatii plastice formate la fiecare capat;
- (2) Modelarea uni-dimensională a diafragmelor este discutabila. Modelul uni-dimensional si tipurile de deformatii asociate nu pot reprezenta adecvat deformatiile de forfecare ale raspunsului în domeniul liniar si în particular neliniar;

- (3) Alta problema a reprezentarii uni-dimensionale a componentelor diafragmelor este pozitia fixa a axei neutre longitudinale a montantilor considerata în modelul uni-dimensional. In realitate, axa neutra longitudinala migreaza în timpul raspunsului seismic. Aceasta migratie are un efect considerabil asupra cerintelor impuse riglelor de cuplare datorita modificarii continue a lungimii zonelor rigide relative de la capetele riglelor. Acestea nu pot fi modelate prin reprezentarea uni-dimensională a componentelor diafragmelor cuplate;
- (4) Modelarea inelasticitatii prin articulatii plastice concentrate la capetele elementelor este contradictorie cu comportarea observata a elementelor din beton armat. Existenta zonelor plastice este o caracteristica semnificativa a betonului armat care afecteaza considerabil relatia *fortă-deformatie*. In consecinta, concentrarea inelasticitatii în sectiunile transversale anticipate la capetele elementelor structurale este o idealizare foarte discutabila, în special pentru componentele diafragmelor cuplate;
- (5) Inelasticitatea axiala nu este inclusa în algoritmul programului de calcul automatizat ANELISE;
- (6) Comportarea histeretica elasto-plastica este realizata numai în articulatiile plastice de la capetele elementelor structurale. Comportarea pana la momentul incovoietor de curgere este dependenta de rigiditatea la incovoiere elastica liniara. Aceste aspecte reprezinta o problema discutabila, mai ales ca rigiditatea la incovoiere elastica liniara este considerata constanta pentru orice nivel al fortei axiale. In realitate, exista diferente sensibile între rigiditatile la incovoiere ale montantilor întinsi si comprimati; rigiditatea la incovoiere elastica liniara trebuie sa reflecte aceste diferente. Insa, algoritmul programului ANELISE nu ia în considerare acest efect. Aceasta reprezentare neadecvata a rigiditatii la incovoiere elastica liniara initiala afecteaza aparitia initiala (rotirile de curgere) si dezvoltarea ulterioara (ductilitatile de rotire) a articulatiilor plastice si în consecinta raspunsul neliniar (cerintele de ductilitate);

- (7) Alta problema discutabila este ca algoritmul programului ANELISE nu include forfecarea *de curgere*. Rigiditatea la forfecare si forta taietoare *de curgere* sunt la fel de importante ca si rigiditatea la incovoiere si momentul incovoiator *de curgere* în raspunsul componentelor diaframelor cuplate din beton armat, neglijarea lor în modelarea matematica afectand rezultatele analitice;
- (8) Reprezentarea degradarii elementelor din beton armat în algoritmul programului ANELISE ridica unele probleme discutabile cum ar fi: concentrarea articulatiilor plastice la capetele elementelor structurale, considerarea unei rigiditati la incovoiere elastica liniara constanta independenta de nivelul fortei axiale (considerarea în toate elementele structurale a unei forte axiale zero), neglijarea efectelor forfecarii în degradarea histeretica, etc.

#### 5.2.5.4 Date de intrare pentru analize

Proprietatile elementelor din beton armat utilizate în analizele dinamice neliniare au fost obtinute cu ajutorul programului de calcul automatizat DEFBAR (I.P.C.T.). Caracteristicile sectionale fizice ale montantilor, riglelor de cuplare, stâlpilor si grinzilor au fost constante pe inaltimea cladirii. Rezistentele la moment incovoiator ale montantilor si stâlpilor au variat în functie de nivelul fortei axiale pe inaltimea cladirii.

Incarcarile gravitationale rezultate din incarcarea permanenta si 40% din incarcarea utila au fost aplicate în noduri, pe riglele de cuplare si pe grinzi. Aceste incarcari au fost determinate pe baza suprafetelor aferente.

În analize a fost utilizata o amortizare proportionala cu masa echivalenta de 5% din amortizarea critica. Pasul de integrare în timp a fost de 0,02 secunde.

#### 5.2.5.5 Rezultatele analizelor

Distributia cerintelor de ductilitate de rotire în riglele de cuplare, montanti si în grinzile cadrelor sunt aratate în Fig. 5.23÷5.46. Istoria în timp a deplasarilor si fortelor

taietoare la unele etaje ale diafragmei cuplate izolate si ale structurii duale sunt aratate în Fig. 5.47÷5.70.

La actiunea cutremurului El Centro 1940, asupra structurii duale, se produc plastificari în montanti, stâlpi si grinzi, iar în riglele de cuplare se produc articulari. Cerintele medii de ductilitate de curbura rezultate din analizele statice neliniare (Fig. 5.8÷5.10) sunt urmatoarele: 1,70 pentru montanti, 3,04 pentru riglele de cuplare, 1,18 pentru stâlpi si 1,29 pentru grinzi. Driftul mediu a fost mai mic de 0,17%.

Raspunsul structurii duale la actiunea cutremurului El Centro 1940 poate fi considerat ca o limita superioara a starii limita de exploatare sau ca o limita inferioara a starii limita de avariere. Distributia fortelor taietoare de etaj în diafragma cuplata, cand structura duala este analizata la acest cutremur, este aratata în Fig. 5.73 la momentele cand forta taietoare de baza este maxima si cand momentul incovoietor de rasturnare de baza este maxim. Se constata o diferenta semnificativa între rapoartele dintre momentul incovoietor si forta taietoare de baza în cele doua cazuri. Valoarea raportului dintre momentul incovoietor si forta taietoare de baza, exprimat ca un factor functie de inaltimea totala a cladirii, în cazurile momentului incovoietor de rasturnare maxim de baza si respectiv fortei taietoare maxime de baza, a fost 0,820 si respectiv 0,735 pentru diafragma cuplata prin rigle si 0,744 si respectiv 0,540 pentru diafragma cuplata prin penduli.

Distributia fortelor taietoare de etaj în diafragma cuplata, cand diafragma izolata este analizata la acelasi cutremur, este prezentata în Fig. 5.71. Rapoartele dintre momentul incovoietor si forta taietoare de baza, rezultate din aceste analize, au fost 0,703H si 0,588H pentru diafragma cuplata prin rigle si 0,898H si 0,511H pentru diafragma cuplata prin penduli, în cazurile momentului incovoietor de rasturnare maxim de baza si respectiv fortei taietoare maxime de baza.

Analizele comparative arata ca interactiunea dintre cadre si diafragma cuplata prin rigle conduce la cresterea cerintelor de incovoiere, iar interactiunea dintre cadre si diafragma cuplata prin penduli conduce la micșorarea cerintelor de incovoiere si forfecare.

La cutremurul Vrancea 1977 atat diafragma cuplata izolata cat si structura duala ating stadiul de mecanism dupa cum se arata în Fig. 5.22. Cerintele medii de ductilitate de curbura rezultate din analizele statice neliniare sunt urmatoarele: 3,04 pentru montanti, 6,91 pentru riglele de cuplare, 2,09 pentru stâlpi si 2,83 pentru grinzi. Ca o consecinta a aparitiei articulatiilor plastice la etajele de la baza montantilor are loc un transfer de forte taietoare catre stâlpii cadrelor. Aceasta nu este un fapt real intrucat montantii pot prelua o cantitate importanta de forta taietoare. Utilizarea elementelor uni-dimensionale (unde plastificarile sunt reprezentate prin articulatii plastice concentrate la capete) la modelarea matematica a montantilor a condus la acest transfer nereal de forte taietoare catre stâlpii cadrelor.

Raspunsul structurii la cutremurul Vrancea 1977 poate fi apreciat ca o limita superioara a starii limita de avariere. Stâlpii cadrelor se plastifica fara sa se articuleze la baza. Se observa ca cadrele au un efect satisfacator de rigidizare asupra structurii duale. Driftul mediu atins a fost 0,39%. Acest drift trebuie sa fie comparat cu 0,64% obtinut cand a fost analizata diafragma cuplata izolata, indicand efectul de rigidizare al cadrelor asupra structurii duale.

Distributia fortelor taietoare de etaj în diafragma cuplata în momentele atingerii fortei taietoare maxime de baza si momentului incovoietor de rasturnare maxim de baza, este prezentata în Fig. 5.73 pentru cutremurul de proiectare si în Fig. 5.74 pentru cutremurul considerat a fi maxim credibil. In cazul cutremurului maxim credibil se observa ca distributiile fortelor taietoare de etaj la momentele atingerii fortei taietoare maxime de baza si momentului incovoietor de rasturnare maxim de baza, sunt extrem de diferite. In momentul atingerii momentului incovoietor de rasturnare maxim de baza, care corespunde momentului cand fortele axiale din montanti sunt maxime, rezulta o reducere semnificativa a fortei taietoare de la parter, ca o consecinta a transferului acesteia catre stâlpi (dupa cum se vede si din Fig. 5.75 si Fig. 5.76), datorita articularii la baza a montantilor asa cum s-a discutat mai inainte.

Raportul dintre momentul incovoietor si forta taietoare de baza, corespunzator atingerii momentului incovoietor de rasturnare maxim de baza este  $1,217H$  pentru

diafragma cuplata prin rigle și 2,414H pentru diafragma cuplata prin penduli, datorită reducerii semnificative a forței taietoare de la baza montanților. Acest raport a rezultat 0,544H pentru diafragma cuplata prin rigle și 0,394H pentru diafragma cuplata prin penduli, la atingerea forței taietoare maxime de baza.

Distributia forțelor taietoare de etaj în diafragma cuplata, când diafragma izolată de structura este supusă aceluși miscări seismice, este arată în Fig. 5.71. Se constată că forța taietoare crește la baza diafragmei crește când cadrele sunt incluse în analize. Creșterea forței taietoare de baza, când cadrele sunt incluse în analize, este de 9% pentru diafragma cuplata prin rigle și de 20% pentru diafragma cuplata prin penduli. Aceste creșteri nu par a fi semnificative, însă pentru o diafragma care este la nivelul forței taietoare de rupere, o creștere de 10%÷20% a forței taietoare de baza poate fi o cerință foarte excesivă.

### **5.2.6 Evaluarea forțelor taietoare maxime posibile din stâlpi și montanți**

În conformitate cu prevederile normativului P.100-92, proiectarea antiseismică a construcțiilor urmărește să realizeze, printre altele, obținerea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei (mecanism de plastificare) sub acțiuni seismice de intensitate ridicată. În cazul structurilor din beton armat caracterul favorabil al acestui mecanism este asociat cu îndeplinirea următoarelor condiții:

- (a) În cazul structurilor în cadre etajate, deformațiile plastice apar la început în secțiunile de la extremitățile grinzilor și numai ulterior pot apărea și la baza stâlpilor de la parter și la vârful stâlpilor de la ultimul etaj;
- (b) În cazul structurilor cu diafragme deformațiile plastice se dezvoltă în riglele de cuplare (atunci când acestea există) și în zonele de la baza montanților sau a diafragmelor;
- (c) Dirijarea prin proiectare, a formării unui mecanism de plastificare favorabil se poate face fie utilizând analiza dinamică neliniară, fie pe baza unor diagrame

infasuratoare de eforturi specifice diferitelor tipuri de structuri. În ultima varianta, eforturile de dimensionare se obtin pe baza conditiei de echilibru în mecanismul de plastificare ales, exprimat local sau global, în care valorile momentelor încovoietoare de plastificare includ și efectele de suprarezistență. Eforturile astfel obtinute în secțiunile de la extremitățile unor bare se amplifică prin coeficienți de amplificare dinamică stabiliți prin studii parametrice, efectuate, de asemenea, prin analize dinamice neliniare pentru seturi de accelerograme specifice amplasamentului. Zonele pentru care se urmărește asigurarea unei comportări elastice se proiectează cu o asigurare suplimentară față de zonele plastice potențiale;

**(d)** Prin dimensionarea și alcatuirea elementelor structurale din beton armat se vor evita rupețile premature, uneori cu caracter casant (de exemplu datorate acțiunii forței tăietoare), care pot împiedica mobilizarea mecanismului proiectat de disipare a energiei. Valorile forțelor tăietoare care intervin la dimensionare sunt cele asociate mecanismului de plastificare structural și includ eventualele efecte de suprarezistență.

În acest subparagraf autorul prezintă o metodă generală de evaluare a forțelor tăietoare maxime posibile în stâlpi și montanți, care pot apărea în timpul răspunsului seismic, luând în considerare comportarea dinamică inelastică a structurilor duale din beton armat, pe baza coeficienților de amplificare dinamică.

Distribuția forțelor tăietoare de etaj statice și dinamice în diafragma cuplata și în cadre este arată în Fig. 5.71÷5.76. Se observă că forțele tăietoare de etaj dinamice sunt, în general, mai mari decât cele statice datorită efectelor amplificării dinamice și intrării în domeniul plastic de comportare a subsistemelor structurale. Raportul dintre forțele tăietoare de etaj dinamice și forțele tăietoare de etaj statice, precum și distribuția acestui raport pe înălțimea diafragmei cuplate și cadrelor, sunt caracteristici importante pentru proiectarea antiseismică.

Forțele tăietoare de etaj maxime sunt limitate la formarea mecanismului de plastificare, dacă distribuția forțelor laterale nu se schimbă. Însa, distribuția forțelor

taietoare de etaj maxime se modifica datorita efectului *modurilor superioare* asupra raspunsului. In consecinta, distributia în structura a eforturilor sectionale maxime (momente incovoietoare, forte taietoare si forte axiale), în timpul raspunsului dinamic inelastic al structurilor ductile difera fata de acelea rezultate din calculul static liniar bazat pe incarcarile laterale statice specifice (distribuite triunghiular cu baza la varf) de normativ. Pentru a se lua în considerare acest fenomen în estimarea *cerintelor* maxime probabile impuse asupra elementelor structurale care trebuie sa ramana în domeniul elastic de comportare în timpul cutremurelor puternice, în normativul P.100-92 a fost introdusa notiunea de coeficient de amplificare dinamica. Astfel, eforturile sectionale de calcul se pot obtine pe baza conditiei de echilibru în mecanismul de plastificare ales, exprimat global, utilizandu-se relatia generala:

$$S_c = K \frac{M_{o, cap}}{M_o} S_n \quad (5.8)$$

unde:

- $S_c$  -efortul sectional de calcul intr-o sectiune considerata;
- $S_n$  -efortul sectional din sectiunea considerata rezultat din incarcarile seismice de calcul;
- $M_o$  -momentul incovoietor de rasturnare la baza, din incarcarile seismice de calcul;
- $M_{o, cap}$  -momentul incovoietor de rasturnare la baza, asociat momentelor capabile din sectiunile critice;
- $K$ -coeficientul de amplificare dinamica prin care se tine seama de diferenta între distributia eforturilor sectionale maxime din timpul raspunsului dinamic inelastic al structurii si cea rezultata din calculele statice liniare bazate pe incarcarile statice laterale de normativ.

Coeficientul de amplificare dinamica,  $K$ , se poate stabili prin studii comparative între analize dinamice neliniare (ADN) si analize statice liniare (ASL), utilizandu-se o relatie generala rezultata din relatia (5.8) si anume:



$$K = \frac{S_{ADN}}{M_{0,ADN}} \times \frac{M_{0,ASL}}{S_{ASL}} \quad (5.9)$$

Valorile coeficientilor de amplificare dinamica, pentru fortele taietoare din montanti si stâlpi, determinate pe baza relatiei (5.9) sunt date în tabelul 5.4. Aceste valori sunt reprezentative pentru structurile cu 10 etaje, precum si pentru structurile duale proiectate astfel încat cea mai mare parte din incarcările seismice sa fie preluate de catre diafragme (valorile coeficientilor de amplificare dinamica sunt dependente de numarul de etaje si de raportul de rigiditate dintre diafragme si cadre). De asemenea, valorile coeficientilor de amplificare dinamica s-au obtinut pe baza conditiei de echilibru în mecanisme de plastificare, exprimata global, conditie adecvata pentru cazul cand rigiditatile si rezistentele riglelor de cuplare si grinzilor precum si rigiditatile montantilor si stâlpilor sunt constante pe înaltimea cladirii.

### 5.3 Cercetari parametrice

Acest subcapitol reprezinta o extindere a subcapitolului anterior 5.2.6, în care cercetarile efectuate de catre autor cuprind un numar mai mare de parametrii, respectiv mai multe rapoarte de rezistenta si rigiditate între subsistemul diafragme si subsistemul cadre, precum si considerarea efectului rotirii fundatiilor.

#### 5.3.1 Alegerea si proiectarea structurilor duale pentru studiul parametric

Pentru acest studiu parametric autorul a ales o serie de structuri duale din beton armat idealizate cu 7 etaje asa cum se arata în Fig. 5.77. Variatia raportului de rigiditate dintre subsistemul diafragme si subsistemul cadre s-a efectuat modificand numarul de diafragme si cadre, obtinandu-se la extreme structuri numai în diafragme si structuri numai în cadre.

Pentru proiectarea structurilor duale, autorul a utilizat calculul elastic liniar uni-directional, modelarea standard a elementelor structurale ale cadrelor si diaframelor si a considerat la baza o cutie rigida deci incastrare perfecta. Incarcarea seismica de calcul, pentru toate aceste cladiri, cu o perioada fundamentala de vibratie cuprinsa intre 0,5 sec. si 0,7 sec., a fost 1% din greutatea echivalenta. Eforturile sectionale de calcul astfel obtinute au fost utilizate la dimensionarea elementelor structurale, respectandu-se prevederile STAS 10107/0-90 si normativului P.100-92. Pentru a cuantifica contributia relativa a diaframelor la rezistenta laterala totala, autorul a utilizat urmatorul raport de rezistenta:

$$K_{dm} = \frac{M_{\text{COD.BAZA.DIAFRAGMA}}}{M_{\text{COD.BAZA.STRUCTURA}}} \quad (5.10)$$

unde:

- $M_{\text{COD.BAZA.DIAFRAGMA}}$  -momentul incovoietor de rasturnare la baza diafragmei, din incarcările seismice de calcul;
- $M_{\text{COD.BAZA.STRUCTURA}}$  -momentul incovoietor de rasturnare la baza structurii duale, din incarcările seismice de calcul.

Pentru cele opt tipuri de sisteme structurale din acest studiu, valorile raportului de rezistenta,  $K_{dm}$ , au rezultat: 1,000; 0,916; 0,823; 0,721; 0,604; 0,467; 0,289; 0,000.

Pentru a se tine seama de predominanta raspunsului inelastic al cladirilor supuse actiunii cutremurelor puternice, a fost efectuata o redistributie semnificativa a momentelor incovoietoare obtinute din calculul elastic liniar, pentru a se obtine momentele incovoietoare de proiectare finale pentru grinzi. Aceasta a implicat o reducere de pana la 30% a valorilor momentelor incovoietoare maxime intr-o deschidere, redistribuite atat pe orizontala la grinzile altor deschideri, cat si pe verticala la grinzile altor etaje. In procesul de redistributie, valorile momentelor de etaj si de deschidere nu au fost modificate. Procentul armaturii longitudinale intinse din grinzi, utilizand otel PC 52, a variat de la 0,45% la 0,85%.

La proiectarea stâlpilor, valorile momentelor incovoietoare de calcul au fost dublate pentru a se elimina posibilitatea formarii articulatiilor plastice la capetele stâlpilor, exceptand baza stâlpilor de la parter si varful stâlpilor de la ultimul etaj. Stâlpii astfel proiectati, utilizand oțel PC 52, au avut un procent total de armare longitudinala variind de la 0,8% la 1,2%.

La proiectarea diafragmelor au fost considerate toate barele longitudinale de armatura distribuite pe inaltimea sectiunii transversale cu bulbi. Procentul de armare verticala distribuita în inima a fost de 0,25%, iar procentul de armare verticala din zonele de capat a variat de la 0,5% la 0,7%. Pentru a se asigura ca disiparea energiei se produce numai la baza diafragmelor, valorile momentelor incovoietoare de calcul pentru sectiunile situate deasupra primelor doua etaje (parterul si etajul 1), considerate deformabile în modelul de calcul adoptat, au fost dublate.

### **5.3.2 Raspunsul seismic al structurilor duale analizate**

Pentru a se investiga raspunsul seismic al celor opt sisteme structurale considerate în analize a fost utilizat programul de calcul ANELISE. Datele de intrare au constat din: geometria structurii; rigiditatile si rezistentele ultime la moment incovoietor cu sau fara forta axiala a tuturor elementelor structurale; masele de etaj; pasul de timp de 0,02 secunde din procesul integrării numerice; fractiunea de 5% din amortizarea critica pentru modurile de vibratie 1 si 2. Au fost utilizate în analize inregistrările a doua cutremure reale si anume Vrancea 1977 si El Centro 1940, numai componentele N-S, ultimul fiind un cutremur de referinta pentru compararea cu alte analize, iar primul fiind considerat ca o limita superioara pentru miscarile seismice probabile. Cele doua inregistrari seismice sunt aratate în Fig. 5.21.

Unele caracteristici ale raspunsurilor seismice ale celor opt sisteme structurale analizate sunt prezentate în Fig. 5.78÷5.133.

### 5.3.3 Evaluarea eforturilor sectionale maxime posibile din stâlpi si diafragme

Pentru evaluarea eforturilor sectionale maxime posibile din stâlpi si diafragme s-a utilizat metodologia generala prezentata în subcapitolul 5.2.6. Autorul a considerat doua aspecte. Primul a fost estimarea coeficientilor de amplificare dinamica pentru fortele taietoare si momentele incovoietoare din diafragme, precum si pentru fortele taietoare din stâlpii cadrelor. Al doilea a fost imbunatatirea diagramelor infasuratoare de calcul pentru fortele taietoare si momentele incovoietoare în lungul diaframelor.

Valorile coeficientilor de amplificare dinamica au fost determinate pe baza relatiei (5.9) din subcapitolul 5.2.6. In tabelele 5.5 si 5.6 sunt prezentate valorile coeficientilor de amplificare dinamica pentru fortele taietoare si respectiv momentele incovoietoare din diafragme, iar în tabelul 5.7 sunt prezentate valorile coeficientilor de amplificare dinamica pentru fortele taietoare din stâlpii cadrelor. Se observa ca aceste valori sunt dependente de raportul de rigiditate dintre diafragme si cadre.

Pe baza analizei rezultatelor numerice, în asociere cu rezultatele prezentate în lucrarea, [21], au fost deduse diagramele infasuratoare de calcul empirice pentru fortele taietoare si momentele incovoietoare în lungul diaframelor, care sunt prezentate în Fig. 5.134 si respectiv 5.135. Se observa ca valorile momentelor incovoietoare empirice pe inaltimea diaframelor rezulta mai mici decat cele prezentate în lucrarea, [21], bazate pe distributia liniara a momentelor incovoietoare. De asemenea se mai observa ca valorile empirice ale fortelor taietoare pe inaltimea diaframelor sunt sensibil diferite fata de cele prezentate în lucrarea, [21].

Se atrage atentia ca diagramele empirice prezentate în Fig 5.134 si Fig 5.135, sunt bazate pe un numar limitat de cazuri si în consecinta trebuie imbunatatite în cadrul studiilor viitoare.

### 5.3.4 Evaluarea calitativa a efectului rotirii fundatiilor

În studiul de caz precum și în cercetările parametrice, efectuate și prezentate mai înainte de către autor, s-a considerat ca atât diafragmele cât și stâlpii de la parter au rotirea împiedicată la baza-incastrare perfectă. În realitate, însă, împiedicarea totală a rotirii la baza, mai ales a diaframelor, este practic imposibil de realizat. Astfel, la baza fundațiilor se produc deformații ale terenului sau ale sistemului de piloni, fapt ce conduce la rotații ale fundațiilor respective-reprezentând o componentă importantă a deformațiilor, mai ales, a diaframelor. Prin urmare, rotirea fundațiilor poate reduce sensibil rigiditatea diaframelor și deci contribuția lor la preluarea încărcărilor laterale în domeniul elastic de comportare al structurilor duale. Incertitudinile legate de această problemă provin din cunoștințele limitate privind estimarea proprietăților de rigiditate ale terenului de fundare. De altfel, rigiditatea terenului de fundare este, în general, foarte diferită în regim static și dinamic de comportare; în regim dinamic, frecvența și amplitudinea sunt de asemenea parametri care afectează răspunsul terenului.

Pentru a aprecia sensibilitatea structurilor duale la rotirea fundațiilor (numai ale diaframelor), autorul a extins cercetările parametrice variind gradul de incastrare la baza diaframelor între limitele extreme, respectiv incastrare perfectă și articulație la baza.

Aspectele calitative mai importante ale rezultatelor obținute din acest studiu parametric, care sunt relevante pentru structurile duale cu șapte etaje examinate în acest subcapitol, sunt următoarele:

- (a) la primul etaj, răspunsul elastic static al structurilor duale - când diafragmele au o contribuție moderată asupra rigidității laterale a sistemului structural dual ( $K_{dm}=0,467$ ), nu este afectat semnificativ de gradul de incastrare de la baza diaframelor; când diafragmele au o contribuție majoră asupra rigidității laterale a sistemului structural dual ( $K_{dm}=0,823$ ), influența rotirii fundațiilor diaframelor este semnificativă;

- (b) în cazul diaframelor articulate la baza, analizele elastice la încărcări laterale statice pun în evidență inversarea sensului forțelor tăietoare de bază ce revin diaframelor respective, fapt ce conduce la creșterea semnificativă a forțelor tăietoare în stâlpii primului etaj. În consecință, suma forțelor tăietoare din stâlpii primului etaj rezultă mai mare decât forța tăietoare de bază statică a sistemului structural dual;
- (c) la etajele superioare, valorile drifturilor, ale forțelor tăietoare din stâlpi și diafragme, precum și ale cerințelor de ductilitate de rotație din articulațiile plastice ale grinzilor, sunt afectate foarte puțin de gradul de încastrare de la baza diaframelor.

În practica curentă de proiectare, se consideră, de regulă, că atât stâlpii de la parter cât și diafragmele sunt perfect încastrate la bază, neglijându-se deci efectul rotației fundațiilor. Studiile parametrice efectuate de către autor în acest subparagraf indică, însă, că erorile datorate rotației moderate a fundațiilor diaframelor nu afectează semnificativ procesul proiectării antiseismice a structurilor duale din beton armat.

## CAPITOLUL 6

### STUDII TEORETICE SI CERCETARI PARAMETRICE PENTRU IDENTIFICAREA SI REALIZAREA PERFECTIONARILOR NECESARE ELABORARII UNOR METODE NOI DE PROIECTARE/VERIFICARE ANTISEISMICA A STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT

#### 6.1 Generalitati

Este deja recunoscut faptul ca cele mai mari pierderi economice si umane provocate de cutremurele moderate sau puternice se datoreaza ruperilor (prabusirea fizica sau avarierea serioasa structurala si/sau nestructurala care poate afecta negativ functionalitatea constructiei) structurilor ingineresti (in particular cladirile), unele chiar proiectate conform prevederilor prescriptiilor nationale de proiectare antiseismica. Pentru a se atenua efectele distructive ale cutremurelor, este necesar sa se imbunatateasca continuu metodele existente si/sau sa se elaboreze metode noi si mai realiste de proiectare-verificare antiseismica pentru constructiile noi si de expertizare-verificare antiseismica pentru constructiile existente.

Pentru a se realiza aceste imbunatatiri, autorul a efectuat o serie de studii analitice si cercetari parametrice in vederea imbunatatirii proiectarii curente antiseismice, precum si a elaborarii de metode noi si mai realiste de proiectare antiseismica. Aprecieri calitative asupra prevederilor normative si analizei teoretice au fost efectuate de autor in capitolul 3 al tezei de doctorat. Importanta unui numar de probleme care au fost mentionate in acest capitol a fost recent confirmata de rezultatele studiilor analitice si cercetarilor parametrice efectuate de autor si prezentate in capitolul 5 al tezei de doctorat.

Lucrarile ultimelor doua conferinte mondiale de inginerie seismica (Tokyo - 1988 si Madrid - 1992) scot in evidenta o tendinta deosebita de imbunatatire a

procedurilor de proiectare antiseismica atat prin abordari energetice cat si prin implementarea unor metode bazate pe spectre de raspuns inelastice de proiectare si considerand rezistenta reala probabila tri-dimensionala a intregului sistem sol-fundatie-cladire. Insa datele disponibile pana in prezent sunt inca insuficiente pentru a se putea determina spectre de raspuns de proiectare inelastice realiste si pentru a se putea evalua cu acuratete acceptabila rezistentele reale tri-dimensionale ale sistemelor sol-fundatie-cladire.

Pe de alta parte, starile limita ale exploatarii normale si ultime, care sunt considerate implicit in metodele curente de proiectare antiseismica (de exemplu *metoda A* conform normativului P.100-92) sunt considerate explicit in unele prescriptii de proiectare antiseismica mai evaluate (de ex. UBC, ATC, etc.). De asemenea, parametrii critici ai raspunsului structural (raspunsul inelastic, ductilitatea capabila, suprarezistenta, etc.) au inceput sa fie considerate explicit in procedurile moderne de proiectare antiseismica. In consecinta, imbunatatirea cunostintelor asupra cerintelor seismice inelastice impuse cladirilor este deosebit de necesara pentru a se putea elabora metode de proiectare mai avansate care sa considere explicit si cu acuratete ridicata raspunsul structural inelastic.

In acest capitol autorul prezinta o abordare energetica a proiectarii-verificarii antiseismice, precum si o metoda generala noua de proiectare antiseismica considerand doua nivele pentru starile limita.

## **6.2 Metode si concepte energetice de proiectare si/sau verificare antiseismica a structurilor duale din beton armat**

Lucrarile [136], [137], [138] si [140] confirma ca una dintre cele mai de perspectiva abordari in privinta imbunatatirii proiectarii antiseismice, este evaluarea raspunsului structurilor la actiunea miscarilor seismice utilizand metode si concepte energetice. Astfel, s-a demonstrat ca energia indusa trebuie sa fie considerata ca un



efect principal de incarcare asupra cladirilor. Pe baza conceptelor energetice se poate dezvolta un criteriu global pentru proiectarea antiseismica. Acest criteriu se poate exprima intr-o forma simpla si poate fi aplicat oricarui tip de cladire. In acest subcapitol autorul efectueaza un studiu teoretic în vederea intelegerii acestui criteriu, precum si a examinarii posibilitatilor aplicarii acestuia în proiectarea-verificarea antiseismica a structurilor duale din beton armat.

### 6.2.1 Baze teoretice

Metodele energetice utilizeaza bilantul energetic drept conditie de baza pentru exprimarea echilibrului dinamic intr-un moment particular al miscarii.

Pentru o structura elasto-plastica supusa unei actiuni seismice, bilantul energetic se scrie:

$$E_i = E_c + E_p + E_{da} + E_{dp} \quad (6.1)$$

în care:

- $E_i$  - este energia indusa de cutremur în sistem pana în momentul considerat,  $t_0$ ;
- $E_c$  - este energia cinetica a sistemului la momentul,  $t_0$ ;
- $E_p$  - este energia potentiala;
- $E_{da}$  - este energia disipata prin amortizari vascoase pana în momentul,  $t_0$ ;
- $E_{dp}$  - este energia disipata prin deformatii plastice.

Principial, metodele energetice revin la explicitarea relatiei, (6.1), pentru momentul  $t_0 - t_{\max}$ , pentru care energia indusa  $E_i$ , are valoarea maxima.

### 6.2.1.1 Energia maxima indusa de cutremur

Pentru un sistem elastic de masa,  $m$ , cu un grad de libertate, valoarea maxima a energiei induse este, [14]:

$$E_i = \frac{m \times S_v^2}{2} \quad (6.2)$$

unde,  $S_v$ , reprezinta pseudospectrul vitezei relative al masei,  $m$ .

Daca marimea,  $S_v$  este determinata cu luarea în considerare a amortizarii, atunci în energia,  $E_i$  calculata cu relatia (6.2), este cuprinsa si energia disipata prin amortizare,  $E_{da}$ .

In cazul sistemelor elastice cu mai multe grade de libertate se disting doua situatii:

⇒ Cutremur ce poate fi aproximat cu o suita finita de impulsuri intamplatoare uniform distribuite în timp ca marime si cu medie nula (zgomot alb). In acest caz, se demonstreaza, [14], ca viteza maxima a oscilatorului elastic este independenta de perioada lui de vibratie proprie,  $T$ , iar energia indusa totala a sistemului, se poate calcula pentru orice mod de oscilatie cu formula:

$$E_i = \frac{M \times S_v^2}{2} \quad (6.3)$$

unde  $M = \sum m_i$  reprezinta masa totala a sistemului.

In acest tip se incadreaza cutremurele cu focar putin adanc, care se manifesta pe terenuri tari (stancoase) asa cum sunt, de exemplu, cutremurele californiene si în particular, cel de la El Centro 1940.

⇒ Cutremure de tip monosoc sau cele rezultate din filtrarea unui zgomot alb prin straturi moi, așa cum poate fi considerat cutremurul vrancean din anul 1977 înregistrat la București.

În aceste cazuri, răspunsul maxim în viteze al oscilatorului elastic variază substanțial cu perioada lui,  $T$  și nu se mai poate aplica formula de tip (6.3).

Pentru a utiliza și pentru aceste situații valorile spectrale ale vitezei la calculul energiei induse, se poate proceda la echivalarea sistemului cu,  $n$ , grade de libertate cu unul cu un grad de libertate. Dacă se admite drept criteriu de echivalare, egalitatea energiilor maxime induse pentru o anumită formă de vibrație, se demonstrează, [17], că trecerea de la sistemul cu,  $n$ , grade de libertate la cel cu un grad se poate face prin intermediul coeficientului,  $\varepsilon$ , cunoscut din normativele de proiectare antiseismică. Având:

$$M_{\text{ech}} = \varepsilon \times M \quad (M_{\text{ech}} = \text{masa echivalentă})$$

$$\text{iar } \varepsilon = \frac{\sum (m_i \times u_i)^2}{M \sum m_i \times u_i^2}$$

unde,  $u_i$  este deplasarea masei,  $m_i$  în forma de vibrație considerată.

Rezultă în aceste condiții:

$$E_i = \frac{M_{\text{ech}} \times S_v^2}{2} \quad (6.4)$$

unde,  $S_v$  este cel corespunzător perioadei,  $T_k$  a modului,  $k$ , considerat.

În cazul sistemelor elasto-plastice, plastificarile ce apar în structura în anumite momente ale oscilației, echivalează cu deconectarea parțială a structurii față de teren, pe scurte intervale de timp. Aceste scurte deconectări parțiale fac ca energia indusă de cutremur în structura elasto-plastică să fie mai mică decât în una care se comportă

perfect elastic, pe toata durata cutremurului. Observatia este evidenta pentru sistemele cu un grad de libertate.

Pentru sistemele cu mai multe grade de libertate, plastificarile locale ce apar în anumite elemente ale structurii se pot echivala cu modificari ale rigiditatii acestora.

Calculul “*mai exact*” al energiei maxime induse de cutremur într-o structura elasto-plastica se poate efectua prin analize neliniare, pas cu pas; aceasta cale se cauta tocmai a se evita în cazul utilizarii metodelor energetice.

In aceste conditii, se admite “*in mod acoperitor*”, [15], ca energia indusa într-o structura elasto-plastica este aceeași ca pentru o structura elastica.

Prin urmare, indiferent de faptul ca structura este elastica sau elasto-plastica, valoarea maxima a energiei induse se poate calcula cu relatia (6.3) sau (6.4).

Atunci cand spectrul de viteze variaza mult cu perioada de vibratie proprie,  $T$ , la determinarea energiei induse pentru diferite stadii de lucru ale structurii (diferite grade de plastificare) se recomanda, [15], sa se ia în considerare perioada conventionala corespunzatoare unei rigiditati secante medii a structurii în stadiul respectiv.

### 6.2.1.2 Energia capabila a structurii

Energia capabila a structurii este egala cu energia inmagazinata prin deformatii elastice (energia de vibratie) plus energia disipata prin deformatii plastice:

$$E_{cap} = E_{el} + E_{dp} \quad (6.5)$$

Cum energia indusa maxima se atinge în momentul în care viteza masei (sau maselor) sistemului este nula, [15], rezulta:

$$E_1^{max} - E_{da} = E_{cap} \quad (6.6)$$

Termenul ( $E_i^{\max} - E_{da}$ ), respectiv valoarea *netă* a energiei induse de cutremur, se calculează așa cum s-a văzut anterior.

Energia capabilă definită prin ecuația, (6.5), este o funcție de mărimea deplasărilor provocate de acțiunea seismică.

Pentru domeniul elastic de comportare avem:

$$E_{cap}^{el} = \frac{1}{2} \sum_1^n S_i \times u_i = \frac{1}{2} \sum_1^n Q_i \times \Delta_i \quad (6.7)$$

iar în momentul apariției a,  $k$ , articulațiilor plastice, energia capabilă este aria cuprinsă între relația  $Q-\Delta$  și axa  $\Delta$ .

Pentru determinarea lui  $E_{cap}$ , este necesar, astfel a admite o distribuție (aproximativă), pe înălțimea structurii:

- (a) a deplasărilor relative de nivel,  $\Delta_i$ , calculând pentru fiecare treaptă de deformare forțele tăietoare de nivel,  $Q_j$ , sau
- (b) a forțelor seismice,  $S_j$ , calculând pentru fiecare treaptă de încărcare deplasările laterale,  $u_j$ .

În lucrările practice curente se alege, de regulă, calea, (b).

Distribuția forțelor seismice crescătoare,  $S_j$ , se admite, de regulă, cea corespunzătoare primului mod de vibrație elastică. La creșterea treptată a forțelor laterale,  $S_j$ , vor apărea pe rând articulații plastice în secțiunile critice. Secțiunea critică în care va apărea prima articulație plastică, este precizată de valoarea maximă a raportului:

$$\Phi = \frac{M_i}{m_i} \quad (6.8)$$

în care:

- $M_i$  - este momentul încovoietor în secțiunea,  $i$ ,

- $m_i$  - este momentul plastic în secțiunea,  $i$ .

Calculul biografic revine la o succesiune de calcule elastice a structurii, înregistrând pe parcurs apariția articulațiilor plastice și verificând compatibilitatea rotirilor lor, până la stadiul ultim de solicitare, definit ca stadiul în care se atinge capacitatea de rotire într-o articulație plastică critică.

Calculul biografic în trepte succesive poate fi astfel organizat încât fiecare treaptă să coincidă cu apariția uneia sau mai multor articulații plastice, deci să constituie un stadiu de schimbare a schemei statice. O ipoteză simplificatoare care poate fi admisă, constă în aceea că energia de deformare acumulată de structură se poate determina și pe o diagramă *forță-deplasare* stabilită pentru un sistem echivalent cu un singur grad de libertate la deplasări laterale și anume considerând deplasarea laterală de la nivelul punctului de aplicare al rezultantei încărcărilor orizontale. Pe această schemă se poate determina prin pași succesivi diagrama *forță-deplasare*, ariea dintre aceasta și axa deplasărilor reprezentând energia de deformare acumulată.

În lucrarea, [15], se recomandă ca energia capabilă determinată cu relația, (6.7), să fie redusă prin intermediul unor coeficienți care să corecteze, în anumite limite, efectul aproximațiilor introduse.

## 6.2.2 Relații de calcul

În acest subcapitol autorul a căutat să urmeze o cale fundamentată științific, care să ofere posibilitatea comparării rezultatelor calculului energetic cu relațiile recomandate în norme pentru determinarea încărcărilor seismice.

În principiu, calculul energetic antiseismic al structurilor de construcții poate fi exprimat sintetic prin egalitatea dintre energia indusă de cutremur și energia de deformare a structurii, rezultând în consecință o relație de interdependență între rezistența și factorul de ductilitate.

Se considera o structura pentru care se cunoaste diagrama,  $F-\Delta$ , schematizata printr-o relatie idealizata elasto-perfect plastica asa cum se arata în Fig. 6.1. Pentru o deplasare  $\mu\Delta_p$  aflata în domeniul inelastic de comportare, energia de deformatie a structurii este:

$$E_{cap} = \frac{1}{2} \frac{F_p^2}{R} (2\mu - 1) \quad (6.9)$$

În domeniul elastic de comportare, rigiditatea este, prin definitie,  $R = F_p / \Delta_p$ , iar energia indusa de cutremur este:

$$E_i = \frac{1}{2} \frac{F_c^2}{R} \quad (6.10)$$

unde:

$$F_c = \frac{\varepsilon \times G}{g} \times S_i \quad (6.11)$$

Aplicand conceptul energiilor egale ( $E_i = E_{cap}$ ) rezulta relatia binecunoscuta de interdependenta între rezistenta si factorul de ductilitate de deplasare:

$$\psi^2 (2\mu - 1) \geq 1 \quad (6.12)$$

unde:

$$\Psi = \frac{F_p}{F_c} \quad (6.13)$$

Plecand de la principiile energetice asemanatoare celor utilizate, în acest subcapitol, pentru structurile simple, autorul a elaborat un procedeu energetic de calcul antiseismic pentru structurile duale din beton armat care se finalizeaza printr-o relatie de interdependenta între rezistentele relative, rigiditatile relative si factorii de ductilitate de deplasare relativi ai subsistemelor diafragme si cadre.

Astfel, se considera o structura duala pentru care se cunoaste diagrama,  $F-\Delta$ , schematizata asa cum se arata în Fig. 6.2. Curbele,  $F-\Delta$ , pentru subsistemul diafragme si subsistemul cadre, care stau la baza calculelor, sunt schematizate prin relatii idealizate elasto-perfect plastice; modul de construire a curbei,  $F-\Delta$ , pentru structura duala reiese destul de clar din Fig. 6.2. Pentru o deplasare laterala,  $\Delta_u$ , aflata în domeniul inelastic de comportare, energiile de deformatie ale subsistemului diafragme,  $E_{cap, D}$ , precum si ale subsistemului cadre,  $E_{cap, C}$ , sunt:

$$E_{cap, D} = \frac{1}{2} \frac{F_{p, D}^2}{R_D} (2\mu_D - 1) \quad (6.14)$$

$$E_{cap, C} = \frac{1}{2} \frac{F_{p, C}^2}{R_C} (2\mu_C - 1) \quad (6.15)$$

unde conform notatiilor din Fig. 6.2:

$$R_D = \frac{F_{p, D}}{\Delta_{p, D}} ; R_C = \frac{F_{p, C}}{\Delta_{p, C}} \quad (6.16)$$

$$\mu_D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{p, D}} ; \mu_C = \frac{\Delta_u}{\Delta_{p, C}} \quad (6.17)$$

Energia indusa de cutremur este:



$$E_{i,s} = \frac{1}{2} \frac{F_{e,s}^2}{R_s} \quad (6.18)$$

unde:

$$F_{e,s} = \frac{\varepsilon \times G}{g} \times S_a \quad (6.19)$$

$$R_s = R_D + R_C \quad (6.20)$$

Aplicand conceptul energiilor egale, ( $E_{i,s} = E_{cap,D} + E_{cap,C}$ ), rezulta o relatie de interdependenta intre rezistentele relative, rigiditatile relative si factorii de ductilitate de deplasare relativi, specifica structurilor duale:

$$\Psi_D^2 \frac{R_s}{R_D} (2\mu_D - 1) + \Psi_C^2 \frac{R_s}{R_C} (2\mu_C - 1) \geq 1 \quad (6.21)$$

unde:

$$\Psi_D = \frac{F_{p,D}}{F_{e,s}} ; \Psi_C = \frac{F_{p,C}}{F_{e,s}} \quad (6.22)$$

Tinand seama ca:

$$\Delta_u = \mu_C \frac{F_{p,C}}{R_C} = \mu_D \frac{F_{p,D}}{R_D} = \mu_C \mu_D \frac{F_{u,s}}{R_D \mu_C + R_C \mu_D} \quad (6.23)$$

si notand:

$$\Psi_s = \frac{F_{u,s}}{F_{e,s}} \quad (6.24)$$

rezulta:

$$\frac{\Psi_D}{R_D \mu_C} = \frac{\Psi_C}{R_C \mu_D} = \frac{\Psi_S}{R_D \mu_C + R_C \mu_D} \quad (6.25)$$

Expresiile (6.21) și (6.25), deduse de autor, sunt deosebit de utile pentru verificarea antiseismică a structurilor duale din beton armat, punând în evidență interdependențele dintre rezistență, rigiditate și factorul de ductilitate în cadrul structurii duale, în condițiile satisfacerii bilanțului energetic. Curbele,  $F-\Delta$ , se pot determina prin analize statice neliniare efectuate asupra sistemului dual cu mai multe grade de libertate supus unei încărcări laterale crescătoare monoton. Pentru simplitate se poate defini un sistem echivalent cu un singur grad de libertate. Deplasarea laterală maximă,  $\Delta_u$ , a sistemului dual echivalent se poate determina pe baza aplicării conceptului energiilor egale ( $E_{i,S} = E_{cap,D} + E_{cap,C}$ ) rezultând relația dedusă de autor:

$$\Delta_u = \frac{1}{2} \frac{\frac{F_{e,S}^2}{R_S} + \frac{F_{p,D}^2}{R_D} + \frac{F_{p,C}^2}{R_C}}{F_{u,S}} \quad (6.26)$$

Caracteristicile neliniare ale sistemului echivalent se pot deduce pe baza relațiilor *forța laterală-deplasare laterală* obținute prin analize statice neliniare. Drifturile obținute din analizele statice neliniare pot oferi expertului informații prețioase pentru a putea judeca acceptabilitatea structurii duale. Informații mai detaliate asupra răspunsului structural (adică formarea articulațiilor plastice, comportarea inelastică a diferitelor elemente structurale, etc.) pot fi obținute din analiza răspunsului static inelastic până la deplasarea maximă determinată pe baza relației (6.26).

Datorită simplității, verificarea energetică antiseismică a structurilor duale din beton armat, în asociere cu analize statice neliniare, este un procedeu foarte rapid care permite să se traga concluzii mai semnificative privind comportarea structurii duale în

timpul cutremurelor puternice decat atunci cand s-ar efectua analize dinamice neliniare asupra sistemului cu mai multe grade de libertate supus la un numar limitat de accelerograme diferite. De altfel, analizele comparative în domeniul elastic fisurat de comportare, între raspunsurile seismice evaluate analitic si cele determinate experimental, efectuate de autor asupra unor structuri din beton armat simetrice în plan si fara discontinuitati de rigiditate si mase pe verticala, au indicat ca numai caracteristicile globale de rigiditate ale cladirilor pot fi simulate rezonabil prin modelele analitice adoptate în prezent în programele de calcul (ANELISE, CASE, SAP-90), considerand si interactiunea teren-structura; caracteristicile locale ale raspunsului seismic (eforturile sectionale si deformatiile elementelor structurale precum si drifturile) nu pot fi simulate cu acuratete acceptabila (diferentele depasesc 200%) prin modelele analitice utilizate în prezent. In domeniul inelastic de comportare, autorul a constatat ca mecanismele care guverneaza raspunsul seismic sunt foarte complexe si nu pot fi simulate realist prin modelele analitice utilizate în prezent; numai analizele statice neliniare tri-dimensionale pot fi considerate în prezent procedurile analitice de baza în proiectarea antiseismica (obiectivul principal al proiectarii antiseismice este realizarea unor constructii cu caracteristici structurale favorabile si nu evaluarea raspunsului structural).

### **6.3 Metodologie generala de proiectare antiseismica a structurilor duale din beton armat considerand doua nivele pentru starile limita**

#### **6.3.1 Introducere**

Metodele curente de proiectare antiseismica (de exemplu metoda A conform normativului P.100-92) sunt bazate pe spectre de raspuns elastice. Spectrele de raspuns de proiectare sunt obtinute din spectrele elastice utilizand factori de reducere

( $\psi$ ) dependenti de sistemul structural, dar independenti de perioada fundamentala de vibratie. Autorul scoate în evidenta urmatoarele probleme conceptuale privitoare la aceasta abordare:

- (a) relatia dintre factorul de reducere,  $\psi$  si cerinta de ductilitate nu este constanta: pentru cerinte egale de ductilitate, factorul de reducere a rezistentei variaza cu perioada de vibratie elastica a sistemului;
- (b) datorita variatiilor mari ale suprazistentelor structurale, prescriptiile nationale prevad nivele contradictorii de protectie antiseismica;
- (c) cerintele si capacitatile reale de rezistenta si ductilitate nu sunt evidentiatae explicit (adica metoda este “*ascunsa*”);
- (d) nivelul de avariere datorat cutremurelor moderate nu este evidentiata explicit.

Obiectivul principal al cercetarilor efectuate de autor si prezentate în acest subcapitol este de a elabora o metoda de proiectare antiseismica care sa utilizeze ductilitatea capabila de sistem, de subsistem si de element si raspunsul structural inelastic (ca baza în proiectarea la stadiul limita ultim). La stabilirea ductilitatii capabile a elementelor structurale critice, este necesar sa se ia în considerare aportul elementelor la disiparea energiei histerice cu degradari minime, consecinta ruperii acestor elemente, limitele admisibile ale driftului pentru integritatea structurala si nestructurala, etc. Totodata mai este necesar sa se ia în considerare si dependenta dintre caracteristicile miscari seismice (intensitate, durata si continut de frecvente) si caracteristicile structurii (perioada de vibratie, sistem structural, rezistenta si rigiditate, mecanism de plastificare, conformare structurala, etc.); aceasta dependenta afecteaza marimea si numarul incursiunilor inelastice, care implicit provoaca avariile cumulate într-un element structural.

Pentru a se cristaliza conceptul “*cerinte mai mici decat capacitatile*” în proiectarea antiseismica, autorul dezvolta o procedura în care interdependenta dintre deformabilitate, ductilitate si factorul de ductilitate devine un parametru de proiectare de baza. Obiectivul principal al proiectarii antiseismice a structurilor duale din beton armat, este inzestrarea subsistemelor structurale componente si a sistemului structural

dual cu rezistente adecvate prin care sa se limiteze cerintele de ductilitate impuse elementelor structurale critice la valori mai mici decat ductilitatile capabile. Rezistenta si rigiditatea sistemului structural dual, precum si a subsistemelor structurale componente, trebuie sa fie suficient de mari pentru a se asigura si satisfacerea cerintelor starii limita a exploatarii normale. Este necesara stabilirea unei corespondente intre cerintele impuse de cele doua stari limita.

Metodologia generala de proiectare propusa de autor considera în mod explicit raspunsul structural inelastic, conducand la un nivel superior de protectie antiseismica, este mai transparenta si aduce date noi pentru imbunatatirea cunostintelor asupra raspunsului seismic.

### 6.3.2 Metodologia generala de proiectare antiseismica

Raspunsul lateral inelastic *incarcare-deplasare* multi-liniar al unui sistem structural dual precum si al subsistemelor structurale componente, supuse unei incarcari statice crescatoare monoton poate fi idealizat prin sisteme biliniare asa cum se arata în Fig. 6.3. Curba multi-liniara indica plastificarea conventionala a subsistemelor structurale componente în cadrul sistemului structural dual pana la dezvoltarea unui mecanism. Obiectivul principal al procedurii de proiectare propuse de autor este estimarea rezistentelor laterale cerute,  $F_{p,D}$  si  $F_{p,C}$  pentru subsistemele structurale componente, precum si  $F_{u,S}$  pentru sistemul structural dual, care sa limiteze cerintele de ductilitate globala de subsistem,  $\mu_D$  si  $\mu_C$ , si de sistem,  $\mu_S$ , la valori admisibile anticipate, prin care sa se limiteze cerintele de ductilitate locala de element,  $\mu_i$  la capacitatile corespunzatoare ale lor.

Evaluarea cerintelor de ductilitate impuse diferitelor elemente structurale corespunzatoare unor cerinte de ductilitate globala de subsistem si sistem anticipate, este deosebit de importanta; ea este puternic dependenta de succesiunea redistributiilor eforturilor sectionale în subsistemele structurale componente precum si în cadrul

sistemului structural dual, odata cu formarea articulatiilor plastice. Pentru estimarea relatiei dintre cerintele de ductilitate globale si locale este necesara o analiza statica neliniara *pas-cu-pas*. Mai realist, desi nefezabil pentru practica curenta de proiectare, aceste relatii ar trebui sa fie bazate pe raspunsul dinamic al structurii duale supuse cutremurelor puternice; cercetari viitoare sunt necesare în acest domeniu.

Informatii de baza asupra comportarii dinamice inelastice a structurilor reale sunt adesea obtinute din modelele simplificate cu un grad de libertate (SSGL). In abordarea generala propusa de autor modelul SSGL este definit prin perioada fundamentala de vibratie a structurii duale,  $T$ , si prin relatia idealizata *elasto-perfect plastica* a comportarii structurale asa cum se arata în Fig. 6.3. Reprezentarea structurii duale printr-un sistem SSGL simplu serveste urmatoarelor scopuri:

- (1) permite utilizarea datelor si informatiilor disponibile privitoare la sistemul SSGL;
- (2) simplifica procedura de proiectare prin separarea efectelor modurilor superioare de vibratie a sistemelor cu mai multe grade de libertate (SMMGL) de alti parametri; efectul modurilor superioare de vibratie este tratat mai tarziu;
- (3) permite corespondenta acestei proceduri cu cele deja implementate în prescriptiile nationale de proiectare antiseismica.

Autorul a constatat ca la evaluarea cerintelor de rezistenta si ductilitate pentru modele simplificate biliniare cu degradare de rigiditate, rezultatele nu sunt foarte sensibile la modelul histeretic utilizat. Insa, aceasta concluzie nu poate fi generalizata si pentru modelele cu degradare de rezistenta.

Procedura generala de proiectare antiseismica propusa de autor este etapizata dupa cum urmeaza:

- (A) Ductilitatea de deplasare capabila a subsistemului structural mai rigid (diafragme) este estimata mai intai pe baza valorii maxime a ductilitatilor de rotire capabile anticipate pentru elementele structurale critice. Pentru subsistemul structural mai flexibil (cadre), acest lucru poate fi realizat prin diferentierea severitatii masurilor constructive antiseismice pe mai multe niveluri de ductilitate în cadrul subsistemului structural respectiv pentru a se tine seama de diferentele care apar

intre cerintele de ductilitate de rotire impuse elementelor structurale care compun cele doua subsisteme structurale componente. Aceasta diferentiere vizeaza o distributie mai rationala a consumului de materiale în cadrul subsistemului structural mai flexibil si asigura un raport mai uniform între cerinte si capacitati în cadrul sistemului structural dual.

**(B)** Cunoscând factorii de ductilitate de deplasare de subsistem,  $\mu_D$  și  $\mu_C$ , pe baza relatiei, (6.25), autorul a dedus o relatie pentru factorul de ductilitate de deplasare de sistem,  $\mu_S$ , și anume:

$$\mu_S = \mu_C \mu_D \frac{R_S}{R_D \mu_C + R_C \mu_D} \quad (6.27)$$

**(C)** Cunoscând factorul de ductilitate de deplasare admisibil,  $\mu_S$ , determinat pe baza relatiei (6.27) precum și perioada fundamentala de vibratie,  $T$ , a structurii duale, factorul de reducere a rezistentei  $\Psi_r(\mu)$  (definit ca raportul dintre cerintele de rezistenta inelastice și elastice impuse unui sistem SSGL cu un factor de ductilitate admisibil  $\mu_S$ ) poate fi obținut dintr-o relatie  $\Psi_r - \mu_S - T$  dedusa de autor pentru sistemele biliniare SSGL și discutata mai tarziu.

**(D)** Cerintele inelastice de rezistenta pentru sistemul SSGL pot fi obtinute prin reducerea spectrului mediu (aplatizat) de raspuns seismic (adica spectrul de raspuns seismic standard de proiectare conform normativului P.100-92) cu factorul de reducere a rezistentei  $\Psi = \Psi_r(\mu, T)$ .

**(E)** Datorita contributiei modurilor superioare de vibratie și concentrării disipării energiei numai în unele elemente critice ale structurii duale, cerinta inelastica de rezistenta obtinuta din SSGL trebuie sa fie corectata printr-un factor de modificare dependent de sistem, pentru a se lua în considerare efectele modurilor superioare de vibratie ale SMMGL. În general, structurile duale proiectate pe baza acestei cerinte de rezistenta (utilizând și relatia (6.25)) vor suferi cerinte de ductilitate care nu vor depasi ductilitatile capabile ale elementelor structurale critice în timpul cutremurelor puternice.

(F) În final, deoarece practica curentă de proiectare utilizează domeniul elastic de comportare, pentru proiectarea rezistențelor și rigidităților elementelor structurale, este utilizată forța tăietoare de bază redusă,  $F_{p,s}$ , așa cum este denumită în Fig. 6.3, considerând o distribuție liniară (triunghiulară cu baza la varf) a forțelor laterale pe înălțimea structurii duale. Cerințele de rigiditate și rezistență corespunzătoare limitărilor drifturilor impuse de starea limită a exploatarei normale sunt judecate la acest stadiu în raport cu acelea impuse de starea limită ultimă. O analiză statică neliniară, cu încărcare monoton crescătoare, este necesară pentru a se verifica dacă rezistența globală a sistemului structural dual,  $F_{u,s}$ , este dată de suma rezistențelor globale ale celor două subsisteme structurale componente ( $F_{u,s} = F_{p,D} + F_{p,C}$ ). De asemenea, mai este necesar să se verifice dacă sistemul structural dual se poate deforma similar unui mecanism la nivelul rezistenței globale maxime a lui.

### 6.3.3 Relații între rezistență și factorul de ductilitate structural

Procedura următoare este bazată pe cunoștințele acumulate până în prezent de autor asupra relațiilor între cerințele de rezistență (raportate la cerințele elastice) și factorul de ductilitate de deplasare în condiții seismice. Aceste relații au fost deduse de autor pe baza unor studii statistice efectuate asupra a 6 mișcări seismice tipice pentru țara noastră (reprezentând componentele N-S și E-V ale cutremurelor Vrancea 1977, Vrancea 1986 și El Centro 1940) și utilizând ambele sisteme SSGL și SMMGL (reprezentând 20 structuri din beton armat duale și simple în cadre și în diafragme, discutate și analizate de autor în capitolele 3 și 5 ale tezei de doctorat).

Relațiile  $\psi_r - \mu_s - T$  permit estimarea cerințelor inelastice de rezistență pentru sistemele SSGL caracterizate prin perioada de vibrație elastică,  $T$ , și prin factorul de ductilitate de deplasare de sistem,  $\mu_s$ . Autorul a efectuat analize statistice în două etape asupra factorului de reducere a rezistenței  $\psi_r(\mu, T)$  obținut din analize dinamice neliniare efectuate, cu ajutorul programului de calcul automatizat ANELISE (I.P.C.T.),



asupra sistemelor biliniare SSGL cu perioade variind între  $T=0,2 \text{ sec.} \div 1,0 \text{ sec.}$  și factori de ductilitate  $\mu_s=1 \div 6$ . În prima etapă au fost efectuate analize și prelucrări statistice asupra relației  $\psi_r - \mu_s$  pentru perioade de vibrație constante,  $T$ , după cum se exemplifică în Fig. 6.4. După aceea, în etapa a doua a fost evaluat efectul perioadei de vibrație așa cum se exemplifică în Fig. 6.5. Figura 6.6 arată vederi în plan ale relațiilor  $\psi_r - \mu_s - T$ ; relațiile de bază stabilite de autor sunt:

$$\Psi_r(\mu_s = 2; T \leq 1,15 \text{ sec.}) = \frac{0,6914 + 0,2658T + 8,9541T^2}{1,0000 + 0,6198T + 18,5167T^2} \quad (6.28)$$

$$\Psi_r(\mu_s = 3; T \leq 1,15 \text{ sec.}) = \frac{1,0710 + 2,9567T + 0,4722T^2}{1,0000 + 12,8406T + 0,1563T^2} \quad (6.29)$$

$$\Psi_r(\mu_s = 4; T \leq 1,15 \text{ sec.}) = \frac{0,7823 + 0,7422T + 2,9893T^2}{1,000 + 5,504T + 12,517T^2} \quad (6.30)$$

$$\Psi_r(\mu_s = 5; T \leq 1,15 \text{ sec.}) = \frac{1,0597 + 1,1961T + 2,2488T^2}{1,0000 + 11,9461T + 11,2044T^2} \quad (6.31)$$

$$\Psi_r(\mu_s = 6; T \leq 1,15 \text{ sec.}) = \frac{1,9573 + 2,0508T + 0,7047T^2}{1,0000 + 31,3135T - 1,5347T^2} \quad (6.32)$$

$$\psi_r(\mu_s; T > 1,15 \text{ sec.}) = \psi_r(\mu_s; T = 1,15 \text{ sec.}) \quad (6.33)$$

Efectul participării modurilor superioare de vibrație, pentru sistemele regulate SMMGL, cu aceeași perioadă fundamentală de vibrație elastică, este prezentat în Fig. 6.7. Analize dinamice neliniare au fost efectuate de autor, cu ajutorul programului de calcul automatizat ANELISE, asupra a 20 structuri din beton armat simple în cadre și în diafragme și duale (discutate și analizate de autor în capitolele 3 și 5 ale tezei de

doctorat), cu înalțimi variind între 4 ÷ 10 etaje, supuse la 6 miscări seismice și pentru factori de ductilitate  $\mu_s = 1 \div 6$ . Rezistențele și rigiditățile relative de etaj pe înălțimea structurilor analizate, au fost proiectate pe baza forțelor tăietoare de etaj obținute din distribuția încărcării laterale statice echivalente conform normativului P.100-92. Obiectivul principal al analizelor a fost studierea cerințelor de ductilitate de deplasare precum și a cerințelor de moment de rasturnare de baza, pentru o structură proiectată pe baza unui moment de rasturnare de baza egal cu cel estimat pentru un sistem SSGL  $[M_b(SSGL)]$  având perioada de vibrație egală cu perioada fundamentală de vibrație a structurii și factorul de ductilitate de deplasare egal cu cel al structurii și fiind supus la aceleași miscări seismice.

Aceste rezultate au fost utilizate pentru estimarea momentului de rasturnare de baza cerut pentru sistemele SMMGL  $[M_b(SMMGL)]$  pentru a se limita cerințele de ductilitate de deplasare la valorile admisibile.

Figura 6.7 arată două exemple ale raportului dintre cerințele de moment de rasturnare de baza ale SMMGL și acelea ale SSGL pentru a se limita cerințele de ductilitate de deplasare în ambele sisteme la aceeași valoare admisibilă. Acest raport este utilizat pentru a se majora cerințele inelastice de rezistență estimate pentru SSGL.

### **6.3.4 Evaluări comparative în raport cu prescripțiile de proiectare actuale**

Rezultatele discutate în acest subcapitol pot fi utilizate pentru evaluarea aproximativă a cerințelor globale de ductilitate impuse clădirilor regulate proiectate în conformitate cu prevederile normativului P.100-92.

Utilizând procedura generală descrisă în acest subcapitol, spectrul de răspuns seismic standard de proiectare pe baza căruia se determină forța seismică de calcul conform normativului P.100-92, împreună cu relația  $\psi_r - \mu_s - T$  arată în Fig. 6.6 și datele tipului de modificări pentru SMMGL arătate în Fig. 6.7, pot fi utilizate pentru

estimarea cerintelor globale de rezistenta impuse cladirilor cu structuri regulate, corespunzatoare unui factor de ductilitate de deplasare specific admisibil sau tolerabil. Doua exemple semnificative pentru cerintele de rezistenta rezultate pentru mai multe tipuri de cladiri avand factori de ductilitate de deplasare admisibili de 2 si 4 sunt aratate în Fig. 6.8. Dupa cum se vede, în aceasta figura sunt estimate rezistentele reale ale cladirilor respective proiectate conform normativului P.100-92. Aceste rezistente sunt determinate considerand diferite surse de suprarezistenta, incluzand efectele incarcarilor gravitationale, cerintele de rigiditate minima si redistributiile inelastice ale eforturilor sectionale.

Figura 6.8 da o indicatie asupra dependentei cerintelor globale de ductilitate de perioada fundamentala de vibratie, în cazul cladirilor proiectate conform normativului P.100-92. Cea mai notabila este diferenta mare între cerintele de rezistenta impuse cladirilor cu perioade de vibratie scurte si lungi. De asemenea forta taietoare de baza de calcul prescrisa de normativul P.100-92 (curba cu linie continua din Fig. 6.8) da o imagine denaturata a rezistentei laterale a cladirilor incluzand suprarezistentele. Principalele surse ale acestor diferente sunt variatiile mari ale suprarezistentelor neconsiderate în prescriptiile de proiectare actuale. Aceasta observatie intareste argumentul ca proiectarea trebuie sa se bazeze pe o considerare explicita a cerintelor si capacitatilor de ductilitate, precum si pe o estimare a rezistentei cladirilor incluzand toate sursele importante de suprarezistenta.

## CAPITOLUL 7

### PROBLEME CRITICE IMPLICATE IN PROIECTAREA ANTISEISMICA A UNOR TIPURI DE SISTEME DE FUNDARE SPECIFICE STRUCTURILOR DUALE DIN BETON ARMAT

#### 7.1 Introducere

Analizele efectuate de autor, prin cercetari teoretice asupra unor tipuri de sisteme de fundare specifice structurilor duale din beton armat - reprezentand fundatii de suprafata directe si fundatii de adancime indirecte pe piloti, au scos in evidenta cateva probleme critice deosebit de complexe, pe care le ridica aceste tipuri de sisteme de fundare, atunci cand sunt supuse la actiuni seismice puternice. Aceste probleme critice necesita investigari sistematice pentru o intelegere mai amanuntita a comportarii seismice a acestor tipuri de sisteme de fundare si pentru dezvoltarea liniilor directoare pentru proiectarea antiseismica a lor. In acest capitol, autorul prezinta sintetic o scurta trecere in revista a unora dintre aceste probleme critice ale unor tipuri de sisteme de fundare directa si indirecta specifice structurilor duale din beton armat, efectuand si unele recomandari de rezolvare a acestora, avand in vedere nivelul actual al cunostintelor de proiectare antiseismica dobandite pana in prezent.

#### 7.2 Generalitati

Fundatia, ca element de constructie care face parte din structura de rezistenta a unei constructii, se comporta la actiunea sarcinilor aplicate la partea ei superioara si a reactiunilor terenului de fundare aplicate pe talpa (presiuni reactive), similar ca toate elementele de constructie. Fata de celelalte elemente de constructii, fundatiile prezinta particularitatea ca ele vin in contact cu terenul de fundare caracterizat printr-o deformabilitate mult mai mare decat fundatia si, de asemenea, printr-o rezistenta mult mai redusa; aceasta face ca, comportarea fundatiilor sa fie dominata de raportul celor

doua deformabilitati. Deci, la nivelul talpii fundatiei apare o discontinuitate de rigiditate si rezistenta care poate conduce, in cazul actiunilor seismice puternice, la concentrari de deformatii la acest nivel. In consecinta, caracteristicile nivelului talpii fundatiei pot dicta rigiditatea si rezistenta laterala precum si ductilitatea intregului sistem structural teren de fundare-fundatie-suprastructura. Din acest motiv, dimensiunile fundatiilor trebuie sa fie suficient de mari astfel incat, pe de o parte sa se asigure stabilitatea la rasturnare a sistemului structural, iar pe de alta parte rotirea bazei fundatiei sa nu depaseasca valoarea ei limita admisibila in cazul in care, in timpul raspunsului seismic, terenul de fundare se plastifica.

Urmatoarele considerente asupra aspectelor proiectarii si raspunsului seismic al sistemelor de fundare (in cadrul intregului sistem structural) vor fi indreptate in special asupra caracteristicilor nivelului talpii fundatiilor directe si indirecte. In consecinta, raspunsul seismic elastic si inelastic al sistemelor de fundare-in conditiile discontinuitatii structurale (de rigiditate si rezistenta) la nivelul talpii fundatiilor, va fi examinat in detaliu impreuna cu parametrii critici care pot afecta acest raspuns.

### **7.3 Tipuri de sisteme de fundare care pot suferi incursiuni in domeniul post-elastic de deformare**

Sub aspectul nivelului solicitarii in conditii seismice, sistemele de fundare se pot comporta numai in domeniul elastic sau pot suferi incursiuni in domeniul post-elastic de deformare.

In acest subcapitol sunt examinate unele probleme critice referitoare la principiile calculului si proiectarii unor tipuri de sisteme de fundare directa si indirecta in care o anumita cantitate de energie poate fi absorbita sau disipata prin plastificarea terenului de fundare-in cazul fundatiilor de suprafata directe s-au prin plastificarea din incovoiere a pilotilor-in cazul fundatiilor de adancime indirecte.

### 7.3.1 Fundatii de suprafata directe la care se urmareste aparitia deformarii post-elastice in terenul de fundare

In cazul sistemului deformabil fundatie directa-teren de fundare, sub actiunea eforturilor sectionale  $N$  si  $M$  transmise de suprastructura, baza fundatiei directe capata o rotire  $\theta_f$  (Fig. 7.1). Mentionand  $N$  constant si dand o crestere progresiva lui  $M$ , variatia presiunilor pe teren trece prin stadiile reprezentate schematizat in Fig. 7.1:

- (1) -  $N$  in interiorul samburelui central (compresiuni pe intreaga suprafata de rezemare pe teren);
- (2) -  $N$  iese din samburele central (aria activa se micsoreaza);
- (3) - idem, cu plastificarea partiala a terenului de fundare;
- (4) - stadiul ultim (aria activa concentrata spre marginea cea mai solicitata), terenul de fundare complet plastificat,  $\theta_f = \theta_u$ .

Diagrama  $M - \theta_f$  corespunzatoare este aratata de asemenea in Fig. 7.1.

O analiza detaliata a interactiunii fundatie directa-teren de fundare, pentru evidentierea contributiei deformatiilor terenului de sub fundatia directa la starea complexa de solicitare sub actiunea seismica, nu poate fi efectuata numai pe baza caracteristicilor mecanice si fizice ale terenului de sub fundatia directa; este necesar sa se mai defineasca natura actiunilor (eforturi unitare, deformatii specifice, etc.) la care este supus terenul de sub fundatia directa. Stabilirea eforturilor critice probabile implica incertitudini semnificative si poate fi descrisa numai in termeni probabilistici. Pentru aprecierea veridicitatii caracteristicilor mecanice si fizice ale terenului de sub fundatia directa, precum si a naturii actiunilor la care este supus terenul de sub fundatia directa si in special pentru evaluarea implicatiilor acestora in proiectarea antiseismica, este necesar sa se ia in considerare natura si gradul incertitudinilor respective. Pentru estimarea incertitudinilor este necesar sa se colecteze un numar suficient de mare de date experimentale obtinute in laboratoare sau in situ pentru a se putea efectua un studiu statistic al lor in vederea determinarii din acestea a domeniului de variatie real.

Numai in acest fel se pot efectua studii fundamentate stiintific in ceea ce priveste probabilitatea *ruperii* terenului de sub fundatia directa.

In cazul unei fundatii de suprafata directe, momentul de plastificare la nivelul bazei dreptunghiulare a acesteia,  $M_{pr}$ , se poate determina in mod simplificat pornind de la schema din Fig. 7.2.

Din ecuatia de proiectii:

$$N = a_f b_f p_p$$

rezultand

$$a_f = \frac{N}{b_f p_p}$$

cu care  $M_{pr}$  se determina din ecuatia de momente in raport cu centrul bazei dreptunghiulare a fundatiei directe:

$$M_{pr} = N \left( \frac{h_f}{2} - \frac{a_f}{2} \right) = N \left( \frac{h_f}{2} - \frac{N}{2 b_f p_p} \right)$$

In relatiile de mai inainte,  $p_p$  reprezinta presiunea de plastificare a terenului de sub fundatia directa (la care curba de compresibilitate a terenului intra in zona cresterii pronuntate a deformatiilor la cresteri mici ale presiunii) si care se poate lua aproximativ egala cu de 3 ori presiunea conventionala valabila pentru gruparea fundamentala de incarcari.

### 7.3.2 Fundatii de adancime indirecte la care se urmareste aparitia deformarii post-elastice in pilotii din beton armat

La proiectarea (dimensionarea si alcatuirea) pilotilor din beton armat ductili plastificarile din incovoiere sunt limitate in zonele plastice potentiale care pot dicta rezistenta capabila in timpul deformatiilor inelastice impuse de cutremurele puternice. Totodata, ruperile neductile la forta taietoare, distrugerea aderenței dintre beton si armatura, flambarea barelor de armatura comprimate, trebuie sa fie impiedicate sa apara astfel incat fiecare pilot din beton armat sa poata sa raspunda ductil in conditiile deformatiilor inelastice impuse de actiunea seismica.

La pilotii fundatiilor de adancime indirecte, care au de regula un raport  $l_a / d_c < 4$  ( $l_a$  fiind lungimea activa de sub talpa fundatiei, iar  $d_c$  fiind diametrul exterior al sectiunii transversale) si la care efectele fortei taietoare sunt dominante, nu se poate produce o disipare eficienta a energiei seismice asociata ductilitatii din incovoiere. Astfel, deformatiile din forfecare pot cauza strangulari semnificative ale buclelor de histerezis si prin urmare pot conduce la o micșorare a capacitatii de disipare a energiei. In plus, pentru pilotii cu lungime activa, de regula, scurta este mai dificil de realizat o ductilitate ridicata printr-un mecanism ductil de incovoiere cu forta axiala, asa incat este necesar sa li se reduca cerinta de ductilitate printr-o capacitate de rezistenta sporita si deci este necesar sa se adopte, pentru eforturile sectionale de calcul provenite din actiunile seismice de normativ, valori sporite. Acest aspect poate fi luat in considerare prin multiplicarea eforturilor sectionale din pilotii fundatiilor de adancime indirecte, rezultate din calculul la actiunea seismica, cu coeficienti supraunitari de tipul celor din tabelul 6.1, din normativul P100-92; este de subliniat ca aceasta majorare a eforturilor sectionale de calcul, deci sporire a rezistentei, numai reduce dar nu si elimina cerinta de ductilitate pentru pilotii din beton armat ai fundatiilor de adancime indirecte in conditiile raspunsului seismic. Prin urmare, pilotii respectivi, proiectati pe baza unor eforturi sectionale de calcul majorate, trebuie sa fie de asemenea si ductili si deci ei trebuie sa fie alcatuiti in consecinta.



Normativul P100-92 nu contine prevederi explicite privitoare la modalitatile de dimensionare si alcatuire a elementelor structurale din beton armat cu ductilitate limitata, proiectate pe baza unor eforturi sectionale rezultate din calculul la actiunea seismica sporite. Din acest motiv, prin multiplicarea eforturilor sectionale rezultate din calculul la actiunea seismica cu coeficientii supraunitari din tabelul 6.1 din normativul P100-92, in cazul elementelor structurale din beton armat cu ductilitate limitata, se poate mica volumul de avarii si pericolul prabusirii.

#### **7.4 Parametrii critici care pot afecta comportarea unor tipuri de sisteme de fundare care pot suferi incursiuni in domeniul post-elastic de deformare**

Este in general acceptat ca pentru structurile de constructii proiectate pe baza prevederilor prescriptiilor de proiectare antiseismica actuale (cu valori reduse ale fortelor seismice) absorbtia si disiparea energiei prin deformatii plastice este principala masura viabila prin care este asigurata supravietuirea structurilor respective supuse la deformari mari impuse de actiunea cutremurelor puternice. In cazul acestor structuri de constructii, trebuie sa fie definite inca din faza de proiectare, mecanismele de absorbtie si disipare a energiei, care trebuie, pe de o parte sa fie ductile, iar pe de alta parte sa nu conduca la degradari semnificative a rezistentei si rigiditatii. Pentru configuratiile curente de structuri de constructii utilizate in practica, mecanismele de absorbtie si disipare a energiei pot fi reprezentate, in general, de urmatoarele doua nivele critice si anume:

- (1)-Sistemul deformabil fundatie de suprafata directa-teren de fundare sau fundatie de adancime indirecta-piloti (dedesubtul bazei fundatiei directe sau indirecte);
- (2)-Suprastructura (deasupra fundatiei directe sau indirecte).

De fapt, în cazul acțiunii cutremurelor puternice, deformările elasto-plastice se concentrează, în general, la nivelele slabe, gradul de participare al acestora la absorbția și disiparea energiei putând fi controlat prin dimensionarea lor în consecință.

Pentru considerarea sistemelor deformabile fundație de suprafață directă-teren de fundare și fundație de adâncime indirectă-piloți, ca mecanisme de absorbție și respectiv disipare a energiei, sunt necesare încă cercetări sistematice pentru a se capăta o formă reglementabilă prin prescripții și aplicabilă în practică fără rezerve.

#### **7.4.1 Parametrii critici care pot afecta comportarea sistemului deformabil fundație de suprafață directă-teren de fundare**

Problema interacțiunii fundație de suprafață directă-teren de fundare este în prezent în atenția cercetătorilor de specialitate din întreaga lume, realizându-se în ultimii ani progrese remarcabile. În ciuda progresului înregistrat în domeniul cunoașterii comportării seismice a terenului de sub fundația directă, se semnalează însă o lipsă de acord privind unele probleme de bază. Unele dintre aceste probleme de bază sunt arătate în continuare:

1. Care sunt stările limită critice de exploatare și ultime ale terenului de sub fundația directă ?
2. Care este capacitatea de rezistență și deformare la rotire a unei fundații directe în regim de solicitare de tip seismic sau capacitatea de absorbție a energiei (ductilitatea) ?
3. Care este rotirea maximă (ductilitatea) a fundației directe care poate fi acceptată sau cerută ?
4. Cât de multe cicluri de alternanță complete de rotire a unei fundații directe pot fi acceptate sau cerute la diferite nivele de ductilitate ?

Aceste întrebări sunt datorate incertitudinilor asupra atât a caracteristicilor dinamice ale viitoarelor cutremure, cât și a răspunsului întregului sistem

suprastructura-fundatie directa-teren de fundare. Aceste incertitudini conduc la imposibilitatea efectuării cu precizie atât a simulării efectelor reale ale cutremurelor asupra elementelor structurale inclusiv terenul de sub fundatia directa (adica istoriile reale de incarcare si deformare la care sunt supuse elementele structurale si terenul de sub fundatia directa) cat si a estimării nivelului cerintelor de deformare inelastica (ductilitate) care poate sa apara in urma actiunii seismice.

Pana in prezent, in contextul cunostintelor actuale in acest domeniu, nu s-au putut da inca raspunsuri adecvate la intrebarile mentionate mai inainte datorita numarului insuficient de date experimentale si numerice. In consecinta, considerarea sistemului deformabil fundatie de suprafata directa-teren defundare ca mecanism de absorbtie a energiei prin deformatii plastice trebuie privita inca cu rezerve, acest aspect implicand incertitudini nu numai in calculele de tip mai complex, ci chiar in calculele simplificate de nivel curent; totusi, in unele cazuri se poate admite ca sistemul deformabil fundatie de suprafata directa-teren de fundare sa reprezinte un mecanism de absorbtie a energiei prin deformatii plastice limitate ale terenului de sub fundatia directa.

#### **7.4.2 Parametrii critici care pot afecta comportarea sistemului deformabil fundatie de adancime indirecta-piloti din beton armat**

Considerarea sistemului deformabil fundatie de adancime indirecta-piloti din beton armat ca mecanism de disipare a energiei implica, pe de o parte inzeestrarea zonelor plastice potientiale ale pilotilor cu ductilitate de incovoiere corespunzatoare, iar pe de alta parte evitarea aparitiei unor ruperi casante care sa impiedice exploatarea rezervelor de deformare plastica a sistemului de piloti in timpul actiunii seismice. Pentru aceasta este necesara limitarea superioara a efortului axial relativ,  $n_0 = N/A_b R_c$ , astfel incat sectiunea de beton armat comprimata excentric a tuturor pilotilor sa posede

capacitate de deformare in domeniul plastic adica sa se situeze in domeniul compresiunii excentrice cu excentricitate mare ( $n_o < n_{ob}$ ).

#### **7.4.2.1 Efectul indirect, datorat fortelor seismice orizontale, asupra fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale pe piloti din beton armat**

In cazul sistemului de piloti al unei fundatii de adancime indirecte - radier general, forta axiala,  $N$ , este influentata de incarcările seismice orizontale prin efectul indirect care poate induce forte axiale de compresiune si intindere semnificative in piloti. La stadiul limita ultim al acestui tip de sistem de fundare, fortele axiale din piloti - datorate efectului indirect al incarcărilor seismice orizontale pot deveni atat de mari incat rigiditatea pilotilor decomprimati sau intinsi poate deveni o fractiune mica din rigiditatea pilotilor comprimati, putand avea loc astfel un transfer semnificativ de moment incovoietor si forta taietoare de la pilotii decomprimati sau intinsi la cei comprimati. Totodata, fortele axiale mari care se pot dezvolta in piloti la stadiul limita ultim pot depasi compresiunea maxima admisibila ( $N > N_b$ ) si intinderea maxima tolerabila din pilotii comprimati sau respectiv intinsi. In consecinta, efectul indirect al incarcărilor seismice orizontale poate conduce la o comportare neadecvata. a acestui tip de sistem de fundare in stadiul limita ultim. Rezulta deci ca problema efectului indirect al fortelor seismice orizontale asupra comportării sistemului de piloti al unei fundatii de adancime indirecte - radier general, in special la stadiul limita ultim trebuie sa fie urgent elucidata; in orice caz, aceasta problema critica conduce la necesitatea ca verificarea comportării la stadiul limita ultim, sa fie obligatorie pentru fundatiile de adancime indirecte - radiere generale pe piloti din beton armat si in consecinta sa fie implementata in prescriptii.

#### **7.4.2.2 Efectul torsiunii generale, datorat fortelor seismice orizontale, asupra fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale pe piloti din beton armat**

In general, configuratiile curente utilizate in practica pentru structurile de constructii proiectate pe baza prevederilor normativului P.100-92, realizeaza o distributie adecvata a volumelor, maselor si rigiditatilor, fara disimetrii pronuntate astfel incat sa se limiteze efectele defavorabile de torsiune generala sub actiunea seismica. O problema critica a acestui aspect este efectul indirect datorat incarcarilor seismice orizontale care poate conduce la modificarea continua a rigiditatii si rezistentei relative a pilotilor fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale in timpul miscarilor seismice puternice biaxiale, care poate imprima o instabilitate torsionala a sistemului structural, provocand in consecinta deformari biaxiale elasto-plastice. Astfel, la nivelul bazei fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale, se poate crea o excentricitate a centrului maselor in raport cu centrul de rigiditate, care poate conduce la initieri inegale ale plastificarii pilotilor din beton armat, in timpul actiunii seismice, marind in consecinta excentricitatea respectiva, care la randul ei poate conduce la cerinte de ductilitate mai mari decat cele anticipate initial pentru pilotii maxim departati de centrul de rigiditate real.

#### **7.5 Aprecieri privind calculul in domeniul elastic al unor tipuri de sisteme de fundare**

Pentru efectuarea analizelor statice si/sau dinamice in domeniul elastic, evaluarea caracteristicilor de rigiditate ale elementelor structurale de baza din beton armat, trebuie sa se bazeze pe considerarea efectelor fisurarii precum si a deformatiilor din forfecare. Totodata trebuie luate in considerare si deformatiile sistemului de fundare. Aceasta conduce, de regula, la rezultate acceptabile in cazul determinarii

fortelor seismice de calcul, a perioadei de vibratie, precum si a deformatiilor elastice datorate actiunii cutremurului de calcul.

### **7.5.1   Aprecierea caracteristicilor fizico-geometrice ale unor tipuri de sisteme de fundare**

Considerarea in calcul a rotirii unei fundatii de suprafata directe se poate face pe baza rigiditatii la rotire a terenului de fundare,  $K_{\varphi} = C_{\varphi} \times I_f$  conform prevederilor din ANEXA B din normativul P.100-92.

Pentru pilotii din beton armat ai fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale rigiditatile trebuie sa fie estimate considerand domeniul elastic fisurat; caracteristicile sectionale ale acestora se pot considera concentrate pe axa longitudinala a lor care trece prin centrul de greutate al sectiunii transversale brute (nefisurate). Se poate considera ca atat radierul-care realizeaza nivelul superior de incastrare cat si terenul rezistent-care realizeaza nivelul inferior de incastrare, sunt perfect rigide in planul lor, uniformizand in consecinta deformatiile laterale ale capetelor pilotilor in timpul deformarii laterale a ansamblului structural. Neglijandu-se deci deformatiile radierului si ale terenului rezistent de sub lungimea activa a pilotilor (in planul lor si perpendicular pe planul lor), modelul de calcul poate fi redus la un set de bare verticale liniare dublu incastrate la capete si avand aceleasi deformari laterale ale capetelor respective (superioare si inferioare).

### **7.5.2   Analiza sectiunilor transversale ale pilotilor fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale**

Datorita efectului indirect al incarcarilor seismice orizontale, fortele axiale din pilotii fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale variaza continuu in timpul

raspunsului seismic putand fi succesiv intinderi si compresiuni pentru pilotii marginali si compresiune variabila pentru pilotii centrali. Aceasta aduce anumite dificultati sub aspect practic in faza de predimensionare a pilotilor, cand calculul static nu este inca efectuat si deci nu se cunosc valorile fortelor axiale rezultate din efectul indirect al incarcarilor seismice orizontale. De aceea, predimensionarea sectiunilor pilotilor centrali se poate face pe baza considerarii efortului axial limitat (conform STAS 10107/0-92) considerand numai efectul incarcarilor gravitationale; pentru pilotii marginali, care sunt cei mai afectati de efectul indirect al incarcarilor (seismice) orizontale, acest efect poate fi acoperit prin adoptarea unor valori mai mici pentru efortul axial limita (admisibil). Ca instrumente ajutatoare pentru analize se pot folosi diagramele de interactiune forta axiala-moment incovoietor; este indicat sa se determine pentru analize si pozitiile axei neutre pentru diferite combinatii de valori ale momentelor incovoietoare si fortelor axiale, deoarece acestea dau direct indicatii asupra ductilitatilor de curbura necesare la predimensionare.

## **7.6 Precieri privind verificarea comportarii la stadiul limita ultim a unor tipuri de sisteme de fundare**

La proiectarea structurii de rezistenta a unei constructii, in cadrul procesului de dimensionare si alcatuire, trebuie sa fie anticipate mecanismele de absorbtie si/sau disipare a energiei; elementele structurale de baza ale mecanismelor respective, deci cele in care se prelimina efectiv aparitia plastificarilor sub actiunea cutremurelor puternice, trebuie sa fie inzestrate cu ductilitate suficienta, in timp ce restul elementelor structurale trebuie sa fie inzestrate cu rezistenta si rigiditate suficiente pentru a se putea asigura formarea si dezvoltarea mecanismelor de plastificare alese initial.

In cazul alegerii nivelului de sub o fundatie de suprafata directa ca mecanism de absorbtie a energiei, trebuie sa se asigure dezvoltarea plastificarilor in terenul de sub fundatia directa si in consecinta trebuie sa fie asigurata stabilitatea la rasturnare a

construcției la stadiul limita ultim-considerat la atingerea momentului încovoietor de plastificare a terenului de sub fundația directă. Pentru o absorbție eficientă a energiei la nivelul de sub o fundație de suprafață directă este necesar ca momentul încovoietor de stabilitate să fie cu 30% ÷ 50% mai mare decât momentul încovoietor de plastificare a terenului de sub fundația directă.

În cazul alegerii nivelului de sub o fundație de adâncime indirectă pe piloți din beton armat ca mecanism de disipare a energiei, problema critică de bază este modelarea pentru calcul a pilonilor-stâlpi scurți din beton armat, astfel încât răspunsul seismic maxim neliniar să fie simulat cât mai realist. În special, problema efectului indirect al forțelor seismice orizontale necesită o rezolvare adecvată în vederea simulării realiste a redistribuțiilor de eforturi sectionale în timpul răspunsului inelastice. În consecință este necesar să se elaboreze un model matematic cât mai realist pentru piloții-stâlpi scurți încovoiați antisimetric și comprimați sau întinși, prin care să se poată deduce redistribuțiile de eforturi sectionale între piloții întinși sau decompresionați și cei comprimați. Totodată, în ceea ce privește baza de prevederi normative sunt necesare cercetări pentru stabilirea liniilor directoare pentru predimensionarea inițială și pentru proiectarea finală a pilonilor-stâlpi scurți ai fundațiilor de adâncime indirecte - radiere generale; în acest sens, evaluarea efectului indirect al încărcărilor seismice orizontale rămâne încă o problemă nerezolvată. În ceea ce privește proiectarea finală, sunt necesare cercetări pentru stabilirea liniilor directoare privind această problemă. În acest sens, problema satisfacerii criteriilor compresiunii maxime admisibile și întinderii maxime tolerabile din piloții unei fundații de adâncime indirecte - radier general, precum și problema moderării transferului de moment încovoietor și forța tăietoare de la piloții întinși sau decompresionați la cei comprimați-la stadiul limita ultim, necesită o rezolvare adecvată pentru proiectarea finală.



## **7.7 Precieri privind proiectarea sistemului de piloti ai fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale**

Pentru proiectarea sistemului de piloti-stalpi scurti din beton armat ai fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale, s-au facut unele referiri in subcapitolele anterioare. Trebuie subliniat faptul ca proiectarea stalpilor (pilotilor) scurti comprimati si/sau intinsi guvernati de forte taietoare importante este tratata sumar in aproape toate prescriptiile de proiectare nationale. Aceasta se datoreaza faptului ca exista inca multe probleme, referitoare la performanta comportarii histeretice a stalpilor scurti din beton armat, care nu au putut fi depasite prin datele experimentale actuale existente pe plan mondial. Totusi, se remarca pe plan mondial unele realizari in intelegerea comportarii histeretice a stalpilor scurti din beton armat. Din aceste realizari se pot desprinde unele prevederi legate de dimensionare si armare prin care se poate asigura inzeestrarea stalpilor scurti din beton armat cu suficienta capacitate de deformare si disipare a energiei in conditiile unei comportari histeretice stabile. Aceste prevederi se refera in special la: (1) dezvoltarea numai a mecanismelor de plastificare din incovoiere si (2) inzeestrarea sectiunilor zonelor plastice potentiale cu o ductilitate de curbura considerata minima necesara. In continuare autorul prezinta o extindere a acestor prevederi pentru cazul pilotilor-stalpi scurti din beton armat ai fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale.

### **7.7.1 Prevederi prin care se urmareste dezvoltarea numai a mecanismelor de plastificare din incovoiere**

Pentru impiedicarea aparitiei ruperilor casante premature datorate fortei taietoare este necesar ca rezistenta la forta taietoare a pilotilor sa fie egala sau mai mare decat forta taietoare de calcul corespunzatoare plastificarii simultane la ambele capete ale acestora. In vederea satisfacerii acestei conditii este necesar sa se cunoasca

mai intai rezistenta la moment incovoietor si la forta taietoare a pilotilor fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale. In continuare autorul face aprecieri asupra acestora.

### 7.7.1.1 Rezistenta la moment incovoietor

Estimarea capacitatii de rezistenta la moment incovoietor si a fortelor axiale corespunzatoare pentru pilotii unei fundatii de adancime indirecte - radier general este destul de dificila datorita efectului indirect al fortelor seismice horizontale. Fortele axiale excesive atat de compresiune cat si de intindere din piloti reduc ductilitatea de curbura disponibila sau respectiv utilizabila si in asociere cu problemele de instabilitate si torsiune- care se accentueaza dupa articularea la ambele capete a pilotilor, poate reduce sensibil capacitatea de preluare a incarcarilor horizontale si gravitationale a sistemului de piloti. In aceste conditii asigurarea unui grad rezonabil de siguranta este foarte dificila datorita incertitudinilor legate de actiunea efectului indirect al incarcarilor seismice horizontale.

In proiectarea antiseismica a sistemului de piloti din beton armat al unei fundatii de adancime indirecte - radier general, este foarte important sa se determine cat mai exact fortele axiale probabile induse de cutremur in piloti. Aceste forte axiale sunt critice mai ales pentru pilotii marginali. Cand proiectarea se face pe baza analizelor statice elastice la fortele seismice conventionale de cod, atunci fortele axiale corespunzatoare rezulta in consecinta. Insa aceste forte axiale sunt reprezentative numai pentru domeniul elastic al raspunsului structural si deci ele nu reprezinta fortele axiale reale din piloti care se pot dezvolta la stadiul limita ultim. In plus, fortele axiale din piloti mai sunt afectate si de componentele verticale ale acceleratiilor miscarii seismice; actiunea tri-directionala a miscarii seismice conduce la cazul compresiunii excentrice oblice complicand si mai mult analizele. Capacitatea de rezistenta la moment incovoietor,  $M_{cap}$ , se poate determina utilizand diagrame de interactiune forta

axiala-moment incovoietor, iar forta taietoare de calcul corespunzatoare mecanismului de plastificare al unui pilot din beton armat rezulta in consecinta,  $Q^c = 2 M_{cap.} / l_a$ , ( $l_a$  fiind lungimea activa a pilotului).

### 7.7.1.2 Rezistenta la forta taietoare

Baza evaluarii rezistentei la forta taietoare a unui pilot-stalp scurt din beton armat, este considerentul sumarii contributiei betonului,  $Q_b$ , a armaturii transversale (etrierilor),  $Q_c$ , precum si a contributiei fortei axiale,  $Q_N$ .

Pentru evaluarea rezistentei la forta taietoare a stalpilor scurți din beton armat, cercetarile efectuate in laboratoarele de incercari japoneze si americane, au condus la niste ecuatii empirice dependente de raportul  $l/h$ , de aria sectiunii transversale a stalpilor, de rezistenta betonului, de forta axiala de compresiune, precum si de cantitatea de armatura transversala si longitudinala. Aceste ecuatii empirice (mai ales cele deduse de cercetatorii japonezi) sunt destul de complicate si in consecinta sunt greu aplicabile in practica curenta de proiectare. Datorita numarului limitat de date experimentale pe baza carora au fost deduse aceste relatii empirice, este necesar sa se efectueze in toate cazurile verificarea uzuala (P.100-92):

$$A_b \geq \frac{Q^c}{2 R_t}$$

Investigarile trebuie sa fie extinse si in domeniul stalpilor scurți supusi si la forte axiale de intindere (pilotii fundatiilor de adancime indirecte - radiere generale sunt supusi succesiv la intindere si compresiune prin efectul indirect al fortelor seismice horizontale).

### 7.7.1.3 Prevederi prin care se urmareste inzeestrarea zonelor plastice potientiale cu o ductilitate de curbura adecvata

Rezultatele cercetarilor experimentale efectuate pe plan mondial asupra stalpilor scurti din beton armat indica faptul ca stratul de acoperire de beton se distruge aproape intotdeauna la deformatii plastice mari similare cu cele impuse de cutremurele puternice. In consecinta, samburele de beton cuprins in interiorul etrierului perimetral trebuie sa preia intreaga incarcare axiala si forta taietoare. Din acest motiv, armatura transversala din stalpii scurti din beton armat trebuie sa joace si rol de armatura de confinare si sa fie in cantitate suficienta astfel incat, pe de o parte sa conserve capacitatea portanta la compresiune centrica dupa zdrobirea acoperirii de beton, iar pe de alta parte sa asigure o ductilitate de curbura la compresiune excentrica care sa satisfaca cerintele seismice. Referitor la aceasta, binecunoscuta relatie stabileste procentele minime ale armaturii transversale de confinare:

$$p_c = 30 \frac{R_c}{R_a} \left( \frac{A_b}{A_c} - 1 \right) \geq 12 \frac{R_c}{R_a}$$

in care:

$A_b$  - este aria sectiunii stalpului;

$A_c$  - este aria sectiunii samburelui de beton cuprins in interiorul etrierului perimetral;

$$p_c = \frac{A_{ctr.}}{a_e b_s} \times 100;$$

$R_a, R_c$  - sunt rezistentele de calcul ale etrierilor si respectiv betonului.

Relatia de mai inainte trebuie sa fie verificata in acelasi timp si prin confruntarea dintre ductilitatea de curbura ceruta si cea disponibila.

Determinarea ductilitatii de curbura disponibila se poate face printr-o analiza neliniara la nivel de sectiune bazata pe considerarea efectului de confinare al armaturii transversale asupra curbei  $\sigma-\epsilon$  a betonului.

Determinarea cerintei de ductilitate de curbura pentru pilotii unei fundatii de adancime indirecte - radier general se poate face printr-o analiza simplificata considerand ca dupa initierea plastificarii deplasarea laterala este datorata rotirilor articulatiilor plastice de la capetele pilotilor. Deplasarea laterala la initierea plastificarii,  $\Delta_p$ , se poate determina considerand comportarea sistemului de piloti dupa dezvoltarea fisurarii la nivelul de incarcare corespunzator initierii curgerii in armatura longitudinala maxim intinsa.

Pentru definirea lui  $\Delta_p$  corespunzatoare unui pilot din beton armat incovoiat antisimetric, este necesar sa se considere contributia deformatiilor implicate si anume: deformatia din incovoiere,  $\Delta_{pM}$ , si deformatia din forfecare,  $\Delta_{pQ}$ .

Deformatia din incovoiere: este, de regula, dominanta fiind cea considerata in proiectarea elementelor incovoiate. In consecinta, deplasarea laterala din incovoiere a unui pilot din beton armat incovoiat antisimetric este:

$$\Delta_M = \frac{Q l_a^3}{12 E I} = \frac{M l_a^2}{6 E I}$$

unde  $M$  = momentul incovoietor de la capete,  $l_a$  = lungimea activa a pilotului,  $E I$  = rigiditatea sectionala la incovoiere. Cand plastificarea este initiata la capetele pilotului,  $\Delta_M = \Delta_{pM}$  si  $M = M_p$ , unde  $M_p$  = momentul incovoietor de initiere a plastificarii. Curbura la initierea plastificarii fiind  $\varphi_p = M_p / E I$  rezulta:

$$\Delta_{pM} = \frac{\varphi_p l_a^2}{6}$$

Deformatia din forfecare: este, de regula, neglijabila la elementele flexibile, dar poate fi semnificativa in cazul pilotilor-stalpi scurți din beton armat; deplasarea laterala din forfecare a unui pilot din beton armat incovoiat antisimetric este:

$$\Delta_Q = 2 \frac{k M}{G_b A_b}$$

unde  $M$  = momentul incovoietor de la capete,  $G_b A_b$  = rigiditatea sectionala la forfecare.

Este cunoscut faptul ca, la elementele din beton armat in care se dezvoltă fisuri inclinate datorate eforturilor unitare de forfecare, contributia relativa a deformatiilor din forfecare este mult mai mare decat indica ecuatia de mai inainte; dupa dezvoltarea fisurilor inclinate se formeaza un mecanism de grinda cu zabrele in care armarea transversala (etrierii) contribuie semnificativ la preluarea eforturilor unitare si deformatiilor specifice de forfecare.

Estimarea deformatiilor din forfecare, in cazul unui pilot din beton armat dublu incastrat la capete (incovoiat antisimetric), este complicata intrucat fortele taietoare si momentele incovoietoare dintr-un pilot real pot avea o variatie necontrolabila in timpul raspunsului seismic. De altfel, in zonele de la capetele pilotilor se dezvoltă fisuri normale si inclinate care conduc la cresterea deformatiilor din forfecare in aceste zone fisurate. Luand in considerare aceste aspecte, se poate accepta ca, contributia deformatiilor din forfecare in lungul unui pilot din beton armat dublu incastrat la capete, se poate estima cu ecuatia de mai inainte substituind  $G_b = 0,4 E_b$ ,  $k = 1,2$  si considerand numai 30% din aria sectiunii transversale; astfel:

$$\Delta_Q = 2 \frac{1,2 M}{0,4 E_b \cdot 0,3 A_b} = \frac{20 M}{E_b A_b}$$

Cand plastificarea este initiata la capetele pilotului,  $\Delta_Q = \Delta_{pQ}$  si  $M = M_p$ , unde  $M_p$  = momentul incovoietor de initiere a plastificarii.

Combinarea deformatiilor: deplasarea laterala la initierea plastificarii, a unui pilot-stalp scurt din beton armat dublu incastrat la capete, datorata incovoierii si forfecarii este  $\Delta_p = \Delta_{pM} + \Delta_{pQ}$ , deci:

$$\Delta_p = \frac{\varphi_p l_a^2}{6} + \frac{20 M_p}{E_b A_b}$$

Dupa initierea plastificarii, urmatoarea deplasare laterala se produce in conditiile mecanismului de plastificare aratat in Fig. 7.3, in care sunt aratate numai deformatiile plastice. Distributia curburilor intr-un pilot, la stadiul limita ultim, este aratata in Fig. 7.4.

In general, rotirea plastica limita admisibila, in articulatiile plastice ale unui pilot din beton armat, este  $\theta_p = (\varphi_u - \varphi_p)l_p$ ,  $\varphi_u$  si  $\varphi_p$  fiind curburile ultime si respectiv de plastificare din sectiunile critice de la capetele pilotului, iar  $l_p$  fiind lungimea echivalenta a articulatiilor plastice. Deplasarea laterala,  $\Delta_u$ , la partea superioara a sistemului de piloti relativa fata de partea inferioara, cand in piloti este atinsa curbura ultima (mecanismul din Fig. 7.3) este:

$$\Delta_u = \Delta_p + \theta_p \left[ l_a - 0,5(l_p + l_p') \right]$$

Prin urmare, factorul de ductilitate de deplasare laterala este dat de ecuatie:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} = 1 + \frac{\theta_p}{\Delta_p} \left[ l_a - 0,5(l_p + l_p') \right]$$

unde,  $\Delta_p$ , este deplasarea laterală la inițierea plastificării. Din relația de mai înainte se deduce ușor cerința de ductilitate de curbura  $\mu_\varphi$  din secțiunile critice de la capetele pilotului asociată unui anumit factor de ductilitate de deplasare laterală  $\mu_\Delta$  dat și anume:

$$\mu_\varphi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{\frac{l_a}{h_0} - 0,7} \times \frac{\Delta_p}{0,7 \varphi_p h_0^2}$$

unde s-a considerat ca  $l_p = 0,7 h_0$ .

Trebuie făcută și o restricție asupra întinderii maxime care poate apărea în pilotii întinși la stadiul limită ultim. Astfel, limitând întinderea la zero sau ca o limită superioară, la 10 procente din capacitatea de rezistență la întindere centrică a pilotilor întinși, poate fi o alternativă de proiectare acceptabilă prin care se poate modera transferul de moment încovoietor și forța tăietoare de la pilotii întinși la cei comprimați, asigurându-se astfel o capacitate de deformare mare fără ruperi premature la forța tăietoare.



## CAPITOLUL 8

### PROBLEME REZOLVATE DE AUTOR ÎN CADRUL TEZEI DE DOCTORAT

Teza de doctorat reprezintă rezultatul activității științifice a autorului, care timp de 25 de ani a efectuat studii teoretice și cercetări parametrice teoretice și experimentale, în vederea înțelegerii comportării la acțiunea încărcărilor statice și pseudo-dinamice de tip seismic, a elementelor și structurilor din beton armat; astfel, autorul a efectuat studii teoretice și cercetări experimentale, a elaborat referate de sinteză și tratate, prin care a căutat să creeze o bază serioasă, fundamentată științific, pe care a îmbogățit-o continuu și a folosit-o pentru îmbunătățirea în special a proiectării-expertizării-verificării antiseismice a multor categorii de structuri din beton armat. Cu toate că o parte din rezultatele experimentale și teoretice obținute de autor nu au putut fi implementate în prescripții și/sau în practică, deoarece au existat și mai există încă multe probleme care nu au putut fi depășite încă prin datele experimentale și teoretice existente nici pe plan mondial, autorul a căutat să înregistreze totuși unele progrese destul de importante în cadrul acțiunilor pentru îmbunătățirea metodelor existente de proiectare antiseismică precum și pentru elaborarea unor metode noi și mai realiste de proiectare-verificare antiseismică a structurilor din beton armat în general și a celor duale în particular. Unele dintre aceste progrese mai importante, realizate de autor și incluse în teza de doctorat, sunt prezentate în continuare:

1. Discutarea și analizarea filozofiei actuale a proiectării antiseismice și evaluarea factorilor care trebuie să fie considerați în aplicarea acestei filozofii;
2. Prezentarea și analizarea diferențelor și interdependențelor conceptelor de deformabilitate, ductilitate și factor de ductilitate și evaluarea importanței utilizării adecvate a acestor concepte în proiectarea-expertizarea-verificarea antiseismică a structurilor duale din beton armat;

3. Identificarea și prezentarea cercetărilor necesare pentru îmbunătățirea metodelor existente de proiectare antisismică și elaborarea unor metode noi și mai realiste de proiectare-expertizare-verificare antisismică;
4. Analizarea calitativă a prevederilor unor prescripții naționale de proiectare antisismică (UBC-73÷91 și P.100-81÷92) prin evaluarea performanței răspunsului seismic al clădirilor proiectate în conformitate cu prevederile prescripțiilor respective;
5. Analizarea calitativă a acuratetei calculului teoretic prin compararea răspunsurilor seismice evaluate analitic cu răspunsurile seismice determinate experimental, ale clădirilor proiectate în conformitate cu prevederile unor prescripții naționale de proiectare antisismică (UBC-73÷91 și P.100-81÷92);
6. Stabilirea și analizarea criteriilor principale de proiectare pentru structurile duale din beton armat;
7. Elaborarea unei metodologii generale de determinare a raportului optim de rigiditate și rezistență dintre riglele de cuplare și montanți precum și dintre grinzi și stâlpi;
8. Obținerea de date asupra forțelor seismice generate în timpul răspunsurilor seismice elastice ale structurilor duale din beton armat, necesare pentru o mai bună cunoaștere a limitelor superioare ale cerințelor seismice impuse diaframelor și cadrelor. Astfel, au fost obținute, pe de o parte, date asupra mărimii și distribuției eforturilor sectionale impuse asupra diaframelor și cadrelor, iar pe de altă parte au fost obținute informații prețioase asupra efectelor de interacțiune dintre diafragme și cadre care apar în timpul răspunsurilor seismice elastice;
9. Estimarea cerințelor seismice inelastice impuse subsistemelor structurale componente și sistemului structural dual în timpul răspunsului seismic elasto-plastic; obținerea de date prețioase asupra efectelor de interacțiune dintre diafragme și cadre asupra acestor cerințe; determinarea distribuției eforturilor sectionale din montanți/diafragme și stâlpi-ca o bază în determinarea coeficienților de amplificare dinamică, etc;

10. Elaborarea unei metode generale de evaluare a eforturilor sectionale maxime posibile din montanti/diafragme și stâlpi care pot apărea în timpul răspunsului seismic, considerând comportarea dinamică inelastică a structurilor duale din beton armat pe baza coeficienților de amplificare dinamică;
11. Determinarea unor diagrame înfășurătoare de calcul empirice pentru forțele tăietoare și momentele încovoietoare în lungul montanților/diaframelor;
12. Estimarea efectului rotirii fundațiilor diaframelor în procesul proiectării antiseismice a structurilor duale din beton armat;
13. Elaborarea unui procedeu de verificare energetică antiseismică a structurilor duale din beton armat prin care se poate exprima interdependența dintre rezistența, rigiditatea și factorul de ductilitate în condițiile satisfacerii bilanțului energetic;
14. Elaborarea unei abordări a proiectării antiseismice considerând două nivele pentru stările limită. Astfel, starea limită ultimă este controlată prin prevederea unui nivel de rezistență care să limiteze cerințele de ductilitate din elementele structurale critice la ductilitățile capabile ale lor. Totodată, cerințele inelastice de rezistență impuse sistemelor cu un singur grad de libertate, obținute din spectrul de răspuns seismic de proiectare utilizând factori de reducere,  $\psi$ , care depind atât de factorul de ductilitate structural cât și de perioada de vibrație a structurii, sunt analizate în raport cu cerințele inelastice de rezistență impuse la baza sistemelor cu mai multe grade de libertate. De asemenea, starea limită a exploatarei normale corespunzătoare cutremurelor moderate este considerată prin impunerea unor limite inferioare pentru rezistența și rigiditatea elementelor structurale în vederea moderării avariilor structurale și nestructurale. În acest sens sunt necesare în continuare studii în vederea stabilirii unei corespondențe între cerințele seismice inelastice corespunzătoare stării limită ultime și cerințele seismice elastice corespunzătoare stării limită a exploatarei normale;
15. Elaborarea unei metode mai realiste pentru estimarea factorului de reducere,  $\psi$ , dependent de factorul de ductilitate structural, precum și de perioada de vibrație a structurii;

16. Analizarea unora dintre problemele critice implicate în proiectarea antiseismică a unor tipuri de sisteme de fundare specifice structurilor duale din beton armat și efectuarea de recomandări pentru rezolvarea acestora;

17. Prin teza de doctorat, autorul aduce noi informații asupra răspunsului seismic al structurilor din beton armat în general și al celor duale în particular; din acest punct de vedere teza de doctorat poate fi considerată și ca o bază de date noi.

Rezultate detaliate, precum și progresele care vor fi înregistrate în urma continuării cercetărilor analitice completate cu cercetări experimentale, vor fi prezentate de autor în alte lucrări de specialitate.

**BIBLIOGRAFIE**

- [1] IRESCU R., STANESCU M. si altii - Incercari static alternante la batiul Statiei de Incercari Seismice-INCERC pe un model spatial la scara naturala cu 4 niveluri pentru structuri de locuinte. Fazele 2b si 3. Referate INCERC-Bucuresti - 1991.
- [2] IRESCU R. - Studiu de sinteza privind comportarea in domeniul post-elastic a structurilor duale din beton armat. Referat din timpul stagiului de pregatire pentru doctorat, 1991.
- [3] IRESCU R. - Utilizarea metodelor energetice in evaluarea comportarii seismice a structurilor duale din beton armat. Referat din timpul stagiului de pregatire pentru doctorat, 1992.
- [4] MLPAT - Normativ pentru proiectarea antiseismica a constructiilor de locuinte, social-culturale, agrozootehnice si industriale, (P.100-81), P.100-92.
- [5] I.R.S. - STAS 10107/0-90. - Calculul si alcatuirea elementelor structurale de beton, beton armat si beton precomprimat.
- [6] ACI - Committee 318 - Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318 - 83), ACI, Detroit, 1983.
- [7] ACI - Committee 318 - Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318 - 83), ACI, Detroit, 1983.
- [8] STANDARDS ASSOCIATION OF N.Z. - Code of Practice for the Design of Concrete Structures (NZS 3101: 1982), Wellington, 1982.

- [9] STANDARDS ASSOCIATION OF N.Z. - Commentary on Code of Practice for the Design of Concrete Structures (NZS 3101: 1982), Wellington, 1982.
- [10] CEB - Model Code for Seismic Design of Concrete Structures, 1985.
- [11] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS - Uniform Building Code, Whittier California, 1973÷1991.
- [12] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC) - Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. Report ATC 3-06, June 1978
- [13] STANDARDS ASSOCIATION OF N.Z. - Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings (NZS 4203: 1994), Wellington, 1984.
- [14] HOUSNER G.W. - Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. WCEE, Berkeley, California, June, 1956.
- [15] BLUME J.A., NEWMARK N.M., CORNING L.H. - Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, PCA, Chicago, Illinois, 1961.
- [16] US - JAPAN - CO-operative Research Programs: Tests of Reinforced Concrete Structures. Proc. 8 WCEE, vol.6, San Francisco, California, USA, 1984.
- [17] MUCICHESCU D., CAPATANA D., CORNEA T. - Raspunsul seismic inelastic al cladirilor inalte. Revista Constructii, 6/76

- [18] GOODSIR W.J., PAULAY T., CARR A.J. - A Design Procedure for Interacting Wall - Frame Structures Under Seismic Actions. Proc. 8 WCEE, San Francisco, July, 1984.
- [19] PAULAY T., GOODSIR W.J. - A Deterministic Approach to the Design of Hybrid Buildings Structures for Earthquake Resistance. Proc. 8 ECEE, Lisabona, 1986.
- [20] PECKNOLD D.A. - Slab Effective Width for Equivalent Frame Analysis. ACI-Journal, Vol. 72, No. 4, April, 1975.
- [21] PAULAY T. - A Seismic Design Strategy for Hybrid Structures. 5 th - Canadian Conf. Earthquake Engineering, Ottawa, 1987.
- [22] IRESCU R., SCHNEBLI S., POPESCU R., - Analiza comparativa dintre diafragme monolite si prefabricate. Faza 3. Experimentari prin incercari, inclusiv analiza teoretica a rezultatelor, etapa II (un model subansamblu diafragma scurta prefabricata). Referat INCERC, Iulie, 1982.
- [23] IRESCU R., VRANCEANU L., POPESCU R. - Analiza comparativa dintre diafragme monolite si prefabricate. Faza 4B. Definitivarea experimentarilor prin incercari - etapa III. Analiza comparativa a comportarii dafragmelor scurte monolite si prefabricate. Referat INCERC, Martie, 1983.
- [24] BRANZAN I., COTARIU L., IONESCU E. - Noi tipuri de diafragme de beton armat turnat monolit. Faza 12 - Referat cu concluzii si recomandari pentru proiectare si cercetare. Completarea instructiunilor tehnice existente. Referat INCERC, Decembrie, 1980.

- [25] OESTERLE R.G., FIORATO A.E., ARISTIZABAL - OCHOA J.D., CORLEY W.G. - Hysteretic Response of Reinforced Concrete Structural Walls. ACI SP-63, Detroit, 1980.
- [26] ILIYA R., BERTERO V.V. - Effects of Amount and Arrangement of Wall - Panel Reinforced on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Walls. Report UCB/EERC-80/04, 1980.
- [27] AKTAN A.E., BERTERO V.V. - The Seismic Resistant Design of R/C Coupled Structural Walls. Report UCB/EERC-81/07, June, 1981.
- [28] FIORATO A.E., OESTERLE R.G., CORLEY W.G. - Behaviour of Earthquake Resistant Structural Walls Before and After Repair. ACI-Journal, Sept. - Oct. 1983.
- [29] MARSU O., RADOSLAV I., BUCHMAN I., BOB L. - Studiu experimental al unei structuri spatiale in cadre-diagrame. Constructii nr. 11/84.
- [30] BERTERO V.V. - State of the Art and Practice in Seismic Resistant Design of R/C Frame-Wall Structural Systems. UCB/EERC-84/13, August, 1984.
- [31] AKTAN A.E., BERTERO V.V. - Earthquake Response of a 1/5 th - Scale Model of a 7 Story Reinforced Concrete Frame-Wall Structural System. UCB/EERC-84/14, 1984.
- [32] BERTERO V.V., MAHIN S., AXLEY D. - Lessons from Structural Damages Observed in Recent Earthquakes. Proc 7 WCEE, Vol.4, Istanbul, Turkey, 1980.



- [33] AKTAN A.E., BERTERO V.V. - States of the Art and Practice in the Optimum Seismic Design and Analytical Response Prediction of R/C Frame-Wall Structures. UCB/EERC-82/06.
- [34] Instructiuni tehnice pentru proiectarea constructiilor cu structura din pereti structurali din beton armat. IPCT/P.85-82, ICB/P.85-93.
- [35] CRAINIC L., GABOR M. - Instructiuni tehnice pentru proiectarea constructiilor cu structura in cadre de beton armat. ICB-Catedra de Constructii de beton armat, 1992.
- [36] GOSAIN N.K., BROWN R.H., JIRSA J.O. - Shear Requirements for Load Reversals on RC Members. JSD ASCE, July, 1977.
- [37] GULKAN P., SOZEN M.A. - Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions. ACI-Journal, Vol. 71, No. 12, December, 1974.
- [38] HART G.C., RAMA S.V. - Earthquake - Design of Buildings. DJSD - ASCE, Vol. 101, nr. ST 1, January, 1975.
- [39] TAKEDA T., SOZEN M.A., NIELSEN N.M. - Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. Proc. ASCE, V. 96, ST 12, Dec. 1970..
- [40] WANG T.Y., BERTERO V.V., POPOV E.P. - Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Framed Walls. UCB/EERC-75/23, 1975.
- [41] VALLENAS J.M., BERTERO V.V., POPOV E.P. - Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls. UCB/EERC-79/20, 1979.

- [42] MOEHLE J.P., SOZEN M.A. - Experiments to Study Earthquake Response of R/C Structures with stiffness interruptions. Civil Engineering Studies, Structural Research Series no. 482. University of Illinois, Urbana, August, 1980.
- [43] OTANI S. - Effectiveness of Structural Walls in Reinforced Concrete Buildings During Earthquakes. Civil Engineering Studies, Structural Research Series nr. 492, University of Illinois, Urbana, June, 1981.
- [44] SHAHROOZ B.M., MOEHLE J.P. - Experimental Study of the Seismic Response of R/C Setback Buildings. Report UCB/EERC-87/16, Oct. 1987.
- [45] MOEHLE J.P., DIEBOLD J.W. - Experimental Study of the Seismic Response, of a Two-Story Flat-Plate Structure. Report UCB/EERC-84/08, August, 1984.
- [46] CLOUGH R.W., PENZIEN J. - Dynamics of Structures. Mc. Graw Hill Book Company, New-York, 1975.
- [47] HARRIS C.M., CREDE CH. - Socuri si vibratii (trad. l. engleza). Editura Tehnica, Bucuresti 1969.
- [48] IFRIM M. - Dinamica structurilor si inginerie seismica. Editura didactica si pedagogica, Bucuresti, 1984.
- [49] SANDI H. - Elemente de dinamica structurilor. Editura Tehnica, Bucuresti, 1983.
- [50] HANGAN S., CRAINIC L. - Concepte si metode energetice in dinamica constructiilor. Editura Academiei, 1980.

- [51] HOUSNER G.W. - Behaviour of Structures During Earthquakes. Proc. ASCE, EM 4, 1959.
- [52] SHIBATA A., SOZEN M.A. - Substitute Structures Method for Seismic Design in R/C. JSD-ASCE, Vol. 102, Nr. ST 1, Jan., 1976.
- [53] KITAYAMA K., KURUSU K., OTANI S., AOYAMA H. - Behaviour of Beam-Column Connections with Improved Beam Reinforcement Bond. Transactions of JCI, Vol. 7, 1985.
- [54] ONO A., ADACHI H., HAKANISHI M., KAWABATA Y. - Response Characteristics of R/C Structures with Coupled Shear Walls. Transactions of JCI, Vol. 9, 1987.
- [55] PARK R. - Members-Behaviour as Related to Design Criteria. Proc. 6 WCEE, New Delhi, India, 1977.
- [56] BERTERO V. V. - Identification of Research Needs for Improving Aseismic Design of Building Structures. Rep. UCB/EERC-75/27, 1975.
- [57] IRESCU R., - Studiu de sinteza privind comportarea seismica a structurilor din beton armat in cadre si in diafragme. Referat INCERC, noiembrie, 1985.
- [58] ORUDGEN F.M., GOLUBITSKY A.A., KULIEV R.A., MAMEDOV E.A. - The Influence of Non-Elastic Properties of the R/C on the Performance of the Frame Constructions under Seismic Loads. Proc. 6 ECEE, Dubrovnic, Yugoslavia, 1978.

- [59] BALAN ST., CRISTESCU V., CORNEA I. - Cutremurul de pamant din Romania si efectele sale asupra constructiilor. Editura Academiei, Bucuresti, 1982.
- [60] BRATESCU A., IONITA M., SANDI H., SIMULESCU I. - Analysis of Multistory Bearing Wall Structures. Proc. 5-th WCEE, Roma, 1973.
- [61] MOEHLE J.P. - Strong Motion Drift Estimates for R/C Structures. Proc. ASCE, JSE, Sept. 1984.
- [62] PACHITAC M. - Studiu privind cercetarile teoretice si experimentale efectuate pe plan mondial si in tara noastra pentru structurile din cadre din beton armat (inclusiv problema nodurilor). Referat INCERC, Oct. 1982.
- [63] BRANZAN I., COTARIU L. - Studiu de sinteza asupra cercetarilor referitoare la structurile cu diafragme din beton armat monolit efectuate pe plan mondial si in tara noastra. Propuneri pentru continuarea cercetarilor. Referat INCERC, Decembrie, 1982.
- [64] BERTERO V.V., BRESLER B. - Failure Criteria (Limit States). Proc. 6 WCEE, New Delhi, India, 1977.
- [65] HIGASHI Y., OHKUBO M., ONTSUKA M. - Influence of Loading Excursions on Restoring Force Characteristics and Failure Modes of R/C Columns. Proc. 6 WCEE, New Delhi, India, 1977.
- [66] BERTERO V.V., POPOV E.P., FORZANI B. - Seismic Behaviour of Lightweight Concrete Beam-Column Subassemblages. ACI-Journal, 1979.
- [67] DOWRICK D.J. - Earthquake Resistant Design. John Willey and Sons, 1977.

- [68] ZAGAJESKI S.W., BERTERO V.V., - Computer-Aided Optimum Seismic Design of Ductile Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames.Rep. UCB/EERC-77/16, 1977.
- [69] MAHIN S.A., BERTERO V.V. - Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System. JSD-ASCE, Vol. 102, ST. 9, Sep. 1976.
- [70] NEWMARK N.M., ROSENBLUETH E. - Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice Hall, 1971.
- [71] PARK R., PAULAY T. - Reinforced Concrete Structures. John Willey and Sons, 1975.
- [72] IRESCU R., VRANCEANU L., POPESCU R. - Analiza comparativa dintre diafragme monolite si prefabricate. Faza 2. Experimentari prin incercari - Etapa I (subansamble model). Referat INCERC, Iunie, 1981.
- [73] IRESCU R., VRANCEANU L., POPESCU R. - Analiza comparativa dintre diafragme monolite si prefabricate. Faza 5. Experimentari fizice privind stabilirea unui model de calcul al comportarii diaframelor din beton armat pentru evaluarea prin procedee simplificate a raspunsului seismic al acestora. Referat INCERC, Octombrie, 1983.
- [74] BRANZAN I., MARCU I., STEFANESCU M., POPESCU G., WEISSENBERG M. - Structuri noi cu partii elastice si consum redus de otel pentru cladiri de locuit si social culturale. Referat INCERC, Decembrie, 1977.
- [75] BRANZAN I., MARCU I., COTARIU L., STEFANESCU M., POPESCU G., WEISSENBERG M., BRATESCU A. - Cercetari experimentale pe elemente

prototip de diafragme portante din beton armat privind comportarea la solicitari orizontale alternante. Referat INCERC, Noiembrie, 1978.

[76] BRANZAN I., COTARIU L., POPESCU G., STURZA A., BRATESCU A. - Noi tpuri de diafragme din beton armat. Faza 9. Referat asupra cercetarilor si experimentarilor efectuate. Referat INCERC, Decembrie, 1979.

[77] BRANZAN I., COTARIU L., IONESCU E. - Analiza comportarii diaframelor din beton armat monolit, in domeniul post-elastic. Faza 2. Proiectarea si confectionarea elementelor si a dispozitivelor de incercare. Experimentari pe modele de diafragme din beton armat. Referat INCERC, Iunie, 1981.

[78] BRANZAN I., COTARIU L. - Analiza comportarii diaframelor din beton armat monolit in domeniul post-elastic. Faza 3. Experimentari si propuneri de imbunatatiri prescriptii. Referat INCERC, Noiembrie, 1982.

[79] COTARIU L., BRANZAN I. - Analiza comportarii diaframelor din beton armat monolit in domeniul post-elastic. Faza 4. Experimentari pe subansamble de elemente prototip de diafragme din beton armat. Recomandari pentru proiectare. Referat INCERC, Noiembrie, 1983.

[80] ALLEN C.M., JAEGER L.G., FENTON V.C. - Ductility in Reinforced Concrete Shear Walls. ACI SP-36, Detroit, 1973.

[81] CARDENAS A.E., MAGURA D.D. - Strength of High-Rise Walls-Rectangular Cross Section. ACI SP-36, Detroit, 1973.

[82] CARDENAS A.E., RUSSELL H.G., CORLEY W.G. - Strength of Low-Rise Structural Walls. ACI SP-63, Detroit, 1980.

- [83] CARDENAS A.E., HANSON J.M., CORLEY W.G., HOGNESTAD E. - Design Provisions for Shear Walls. ACI-Journal, Nr.3/1973.
- [84] BERTERO V.V., POPOV E.P., WANG T.Y., VALLENAS V. - Seismic Design Implications of Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls. Proc. 6 WCEE, New Delhi, 1977.
- [85] SYNGE A.J. - Ductility of Squat Shear Walls. Research Report 80.8, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Feb. 1980.
- [86] PAULAY T. - The Design of Reinforced Concrete Ductile Shear Walls for Earthquake Resistance. Research Report 81.1, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Feb. 1981.
- [87] CIUHANDU GH., MIHAESCU A., TUDOR D., IANCA S. - Cercetari experimentale privind ductilitatea diaframelor monolite cu goluri, solicitate la incarcari orizontale alternante. Constructii nr.5-1984.
- [88] PAULAY T., SANTHAKUMAR A.R. - Ductile Behaviour of Coupled Shear Walls. JSD-ASCE, Vol. 102, ST. 1, Jan. 1976.
- [89] PAULAY T. - The Coupling of Reinforced Concrete Shear Walls. Proc. 4 WCEE Santiago Chile, 1969.
- [90] PAULAY T. - Some Seismic Aspects of Coupled Shear Walls. Proc. 5 WCEE Rome, 1973.

- [91] MAHIN S.A., BERTERO V.V. - An Evaluation of Some Methods for Predicting Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Buildings. Report UCB/EERC 75-15, 1975.
- [92] CIUHANDU GH., MIHAESCU A., si altii - Experimentari pe fragmente de diafragme pentru studierea comportarii buiandrugilor prefisurati din contractia impiedicata. Referat partial cu concluzii. Referat INCERC-Filiala Timisoara, Sept. 1979.
- [93] CIUHANDU GH., MIHAESCU A., si altii - Experimentari pe fragmente de diafragme pentru studierea comportarii buiandrugilor prefisurati din contractia impiedicata. Referat final cu concluzii si recomandari pentru completarea instructiunilor de calcul si alcatuire a diaframelor. Referat INCERC-Filiala Timisoara, Sept. 1980.
- [94] MIHAESCU A., FRIEDRICH R., STOIAN V. - Calculul postelastice al buiandrugilor de beton armat. A XI-a Conferinta de Betoane, Timisoara, 1982.
- [95] MIHAESCU A., BUCMMAN I., TUDOR D., FURDUI C. - Influenta contractiei impiedicate asupra buiandrugilor scurti si diaframelor din beton armat monolit, supuse la incarcari orizontale alternante. A XI-a Conferinta de Betoane, Timisoara, 1982.
- [96] MIHAESCU A., GÜRNER I., CIUHANDU GH., BUCMMAN I., TUDOR D. - Efectul contractiei impiedicate asupra comportarii buiandrugilor diaframelor supuse la incarcari orizontale alternante. Constructii nr. 3/1981.
- [97] FURDUI C. - Contributii privind studiul betoanelor usoare de rezistenta si a comportarii lor in structuri cu diafragme monolite. Teza de doctorat, 1983.



- [98] DIACONU D., OLARU D., MIHALACHE A., si altii - Studii si experimentari privind comportarea la forte orizontale a elementelor constitutive din cadrul diaframelor verticale de beton armat si al diaframelor cadru. Referat cu recomandari pentru proiectare. Faza 1/1981, Referat INCERC-Filiala Iasi, Decembrie 1981.
- [99] MIHALACHE A. - Cercetari privind comportarea buiandrugilor la structurile din diafragme de beton armat. Constructii nr. 3/1984.
- [100] MIHALACHE A. - Contributii privind calculul elasto-plastic la incarcari seismice al structurilor in diafragme. Teza de doctorat 1982.
- [101] PAULAY T. - Coupling Beams of Reinforced Concrete Walls. JSD-ASCE, Vol. 97, No. ST. 3, March, 1971.
- [102] PAULAY T. - Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams. JSD-ASCE, Vol. 97, No. ST. 9), Sept. 1971.
- [103] BERTERO V.V., POPOV E.P., WANG T.Y. - Hysteretic Behaviour of R/C Flexural Members with Special Web Reinforcement. Report No. UCB/EERC 74-9, 1974.
- [104] BARNEY G.B. - Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Coupling Beams. Report to NSF, PCA, Jan. 1978.
- [105] WIGHT J.K., SOZEN M.A. - Strength Decay of R/C Columns under Shear Reversals. JSD-ASCE, Vol. 101, No. ST. 5, May, 1975.

- [106] STEFAN K. - Recomandari de modelare a structurilor din diafragme monolit pentru proiectarea asistata de calculator. Studiu IPJ-Tg. Mures.
- [107] MARSU O., RADOSLAV I., BUCMMAN I., BOB L. - Studiu experimental al unei structuri spatiale in cadre-diafragme. Constructii No. 11/1984.
- [108] AGENT R., POSTELNICU T.- Calculul structurilor cu diafragme din beton armat. Editura tehnica Bucuresti, Vol. I - 1982, Vol. II - 1983.
- [109] BROWN R.H., JIRSA J.O. - Reinforced Concrete Beams under load reversals. ACI Journal, No. 5, May, 1971.
- [110] KRAWINKLER H., POPOV E.P. - Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Rectangular and T - Beams. Proc. 5 WCEE Rome, Italy, June, 1973.
- [111] JIRSA J.O. - Factors Influencing the Hinging Behaviour of Reinforced Concrete Members under Cyclic Overloads. Proc. 5 WCEE Rome, Italy, June, 1973.
- [112] POPOV E.P., BERTERO V.V., GALUNIC B., LANTAFF G. - On Seismic Design of R/C Interior Joints of Frame. Proc. 6 WCEE, New Delhi, India, Jan. 1977.
- [113] ANICIC D., ZAMOLO M. - Stiffness Deterioration of Cyclic Loads R/C Structural Elements. Proc. 5 ECEE, Istanbul, Turkey, Sept. 1975.
- [114] PARK R., SAMPSON R.A. - Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design. ACI-Journal, nr. 9, Sept. 1972.

- [115] PAULAY T. - Deterministic Design Procedure for Ductile Frames in Seismic Areas. ACI, SP-63, 1980.
- [116] PAULAY T. - The Seismic Design of Ductile Concrete Frames in New Zealand. Proc. 7 ECEE, Sept. 1982.
- [117] PAULAY T. - Seismic Design in Reinforced Concrete the State of the Art in New Zealand. Proc. 9 WCEE, Tokyo, 1988.
- [118] MAHIN S., BERTERO V.V., REA D., ATALAY M. - Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members. Rep. UCB/EERC-79/9, 1979.
- [119] POPOV E.P., BERTERO V.V., VIWA-THANATEPA S. - Analytic and Experimental Hysteretic Loops for R/C Subassemblages. Proc. 5 ECEE, Sept. 1975.
- [120] ACI-ASCE Committee 352 - Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures. ACI-Journal No. 73, July, 1976.
- [121] PAULAY T., PARK R., PRIESTLEY M.S.N. - Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions. ACI-Journal, Nov. 1978.
- [122] PAULAY T., BULL I.N. - Shear Effects on Plastic Hinges of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames. CEB-Symposium on Structural Concrete Under Seismic Actions. Rome, Italy, 1979.

- [123] IRESCU R. - Studii si cercetari asupra sistemelor structurale de tip dual (compuse din pereti structurali conlucrând cu cadre din beton armat) supuse la actiuni seismice. Faza 1. Studiu de fundamentare. Referat INCERC, Mai, 1993.
- [124] IRESCU R. - Studii si cercetari asupra sistemelor structurale de tip dual (compuse din pereti structurali conlucrând cu cadre din beton armat) supuse la actiuni seismice. Faza 2. Studii parametrice privind domeniile optime de variatie a parametrilor fizici. Referat INCERC, Noiembrie, 1993.
- [125] IRESCU R. - Studii si cercetari asupra sistemelor structurale de tip dual (compuse din pereti structurali conlucrând cu cadre din beton armat) supuse la actiuni seismice. Faza 3. Studii parametrice privind comportarea tipurilor A si B de structuri duale (definite in etapa 2) in domeniul elastic liniar. Referat INCERC, Iulie, 1994.
- [126] IPCT-S.A. - Sisteme constructive pentru cladiri de locuit P+1E...P+3E având structura din stalpi diafragme si plansee prefabricate cu diferite grade de industrializare. Pr. nr. 97/13/1990. Studiu.
- [127] IPCT - Studiu de conformare pentru structuri de cladiri industriale etajate. Pr. nr. 5364/I-1978.
- [128] IPCT - Studiu privind alcatuirea antiseismica a structurilor cladirilor de locuit, pe baza analizei probabilistice a raspunsului lor inelastic la diverse tipuri de accelerograme. Pr. nr. 9106/1987.
- [129] IPCT - Studiu parametric privind comportarea structurilor cu cadre si diafragme la actiuni seismice in vederea intocmirii unor prescriptii de proiectare. Pr. nr. 9179/1989-1990.

- [130] IPCT - Sudiu parametric privind comportarea cladirilor etajate cu structuri de tip dual la actiuni seismice in vederea fundamentarii unor prescriptii de proiectare. Pr. nr. 179/1989-1990.
- [131] IPCT-S.A. - Studiu privind raspunsul dinamic inelastic la actiuni seismice al structurilor alcatuite din cadre si diafragme. Pr. nr. 9231/1990.
- [132] CAPATANA D., TITARU E. - Aspecte ale efectelor de interactiune la structurile ductile din beton armat alcatuite din cadre si pereti structurali. Constructii nr. 4-5/1985.
- [133] MIRONESCU M., BARTNOWSCHI A., STANESCU A., BROTEA T. - Interactiunea intre cadre si diafragme de beton armat la actiuni seismice. Constructii nr. 1-2/1988.
- [134] INCERC-IASI - Raspunsul dinamic al cladirilor de locuit din beton armat de inaltime medie si inalte cu contravantuiri verticale metalice. Contract nr. 1301/1989. Faza I-a.
- [135] IRESCU R. - Studii si cercetari asupra sistemelor structurale de tip dual (compuse din pereti structurali conlucrand cu cadre din beton armat) supuse la actiuni seismice. Faza 4. Metodologie de proiectare a unor tipuri de structuri duale din beton armat. Referat INCERC, Noiembrie, 1994.
- [136] AKIYAMA H., KATO B. - Energy Concentration of Multi-Story Buildings. Proc. of 7 WCEE, Istanbul, Vol. 4, 1980.
- [137] AKIYAMA H. - Earthquake Resistant Design Based on the Energy Concept. Proc. 9 WCEE, Vol. 5, Tokyo, 1988.

- [138] CHOI C.K., LEE H.W., KWAK H. G. - Earthquake Resistant Design in the Low Seismicity Area - the Case of Korea. Proc. 9 WCEE, Vol. 5, Tokyo, 1988.
- [139] ROSENBLUETH E. (ed.) - Design of Earthquake Resistant Structures. John Wiley, 1980.
- [140] SURAHMAN A., MERATI W. - Input Energy Based Seismic Design Code. Proc. 10 WCEE, Madrid, Spain, 1992.

## ANEXA 1 LA CAPITOLUL 1

### PROGRAMUL CASE 06 - METODA DE CALCUL

Analiza statica si dinamica a unei structuri este condusa prin metoda deplasarilor utilizand formularea matricilor de rigiditate.

In cadrul analizelor, una dintre probleme o constituie generarea matricii de rigiditate corespunzatoare gradelor de libertate ale unei structuri - trei grade la fiecare etaj, in conditiile urmatoarelor ipoteze:

- (a) planseu continu la cotele etajelor, considerat infinit rigid;
- (b) cotele etajelor sunt identice pentru toate substructurile;
- (c) deplasările nodurilor comune mai multor substructuri nu sunt integral compatibile si anume:
  - deplasarea verticala si rotirile in planul etajului (daca nu se decupleaza din conditia de ortogonalitate),
  - deplasările nodurilor din cadrul unei substructuri, 6 deplasari pe nod, sunt integral compatibile.

#### **A.1.1 Matrici de rigiditate pentru tipurile de elemente constitutive ale unei substructuri**

Fiecare substructura (cadru si/sau diafragma) are un sistem de referinta. Fata de acest sistem deplasările dependente ale cadrului si/sau diafragmei vor fi cele din planul planseului.

Urmarindu-se ca in final matricea de rigiditate a substructurii sa fie scrisa intr-un mod convenabil, grupandu-se deplasările dependente si independente, prelucrarile matricilor de rigiditate elementare parcurg urmatoarele etape:

- (1) scrierea matricii elementare raportata la fetele elementelor adiacente (pe *lumina* elementului, intre portiunile rigide de capat);
- (2) transferarea la axele teoretice ale substructurii (tinand cont de miscarea de solid rigid a portiunilor de capat - noduri de dimensiuni finite);
- (3) transferarea la sistemul local al substructurii cu separarea liniilor si coloanelor pe deplasari dependente si independente.

### A. Elemente verticale

Relatia efort-deformatii la capetele unei bare este:

$$\begin{Bmatrix} M_T \\ M_{ix} \\ M_{iy} \\ N \\ M_{jx} \\ M_{jy} \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} S_T & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ \circ & S_a & \circ & \circ & S_c & \circ \\ \circ & \circ & S_b & \circ & \circ & S_d \\ \circ & \circ & \circ & A & \circ & \circ \\ \circ & S_c & \circ & \circ & S_a & \circ \\ \circ & \circ & S_d & \circ & \circ & S_b \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} \phi_w \\ \phi_{iu} \\ \phi_{iv} \\ \delta \\ \phi_{ju} \\ \phi_{jv} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.1.1})$$

sau:

$$\bar{S}_S = \bar{K}_S \times \bar{\Phi}_S \quad (\text{A.1.2})$$

in care:

$$S_T = \frac{G I_T}{L_o}$$

$$S_a = \frac{2 E I_x}{L_o} \times \frac{2 + \beta}{1 + 2\beta}$$



$$S_b = \frac{2 E I_y}{L_o} \times \frac{2 + \beta}{1 + 2\beta}$$

$$S_c = \frac{2 E I_x}{L_o} \times \frac{1 - \beta}{1 + 2\beta}$$

$$S_d = \frac{2 E I_y}{L_o} \times \frac{1 - \beta}{1 + 2\beta}$$

$$A = \frac{E A}{L_o}$$

, coeficientul  $\beta$  reprezentand factorul de reducere a rigiditatii datorate lunecarii pe directiile respective:

$$\beta = \frac{6 E I}{L_o^2 A_f G}$$

Expunand deplasările la capetele unei bare,  $\bar{\Phi}_s$ , in functie de deplasările la nodul teoretic superior,  $\bar{d}_n$ :

$$\begin{Bmatrix} \phi_w \\ \phi_{in} \\ \phi_{iv} \\ \delta \\ \phi_{jn} \\ \phi_{jv} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \circ & \circ & 1 & \circ & \circ & \circ \\ \circ & \frac{1}{L_o} & \circ & 1 + \frac{DT}{L_o} & \circ & \circ \\ -\frac{1}{L_o} & \circ & \circ & \circ & 1 + \frac{DT}{L_o} & \circ \\ \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & 1 \\ \circ & \frac{1}{L_o} & \circ & \frac{DT}{L_o} & \circ & \circ \\ -\frac{1}{L_o} & \circ & \circ & \circ & \frac{DT}{L_o} & \circ \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_z^i \\ \theta_x^i \\ \theta_y^i \\ w_i \end{Bmatrix} \quad (\text{A.1.3})$$

unde DT este inaltimea zonei rigide de la partea superioara a elementului vertical.

Condensat:

$$\bar{\Phi}_s = \bar{a}_s \times \bar{d}_n \quad (\text{A.1.4})$$

Transformarea deplasarilor nodului teoretic la un nod fictiv, situat pe axa verticala a sistemului local al substructurii, care genereaza deplasările tuturor nodurilor etajului respectiv este:

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_z^i \\ \theta_x^i \\ \theta_y^i \\ w_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sin\theta & \cos\theta & a & \circ & \circ & \circ \\ \cos\theta & \sin\theta & b & \circ & \circ & \circ \\ \circ & \circ & 1 & \circ & \circ & \circ \\ \circ & \circ & \circ & \sin\theta & -\cos\theta & \circ \\ \circ & \circ & \circ & \cos\theta & \sin\theta & \circ \\ \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & 1 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} d_x^c \\ d_y^c \\ d_\theta^c \\ \theta_{xl}^c \\ \theta_{yl}^c \\ w_{zl}^c \end{Bmatrix} \quad (\text{A.1.5})$$

unde:

$$a = -y \sin\theta - x \cos\theta$$

$$b = -y \cos\theta + x \sin\theta$$

condensat:

$$\bar{d}_c = \bar{b}_s \times \bar{d}_n \quad (\text{A.1.6})$$

cumuland semnificatiile relatiilor (A.1.4) si (A.1.6), relatia (A.1.2) devine:

$$\bar{S}_s = \bar{K}_s \times \bar{a}_s \times \bar{b}_s \times \bar{d}_c$$

Intrucat matricile de transformare sunt ortogonale, in final contributia elementului vertical la rigiditatea cadrului sau diafragmei se poate scrie:

$$\bar{K}_s^c = \bar{b}_s^T \times \bar{a}_s^T \times \bar{K}_s \times \bar{a}_s \times \bar{b}_s \quad (\text{A.1.7})$$

### B. Elemente orizontale - grinzi

Datorita planseului rigid deformatiile din incovoiere in jurul axei verticale si deformatiile axiale sunt neglijate incat se poate scrie:

$$\begin{Bmatrix} M_T \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} S_T & \circ & \circ \\ \circ & S_a & S_b \\ \circ & S_b & S_a \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} \phi_w \\ \phi_{in} \\ \phi_{jn} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.1.8})$$

coeficientii matricii de rigiditate au semnificatiile din relatia (A.1.1).

Condensat:

$$\bar{S}_g = \bar{K}_g \times \bar{\Phi}_g \quad (\text{A.1.9})$$

Transformarea la nodurile teoretice este:

$$\begin{Bmatrix} \phi_w^T \\ \phi_{iu} \\ \phi_{ju} \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} \circ & 1 & \circ & \circ & 1 & \circ \\ 1 + \frac{b}{L_o} & \circ & -\frac{1}{L_o} & \frac{b}{L_o} & \circ & \frac{1}{L_o} \\ \frac{b}{L_o} & \circ & -\frac{1}{L_o} & 1 + \frac{a}{L_o} & \circ & \frac{1}{L_o} \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} \theta_x^i \\ \theta_y^i \\ w_i \\ \theta_x^j \\ \theta_y^j \\ w_j \end{Bmatrix} \quad (\text{A.1.10})$$

unde a si b sunt lungimile zonelor rigide de la capetele I si respectiv J ale elementului orizontal fata de axele longitudinale ale elementelor verticale adiacente.

Condensat:

$$\bar{\Phi}_g = \bar{a}_g + \bar{d}_n \quad (\text{A.1.11})$$

Transformarea la sistemul de referinta al cadrului sau diafragmei:

$$\begin{Bmatrix} \theta_x^i \\ \theta_y^i \\ w_i \\ \theta_x^j \\ \theta_y^j \\ w_j \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} \sin\theta & \cos\theta & \circ & \circ & \circ & \circ \\ \cos\theta & \sin\theta & \circ & \circ & \circ & \circ \\ \circ & \circ & 1 & \circ & \circ & \circ \\ \circ & \circ & \circ & \sin\theta & -\cos\theta & \circ \\ \circ & \circ & \circ & \cos\theta & \sin\theta & \circ \\ \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & 1 \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} \theta_{xl}^c \\ \theta_{yl}^c \\ w_{zl}^c \\ \theta_{xJ}^c \\ \theta_{yJ}^c \\ w_{zJ}^c \end{Bmatrix} \quad (\text{A.1.12})$$

sau:

$$\bar{d}_c = \bar{b}_g \times \bar{d}_n \quad (\text{A.1.13})$$



$$P_L + P_L^* = K_L^* \times D_L \quad (\text{A.1.16})$$

in care  $P_L^*$  si indexarea submatricii de rigiditate laterala indica modificarile aduse de procesul de eliminare. Termenii reprezinta efectul nesimetriei structurii si/sau al incarcarii verticale. Matricea  $K_L^*$  reprezinta matricea laterala a substructurii referindu-se numai la gradele de libertate ale etajelor.

Pentru a se reduce necesarul de memorie, acest proces este efectuat de program sistematic, etaj de etaj, pornind de la etajul superior. In fiecare etapa este generata matricea de rigiditate a etajului si sunt efectuate toate operatiile de eliminare, de salvare a ecuatiilor reduse in vederea “ substitutiei inapoi “ si de rearanjare a ecuatiilor ramase in vederea etapei urmatoare.

### A.1.3 Rigiditatea structurii in ansamblu

Asamblarea rigiditatilor laterale ale cadrelor si/sau diafragmelor in matricea de rigiditate laterala completa este efectuata prin transferul la un sistem global, originea deplasarilor globale ale fiecarui etaj fiind considerata centrul masic al etajului respectiv. Pe verticala, centrele masice ale etajelor pot sa nu fie colineare.

Transformarea deplasarilor dependente la fiecare etaj “ n ” este:

$$\begin{Bmatrix} u_n \\ v_n \\ \theta_n \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} \cos\beta & -\sin\beta & (\Delta_y \cos\beta + \Delta_x \sin\beta) \\ \sin\beta & \cos\beta & (\Delta_x \cos\beta + \Delta_y \sin\beta) \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} d_{xn}^c \\ d_{yn}^c \\ d_{\theta n}^c \end{Bmatrix} \quad (\text{A.1.17})$$

sau simbolic:

$$\bar{D}_{L,n} = \bar{a}_n \times \bar{d}_n^c \quad (\text{A.1.18})$$

Considerand transformarea pentru toate etajele cadrului (diafragmei) “ i “  
aportul acestuia la rigiditatea globala este:

$$\bar{K}_i = A_i^T \times K_L^* \times A_i \quad (\text{A.1.19})$$

in care:

$A_i$  - matricea diagonala de transformare; submatricea  $a_n$  fiind pe diagonala.

In mod similar vectorul actiunilor:

$$\bar{P}_i = A_i^T \times \bar{P}_L^* \quad (\text{A.1.20})$$

Adunarea contributiilor tuturor cadrelor (diaframelor) conduce la scrierea  
conditiei de echilibru global a structurii:

$$(\Sigma \bar{P}_i + \bar{F}) = (\Sigma \bar{K}_i) \times (D_G) \quad (\text{A.1.21})$$

in care  $F$  - reprezinta forte si momente concentrate in plan orizontal date explicit ca  
actionand la nivelele planseelor cladirii.

Sistemul de ecuatii este rezolvat direct prin eliminare Gauss, obtinandu-se  
deplasarile globale  $D_G$  din care se calculeaza deplasarile laterale ale fiecarui cadru  
(diafragma). Prin procedeul substitutiei inapoi, pornind de la nivelul de baza, pentru  
fiecare cadru (diafragma) sunt determinate deplasarile nodurilor si apoi eforturile in  
elementele structurale.





$M_i$  - masa etajului

$JM_i$  - momentul de inertie masic al etajului

Echilibrul structurii este descris printr-un set de ecuatii de ordinul II.

### B. Modurile si frecventele proprii

Modurile proprii de vibratie reprezinta solutia ecuatiilor miscarii libere, neamortizate caracterizate de:

$$\bar{M} \ddot{\bar{x}} + \bar{K} \bar{x} = 0$$

in care:

$\bar{M}$  - matricea diagonala a maselor structurii

$\bar{K}$  - matricea de rigiditate a structurii

$\ddot{\bar{x}}, \bar{x}$  - acceleratiile, deplasarile pe gradele de libertate ale etajelor

Pentru rezolvare problema vectorilor proprii se formuleaza astfel:

$$\bar{K} = \bar{w}^2 \bar{M} \bar{\phi}$$

unde:

$\bar{\phi}$  - vectori proprii

$w$  - frecventa proprie

Frecventele si vectorii proprii corespunzatori sunt calculati incepand cu cea minima (modul fundamental); vectorii sunt obtinuti normalizati, adica:

$$\sum_{i=1}^n \phi_{i,j}^2 M_i = 1$$

unde:

$n$  - numărul de grade de libertate dinamică al structurii

$\phi_{ij}$  - vectorul propriu pe direcția gradului de libertate "  $i$  ", corespunzător modului de vibrație "  $j$  "

$M_i$  - masă sau momentul de inerție masivă corespunzător gradului de libertate "  $i$  "

În cazul unor structuri bisimetrice, vectorii proprii  $\theta_j$  sunt decuplați, ceea ce înseamnă că o vibrație a structurii pe una din direcțiile gradelor de libertate nu cuprinde decât deplasări pe direcția respectivă, celelalte fiind nule.

## ANEXA 2 LA CAPITOLUL 1

### PROGRAMUL ANELISE - METODA DE CALCUL

#### A.2.1 Prezentarea generala a metodei

Sistemul dinamic studiat este fizic neliniar. Neliniaritatea deriva, in primul rand, din considerarea comportarii elasto-plastice histeretice a elementelor.

Conform unui procedeu universal adoptat in literatura, analiza dinamica a sistemului este efectuata “ pas cu pas “, urmarindu-se evolutia starilor succesive de eforturi si deformatii, in momente de timp echidistante  $t = i h$ ,  $i = 1, 2, \dots$ , unde  $h = \Delta t$  este pasul de timp la care este definita accelerograma miscarii solului (de regula,  $h = 0,02$  sec.).

In fiecare interval elementar de timp se considera ca rigiditatea structurii este constanta. Modificarile de rigiditate apar odata cu aparitia sau *inchiderea* articulatiilor plastice, ca urmare a atingerii momentelor incovoietoare de curgere, respectiv a descarcarii sectiunilor respective. Fiecare modificare in configuratia articulatiilor plastice determina la randul ei modificarea matricii de rigiditate a structurii, care se reflecta in formularea conditiilor de echilibru dinamic pentru pasul de timp urmat. Astfel, raspunsul real este aproximat printr-o serie de raspunsuri lineare incrementale consecutive.

De notat ca, datorita neliniaritatii, principiul suprapunerii efectelor este inaplicabil. Ca urmare, raspunsul seismic nu poate fi determinat independent de actiunea incarcarilor permanente; acestea din urma se presupun date la efectuarea analizei dinamice si intervin in calcul la initializarea eforturilor si deplasarilor pentru calculul seismic.

## A.2.2 Ipoteze de baza

### Geometrice

- ⇒ Structura analizata se poate schematiza printr-un cadru plan rectangular cu ochi variabil.
- ⇒ Nodurile cadrului pot fi punctuale sau de dimensiuni finite.
- ⇒ Elementele structurii sunt bare drepte cu sectiune constanta.
- ⇒ In ochiurile cadrului se pot dispune panouri de umplutura alcatuite din zidarii ceramice.
- ⇒ In studiul sectiunii se accepta ipoteza Bernoulli.

### Fizice

- ⇒ Barele cadrului se deformeaza pe baza unei legi moment incovoietor - rotire histeretice biliniare cu sau fara consolidare, cu sau fara degradare.
- ⇒ Bucla histeretica accepta momente de initiere a curgerii - denumite momente plastice  $M_p$  si ultime  $M_u$  diferite pentru cele doua sensuri posibile de rotire ale sectiunii.
- ⇒ Panourile de umplutura se caracterizeaza, de asemenea, printr-o lege histeretic - degradabila “ forta taietoare - deplasare relativa de etaj “.
- ⇒ Legile histeretice corespunzatoare barelor cadrului si panourilor au aceeasi expresie pentru toate barele respectiv panourile unei structurii. Unii parametri ai curbelor ( $E_0$ ,  $M_p$ , pentru bare,  $R_z$ , pentru zidarii) pot insa varia de la element la element.
- ⇒ Articulatiile plastice se pot forma numai la capetele barelor.
- ⇒ Momentele plastice din stalpi sunt constante pe parcursul unui ciclu. Ele se modifica de la ciclu la ciclu in functie de valoarea fortei axiale corespunzatoare

ciclului anterior in baza legii de interactiune “  $N - M$  “ calculata pentru stadiul de initiere a curgerii.

### Statice

- ⇒ Ecuatiile de echilibru ale structurii se scriu in raport cu axele deformate ale acesteia (calcul de ordinul II inclusiv efectul “  $P - \Delta$  “).
- ⇒ In evaluarea caracteristicilor de deformabilitate ale barelor se ia in considerare deformatiile datorate fortelor axiale si de lunecare.

### Cinematice

- ⇒ Nodurile libere ale structurii au trei deplasari, dintre care doua independente ( $v, \theta$ ) si una identica ( $u$ ) pentru toate nodurile situate la aceeasi cota.
- Se presupune deci existenta unor plansee rigide la fiecare nivel, excluzandu-se implicit cazul planseelor partiale. In situatia existentei mai multor tipuri de cadre sau diafragme dispuse pe una din directiile de analiza, acestea se pot lega “ in serie “ prin intermediul unor penduli care obliga la deplasari de translatie -  $u$  - identice pe un nivel pentru toate tipurile de elemente structurale.
- ⇒ Reazemele structurii pot fi de tip rigid sau resort elastic la rotire.
- ⇒ Barele structurii accepta la capete legaturi de tip incastrare si articulatii.  
Articulatiile sunt, de asemenea, admise si la mijlocul fiecarei bare.

### Dinamice

- ⇒ Masele se considera concentrate la nodurile structurii. Se neglijeaza inertia de rotatie a acestora.
- ⇒ Grădele de libertate dinamice ale structurii sunt:

- o deplasare verticala / nod liber;
- o deplasare orizontala / etaj.

⇒ Nodurile de reazem sunt supuse unei miscari de translatie sincrone pe cele doua axe actionand simultan sau succesiv si caracterizate prin acceleratiile  $a_H(t)$  si  $a_v(t)$ .

⇒ Amortizarea vascoasa a sistemului este cuantificata printr-o matrice liniar dependenta cu matricile de rigiditate si inertie ale structurii.

Amortizarea este constanta in cazul structurilor fara panouri de umplutura si variabila in cazul panourilor de umplutura.

⇒ Ecuatiile de miscare ale sistemului dinamic au precizate conditiile initiale dupa cum urmeaza:

$$D_o = 0; \dot{D}_o = 0; \ddot{D}_o = -g_a$$

$$D_o \neq 0$$

Deplasarile initiale  $D_o$  pot fi nenule in cazul in care actiunea cutremurului se suprapune peste starea de eforturi si deformatii produsa de un sistem oarecare de incarcari statice.

⇒ Integrarea ecuatiilor miscarii se face pe intervale de timp de dimensiuni constante pe parcursul carora acceleratia solului ( $a_H, a_v$ ) este considerata constanta.

### A.2.3 Ecuatiile miscarii

Din ipotezele admise rezulta ca fiecarui nod îi corespund doua grade de libertate elastice - rotatia si deplasarea verticala, iar fiecarui etaj cate un grad de libertate - deplasarea orizontala. Numarul total al gradelor de libertate elastice este astfel  $n(2m+1)$ , unde  $n$  si  $m$  reprezinta numarul de niveluri respectiv de siruri de stalpi. De

asemenea mai rezulta ca numarul gradelor de libertate dinamice este  $n(m+1)$  intrucat inertia maselor nodale se manifesta numai la translataia nodurilor pe cele doua axe.

Aplicand la un moment de timp oarecare " t " conditia de echilibru dinamic, se obtine ecuatia clasica a dinamicii sistemelor cu un numar finit de grade de libertate:

$$M \ddot{x}_t + C \dot{x}_t + f_t = -q_t \quad (\text{A.2.1})$$

in care M este matricea maselor, C este matricea amortizarii viscoase, f este forta de rapel, q este un vector de incarcare derivat din acceleratia solului, x este vectorul deplasarilor structurii, punctele suprapuse semnifica derivarea in raport cu timpul, iar indicele t arata momentul de timp la care are loc conditia (A.2.1).

In primele momente ale raspunsului seismic structura se afla in stadiul linear elastic, deci  $f = K_0 x$ , unde  $K_0$  este matricea de rigiditate elastica. O data cu formarea primei articulatii plastice, relatia dintre f si x inceteaza de a mai fi lineara. In schimb, intre incrementele fortei si deplasarii pentru un pas de timp oarecare are loc relatia:

$$f_{t+h} - f_t = K_t \Delta x \quad (\text{A.2.2})$$

unde  $K_t$  este matricea de rigiditate incrementala, variabila in pasul de timp considerat.

Scriind ecuatia (A.2.1) pentru momentul de timp  $t+h$  si folosind (A.2.2), rezulta:

$$M \ddot{x}_{t+h} + C \dot{x}_{t+h} + K_t \Delta x = -q_{t+h} - f_t \quad (\text{A.2.3})$$

Pentru integrarea ecuatiilor diferentiale ale miscarii se foloseste un procedeu numeric cunoscut din literatura. Anume, se admite, aproximativ ca acceleratiile sunt constante in fiecare pas de timp, de unde rezulta variatia lineara a vitezei si variatia parabolica a deplasarilor in acelasi pas de timp.

In aceasta ipoteza, se poate arata ca:

$$\begin{aligned}\ddot{x}_{t+h} &= \frac{4}{h^2} \Delta x - \frac{4}{h} \dot{x}_t - \ddot{x}_t \\ \dot{x}_{t+h} &= \frac{2}{h} \Delta x - \dot{x}_t\end{aligned}\quad (\text{A.2.4})$$

Substituind (A.2.4) in (A.2.3), rezulta imediat:

$$(4M+2hC+h^2K_t)\Delta x = -h^2(q_{t+h}+f_t) + (4hM+h^2C)\dot{x}_t + h^2M\ddot{x}_t \quad (\text{A.2.5})$$

De aici, variabilele dinamice  $x$ ,  $\dot{x}$ ,  $\ddot{x}$  si  $f$  pot fi determinate recursiv, pentru momente de timp succesive, dupa cum urmeaza:

Fie cunoscute  $x_t$ ,  $\dot{x}_t$ ,  $\ddot{x}_t$ ,  $f_t$  si  $K_t$ . Din ecuatia (A.2.5) rezulta, prin rezolvare,  $\Delta x$ , apoi (A.2.4) determina  $\ddot{x}_{t+h}$  si  $\dot{x}_{t+h}$  (A.2.2) determina  $f_{t+h}$ , iar  $x_{t+h} = x_t + \Delta x$ .

Procesul poate continua pentru pasul de timp urmat, repetand operatiile descrise, dupa o investigatie prealabila a starii structurii la clipa  $t+h$  si detectarea eventualelor modificari in distributia articulatiilor plastice (care determina recalcularea matricii de rigiditate  $K_{t+h}$  pentru pasul de timp urmat). Pentru demararea procesului de integrare pas cu pas sunt necesare valorile initiale ale variabilelor. Admitand ca structura se afla initial in repaus, dar este deformata datorita actiunii incarcarii statice (permanente, utile, climatice, etc.),

$$\begin{aligned}x_o &= x_s \\ \dot{x}_o &= 0 \\ \ddot{x}_o &= -M^{-1}(q_o + f_o) \\ f_o &= K_o x_s,\end{aligned}\quad (\text{A.2.6})$$

in care  $x_s$  este vectorul deplasarii statice, existente in structura in momentul inceperii actiunii seismice.



### A.2.4 Matricile de inertie, amortizare si rigiditate ale structurii

Din definirea gradelor de libertate elastice si dinamice prezentata mai inainte, rezulta imediat structura matricii de inertie, diagonala:

$$M = \text{diag} \left( m_1 \ 0 \ m_2 \ 0 \ \dots \ m_m \ 0 \ \sum_{k=1}^m m_k \ \dots \right) \quad (\text{A.2.7})$$

in care  $m_1 \dots m_m$  sunt masele concentrate la nodurile primului etaj, iar grupul de termeni indicat se repeta pentru fiecare etaj, in ordinea acestora, cu substitutiile necesare de indici.

Matricea de amortizare este presupusa de forma:

$$C = \alpha_1 M + \alpha_2 K_0 \quad (\text{A.2.8})$$

in care coeficientii  $\alpha_1$  si  $\alpha_2$  pot fi determinati, prescriind factorii de amortizare in primele doua moduri proprii de vibratie (elastice) ale structurii,  $\lambda_1$  si  $\lambda_2$ .

Construirea matricii C este efectuata automat prin programul de calcul, folosind ca date de intrare numai factorii  $\lambda_1$  si  $\lambda_2$ .

Vectorul de incarcare  $q_t$  este de forma:

$$q_t = M a_t^{\text{sol}} \quad (\text{A.2.9})$$

unde vectorul  $a^{\text{sol}}$  are alcatuirea:

$$a^{\text{sol}} = [a_v \ 0 \ a_v \ 0 \ \dots \ a_v \ 0 \ a_h \ \dots] \quad (\text{A.2.10})$$

unde:

$a_v$  - acceleratia verticala;

$a_h$  - acceleratia orizontala, iar grupul de termeni indicat se repeta fara modificari pentru fiecare etaj.

Notand cu 0, respectiv 1, absenta, respectiv prezenta articulatiei plastice la un capat, o bara se poate afla in una din stările 0-0, 0-1, 1-0, 1-1, carora le corespund patru matrici de rigiditate de element distincte,  $k^{0-0}$ ,  $k^{0-1}$ ,  $k^{1-0}$ , si  $k^{1-1}$ .

Corespunzator gradelor de libertate  $u_i$  definite in nodurile teoretice matricea de rigiditate a unei bare este:

$$k_{\text{nod}}^{I-J} = A^T k_{\text{bar}}^{I-J} A - N_0 \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & a_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & a_2 \end{bmatrix} \quad (\text{A.2.11})$$

in care:

I-J indica starea barei (I, J = 0 sau 1)

$$A = \begin{bmatrix} 1 & -a_1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & a_2 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{A.2.12})$$

iar,  $a_1$ ,  $a_2$ , sunt portiunile rigide cuprinse intre nodul teoretic si marginea nodului. Relatiile (A.2.11) si (A.2.12) rezulta din consideratii geometrice si statice simple.

Odata obtinute matricile (A.2.11) pentru toate barele, matricea structurii  $K_t$  rezulta prin asamblarea acestora.

### A.2.5 Caracteristicile plastice ale barelor

Adoptarea legii moment incovoietor - rotire de tip bilinear, presupune determinarea momentului de plastificare  $M_p$  si a pantei curbei  $M - \theta$  in zona post-elastica. Rigiditatea la incarcarea initiala si la orice revenire dupa o incursiune in zona post-elastica se presupune egala cu valoarea cunoscuta din statica lineara  $k=3EI/l$ . In domeniul post-elastic, rigiditatea incrementala este redusa cu un factor constant -p-fata de valoarea rigiditatii elastice.

Momentul de plastificare  $M_p$  reprezinta valoarea momentului incovoietor la care armatura din zona intinsa intra in curgere, la o incarcare monotona din starea initiala, neancarcata, a sectiunii.

In cazul unei bare de cadru, legea moment incovoietor - rotire are o forma complicata, datorita dependentei simultane a celor doua momente de capat de cele patru deplasari. Ca urmare, o reprezentare grafica simpla nu este posibila; in schimb, relatia incrementala corespunzatoare, aplicabila intr-un pas de timp, are forma lineara, valorile curente ale eforturilor sectionale obtinandu-se prin cumulare:

$$Q_i(t+h)=Q_i(t)+\Delta Q_i, \quad i=1, 2, 3, 4.$$

**ANEXA 3 LA CAPITOLUL 5****PROIECTAREA STRUCTURII DUALE CU 10 ETAJE****A.3.1 Incarcari gravitationale**

Pe baza suprafetei etajului si dimensiunilor elementelor structurale, aratate în Fig. 5.1, greutatea proprie a planseului cu pardoseala si tencuiala, a grinzilor si stâlpilor, a riglelor de cuplare si a montantilor, a peretilor despartitori si de fatada, precum si incarcarea utila a rezultat 9146 KN pentru fiecare etaj. In consecinta greutatea totala a cladirii a rezultat 91460 KN.

**A.3.2 Incarcarea seismica de calcul**

Conform normativului P.100-92,

- $T = 0,055 \times N_e = 0,055 \times 10 = 0,55$  secunde
- $T_c = 1,5$  secunde
- $\beta = 2,5$  pentru  $T \leq T_c$
- $S_s = \alpha \times \beta \times K_s \times \psi \times \varepsilon \times G = 1,0 \times 2,5 \times 0,2 \times 0,25 \times 0,716 \times G$
- $S_s = 8,955\% \times G = 0,08955 \times 91460 \text{ KN} = 8190,24 \text{ KN}$

### A.3.3 Eforturile sectionale de calcul

Autorul a considerat ca structura duala este situata în zona seismică de calcul, C, conform normativului P.100-92 și deci  $K_s = 0,20$ . Deoarece diafragmele preiau cea mai mare parte din încărcarea seismică (pentru satisfacerea condiției de drift și pentru a reprezenta principala linie de apărare structurală), la predimensionare și proiectare s-a ținut seama de prevederile UBC-73÷79 și anume:

- (1) Cadrele și diafragmele trebuie să preia întreaga forță seismică de calcul proporțional cu rigiditățile relative ale lor, considerând interacțiunea dintre ele;
- (2) Diafragmele, acționând independent de structură, trebuie să poată prelua întreaga forță seismică de calcul (reprezentând linia principală de apărare structurală);
- (3) Cadrele spațiale trebuie să poată prelua cel puțin 25% din forța seismică de calcul totală (reprezentând linia secundară de apărare structurală).

Criteriile (2) și (3) au fost utilizate pentru predimensionarea inițială a diaframelor și respectiv a cadrelor (UBC-73 și UBC-79). Criteriul (1) a fost utilizat pentru proiectarea finală a structurii duale (UBC-91). Efectul de torsiune indus de acțiunea seismică a fost luat în considerare în conformitate cu pct. 5.7 din normativul P.100-92, pe baza excentricității de 5% între centrul maselor și centrul de rigiditate. Această excentricitate conduce la un moment de torsiune de 15786,688 kNm ( $0,05 \times 38,55 \text{ m} \times 8190,24 \text{ kN}$ ) pentru direcția transversală a clădirii. În acord cu criteriul, (2), cele două diafragme cuplate trebuie să poată prelua acest moment de torsiune, rezultând astfel o forță tăietoare de bază adițională de 584,69 kN ( $15786,688 \text{ kNm} / 27,00 \text{ m}$ ).

În consecință forța tăietoare de bază care trebuie să fie preluată de fiecare diafragma cuplată devine 4679,81 kN ( $8190,24 \text{ kN} / 2 + 584,69 \text{ kN}$ ). Distribuția acestei forțe tăietoare, incluzând efectul torsiunii, este arată în tabelul 5.1. Diafragma cuplată a fost predimensionată pe baza acestei distribuții, precum și pe baza relațiilor (5.2), (5.4) și (5.6) utilizându-se calculul static elastic liniar efectuat cu programul ANELISE.

În conformitate cu criteriul, (3), forța tăietoare de bază minimă care trebuie să fie preluată de un cadru este 389,98 KN. Distribuția acestei forțe tăietoare este arată în tabelul 5.1. Cadrul a fost predimensionat pe baza acestei distribuții, precum și pe baza relațiilor (5.1), (5.3), (5.5) și (5.7), utilizându-se calculul static elastic liniar efectuat cu programul ANELISE.

#### **A.3.4 Dimensionarea structurii duale cu 10 etaje**

Proiectarea finală a diafragmei cuplate și a cadrului s-a făcut pe baza criteriului, (1), utilizându-se calculul static elastic liniar efectuat asupra structurii duale, cu programul ANELISE. Pentru a se ține seama de răspunsul predominant inelastic al clădirii la acțiunea cutremurelor puternice, la determinarea momentelor încovoietoare de calcul finale (de dimensionare) ale riglelor de cuplare și ale grinzilor, s-a efectuat o redistribuție semnificativă a momentelor încovoietoare rezultate din calculele statice elastice liniare (rezultatele sunt date în tabelul 5.2). Redistribuțiile s-au făcut mai întâi pe orizontală între deschideri și apoi pe verticală între etaje, reducerea maximă a momentelor încovoietoare negative fiind de 30%. Redistribuția pe orizontală a momentelor încovoietoare, între cele două extremități ale fiecărei din cele trei grinzi la fiecare etaj, a constat din reducerea momentelor încovoietoare negative și în compensare creșterea momentelor încovoietoare pozitive. Valorile momentelor încovoietoare, după redistribuția pe orizontală, au condus la cantități aproximativ egale de armatură longitudinală inferioară și superioară. Redistribuția pe verticală a momentelor încovoietoare a condus la realizarea unei soluții practice utilizând armari longitudinali identice în grinzi și în riglele de cuplare la toate etajele. Redistribuția pe verticală a momentelor încovoietoare din riglele de cuplare a condus la o redistribuție pe orizontală a eforturilor sectionale către grinzile cadrelor pentru a nu se reducă momentele încovoietoare de etaj ale structurii duale. Aceasta s-a realizat prin utilizarea unor procente adecvate de armare longitudinală în grinzi și stâlpi (procentul minim de

armatura longitudinală întinsă din grinzi a fost de 0,45%, iar procentul minim al armăturii longitudinale totale din stâlpi a fost de 0,80%). Valoarea momentului încovoietor de răsturnare la baza diafragmei cuplate nu s-a modificat prin redistribuția pe verticală a momentelor încovoietoare din riglele de cuplare.

La proiectarea montanților s-a ținut seama de toate barele longitudinale de armatură din inimă și de la extremități (bulbi). Procentul de armare longitudinală din inimă a fost de 0,20%, iar procentul de armare longitudinală de la extremități a fost de 0,10%.

**\*\*\* TABELE \*\*\***



TABELUL 5.1		MARIMEA (in kN) SI DISTRIBUTIA FORTEI.LOR SEISMICE (INCLUZAND TORSIUNEA) PENTRU DIAFRAGMA IZOLATA, CADRUL IZOLAT SI STRUCTURA DUALA										
ETAJUL	DIAFRAGMA PREIA SINGURA INTREAGA INCARCARE SEISMICA DE CALCUL					CADRUL PREIA SINGUR 25% DIN INCARCAREA SEISMICA TUTALA					STRUCTURA DUALA ANALIZA MODALA (MOD 1)	
	ANALIZA STATICA LINIARA (UBC - 73)	ANALIZA MODALA (MOD 1)			ANALIZA STATICA LINIARA (UBC - 91)	ANALIZA MODALA (MOD 1)	DIAFRAGMA CUPLATA PRIN RIGLE	DIAFRAGMA CUPLATA PRIN RIGLE	ANALIZA STATICA LINIARA (UBC - 91)	ANALIZA MODALA (MOD 1)	DIAFRAGMA CUPLATA PRIN RIGLE	DIAFRAGMA CUPLATA PRIN PENDULI
		CUPLARE PRIN RIGLE	CUPLARE PRIN PENDULI	CUPLARE PRIN PENDULI								
10	850,79	929,48	957,22	957,22	70,90	63,79	920,28	920,28	63,79	951,55		
9	765,62	833,93	830,15	830,15	63,80	61,23	833,53	833,53	61,23	831,81		
8	680,91	732,83	703,02	703,02	56,74	57,46	739,04	739,04	57,46	710,21		
7	595,74	626,33	577,59	577,59	49,64	52,41	637,55	637,55	52,41	588,81		
6	510,57	515,97	456,26	456,26	42,55	46,14	530,24	530,24	46,14	469,64		
5	425,39	404,53	341,94	341,94	35,45	38,81	419,84	419,84	38,81	355,64		
4	340,22	295,84	237,94	237,94	28,35	30,64	310,24	310,24	30,64	250,30		
3	255,05	194,70	147,88	147,88	21,25	21,87	206,46	206,46	21,87	157,57		
2	170,35	106,90	75,58	75,58	14,20	12,93	114,74	114,74	12,93	81,79		
1	85,17	39,30	24,96	24,96	7,10	4,73	42,30	42,30	4,73	27,54		
Fora taietourc de baza (kN)	4679,81	4679,81	4352,54	4352,54	389,98	390,01	4754,22	4754,22	390,01	4423,86		
Z/H	0,700	0,731	0,752	0,752	0,700	0,694	0,726	0,726	0,694	0,747		
T <sub>1</sub> (secunde)	-	0,605	0,620	0,620	-	1,093	0,538	0,538	1,093	0,537		
$\epsilon_1$	0,716	0,716	0,666	0,666	0,796	0,796	0,728	0,728	0,796	0,677		
$c_T$ (%)	10,254	10,254	9,537	9,537	3,453	3,453	10,417	10,417	3,453	9,695		

REZULTATELE CALCULELOR LA GRUPAREA SPECIALA DE INCARCARE													
MOMENTELE INCOVOIETOARE DE CALCUL DE LA CAPETELE RIGLELOR DE CUPLARE SI GRINZILOR													
MOMENTE INCOVOIETOARE DE CALCUL LA CAPETELE GRINZILOR DUPA REDISTRIBUTIA PE ORIZONTALA (in KNm)													
TABELUL 5.2	MOMENTE INCOVOIETOARE DE CALCUL LA CAPETELE RIGLELOR DE CUPLARE (in KNm)						MOMENTE INCOVOIETOARE DE CALCUL LA CAPETELE RIGLELOR DE CUPLARE SI GRINZILOR DUPA REDISTRIBUTIA PE ORIZONTALA (in KNm)						
	DIAFRAGMA PREIA SINGURA INTREAGA INCARCARE SEISMICA DE CALCUL (UBC-73)		DIAFRAGMA SI CADRELE PREIAU IMPREUNA INTREAGA INCARCARE SEISMICA DE CALCUL		CADRUL PREIA SINGUR 25% DIN INCARCAREA SEISMICA DE CALCUL (UBC-91)		CADRELE SI DIAFRAGMA PREIAU IMPREUNA INTREAGA INCARCARE SEISMICA DE CALCUL		DIAFRAGMA CUPLATA PRIN RIGLE		DIAFRAGMA CUPLATA PRIN PENDULI		
	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	
10	1068,97	1216,66	799,48	947,17	-23,96	87,24	21,04	132,24	54,47	165,67			
9	1132,05	1280,58	862,98	1011,51	-2,63	110,79	38,61	152,03	72,38	185,81			
8	1223,41	1372,29	958,62	1107,50	23,51	136,38	45,93	158,79	70,46	183,33			
7	1314,07	1463,10	1055,90	1204,93	47,91	160,95	54,71	167,75	70,62	183,65			
6	1379,44	1528,55	1131,68	1280,78	69,47	182,50	60,83	173,86	67,18	180,22			
5	1397,24	1546,42	1165,21	1314,39	87,59	200,68	63,29	176,37	60,40	173,49			
4	1345,71	1495,00	1136,81	1286,10	101,80	214,93	60,61	173,73	49,40	162,54			
3	1201,75	1351,31	1025,55	1175,11	110,59	223,75	51,77	164,93	33,93	147,09			
2	939,07	1089,27	807,54	957,74	108,56	221,92	33,66	147,01	12,52	125,88			
1	525,92	677,64	449,97	601,69	75,85	189,49	12,89	125,86	-10,37	102,60			
MEDIA	1152,76	1302,08	939,37	1088,69	59,87	172,86	44,33	157,26	48,10	161,03			
M <sub>mean min</sub>	1081,00												188,60

REZULTATE ALE ANALIZELOR LINIARE STATICE SI DINAMICE OBTINUTE LA BAZA DIAFRAGMEI SI CADRELOR														
TABELUL 5.3	DIAFRAGMA PREIA SINGURA INTREAGA INCARCARE SEISMICA DE CALCUL (UBC-73)				CADRUL PREIA SINGUR 25% DIN INCARCAREA SEISMICA TOTALA (UBC- 91)				DIAFRAGMELE SI CADRELE PREIAU IMPREUNA INTREAGA INCARCARE SEISMICA DE CALCUL					
	CUPLARE PRIN RIGLE		CUPLARE PRIN PENDULI		CUPLARE PRIN RIGLE		CUPLARE PRIN PENDULI		DIAFRAGMA CUPLATA PRIN RIGLE		DIAFRAGMA CUPLATA PRIN PENDULI			
	$Q_d$ (KN)	$MRB_d$ (KNm)	$Q_d$ (KN)	$MRB_d$ (KNm)	$Q_c$ (KN)	$MRB_c$ (KNm)	$Q_d$ (KN)	$MRB_d$ (KNm)	$Q_c$ (KN)	$MRB_c$ (KNm)	$Q_d$ (KN)	$MRB_d$ (KNm)	$Q_c$ (KN)	$MRB_c$ (KNm)
Analiza statica linara (UBC-73)	4680	109740	4680	109740	1170	27434	4035	88242	644	21498	4306	87501	373	22238
Analiza modala (MOD 1)	4680	114524	4353	109644	1170	27187	4096	92782	659	22768	4062	87876	363	22895
Vrancea (NS)x $\psi$ $a=0,229g$ $v=0,05$	3025	62697	3234	66093	1416	30832	3080	58620	480	14501	3119	57908	260	13210
Vrancea (NS)x $\psi$ $a=0,229g$ $v=0,05$	3836	88361	3722	78601	1118	27123	3603	69206	566	17186	3599	67877	302	15805
El Centro (NS)x $\psi$ $a=0,229g$ $v=0,05$	5527	116172	4437	100768	532	11794	4684	112271	775	30500	5032	111695	455	28287
El Centro (NS)x $\psi$ $a=0,229g$ $v=0,05$	4586	116515	3844	104772	515	13714	4768	104961	763	26704	4482	99813	440	25121
Analiza echilibrului general la limita	4111	96400	4111	96400	2105	49356	4111	96400	2105	49356	4111	96400	2105	49356

$Q_d$ ,  $Q_c$  - Forte taietor de baza (d - diafragma, c - cadrele)  
 $MRB_d$ ,  $MRB_c$  - Momente de rasturnare de baza (d - difragma, c - cadrele)

TABELUL 5.4	VALORILE COEFICIENTILOR DE AMPLIFICARE DINAMICA OBTINUTE DIN CONFRUNTAREA FORTELOR TAIETOARE DE ETAJ REZULTATE DIN CALCULUL STATIC ELASTIC CU ACELEA GENERATE IN TIMPUL RASPUNSULUI DINAMIC ELASTO-PLASTIC									
	ETAJUL	DIAFRAGMA IZOLATA		CADRUL IZOLAT	STRUCTURA DUALA					
		CUPLARE PRIN RIGLE	CUPLARE PRIN PENDULI		DIAFRAGMA CUPLATA PRIN RIGLE	DIAFRAGMA CUPLATA PRIN PENDULI				
	$K_Q^D$	$K_Q^D$	$K_Q^S$	$K_Q^D$	$K_Q^S$	$K_Q^D$	$K_Q^S$			
10	1,52	1,75	2,03	4,17	0,87	4,03	0,57			
9	1,37	1,48	1,81	1,58	1,59	2,00	1,29			
8	1,19	1,31	1,49	1,42	1,17	1,52	0,92			
7	1,03	1,12	1,22	1,24	1,21	1,36	0,89			
6	0,93	0,97	1,01	1,19	1,90	1,10	1,01			
5	0,91	0,86	0,95	1,09	0,81	1,03	1,06			
4	0,93	0,90	0,97	1,11	0,82	1,01	1,18			
3	1,00	1,01	1,02	1,19	1,22	1,17	2,03			
2	1,10	1,13	1,08	1,37	2,89	1,25	3,95			
1	1,19	1,48	1,12	1,20	2,70	1,54	5,20			

$K_Q^D$  - Coeficienti de amplificare dinamica pentru fortele taietoare din montanii diafragmelor cuplate.

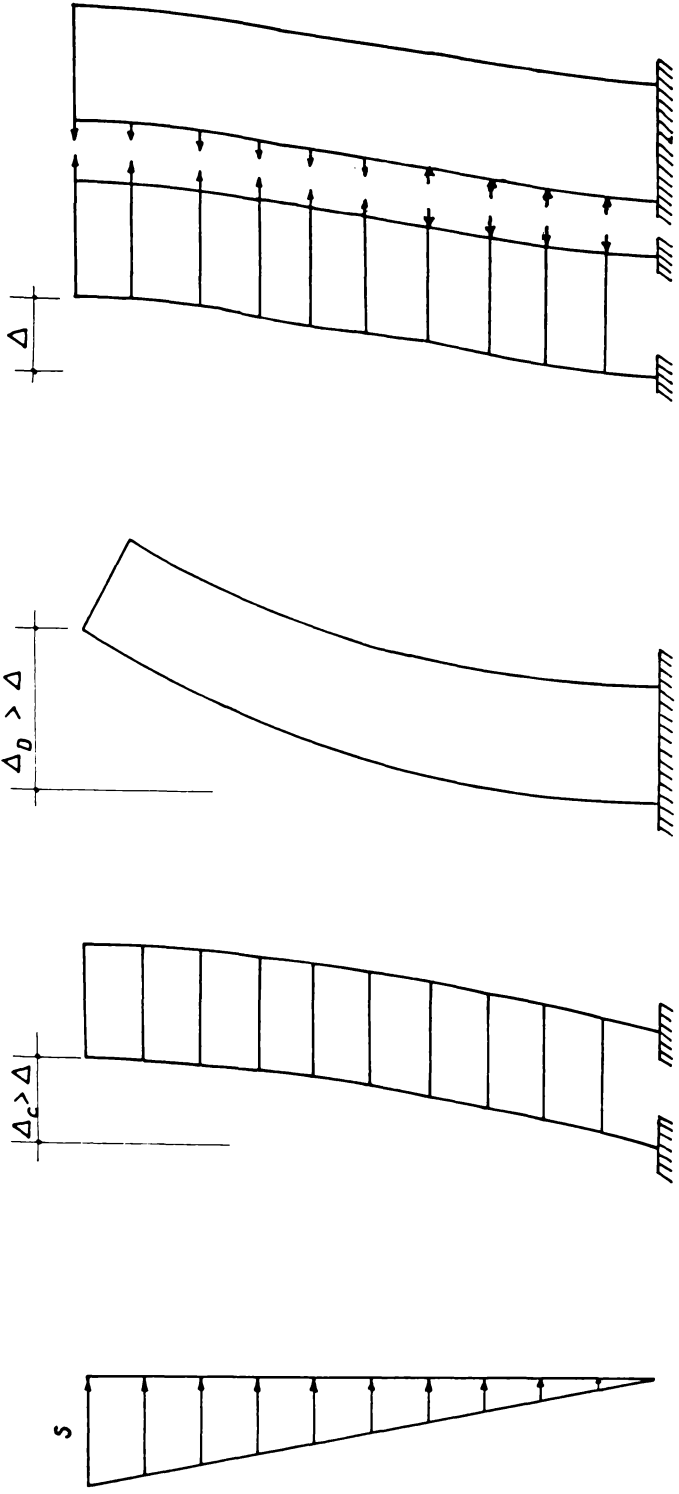
$K_Q^S$  - Coeficienti de amplificare dinamica pentru fortele taietoare din stalpii cadrelor.

TABELUL 5.5 VALORILE COEFICIENTILOR DE AMPLIFICARE DINAMICA PENTRU FORTELE TAIETOARE DIN DIAFRAGME, $K_Q^D$								
ETAJUL	$K_{dm}$	1,000	0,916	0,823	0,721	0,604	0,467	0,289
7		1,24	1,68	2,94	11,63	1,74	1,08	1,13
6		1,14	1,26	1,47	1,80	1,81	2,26	7,74
5		1,05	1,07	1,15	1,16	1,28	1,37	1,81
4		0,96	0,92	0,96	0,94	0,95	1,11	1,20
3		0,96	0,95	0,90	0,87	0,83	0,91	0,83
2		1,16	1,03	1,06	1,00	1,09	1,10	0,87
1		1,22	1,23	1,03	0,96	0,96	1,13	0,93

TABELUL 5.6 VALORILE COEFICIENTILOR DE AMPLIFICARE DINAMICA PENTRU MOMENTELE INCOVOIETOARE DIN DIAFRAGME, $K_M^D$								
ETAJUL	$K_{dm}$	1,000	0,916	0,823	0,721	0,604	0,467	0,289
7		1,24	1,68	2,94	11,63	1,74	1,08	1,13
6		1,17	1,38	1,73	2,77	6,09	6,18	2,18
5		1,11	1,22	1,41	1,73	2,20	3,83	24,92
4		1,06	1,11	1,22	1,34	1,53	1,78	3,11
3		1,02	1,04	1,11	1,16	1,23	1,33	1,60
2		1,02	1,01	1,01	1,04	1,09	1,15	1,23
1		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

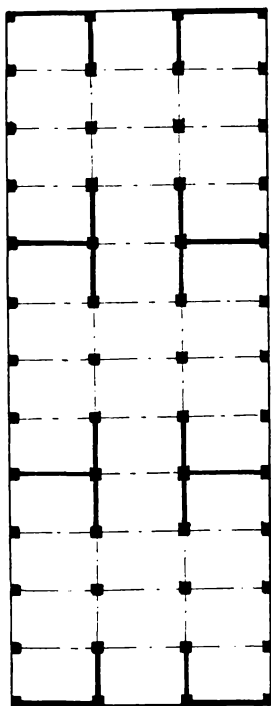
TABELUL 5.7 VALORILE COEFICIENTILOR DE AMPLIFICARE DINAMICA PENTRU FORTELE TAIETOARE DIN STALPI, $K_Q^S$								
ETAJUL	$K_{dm}$	0,000	0,289	0,467	0,604	0,721	0,823	0,916
7		1,87	0,58	0,57	0,64	0,81	0,75	0,68
6		1,28	1,18	1,01	1,16	0,75	0,66	0,59
5		1,08	1,14	1,21	0,88	0,84	0,73	0,68
4		0,94	0,86	0,87	0,86	0,89	0,73	0,99
3		1,06	1,13	1,23	1,09	1,26	1,10	1,15
2		1,04	1,30	1,45	1,50	2,42	3,41	4,26
1		1,09	1,69	2,10	2,59	2,78	3,10	4,03

**\*\*\* FIGURI \*\*\***



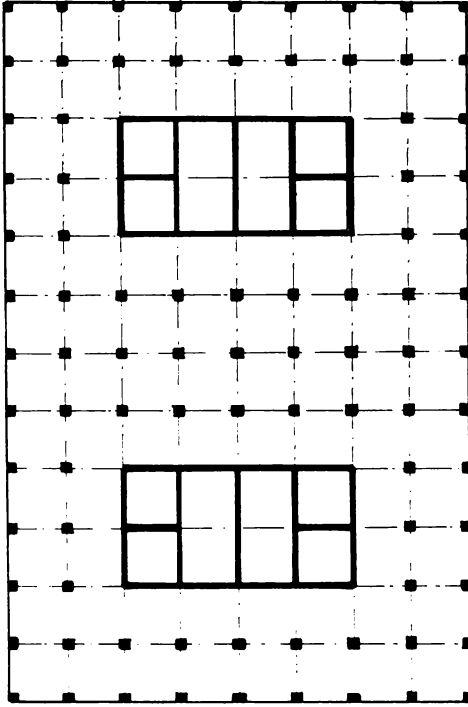
a) Deformata cadrelor      b) Deformata diafragmei      c) Forțe de interacțiune

Fig. 1.1 Forțe de interacțiune între cadre și diafragme la o structură duală

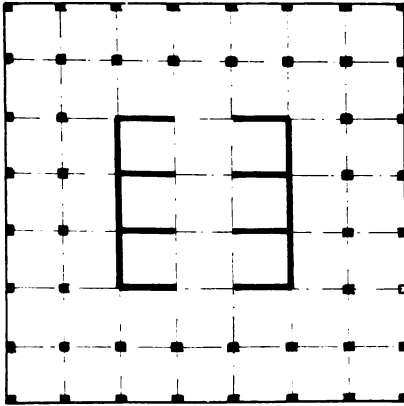


*Fig. 1.2 Structură duală cu diafragme dispuse izolat  
(sistem celular)*





b) Două nuclee și cadre



a) Nucleu central și cadre

Fig. 1.3 Tipuri de structuri duale cu nuclee



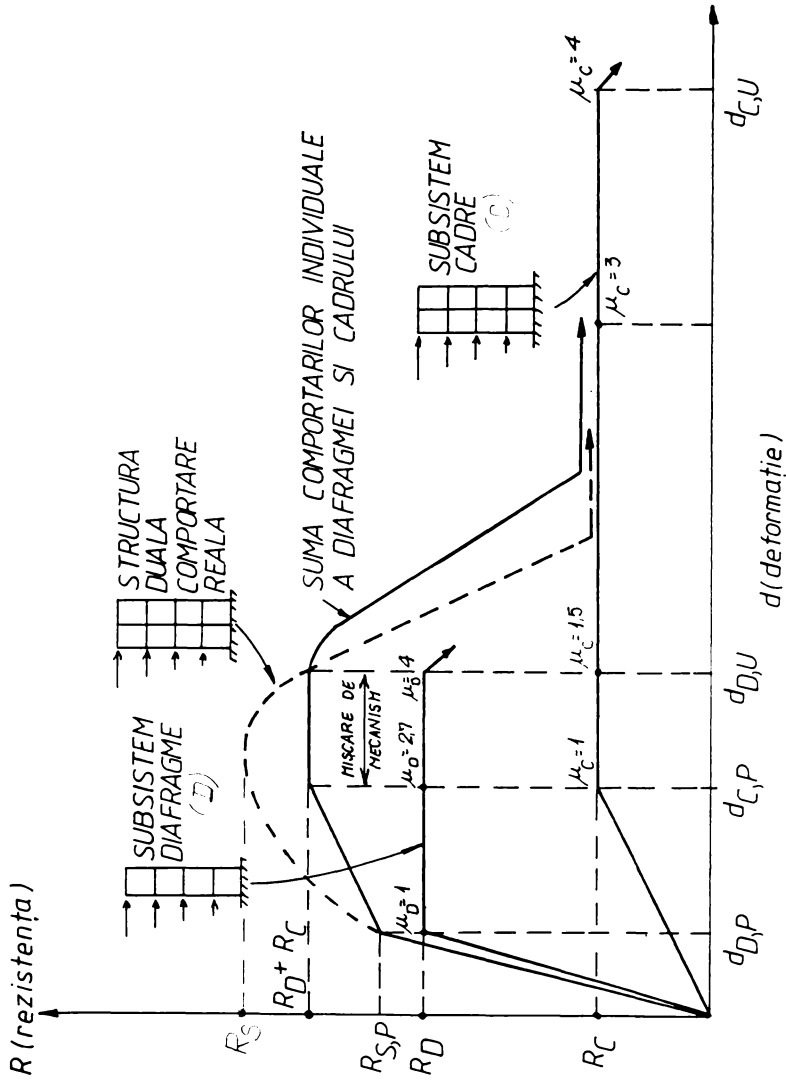


Fig. 2.3 Cerințele de ductilitate pentru diafragmă și cadru într-o structură duală din beton armat.

FORTA TAIETOARE DE BAZA  $F_s(tf)$

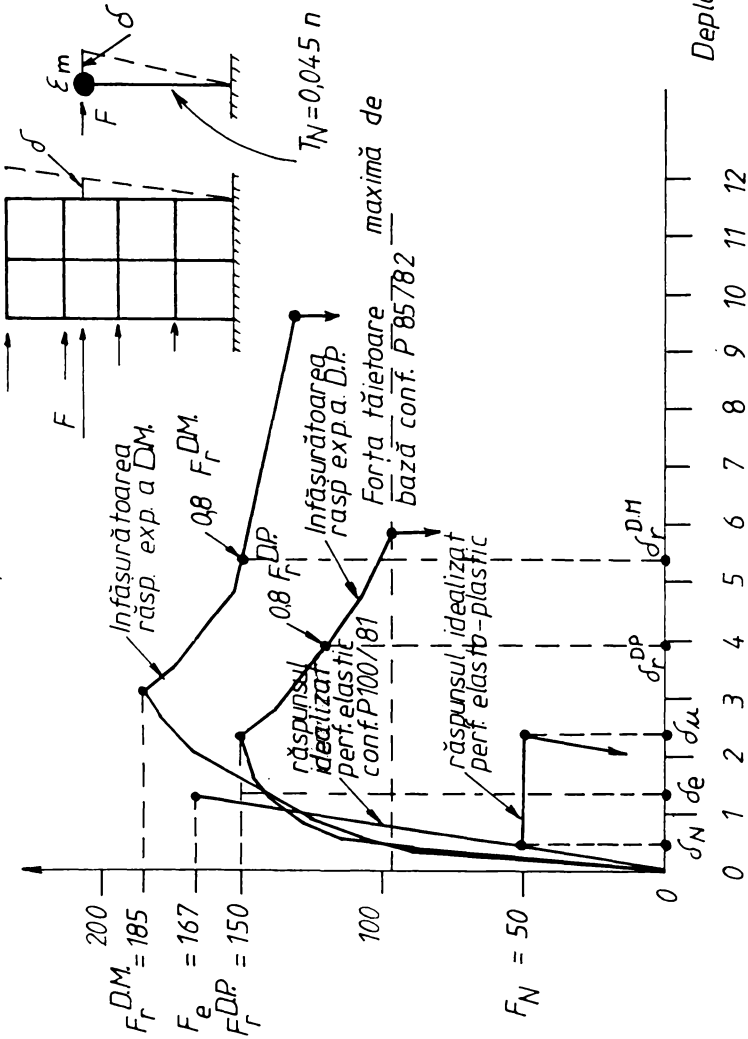


FIG. 3.1. COMPARAREA RĂSPUNSULUI EXPERIMENTAL CU RĂSPUNSUL IDEALIZAT CONFORM P100/81 AL UNOR DIAFRAGME DIN BETON ARMAT MONOLITE - D.M. SI PREFABRICATE-DP. INCERCATE IN INCERC

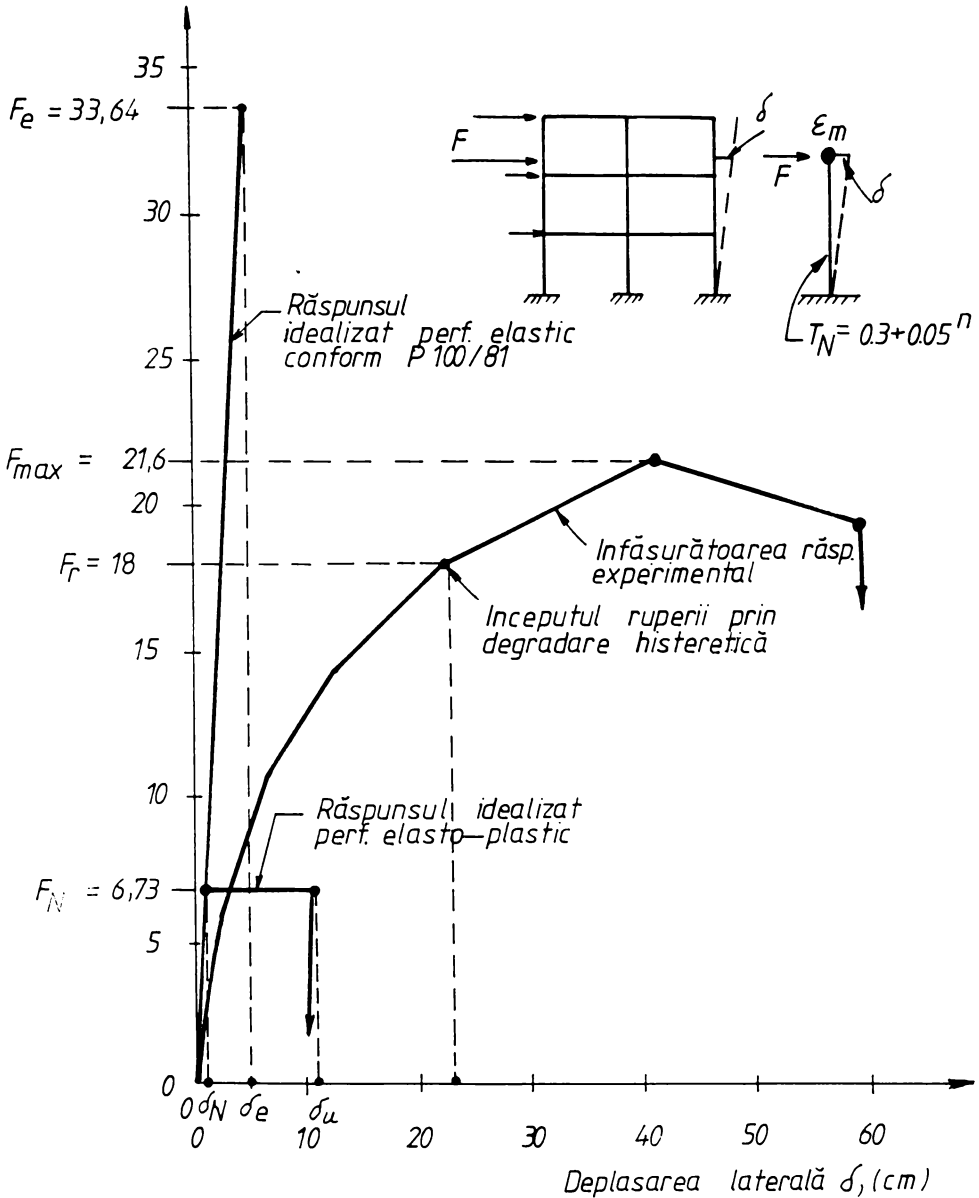
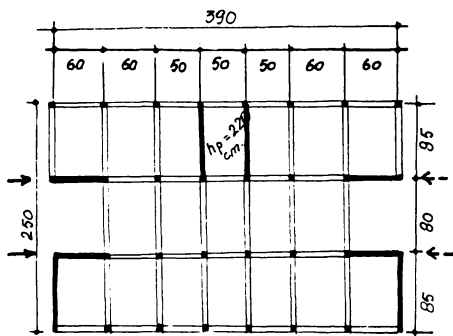
FORȚA TAIETOARE DE BAZĂ  $F(t)$ 

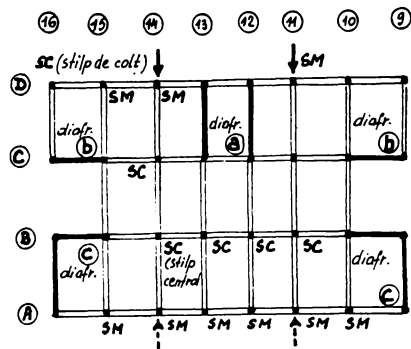
FIG. 3.2 COMPARAREA RĂSPUNSULUI EXPERIMENTAL CU RĂSPUNSUL IDEALIZAT CONFORM P100/81 AL UNUI CADRU DIN BETON ARMAT INCERCAT IN INCINTA INCERC DE CONF. DR.ING. HRISTACHE POPESCU

SECTIUNI ORIZONTALE

INCARCARE LONGITUDINALA E→V

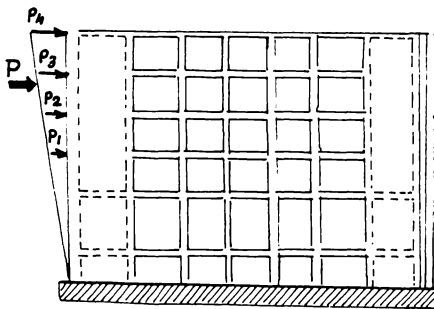


INCARCARE TRANSVERSALA N→S



SECTIUNI VERTICALE

AX B,C



$$\begin{aligned}
 P_1 &= 0.33P \\
 P_2 &= 0.28P \\
 P_3 &= 0.22P \\
 P_4 &= 0.17P
 \end{aligned}$$

AX 12,13

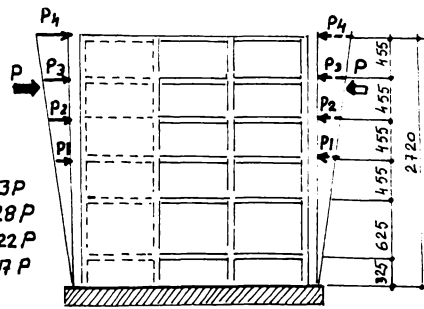


FIG. 3.3. SCHEMA INCARCARI LATERALE SI DIMENSIUNILE STRUCTURII DUALE INCERCATA LA INCERC-TIMISOARA

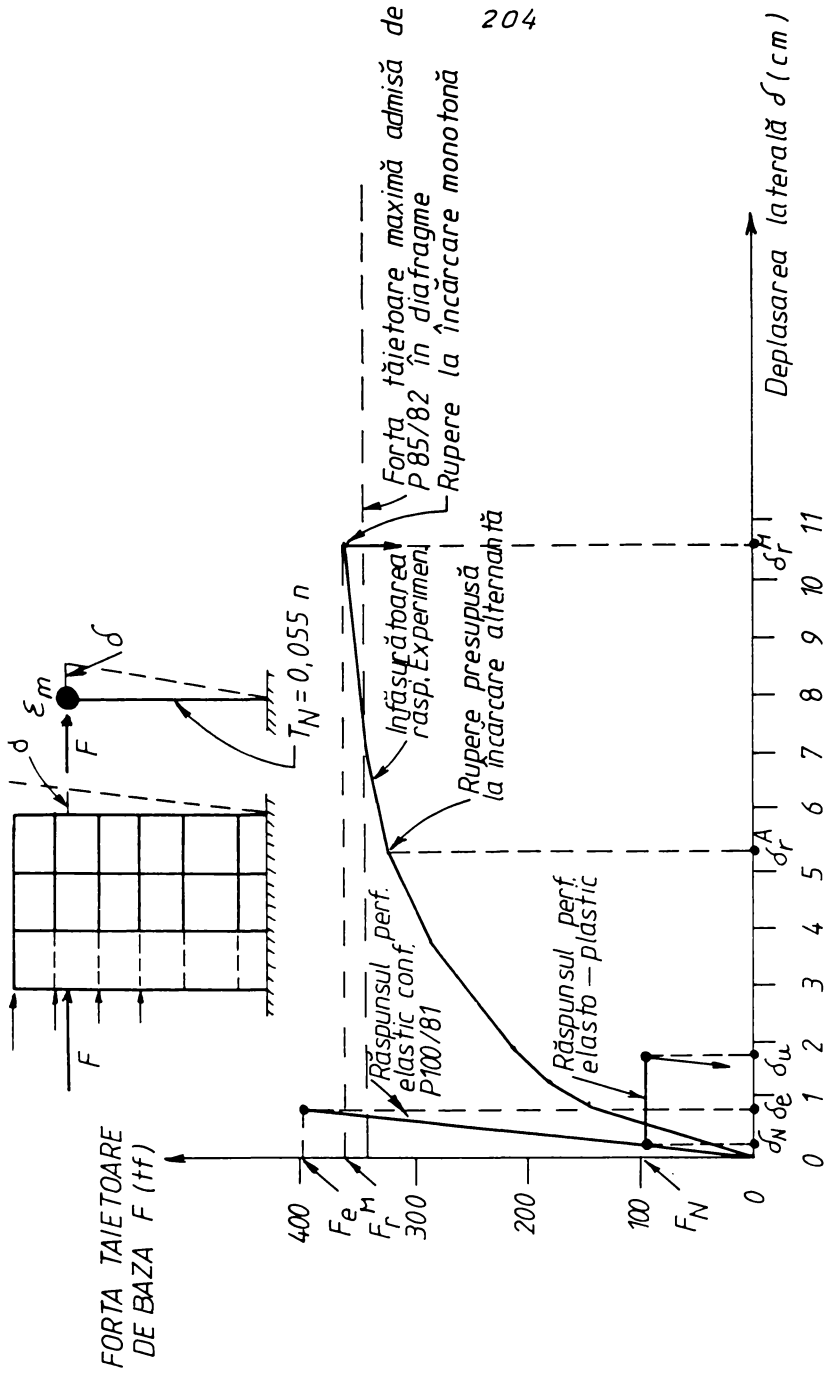


FIG. 34. COMPARAREA RĂSPUNSULUI EXPERIMENTAL CU RĂSPUNSUL CONFORM P100/81 AL UNEI STRUCTURI DUALE DIN BETON ARMAT INCERCATA DE CATRE INCERC-TIMISOARA

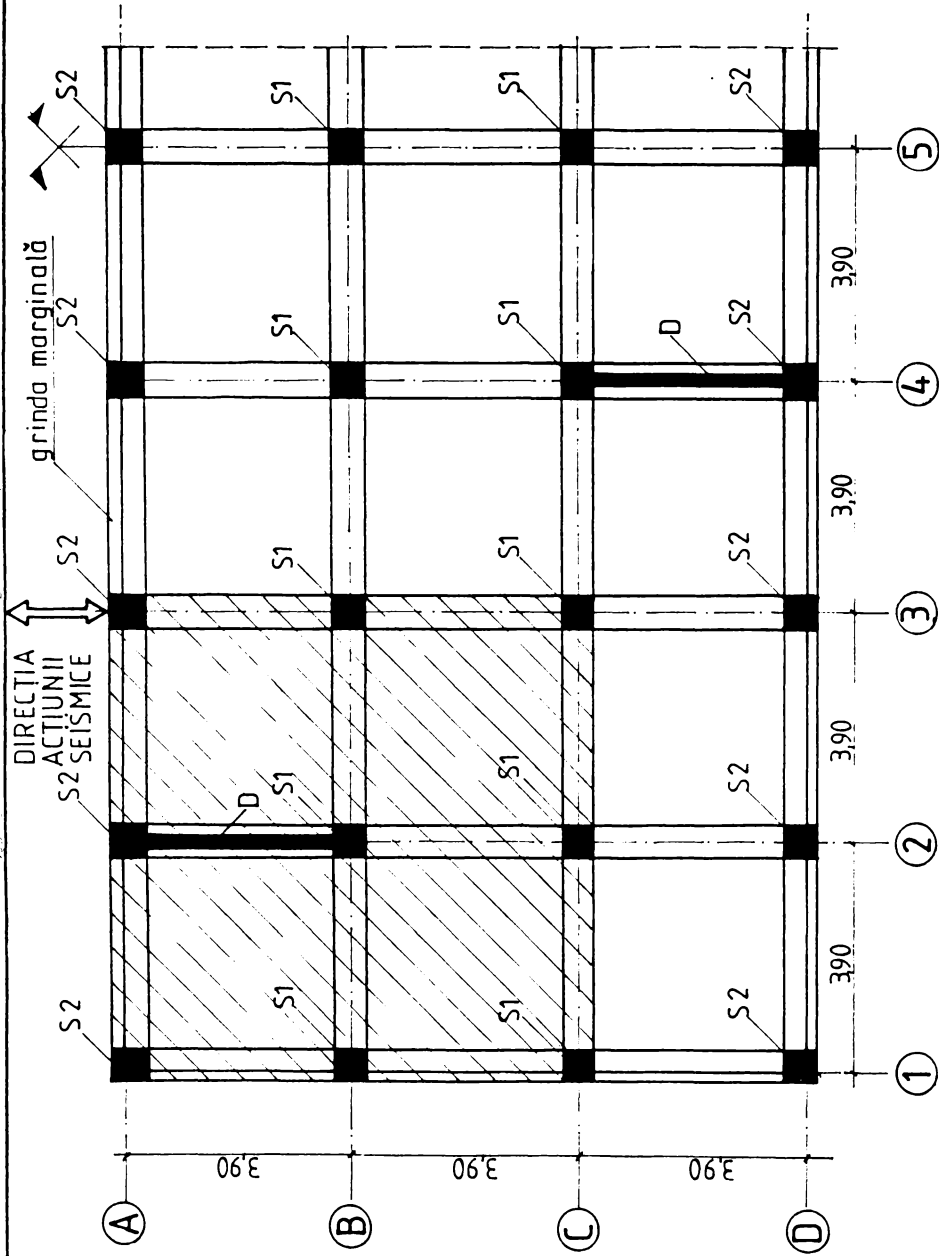


Fig.55a Structura prototip.- Vedere în plan.  
Zona hasurată reprezintă încercată experimental.



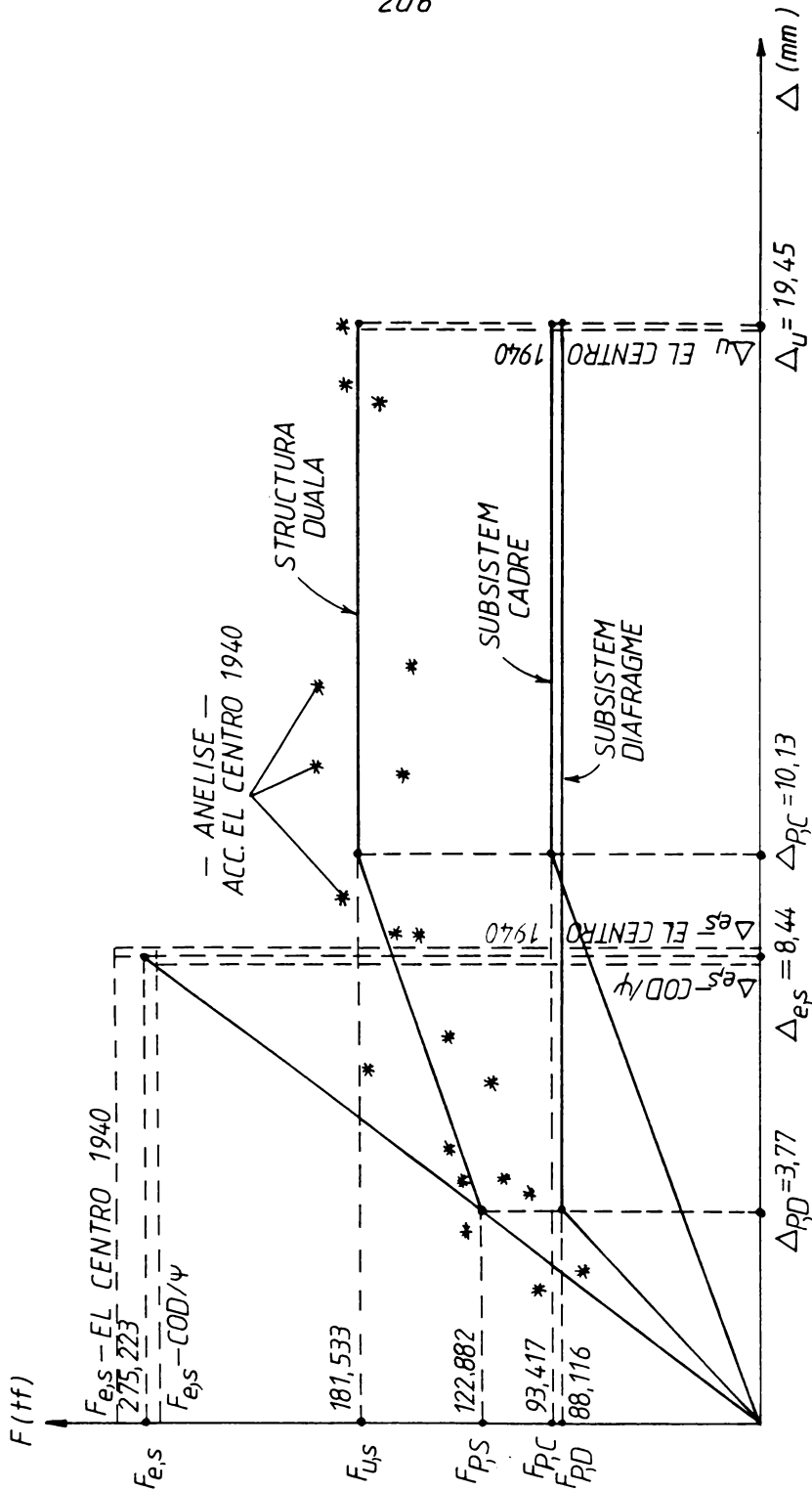
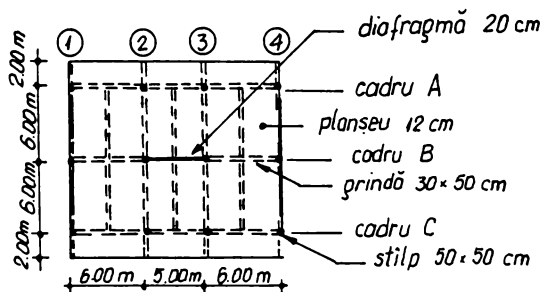
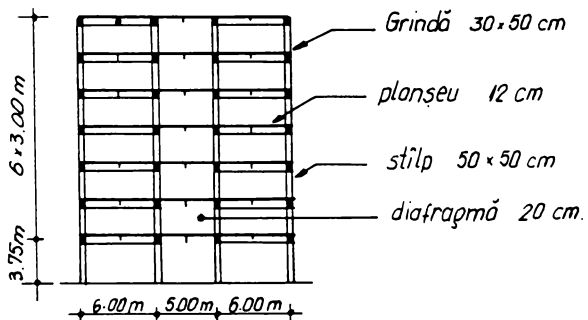


FIG.3.5.b. Rezultatele analizei energetice asupra structurii dată cu diafragme rare



a. PLAN



b. ELEVATIE

FIG.3.6 CLADIREA DUALA DIN BETON ARMAT CU 7 NIVELE INCERCATA LA TSUKUBA - JAPONIA

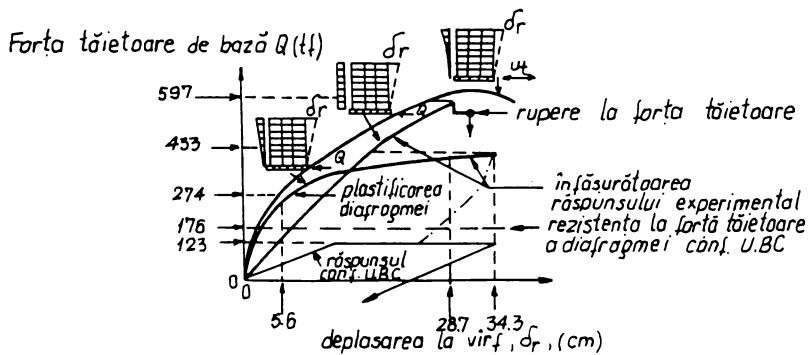


FIG.3.7. COMPARAREA RĂSPUNȘURILOR EXPERIMENTALE CU RĂSPUNȘUL MINIM CONFOR CODULUI UBC A CLADIRII DIN FIG. 3.6.

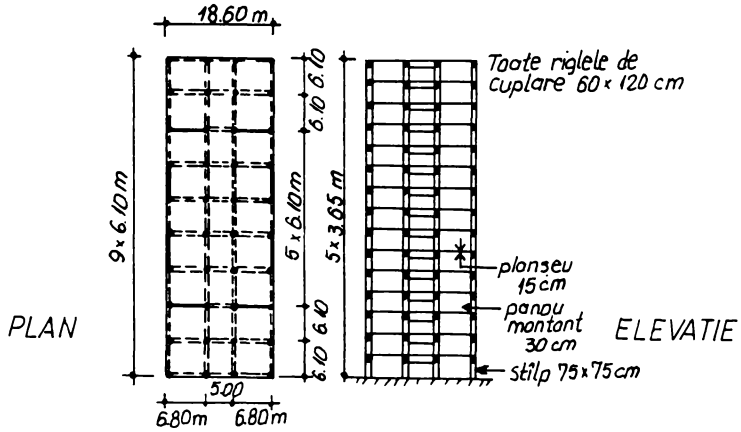


FIG. 3.8. CLADIREA DUALA DIN BETON ARMAT, CU 15 NIVELE, ANALIZATA LA BERKELEY

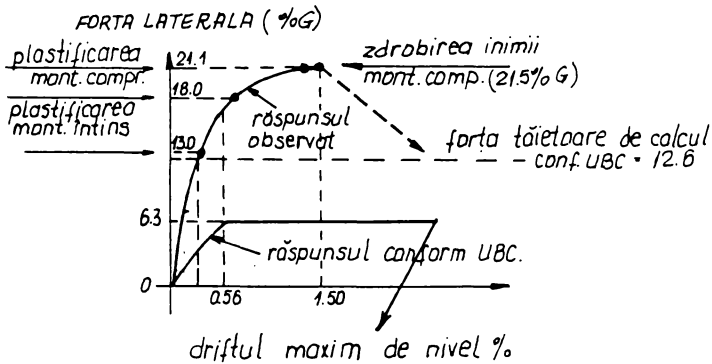


FIG. 3.9. COMPARAREA RASPUNSULUI EXPERIMENTAL CU CEL CONFORM CODULUI UBC AL DIAFRAGMEI CUPLATE

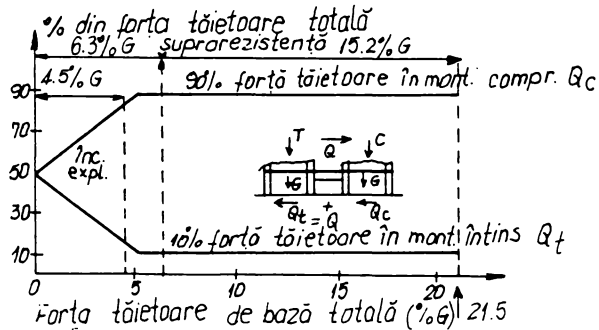


FIG. 3.10. REDISTRIBUIREA MASURATA A FORTEI TAIETOARE DE BAZA TOTALA IN DIAFRAGMA CUPLATA DIN CLADIREA DIN FIG. 3. 8

Forța tăietoare de bază  $Q$  (tf)

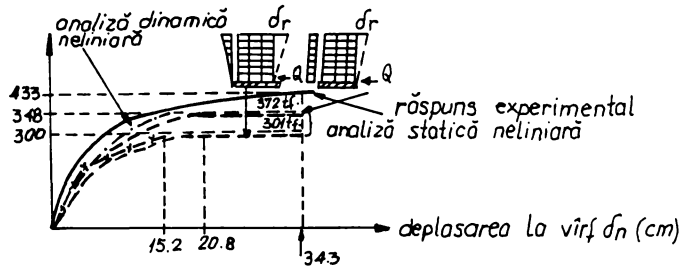


FIG.3.11. CORELAREA RĂSPUNSULUI MASURAT EXPERIMENTAL CU RĂSPUNSURILE EVALUATE ANALITIC

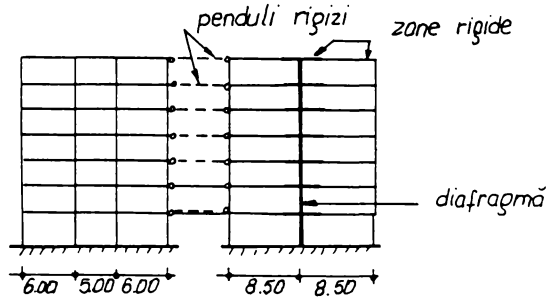


FIG. 3.12 MODELUL ANALITIC AL SISTEMULUI DUAL DIN FIG. 3.6. MODELARE BI DIMENSIONALA

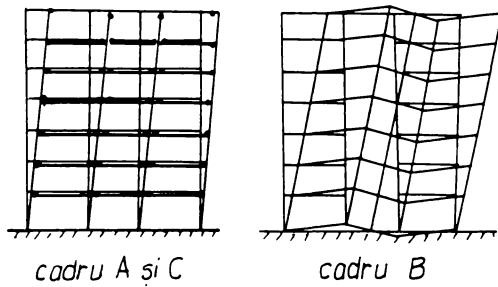


FIG.3.13. MODELUL ANALITIC AL SISTEMULUI DUAL DIN FIG.3.6 MECANISMUL DE DISIPARE A ENERGIEI

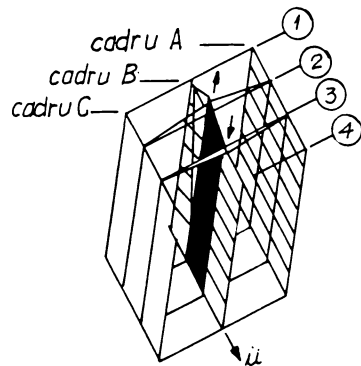


FIG.3.14. FENOMENUL DE INTERACȚIUNE TRI DIMENSIONALA LA CLADIREA DIN FIG.3.6

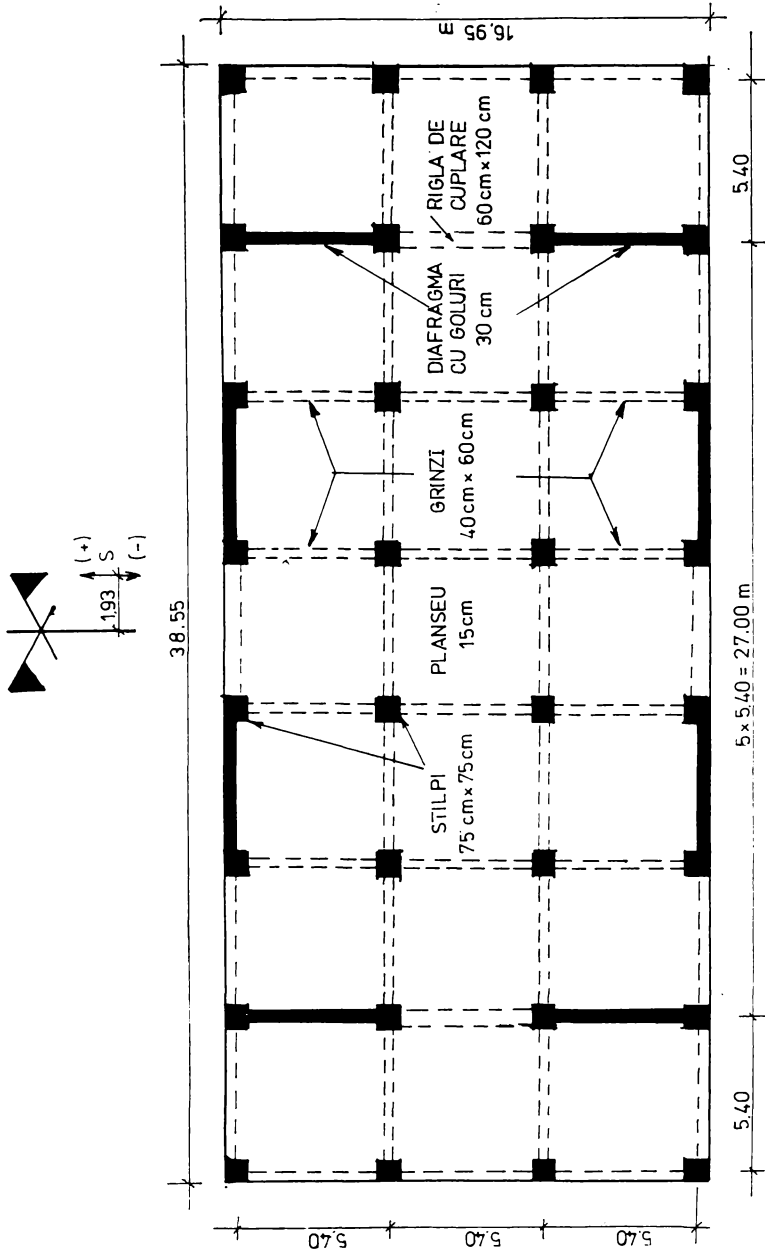


FIG. 5.1. STRUCTURA DUALĂ CU 10 ETAJE .  
VEDERE ÎN PLAN .

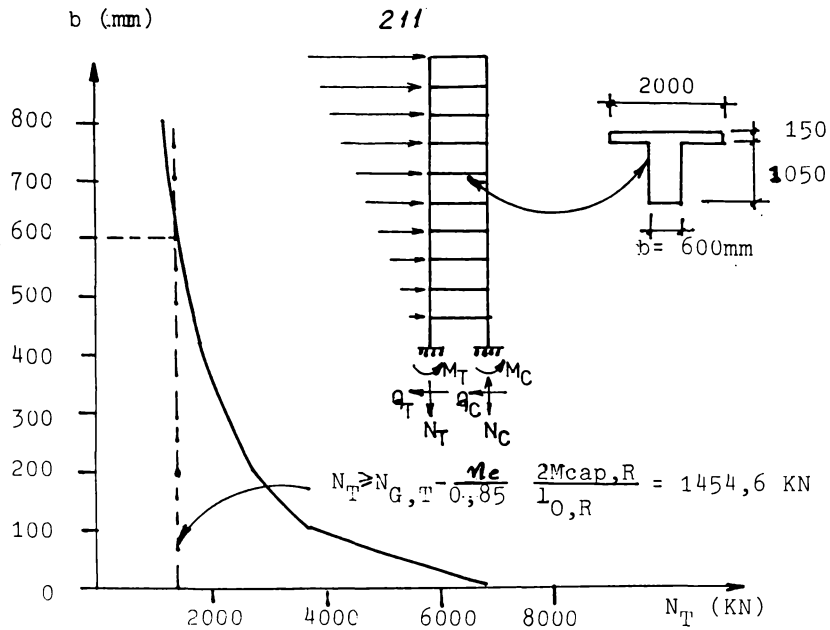


FIG.5.2. Determinarea raportului maxim de rigiditate și rezistență dintre riglele de cuplare și montanți.

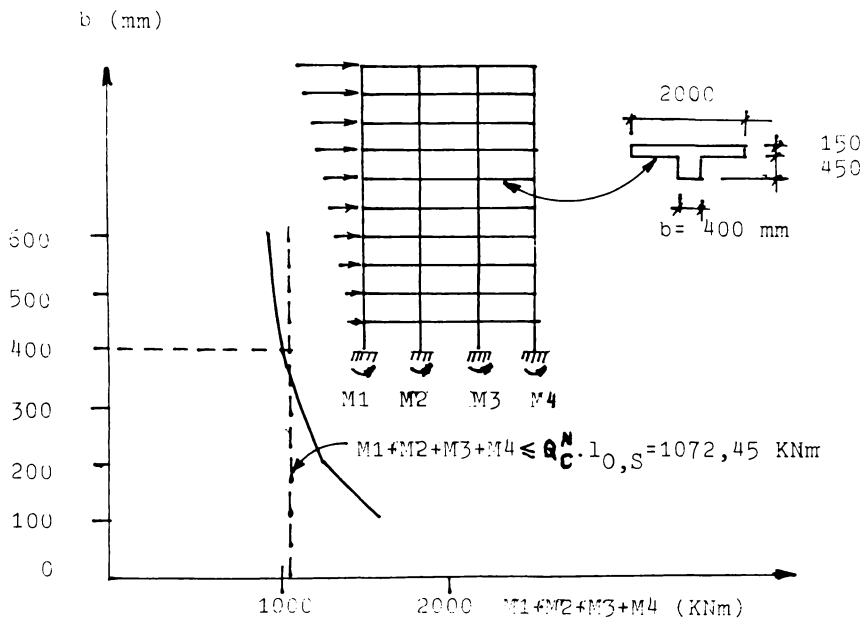


FIG.5.3. Determinarea raportului minim de rigiditate și maxim de rezistență dintre grinzi și stâlpi.

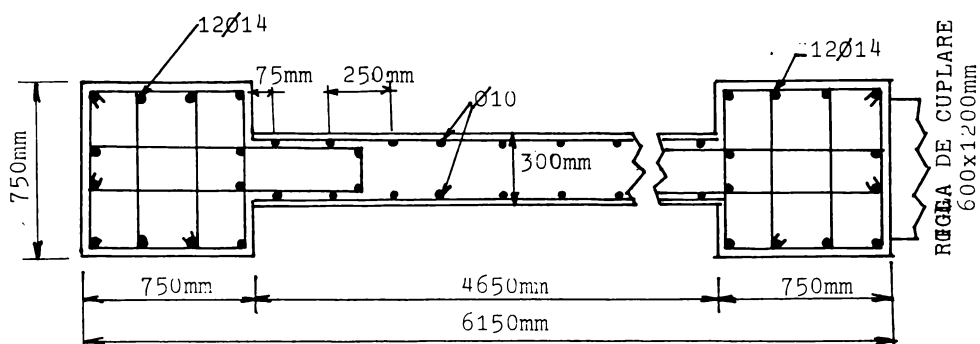


FIG.5.4. Secțiunea transversală a montanșilor diafragmei cuplate.

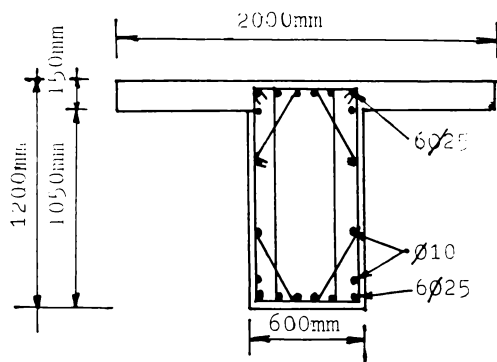


FIG.5.5. Secțiunea transversală a riglelor de cupplare

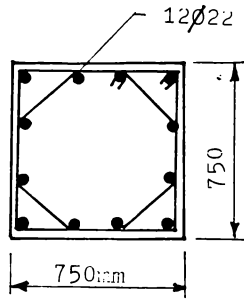


FIG.5.6. Secțiunea transversală a stîlpilor.

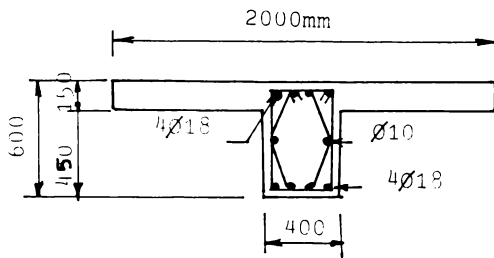


FIG.5.7. Secțiunea transversală a grinzilor.



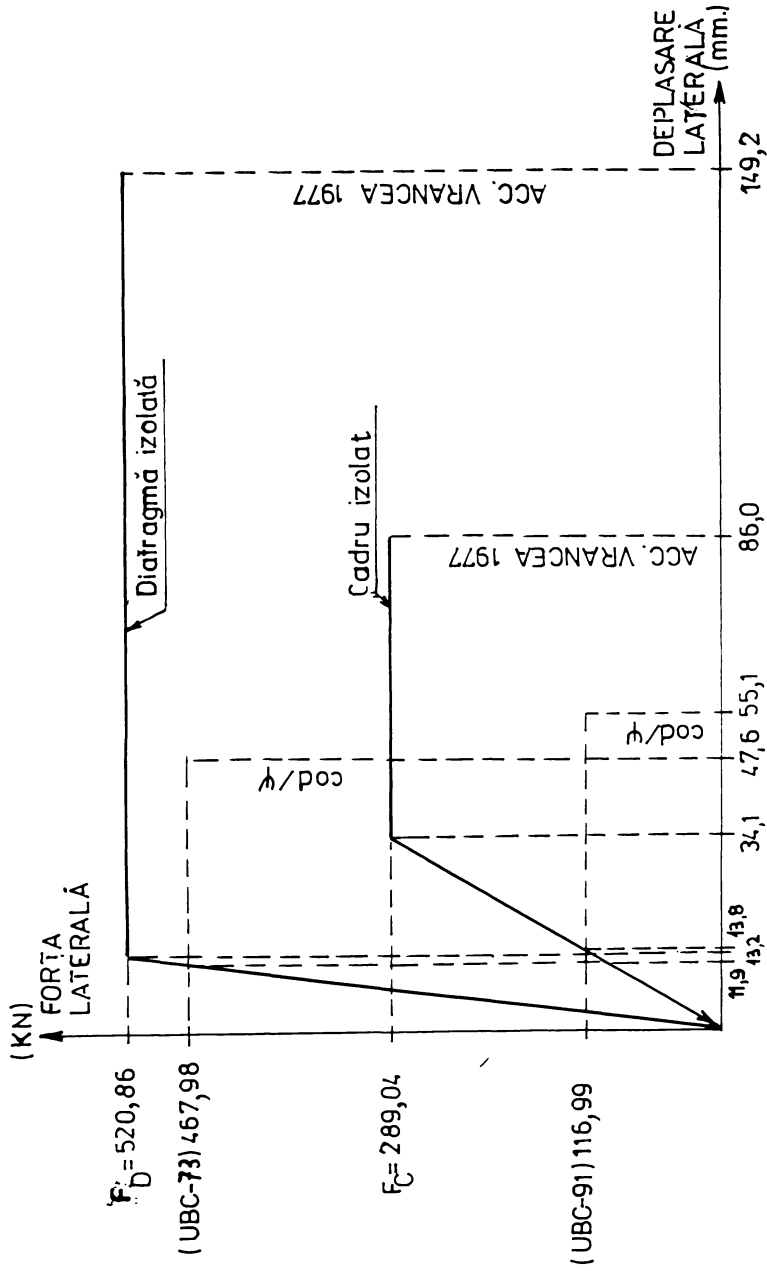


FIG. 5.8. REZULTATELE ANALIZEI STATICE NELINIARE ASUPRA DIAFRAGMEI IZOLATE SI CADRULUI IZOLAT.

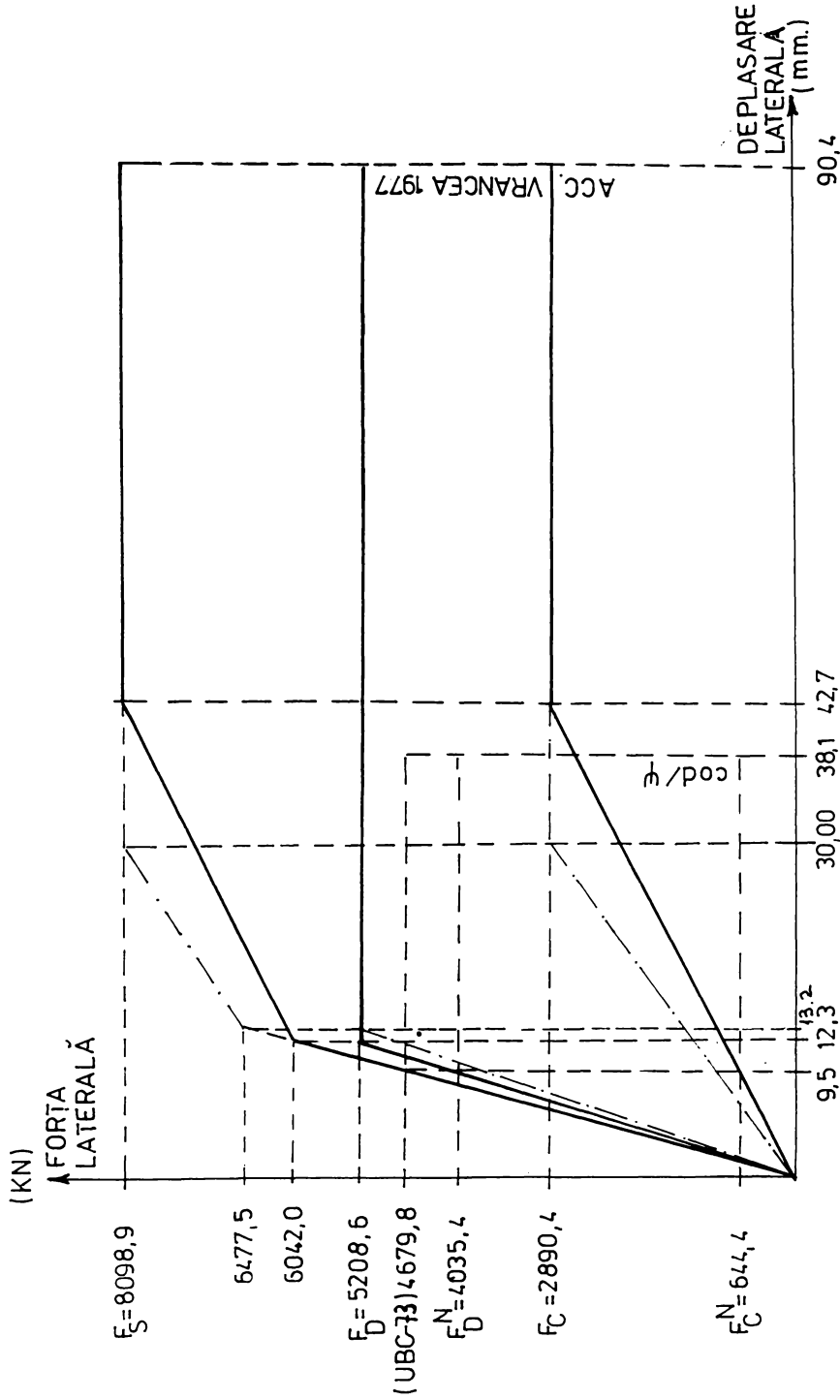


FIG. 5.9. REZULTATELE ANALIZEI STATICE NELINIARE ASUPRA STRUCTURII DUALE CU DIAFRAGMA CUPLATĂ PRIN RIGLE.

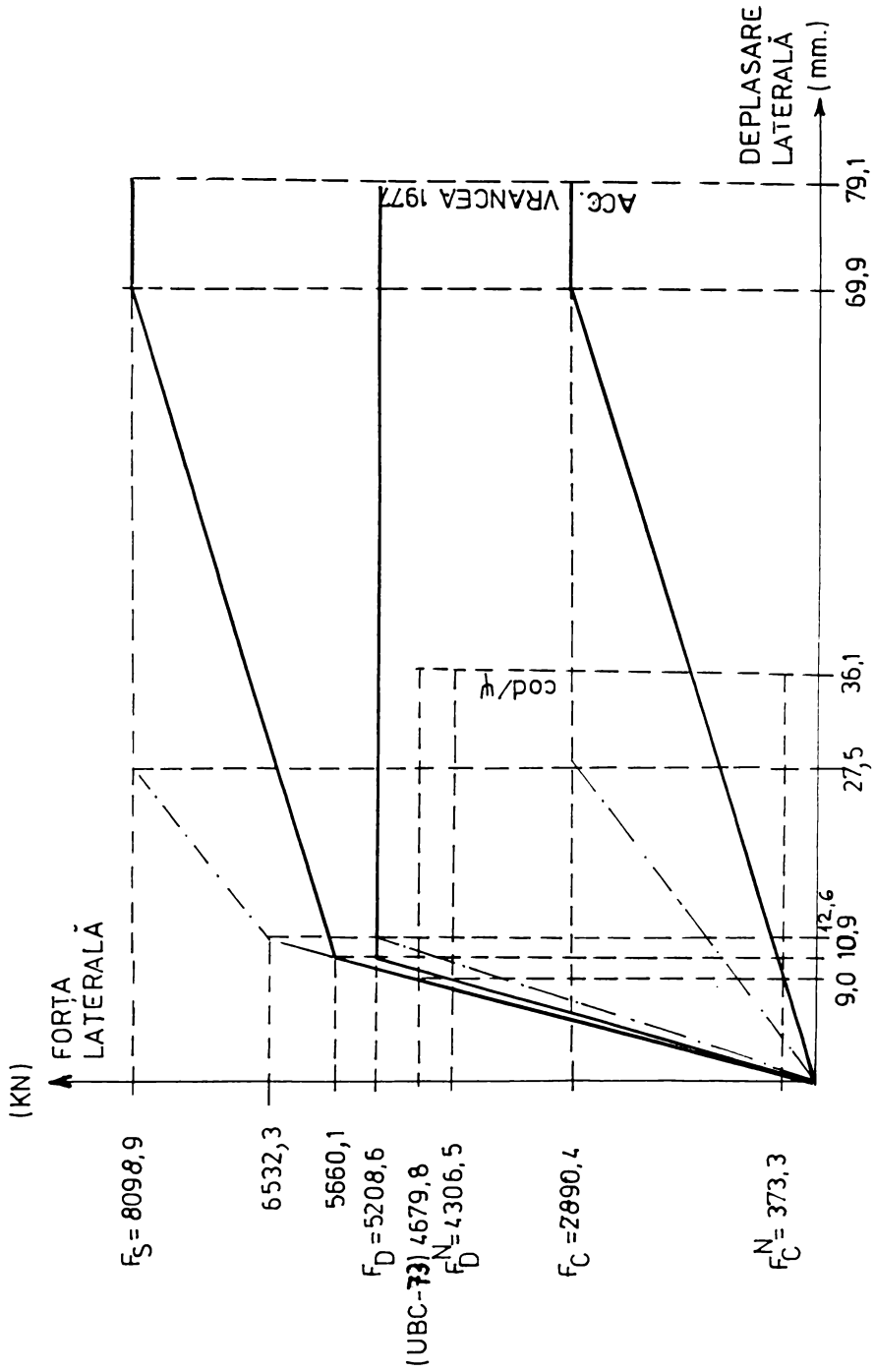


FIG. 5.10. REZULTATELE ANALIZEI STATICE NELINIARE ASUPRA STRUCTURII DUALE CU DIAFRAGMA CUPLATA PRIN PENDULI.

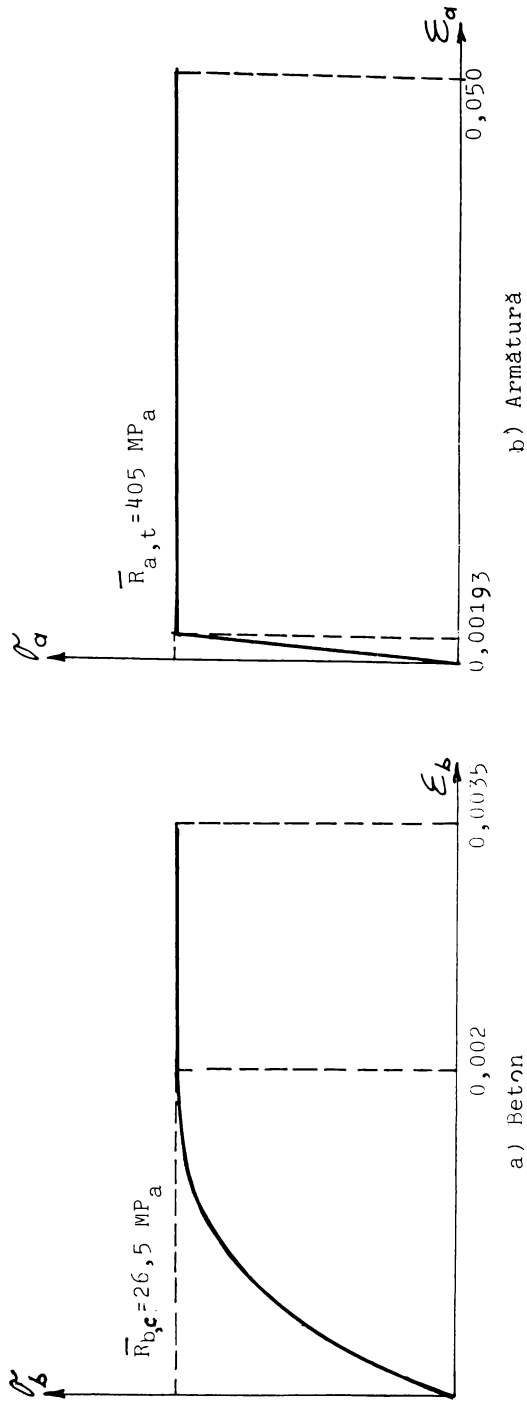


FIG. 5.11. Curbele caracteristice,  $\sigma-\epsilon$ , ale materialelor utilizate pentru determinarea diagramelor moment încovoiitor-curbură pentru rigle de cuplare, montați, grinzi și stâlpi.

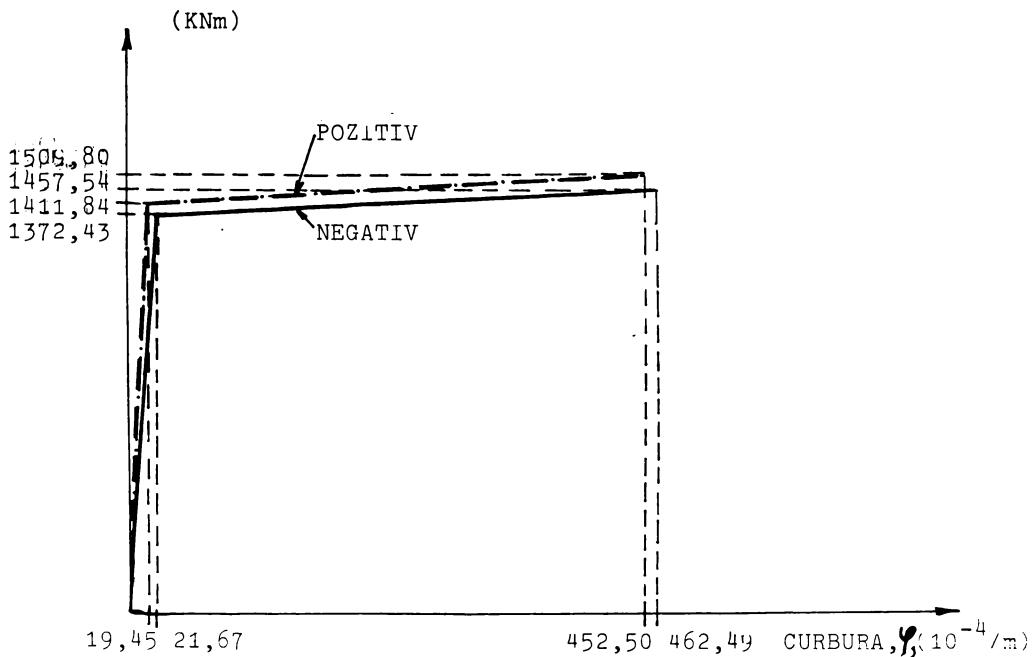


FIG.5.12. Diagramele moment încovoietor-curbură, după ambele direcții de încovoiere, pentru secțiunea transversală a riglei de cuplare.

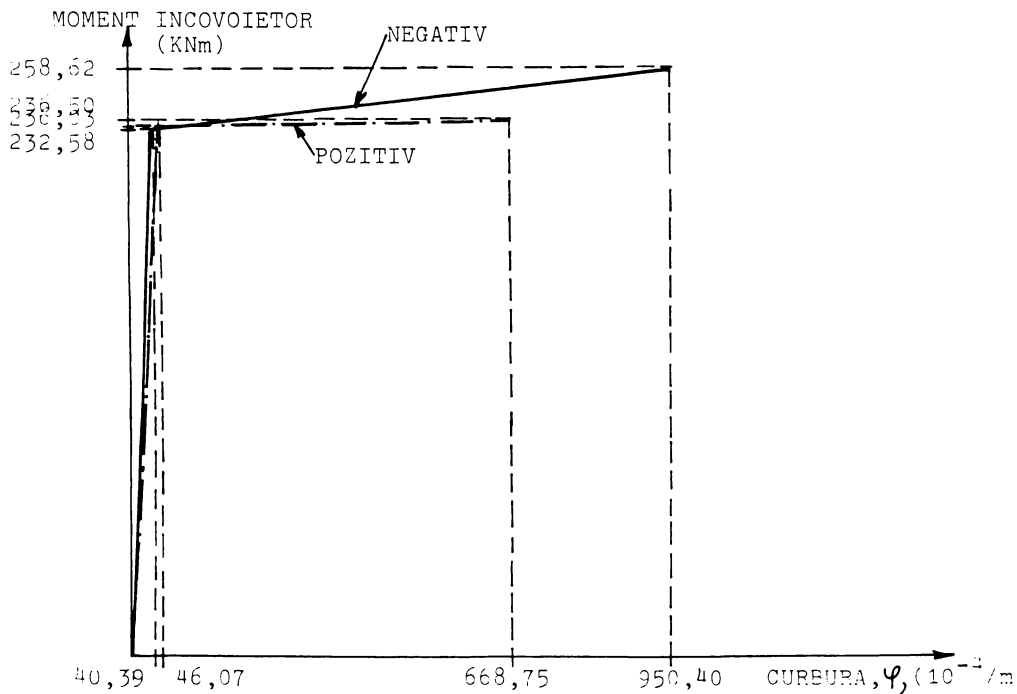


FIG.5.13. Diagramele moment încovoietor-curbură, după ambele direcții de încovoiere, pt. secțiunea transv. a grinzii de cadru.

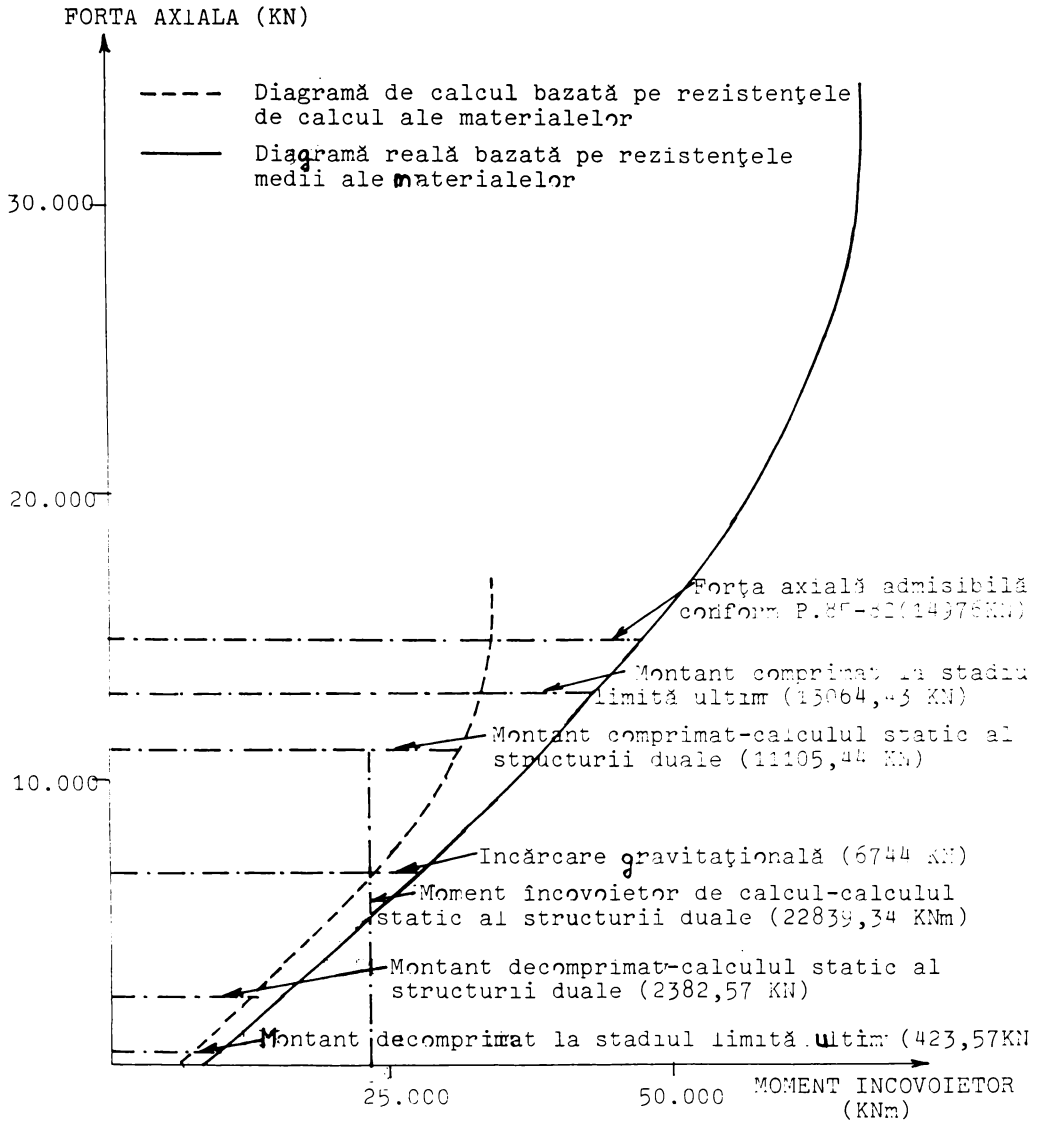


FIG.5.14. Diagrama de interacțiune moment încovoietor-forță axială pentru secțiunea transversală a montanului diafragmei cuplate prin rigle.

FORȚA AXIALĂ (KN)

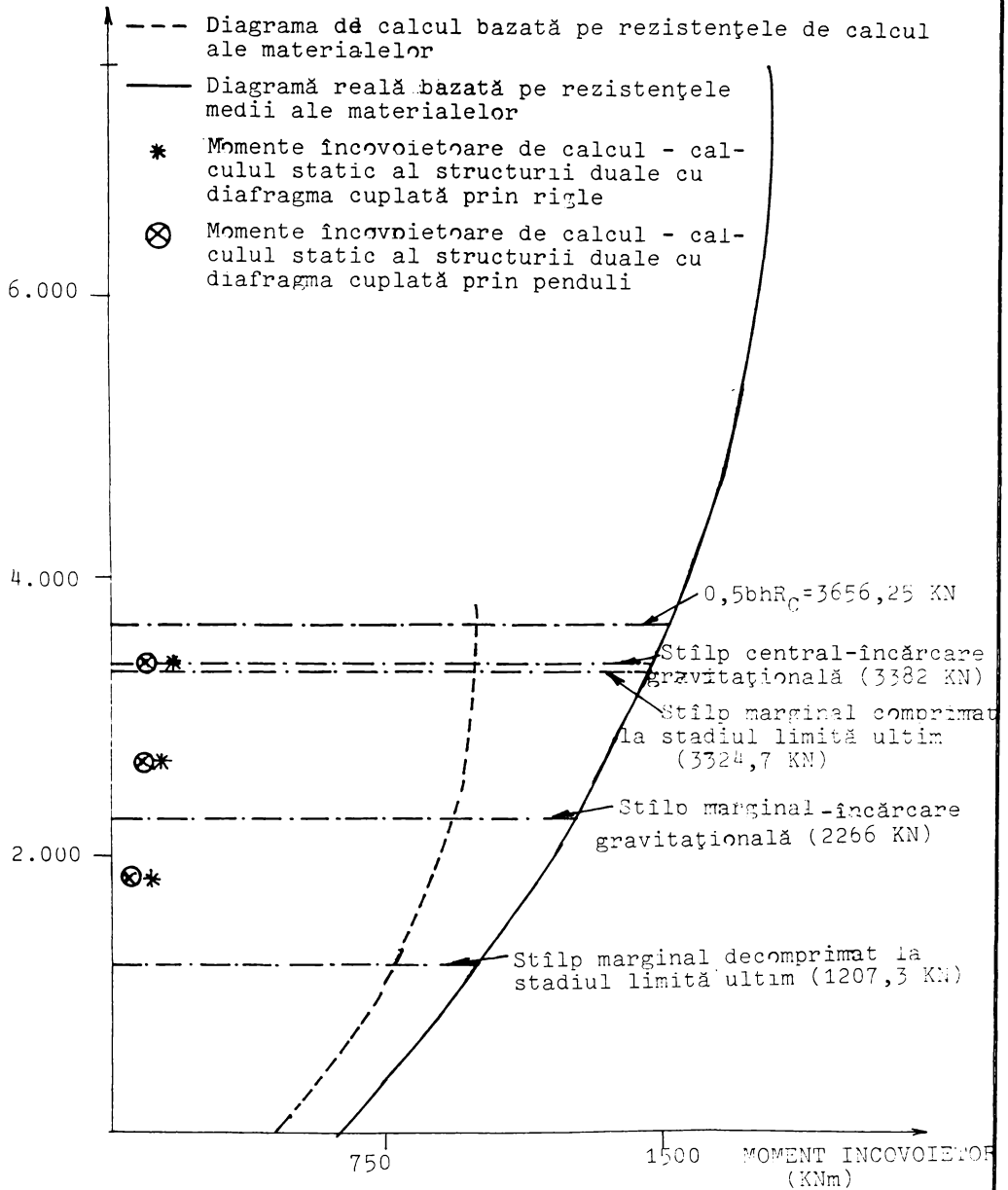


FIG. 5.15. Diagrama de interacțiune moment încovoietor-forță axială pentru secțiunea transversală a stîlpului subsistemului cadre.

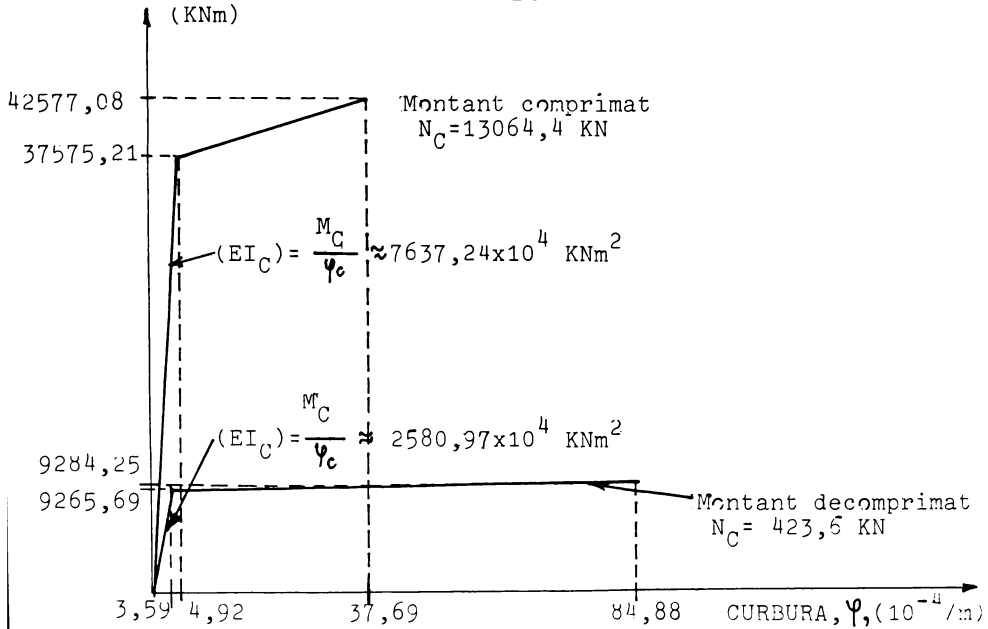


FIG.5.16. Diagramele moment incovoietor-curbură pentru secțiunea transversală a montantului diafragmei cuplate supus la forțele axiale corespunzătoare stadiului limită ultim.

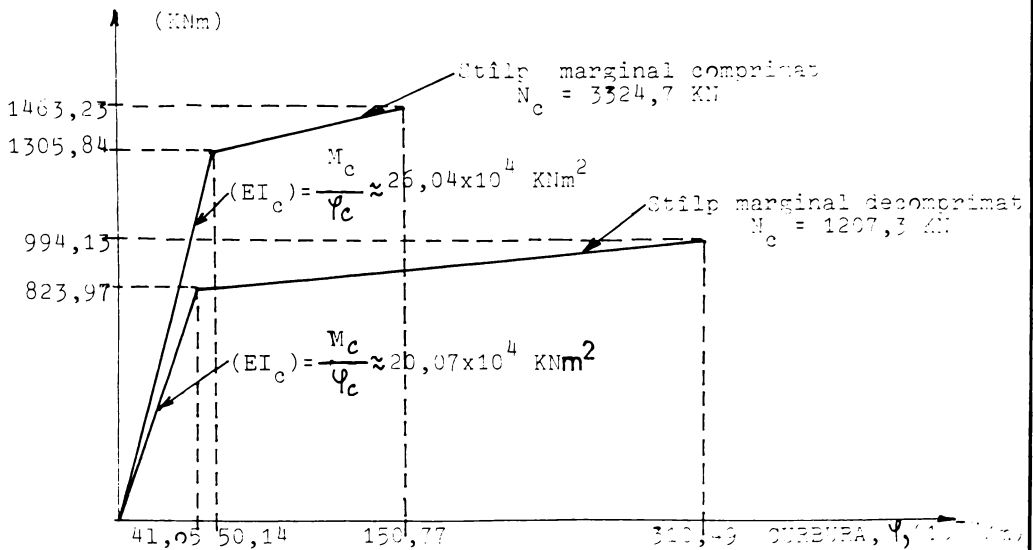
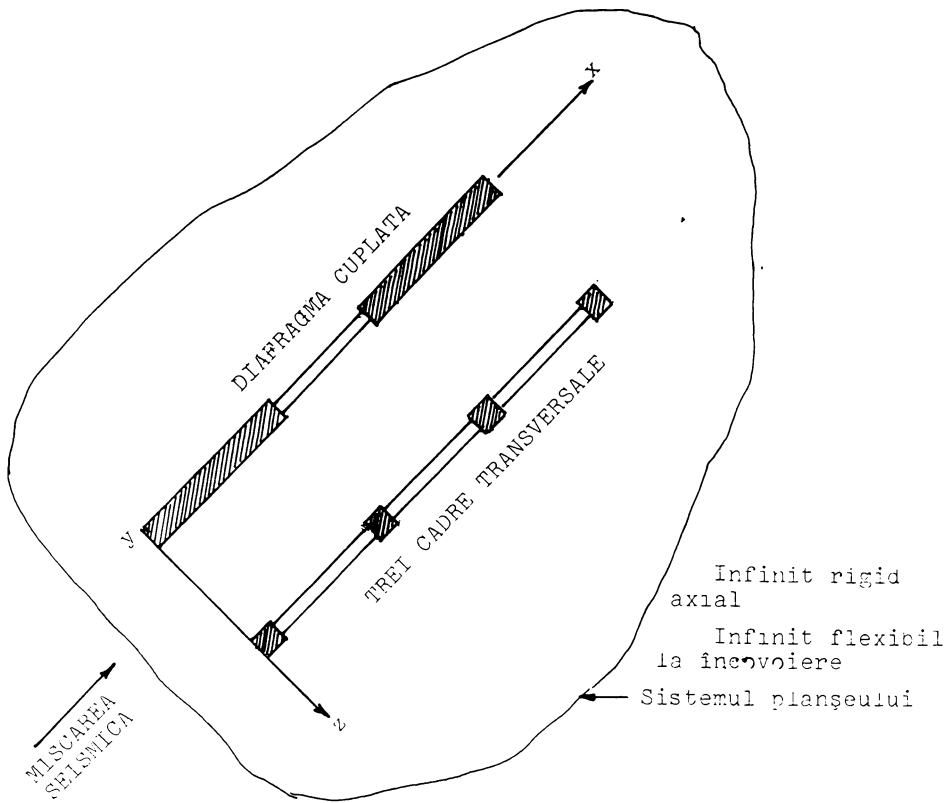


FIG.5.17. Diagramele moment incovoietor-curbură pentru secțiunea transversală a stilpului (marginal) supus la forțele axiale corespunzătoare stadiului limită ultim.





SISTEMUL STRUCTURAL DUAL  
(VEDERE ÎN PLAN)

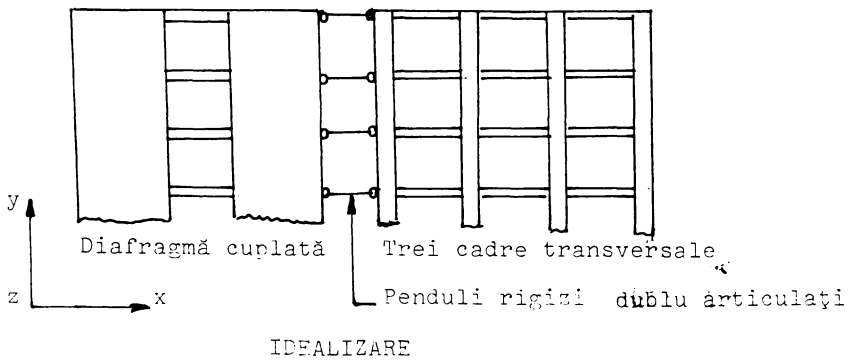
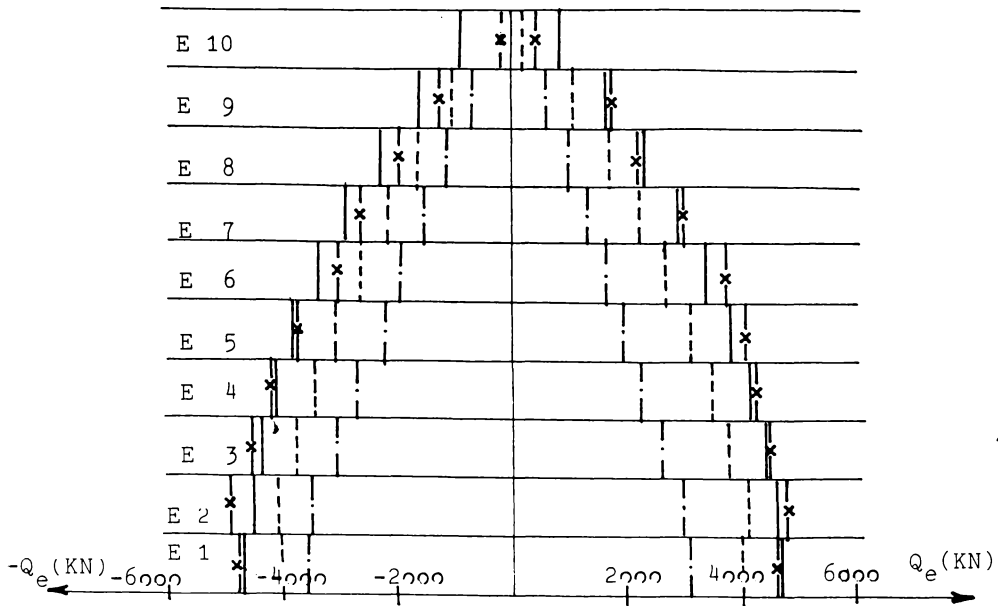


FIG. 5.18. Modelarea interacțiunii dintre diafragmă și cadre ca o problemă plană.

ETAJUL

a) Cuplare prin rigle



— întreaga încărcare seismică preluată de diafragma izolată (UBC-73)

----- calculul static al structurii duale (metoda A-P.100-2)

-·-·-  $\Psi \times$  VRANCEA 1977 } analize dinamice liniare efectuate

-x-  $\Psi \times$  EL CENTRO 1940 } asupra structurii duale

ETAJUL

b) Cuplare prin penduli

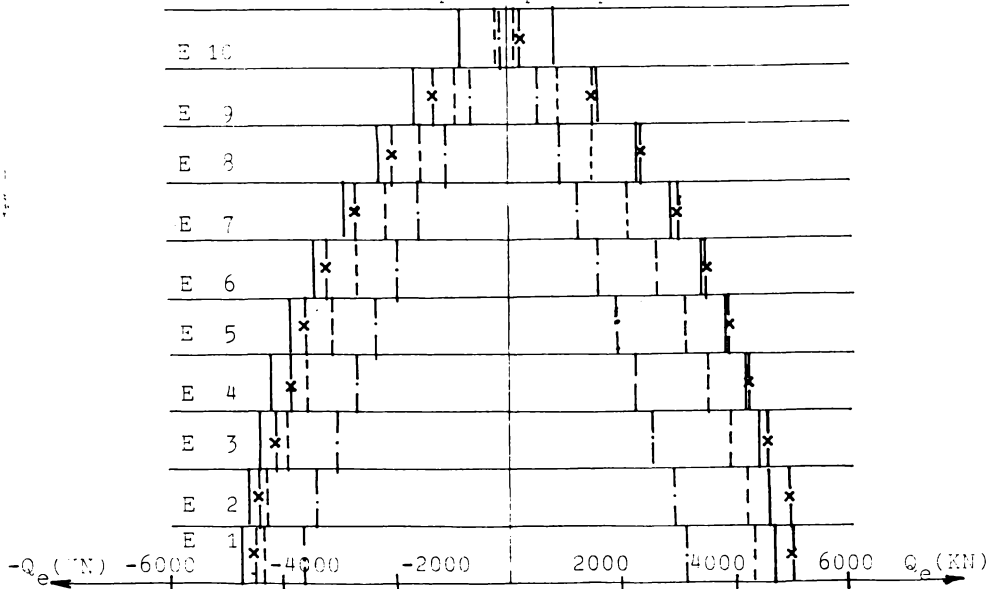
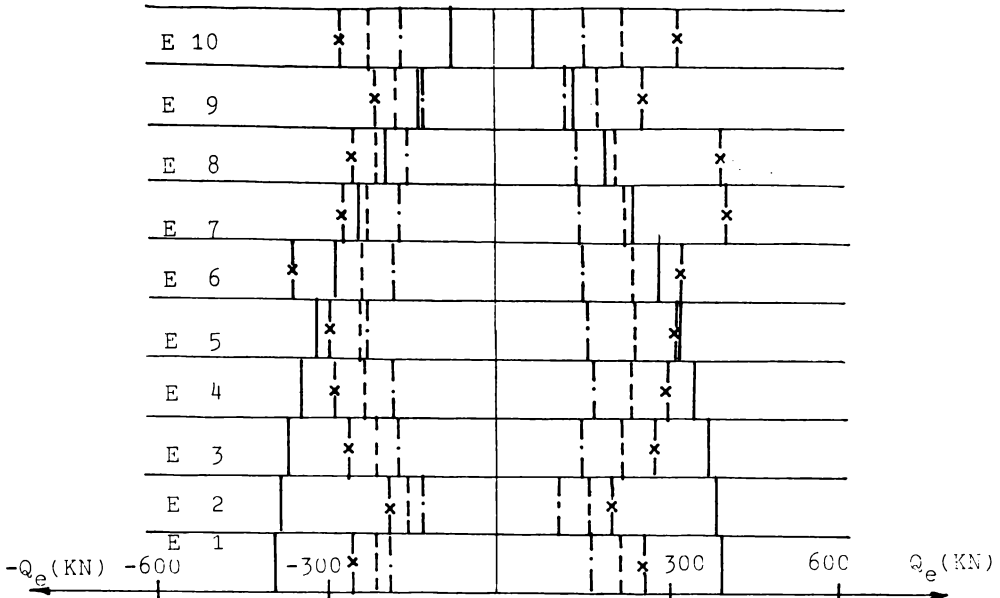


FIG.5.19. Forțe tăietoare de etaj,  $Q_e$ , în diafragma rezultate din analizele statice și dinamice liniare.

ETAJUL

a) Diafragma cuplată prin rigle



ETAJUL

b) Diafragma cuplată prin penduli

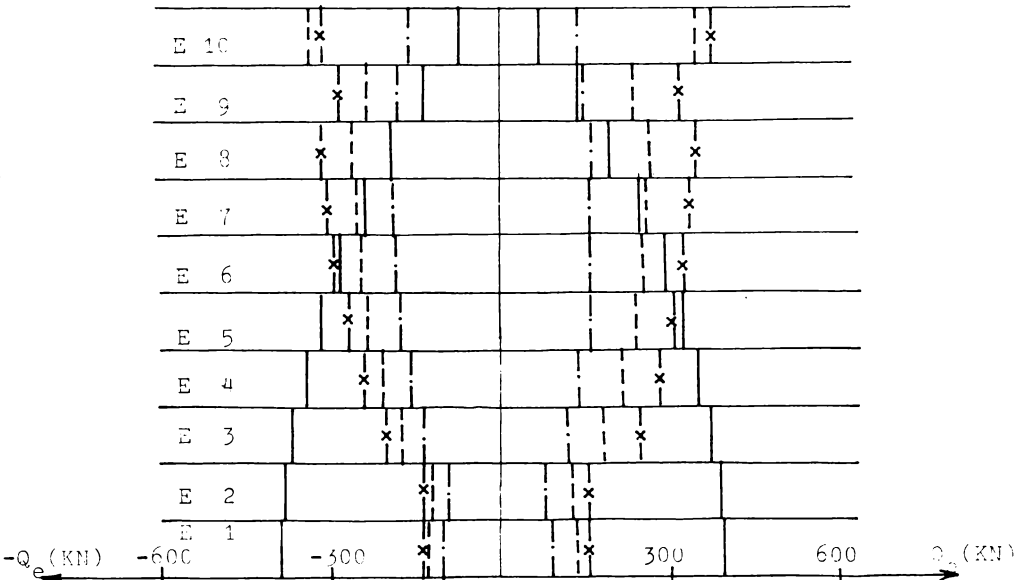
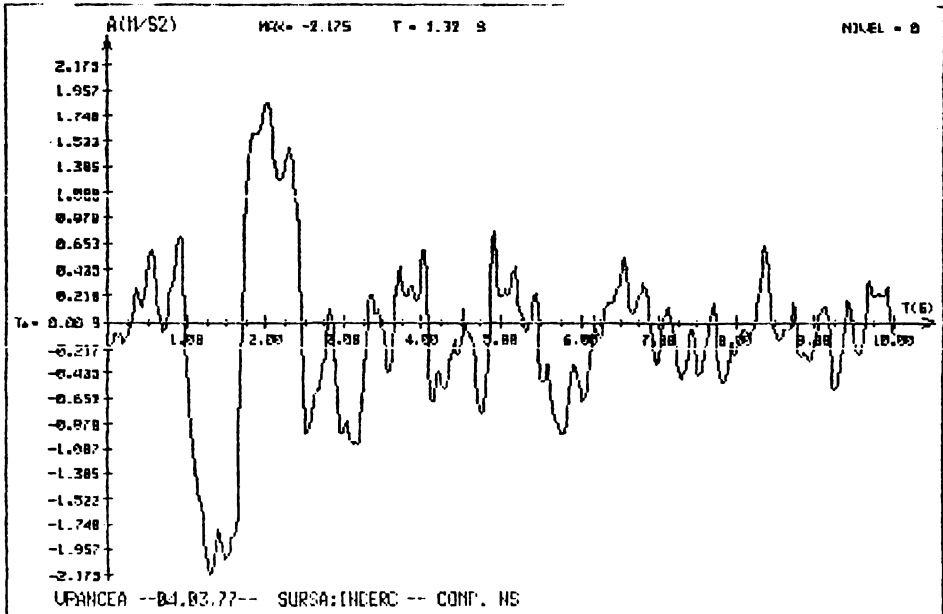


FIG.5.20. Forțe tăietoare de etaj,  $Q_e$ , într-un cadru rezultate din analizele statice și dinamice liniare.

## a. Vrancea 1977, Componenta N-S



## b. El Centro 1940, Componenta N-S

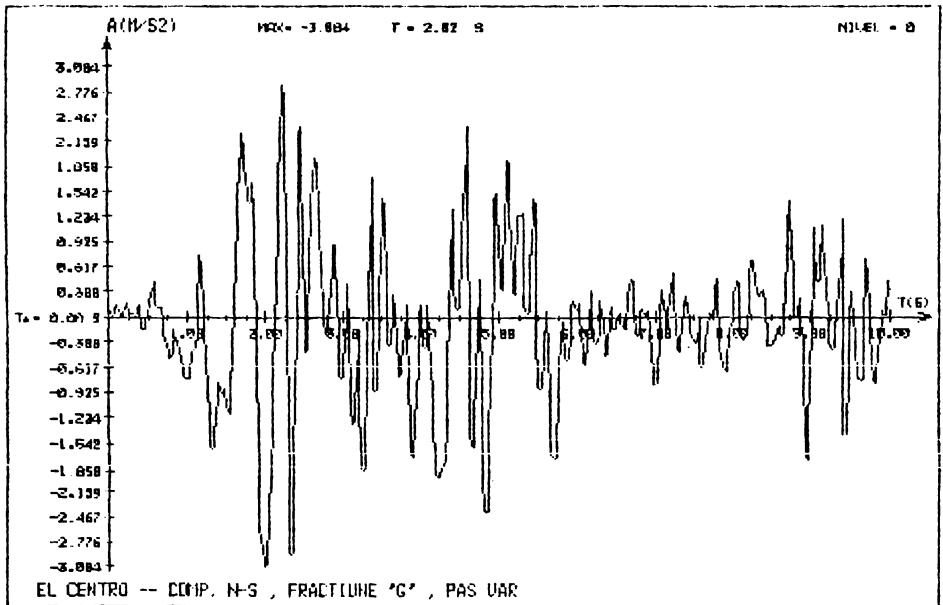
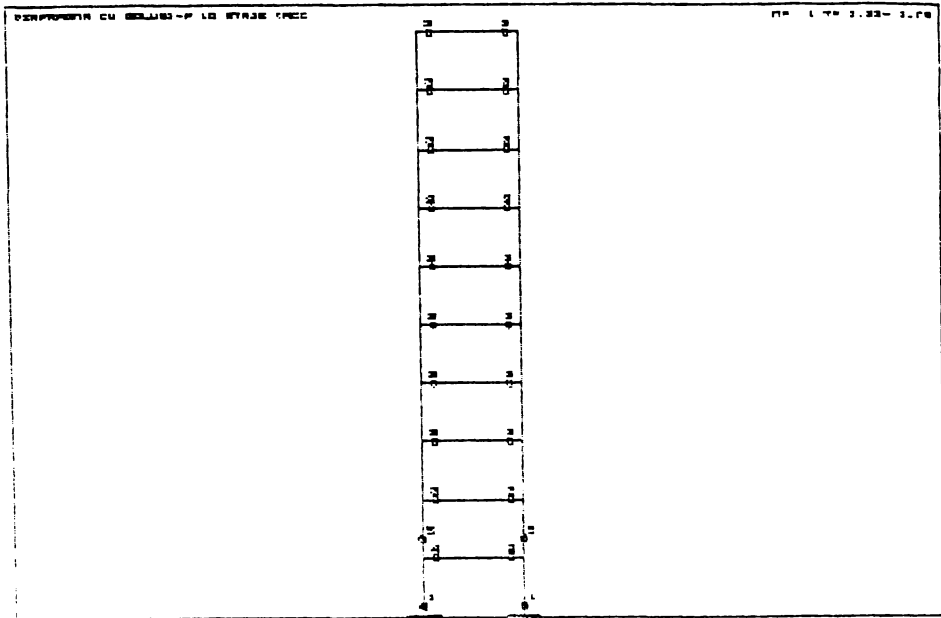


FIG.5.2A. Accelerogramele utilizate in analizele dinamice liniare si neliniare.

a. Diafraga izolata



b. Structura duala

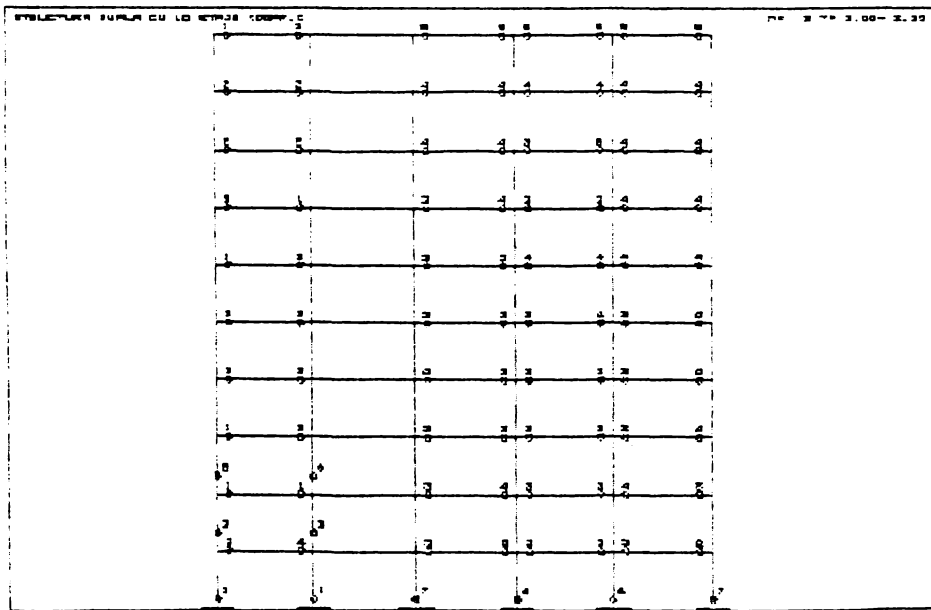
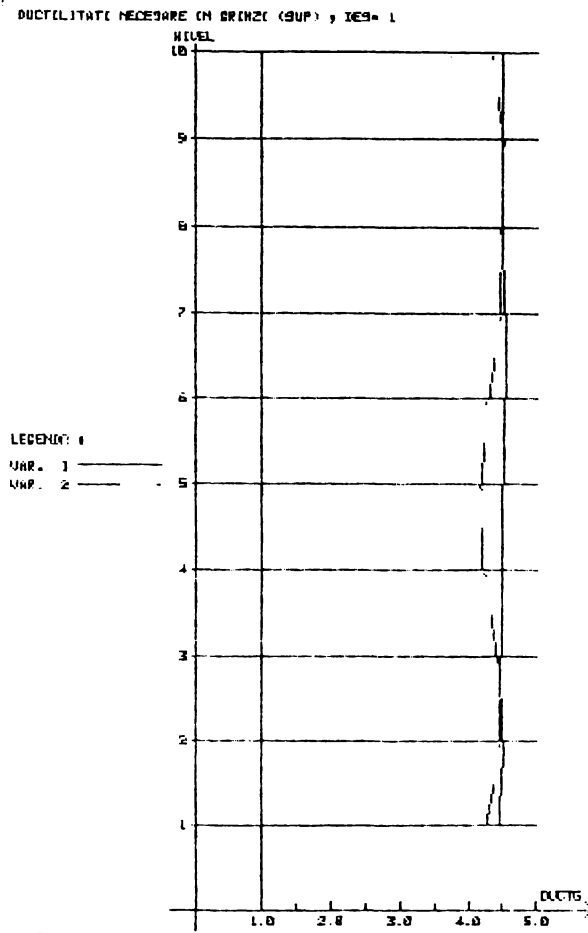


FIG.5.22. Distribuția articulațiilor plastice la răspunsul seismic maxim.

## a. Superior

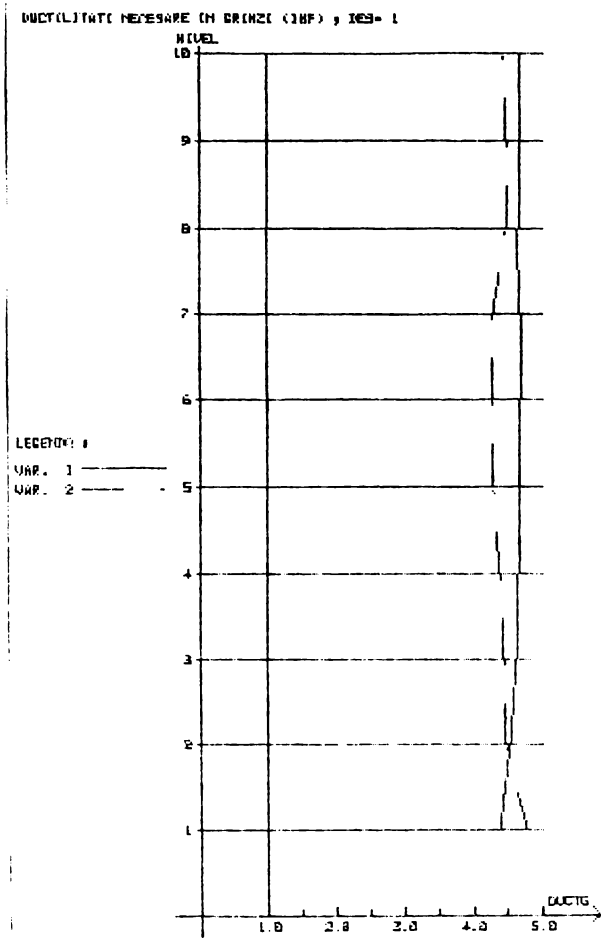


VAR.1 Vrancea 1977

VAR.2 El Centro 1940

FIG.5.23. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in riglele de cuplare cind diafragma cuplata izolata este supusa miscarilor seismice.

## b. Inferior

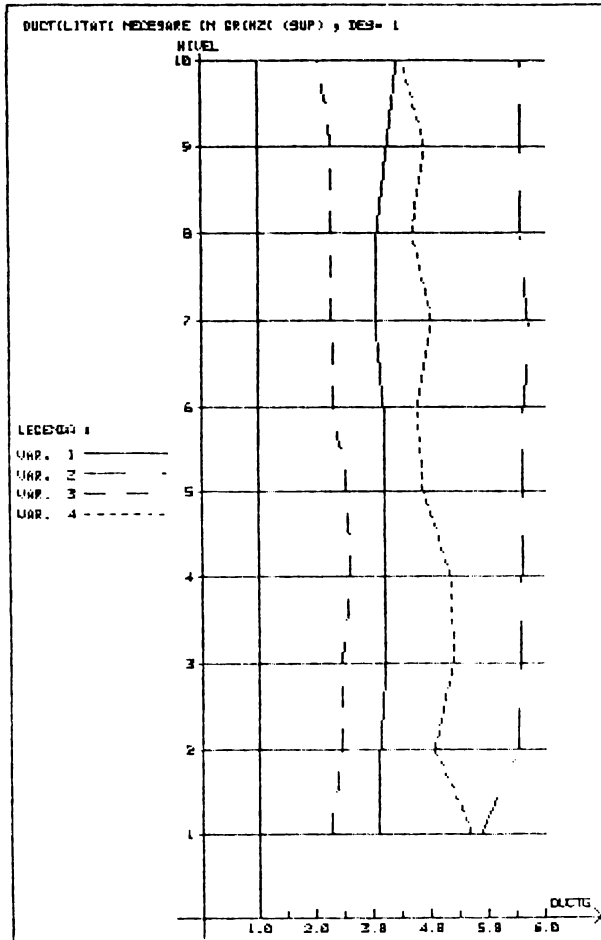


VAR.1 Vrancea 1977

VAR.2 El Centro 1940

FIG. 5.24. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in riglele de cuplare cind diafragma cuplata izolata este supusa miscarilor seismice.

## a. Superior

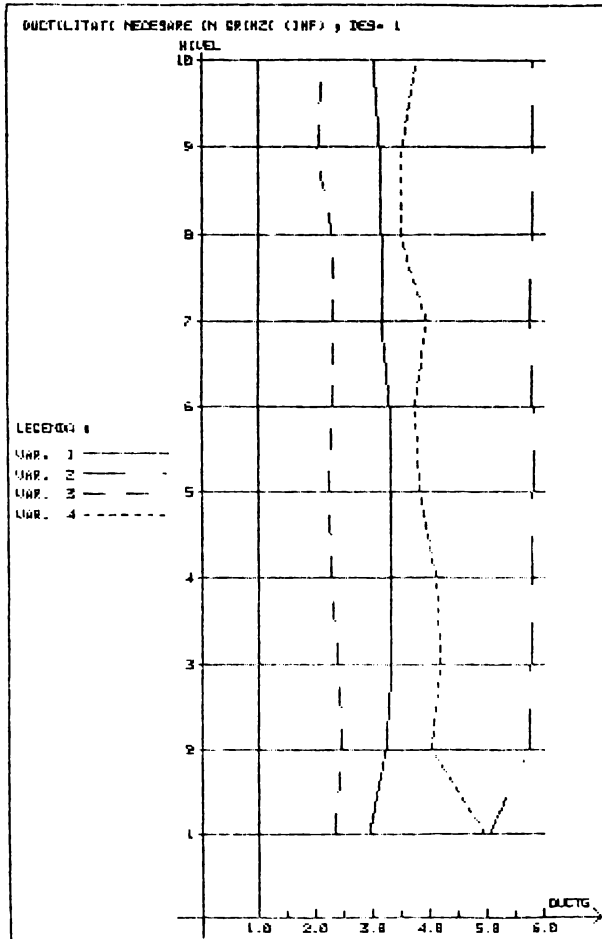


- VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.25. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in riglele de cuplare cind structura duala este supusa miscarilor seismice.



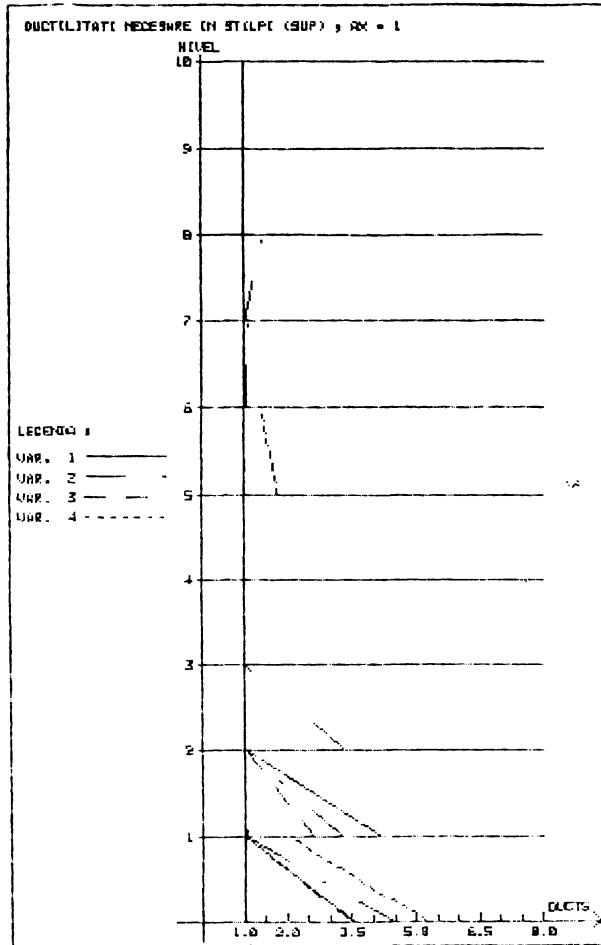
## b. Inferior



- VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.26. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in riglele de cuplare cind structura duala este supusa miscarilor seismice.

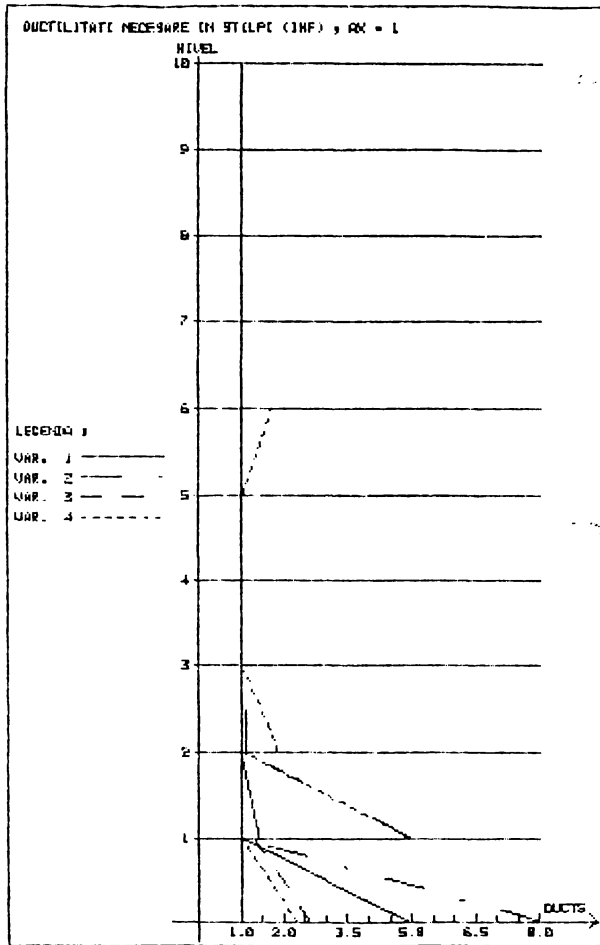
a. Superior



VAR.1: Vrancea 1977  
 VAR.2: 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3: El Centro 1940  
 VAR.4: 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.27. Mărimea și distribuția cerintelor de ductilitate de rotație în montantul din stânga al diafragmei cuplate prin rigle când structura duală este supusă mișcărilor seismice.

1. b. Inferior



VAR.1 Vrancea 1977

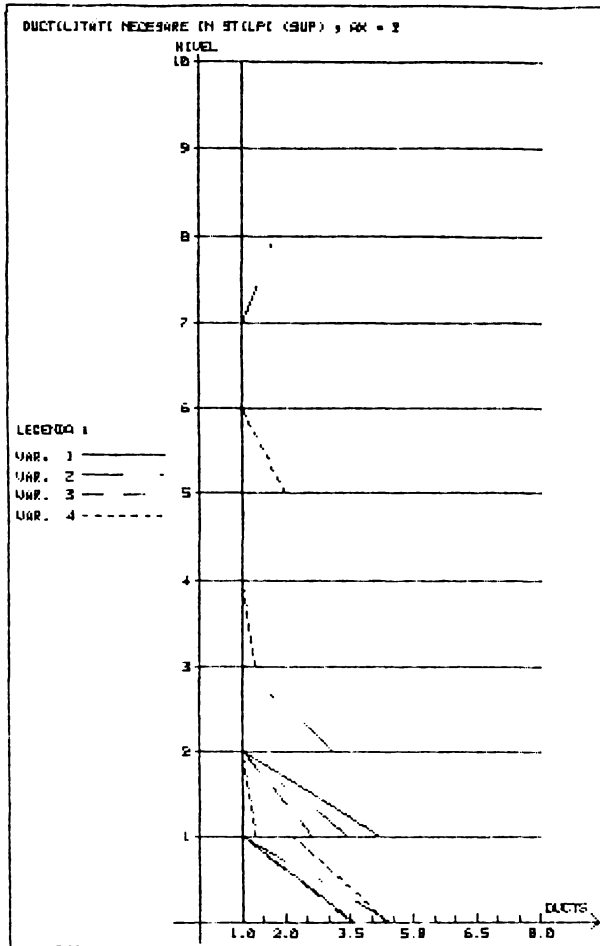
VAR.2 1,5 x Vrancea 1977

VAR.3 El Centro 1940

VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.28. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din stanga al diafragmei cuplate prin rigle cind structura duala este supusa miscarilor seismice.

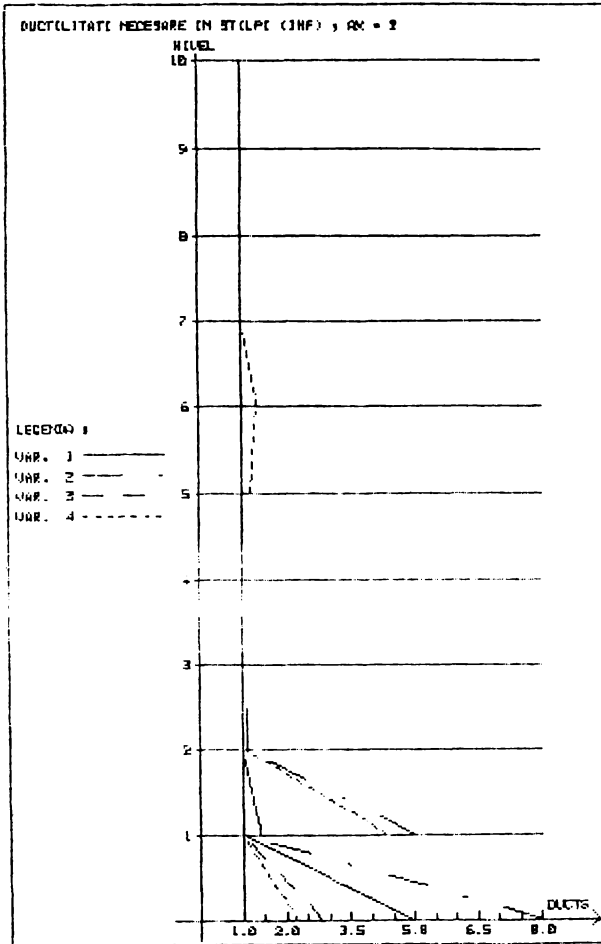
## a. Superior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.29. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din dreapta al diafragmei cuplate prin rigle cind structura duala este supusa miscarilor seismice.

## b. Inferior



VAR.1 Vrancea 1977

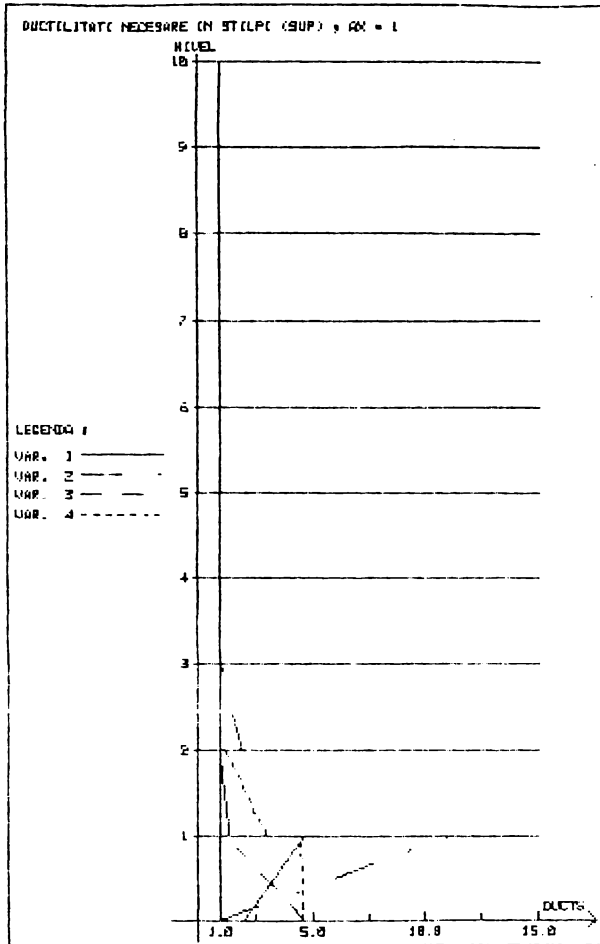
VAR.2 1,5 x Vrancea 1977

VAR.3 El Centro 1940

VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.30. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din dreapta al diafragmei cuplate prin rigle cind structura duala este supusa miscarilor seismice.

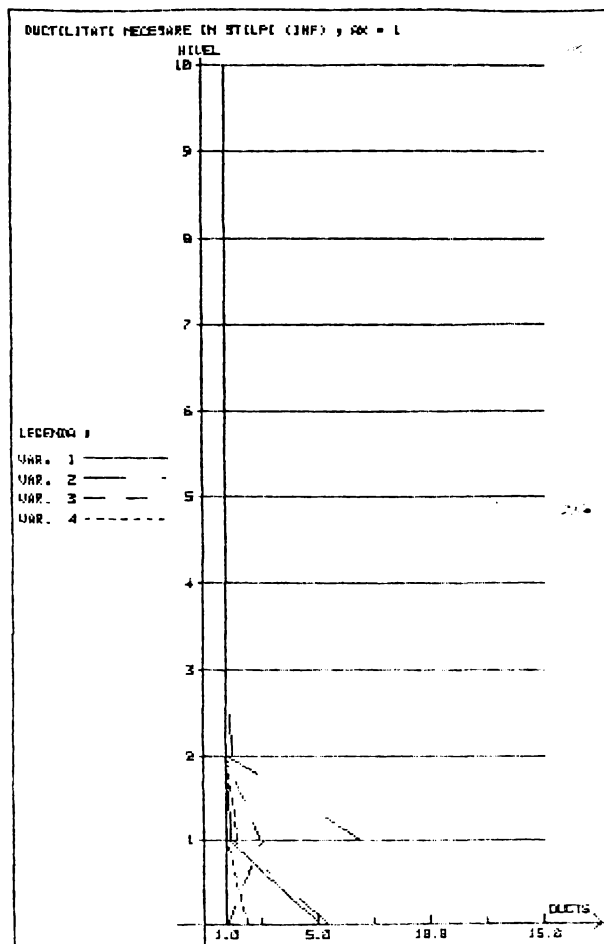
a. Superior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.31. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din stanga al diafragmei cuplate prin penduli cind structura duala este supusa miscărilor seismice.

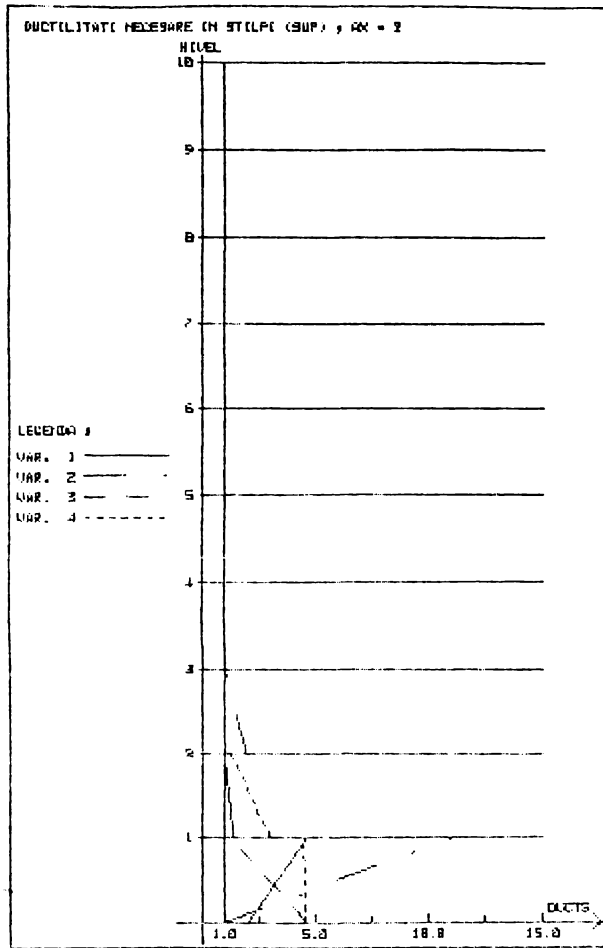
## b. Inferior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.32. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din stanga al diafragmei cuplate prin penduli cind structura duala este supusa miscarilor seismice.

a. Superior

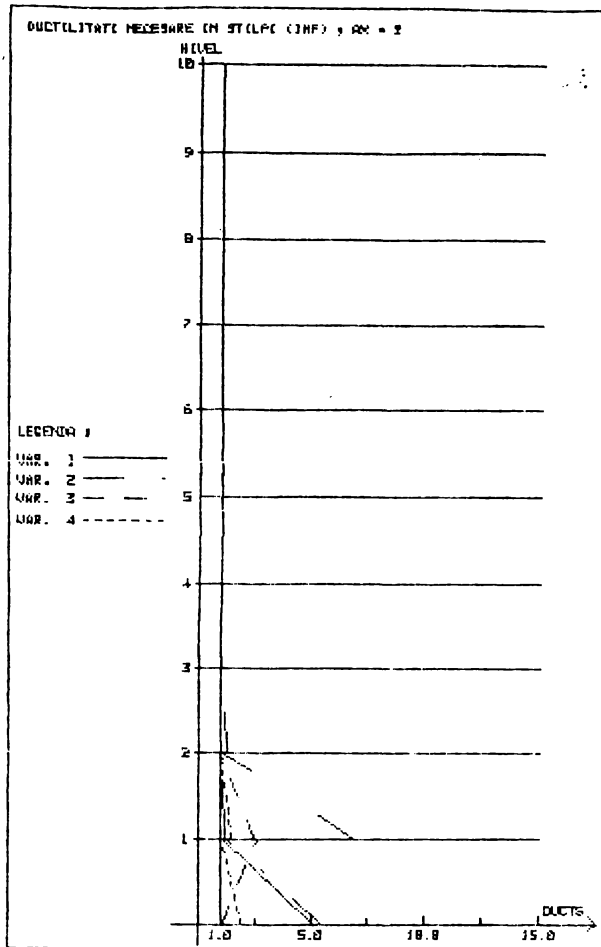


VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.33. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din dreapta al diafragmei cuplate prin penduli cind structura duala este supusa miscarilor seismice.



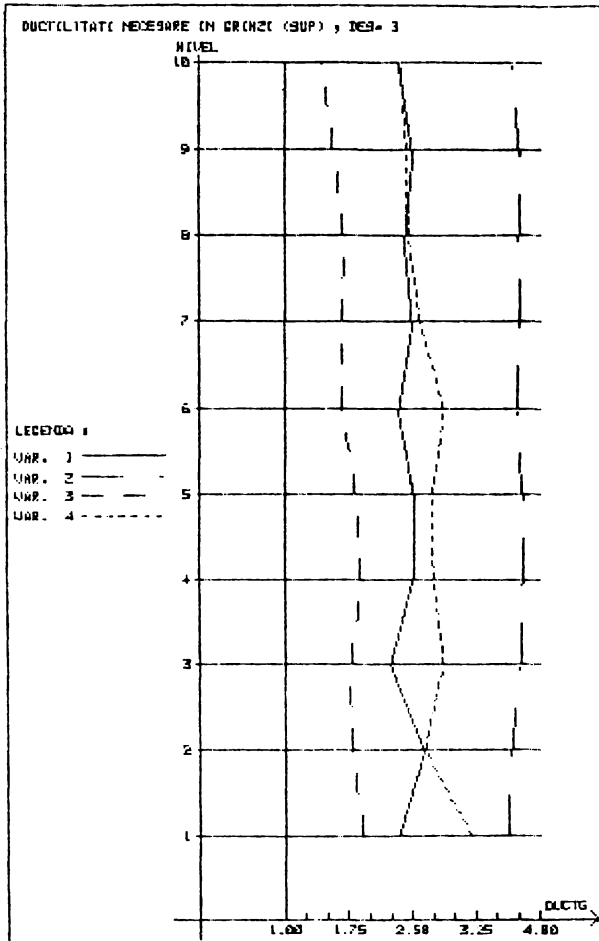
## b. Inferior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.34. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in montantul din dreapta al diafragmei cuplate prin penduli cind structura duala este supusa miscarilor seismice.

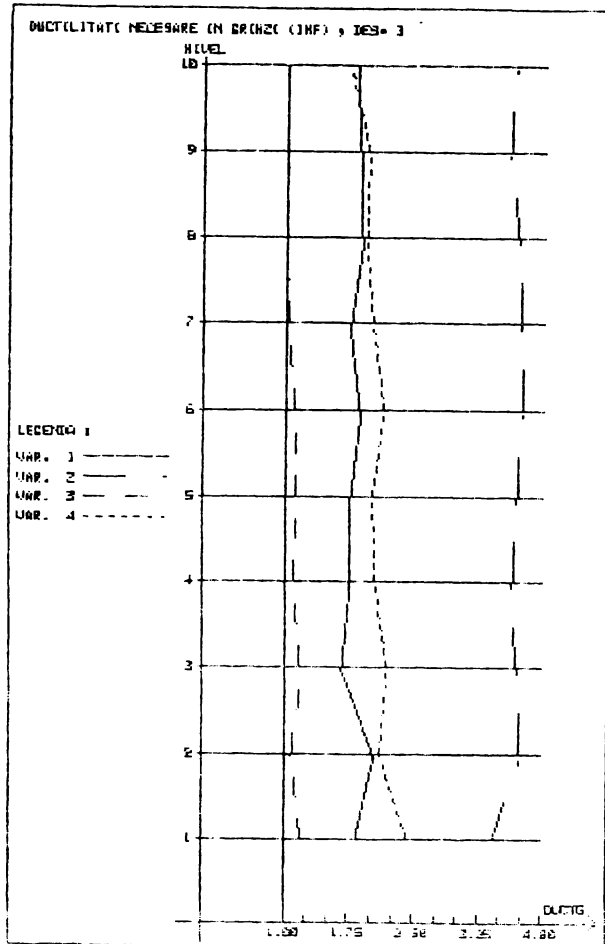
## a. Superior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.35. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinziile din deschiderea marginala din stanga a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice.

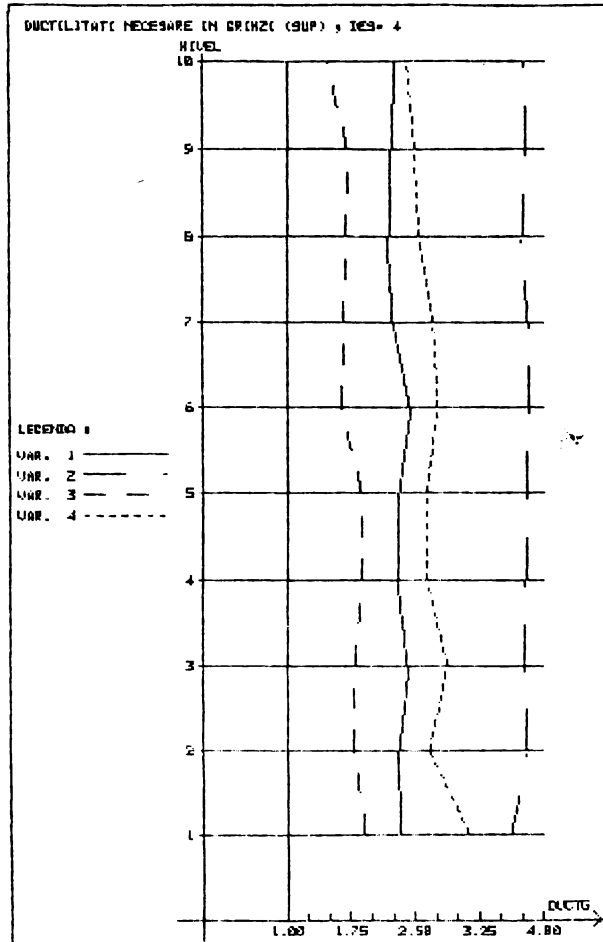
b. Inferior



- VAR.1 Vrancea 1977
- VAR.2 1,5 x Vrancea 1977
- VAR.3 El Centro 1940
- VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.36. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din stanga a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice.

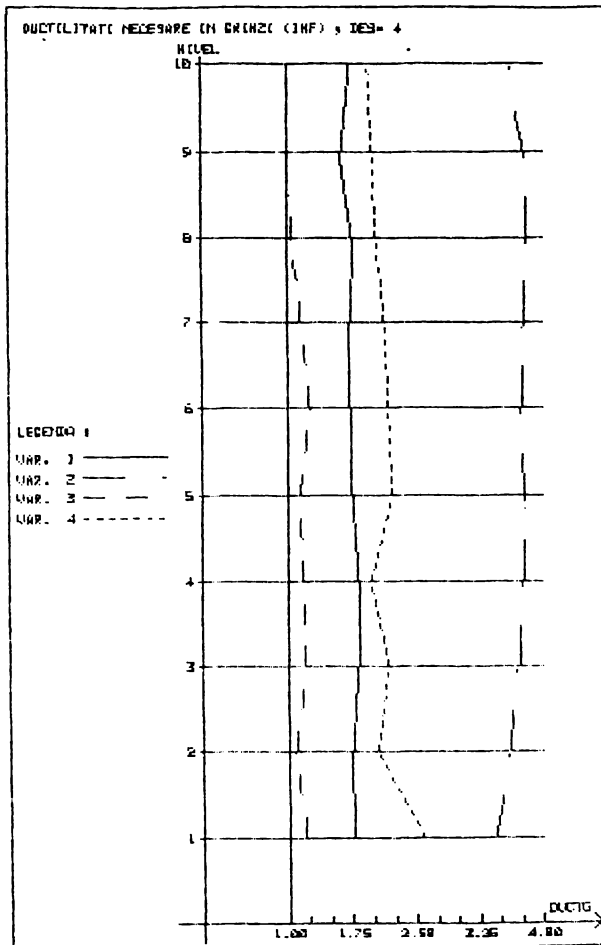
a. Superior



- VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.37. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinziile din deschiderea centrala a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice.

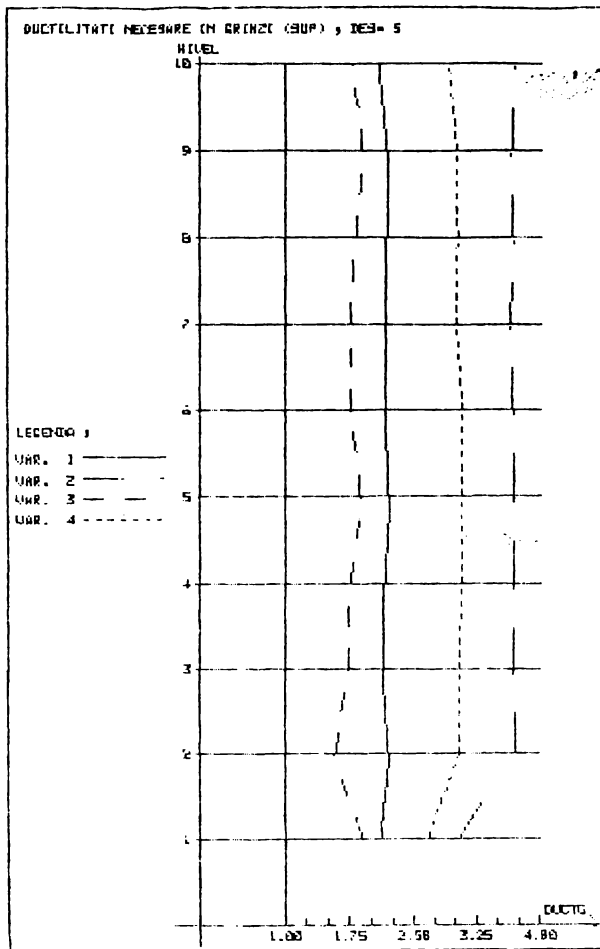
## b. Inferior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.36. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea centrala a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarii seismice.

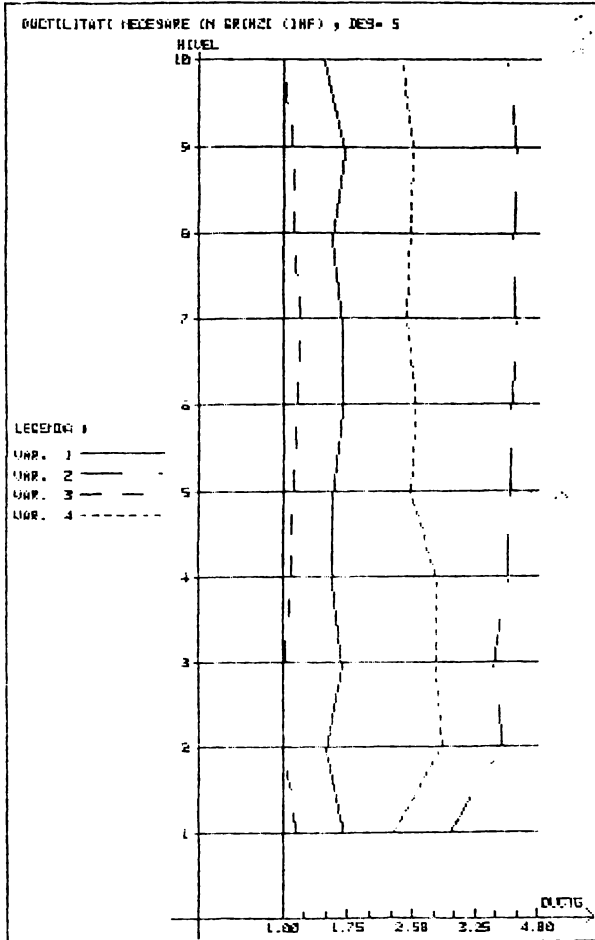
## a. Superior



- VAR.1 Vrancea 1977
- VAR.2 1,5 x Vrancea 1977
- VAR.3 El Centro 1940
- VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.39. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinziile din deschiderea marginala din dreapta a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice.

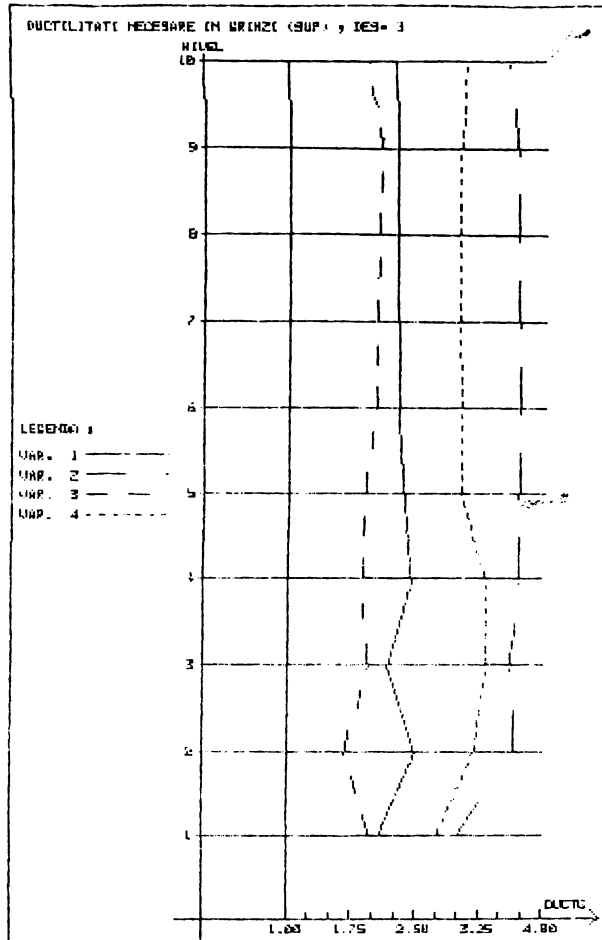
## b. Inferior



- VAR.1 Vrancea 1977
- VAR.2 1,5 x Vrancea 1977
- VAR.3 El Centro 1940
- VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.40. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din dreapta a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin rigle este supusa miscarilor seismice.

a. Superior

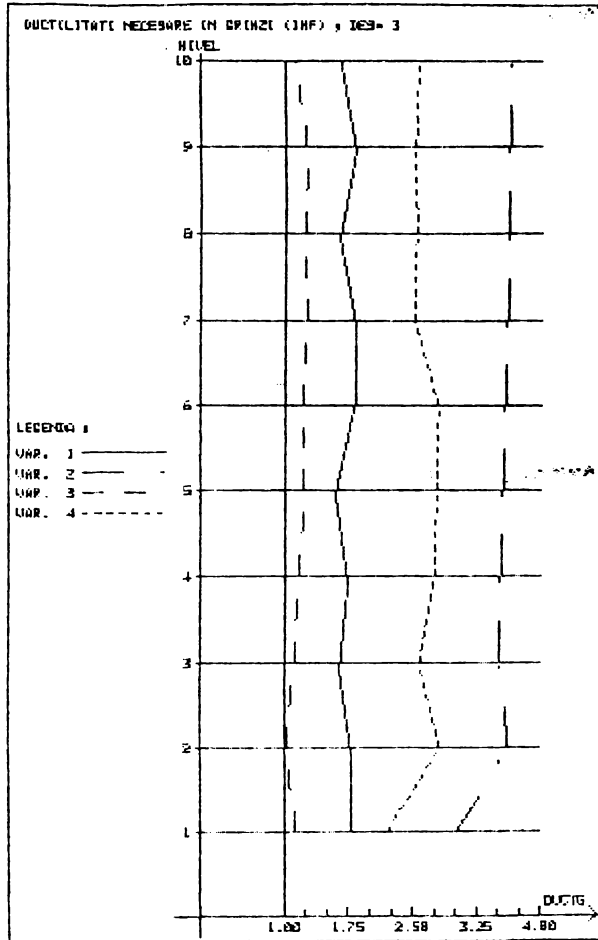


VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.41. Marimea și distribuția cerințelor de ductilitate de rotire în grinziile din deschiderea marginală din stânga a cadrului când structura duală cu diafragma cuplata prin penduli este supusă mișcărilor seismice.



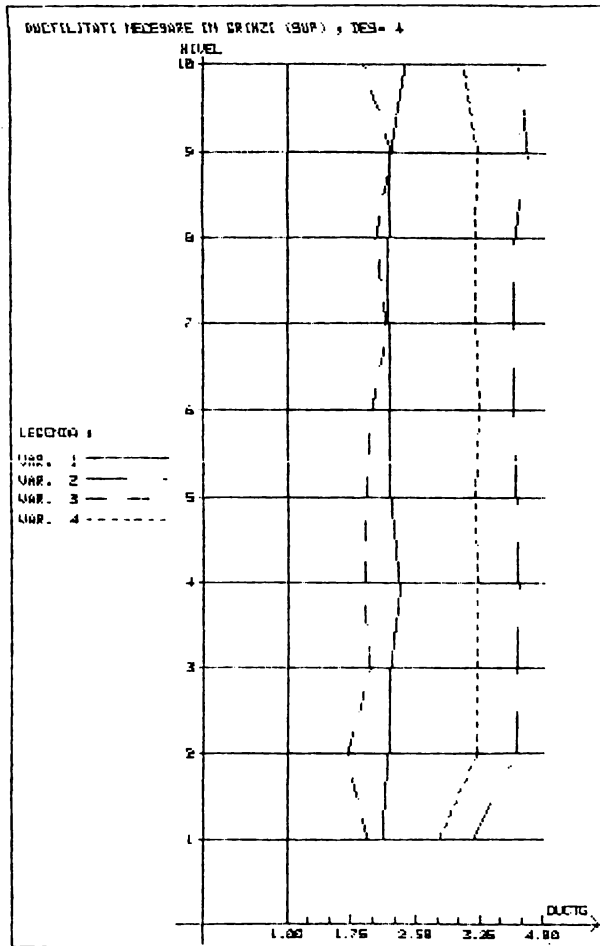
## b. Inferior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.42. Marimea și distribuția cerințelor de ductilitate de rotire în grinzi la deschiderea marginală din stânga cadrului când structura duală cu diafragmă cuplată prin pendul este supusă mișcărilor seismice.

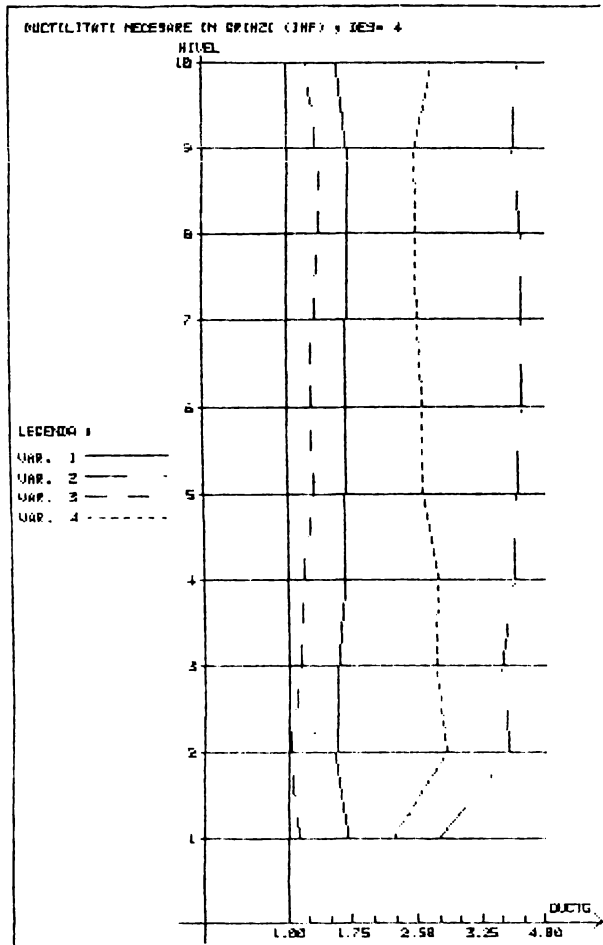
## a. Superior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.43. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea centrala a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice.

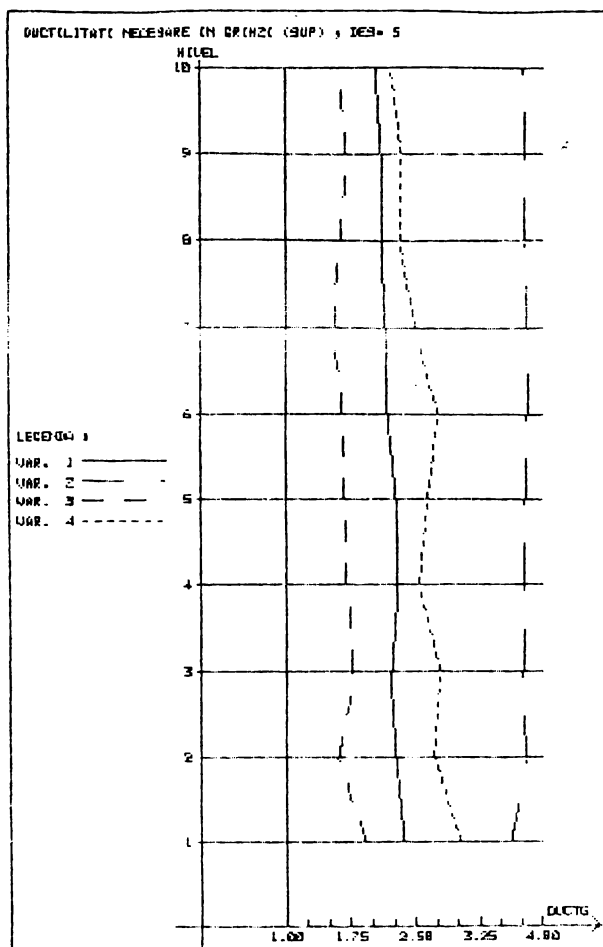
## b. Inferior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.44. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinziile din deschiderea centrala a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice.

a. Superior



VAR.1 Vrancea 1977

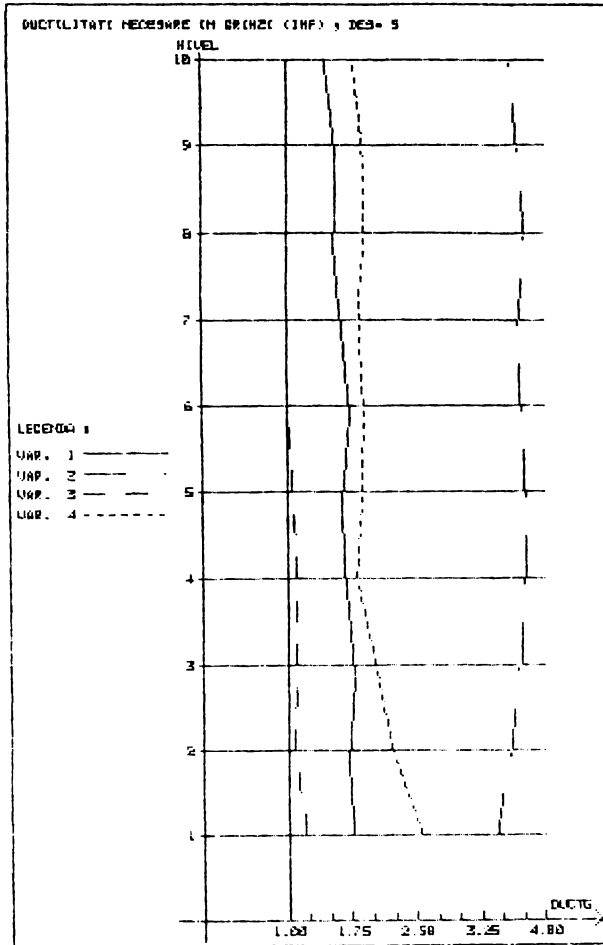
VAR.2 1,5 x Vrancea 1977

VAR.3 El Centro 1940

VAR.4 1,5xEl Centro 1940

FIG.5.45. Marimea si distributia cerintelor de ductilitate de rotire in grinzile din deschiderea marginala din dreapta a cadrului cind structura duala cu diafragma cuplata prin penduli este supusa miscarilor seismice.

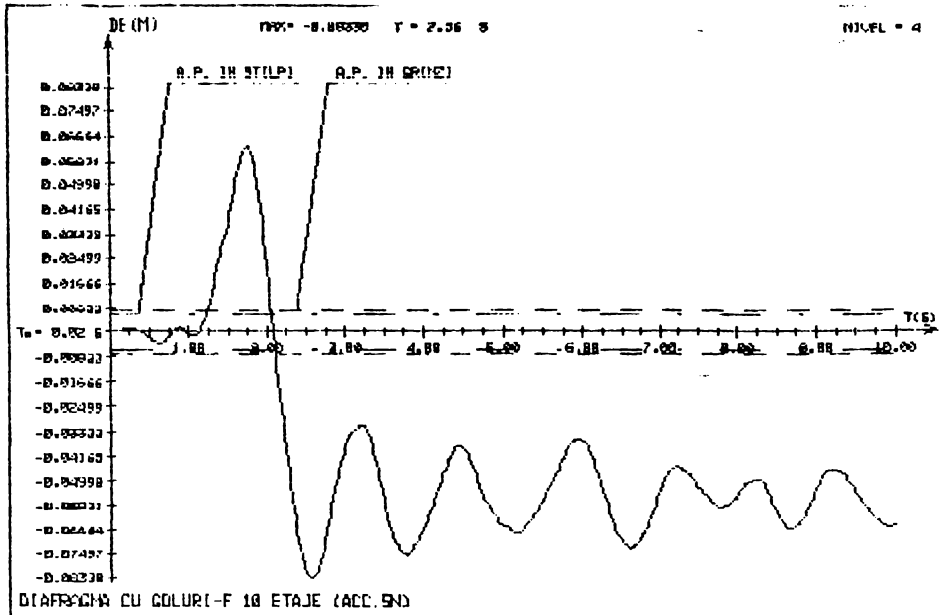
## b. Inferior



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2 1,5 x Vrancea 1977  
 VAR.3 El Centro 1940  
 VAR.4 1,5 x El Centro 1940

FIG.5.46. Marimea și distribuția cerințelor de ductilitate de rotire în grinziile din deschiderea marginală din dreapta a cadrului când structura duală cu diafragma cuplata prin penduli este supusă mișcărilor seismice.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

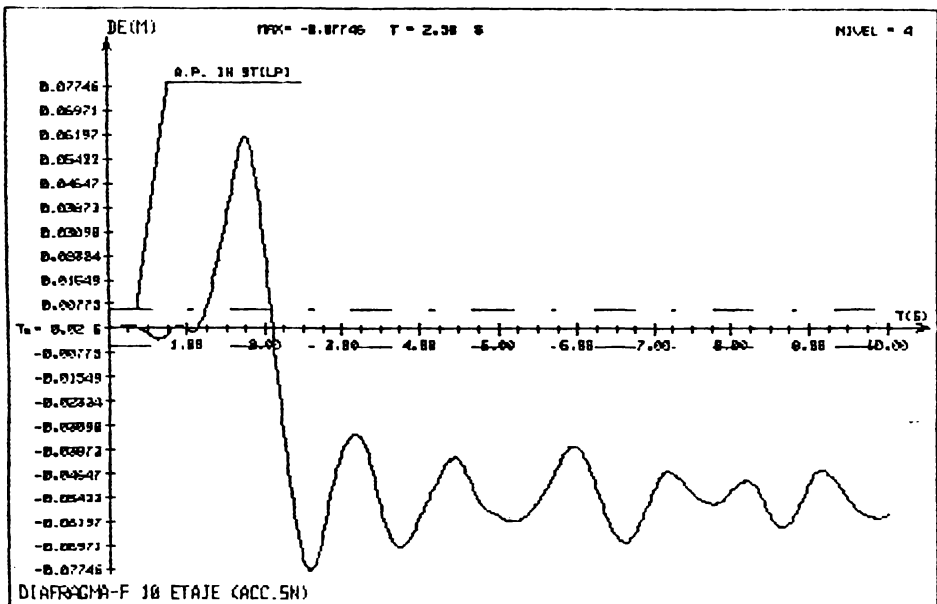
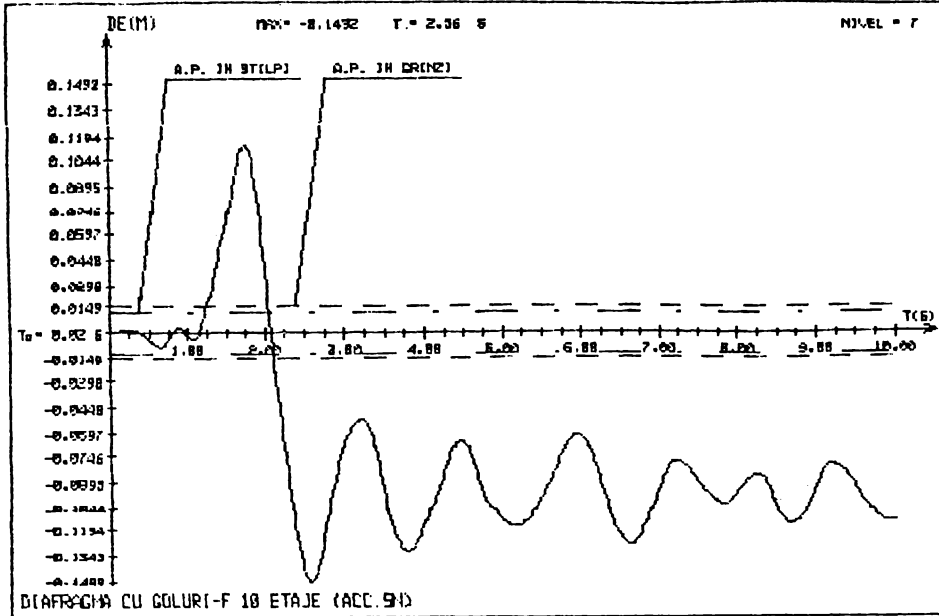


FIG.5.47. Istoria deplasărilor la etajul 4 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

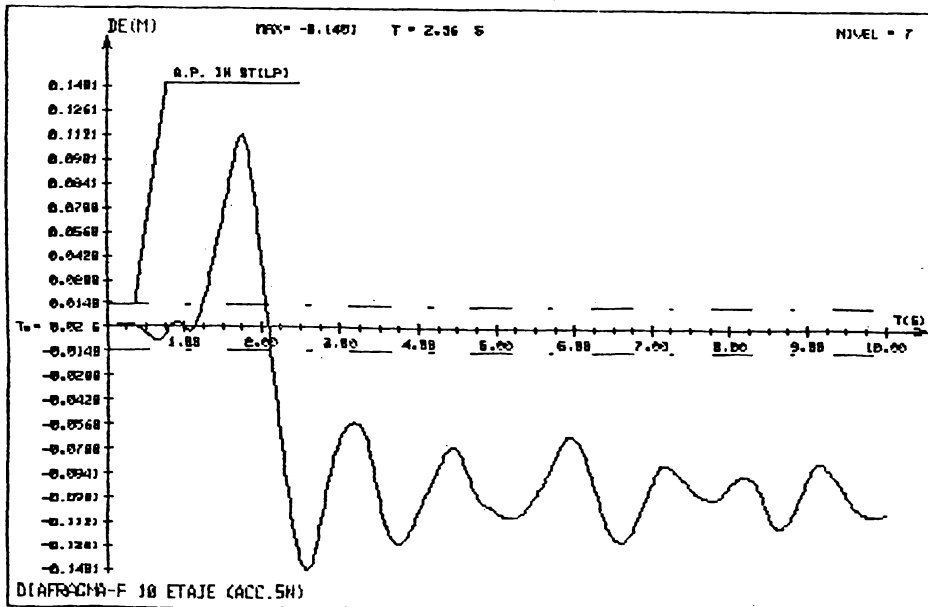
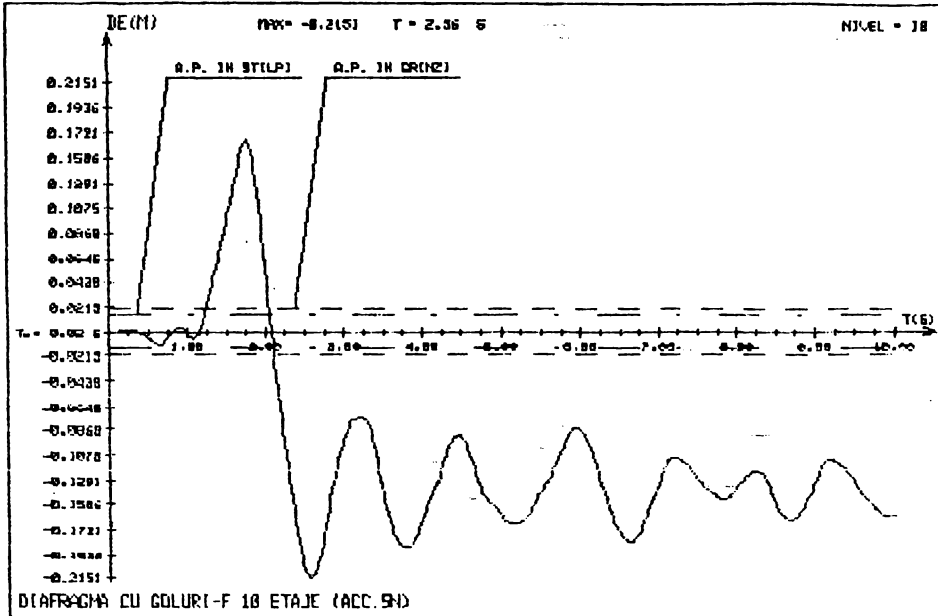


FIG.5.48. Istoria deplasărilor la etajul 7 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

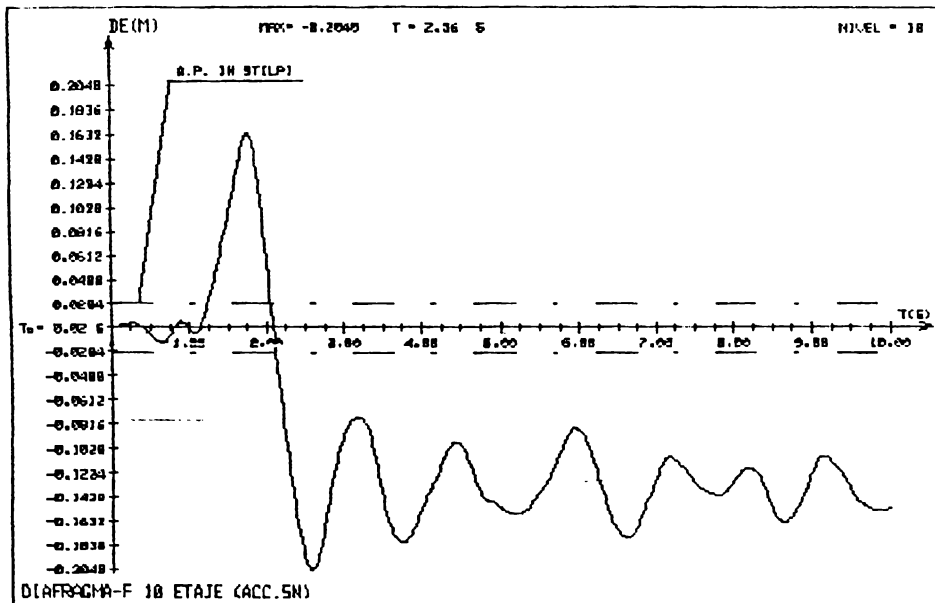
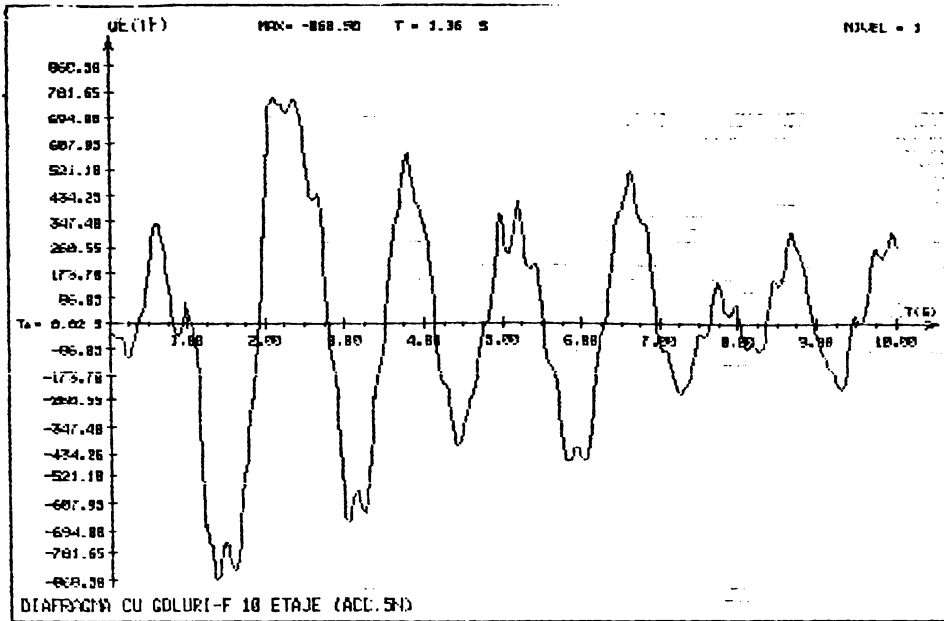


FIG.5.49. Istoria deplasariilor la etajul 10 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977.



## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

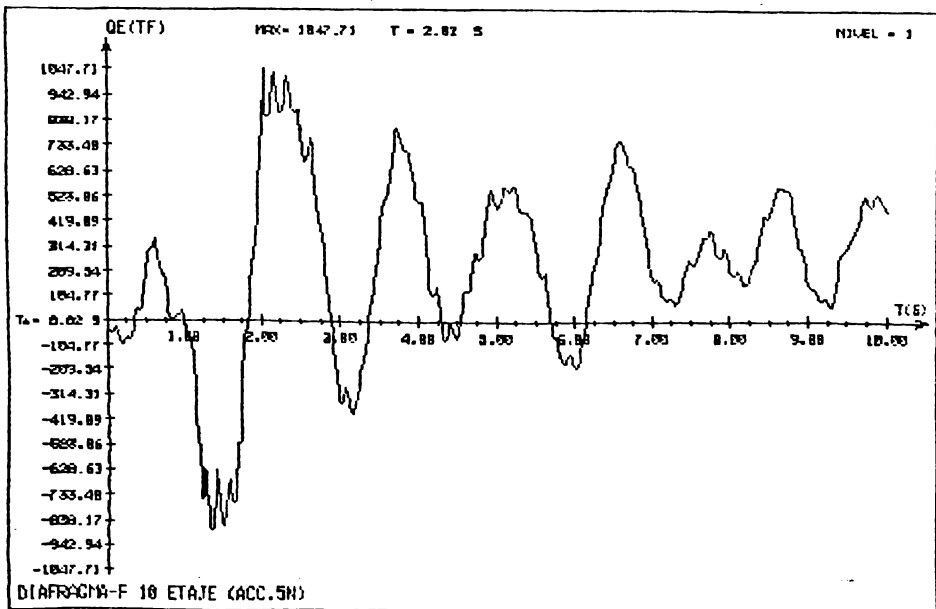
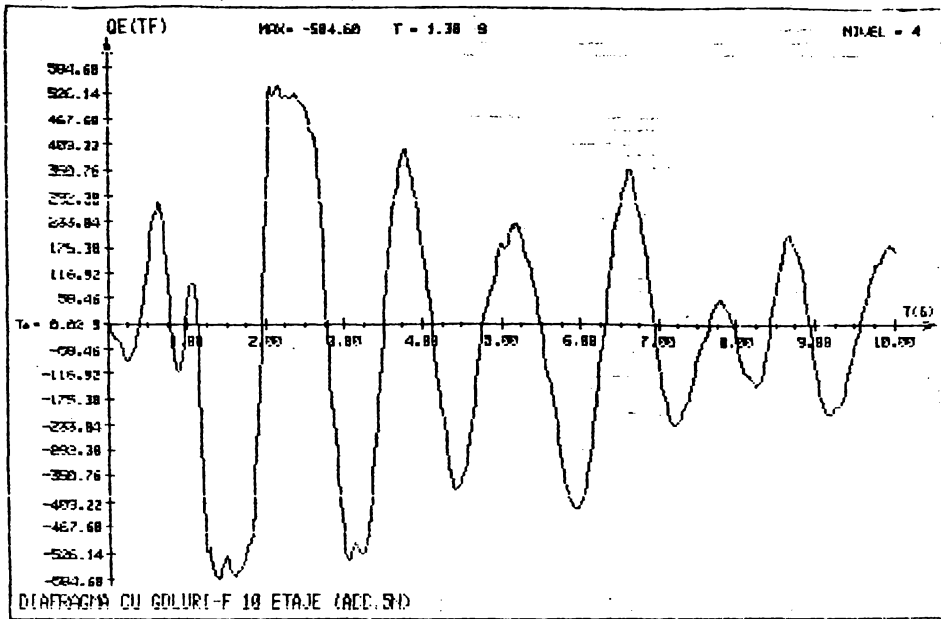


FIG.5.50. Istoria fortelor taietoare la parterul diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

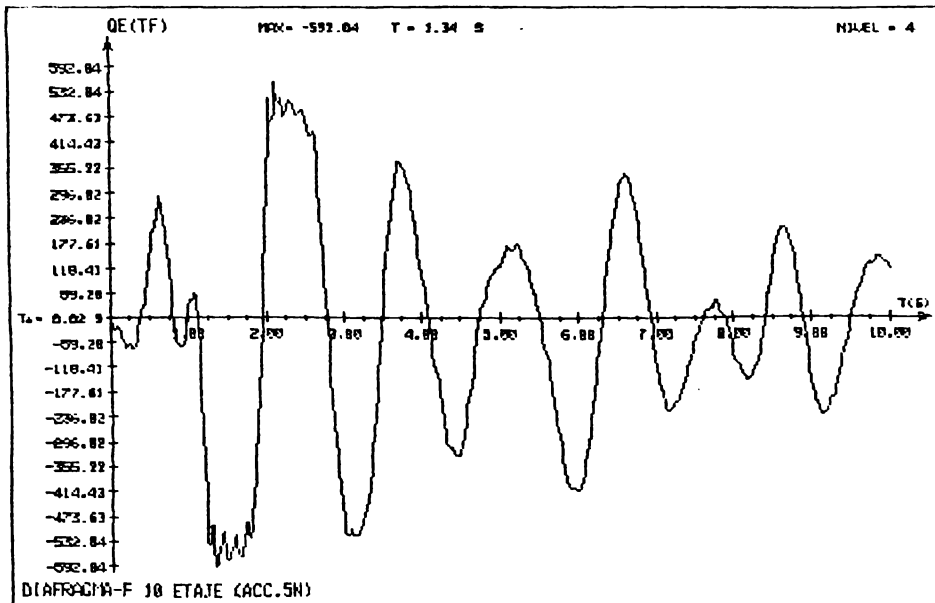
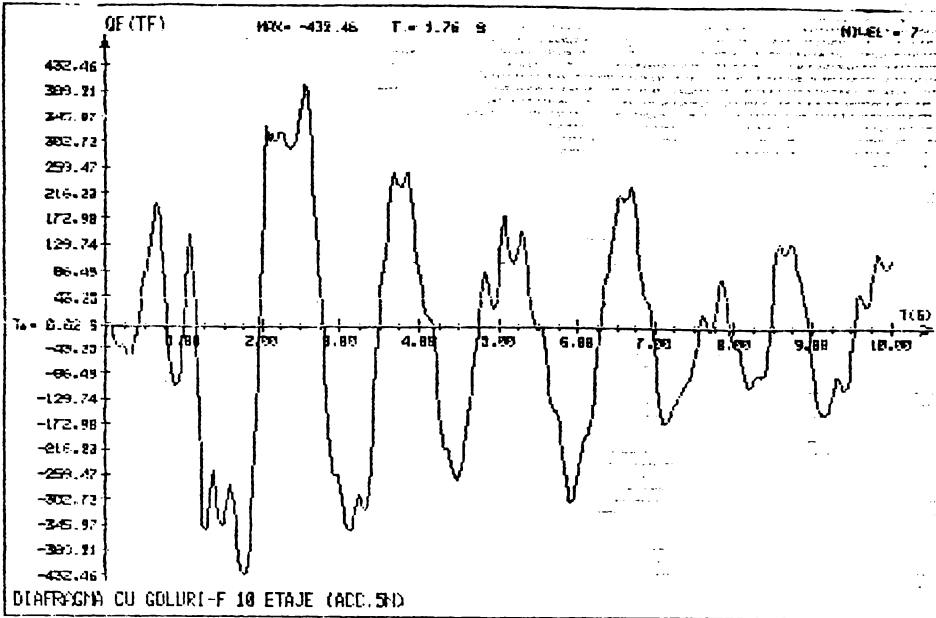


FIG.5.57. Istoria fortelor taetoare la etajul 4 al diafragmei izolate supuse cutremurului vrancea 1977.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

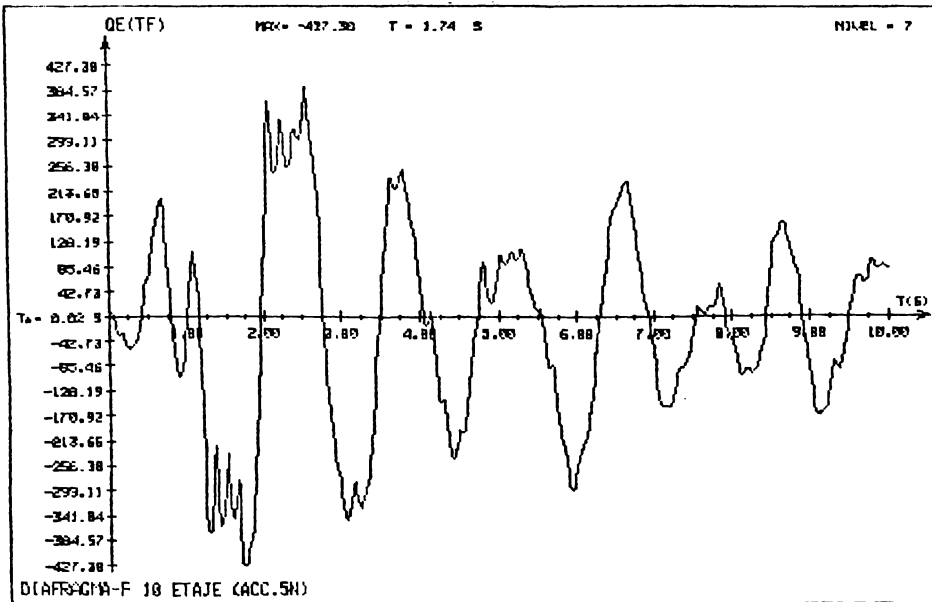
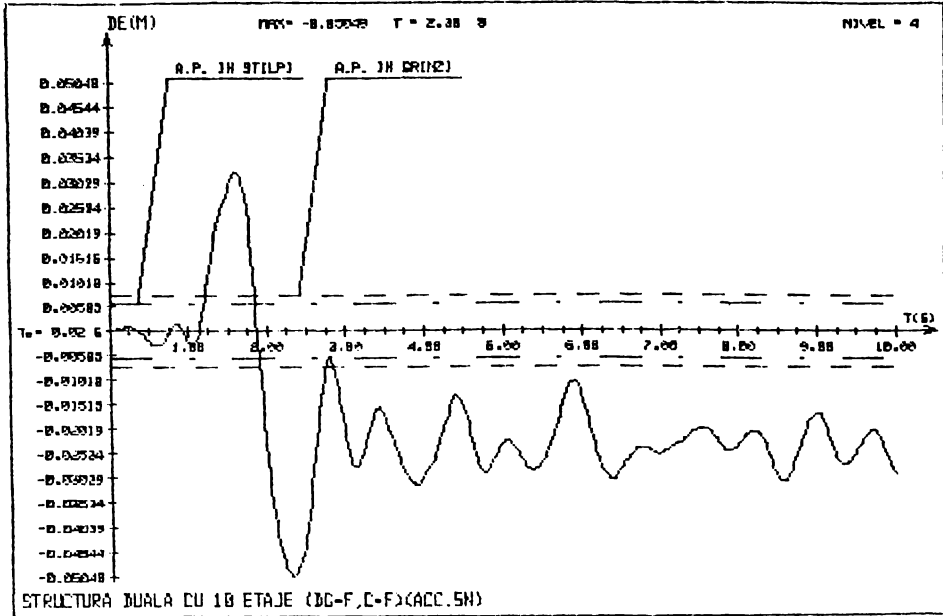


FIG.5.52. Istoria fortelor taietoare la etajul 7 al diafragmei izolate supuse cutremurului Vrancea 1977.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

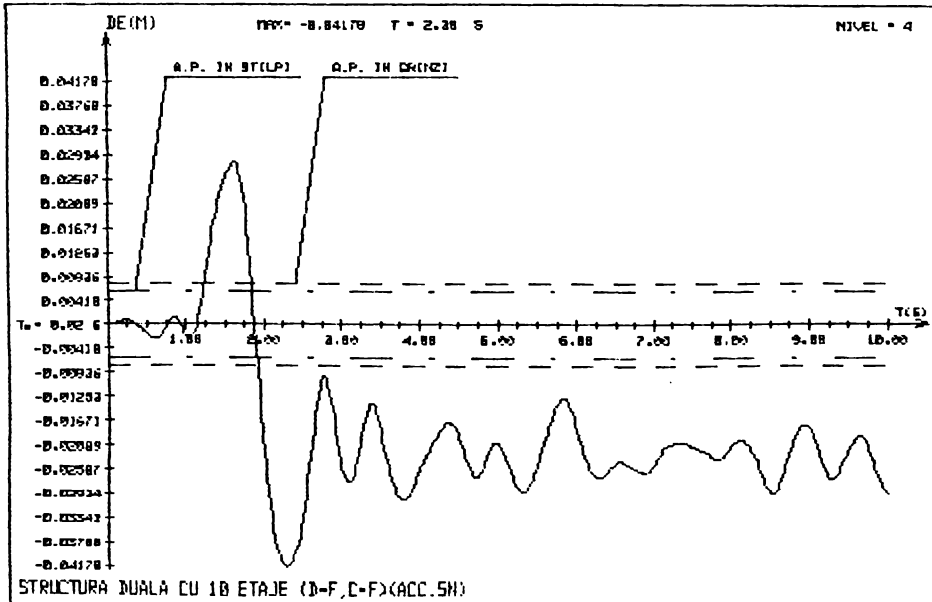
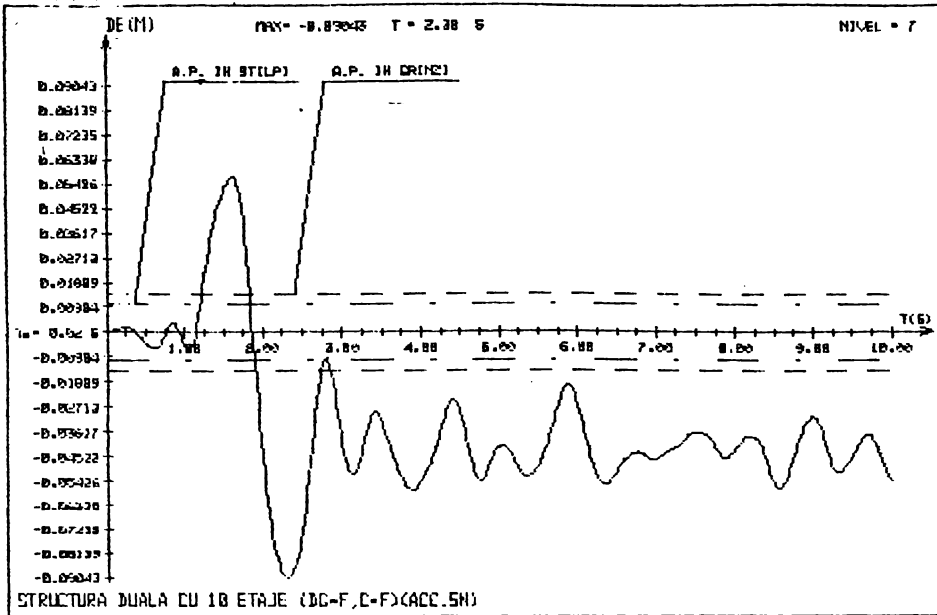


FIG.5.53. Istoria deplasărilor la etajul 4 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

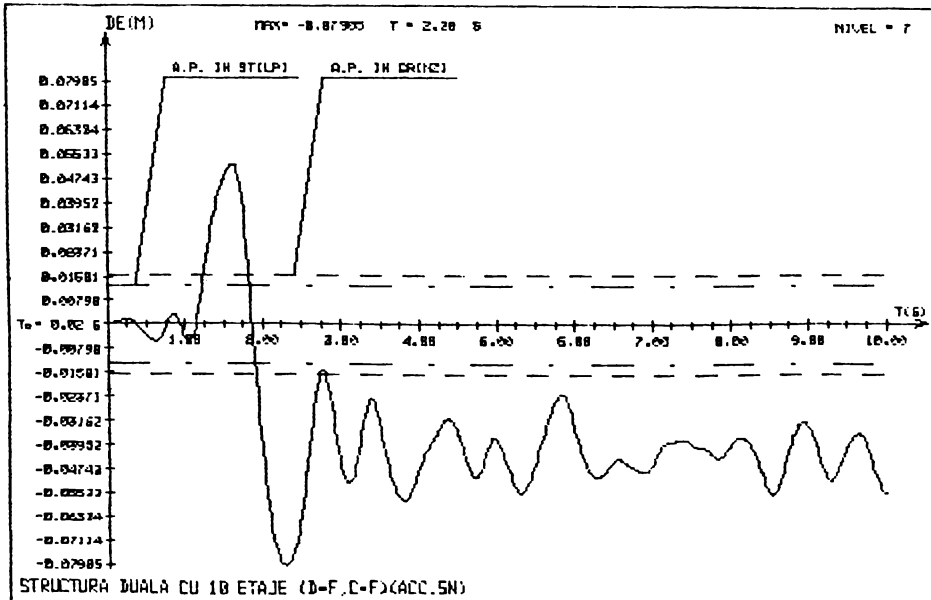
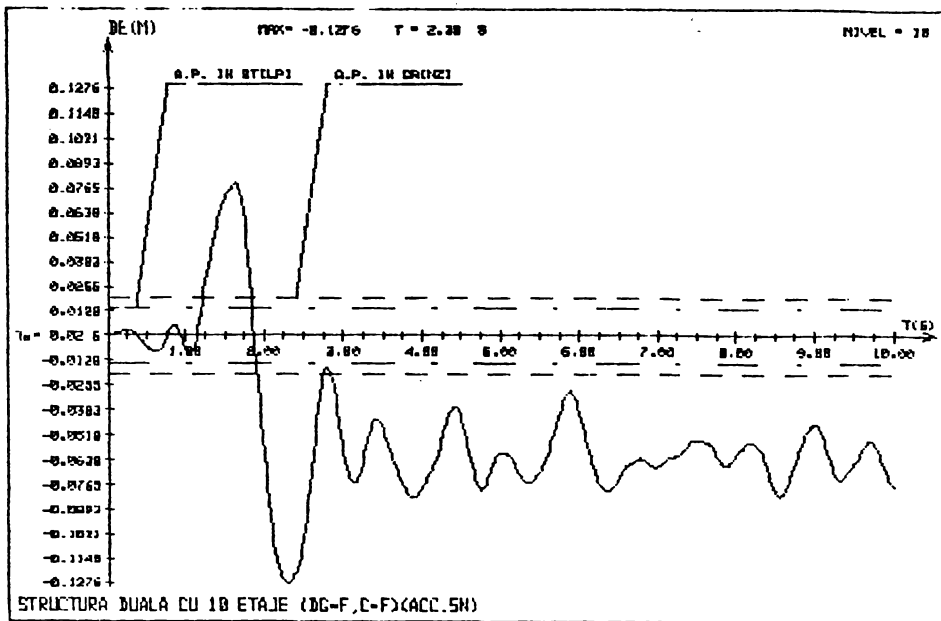


FIG.5.54. Istoria deplasariilor la etajul 7 al structurii duale subuse cutremurului Vrancea 1977.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

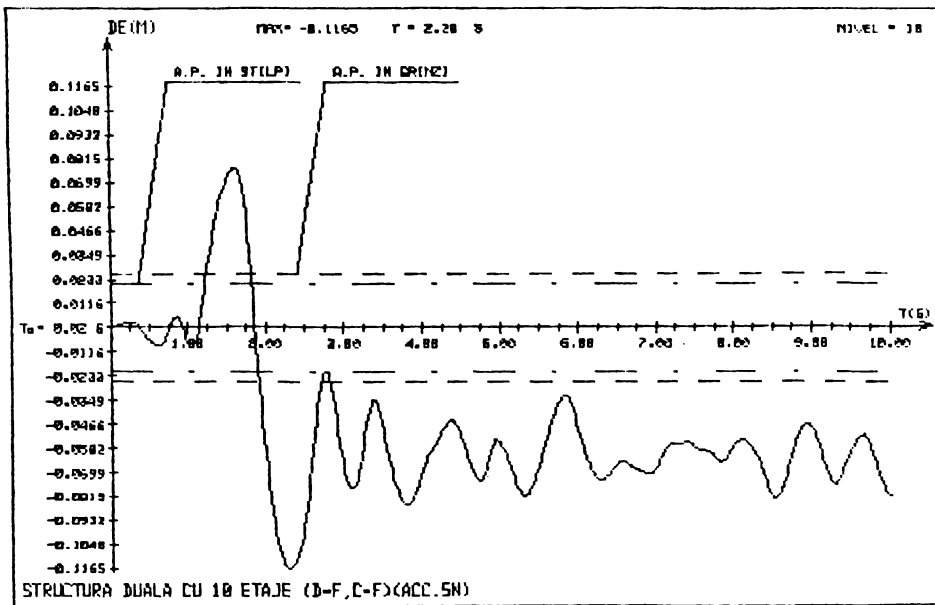
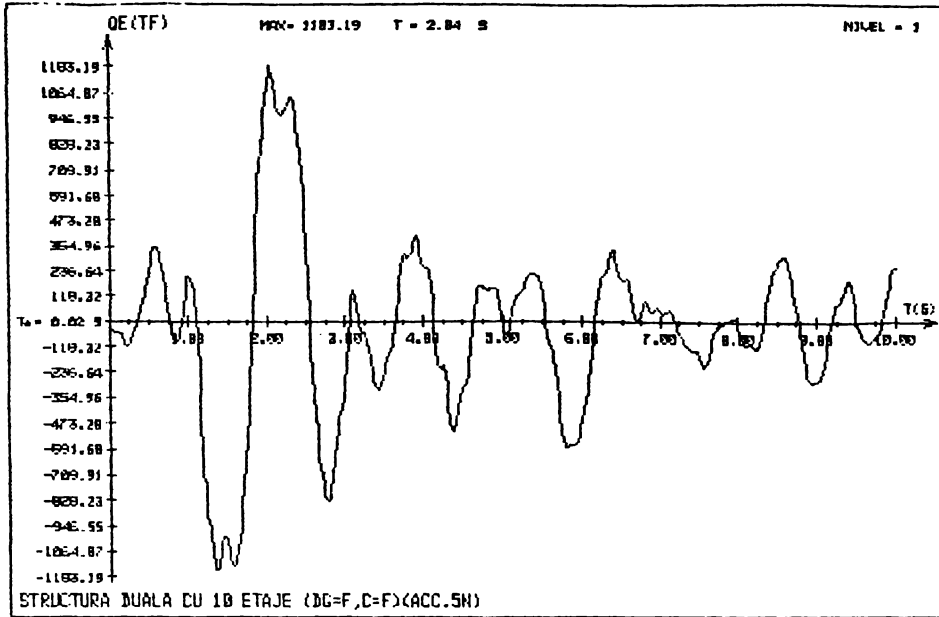


FIG.5.55. Istoria deplasărilor la etajul 10 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977.

a. Diafragma cuplata prin rigle



b. Diafragma cuplata prin penduli

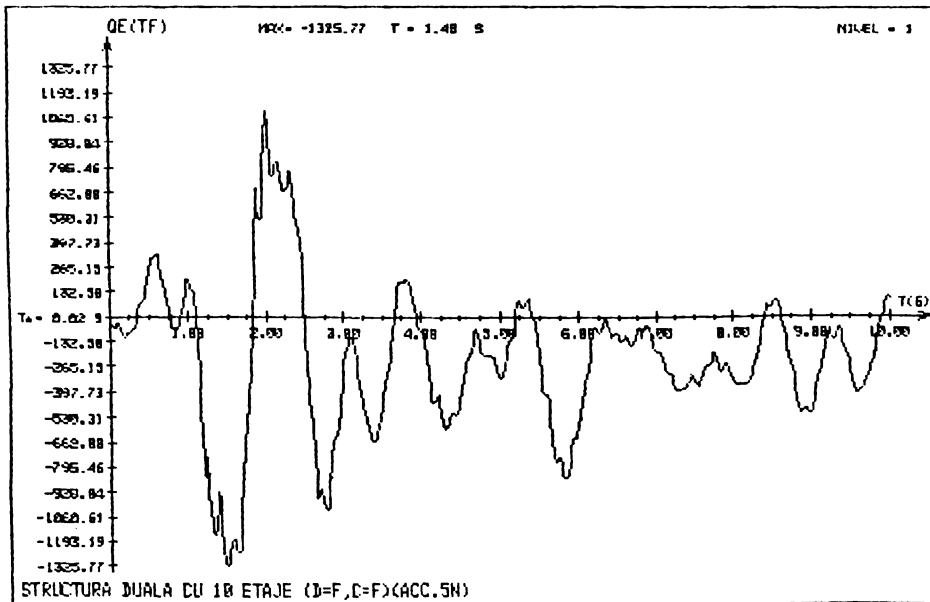
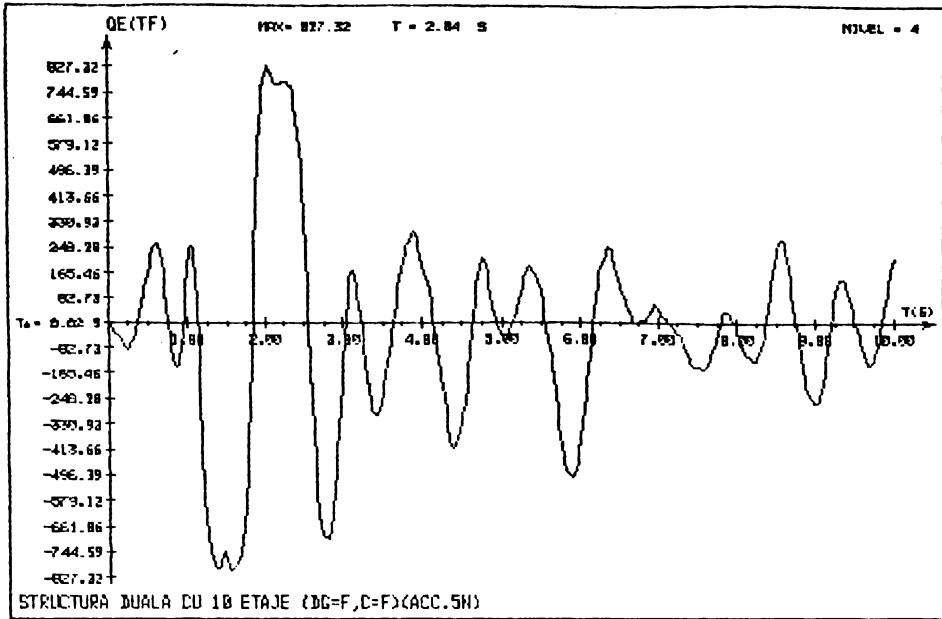


FIG.5.56. Istoria fortelor taietoare la parterul structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

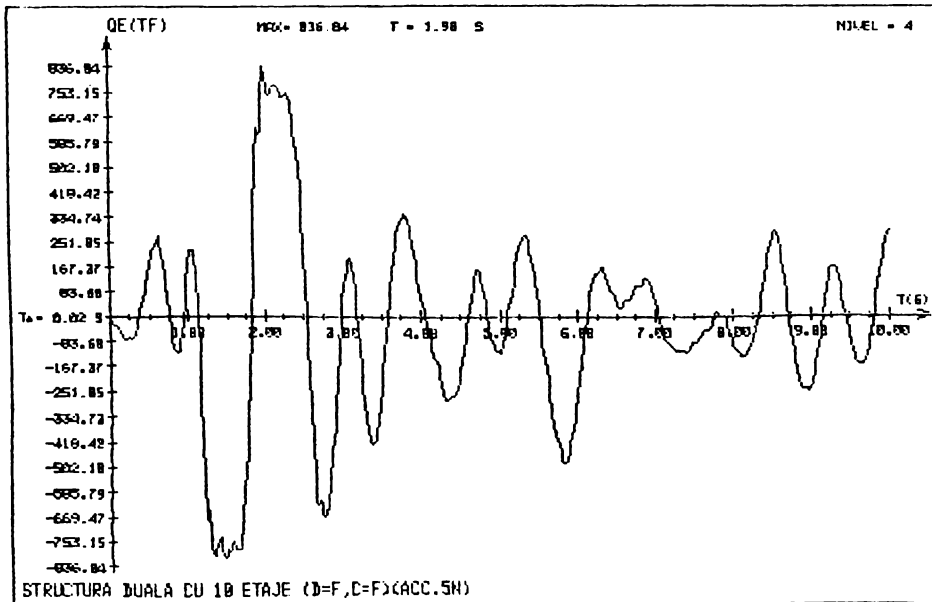
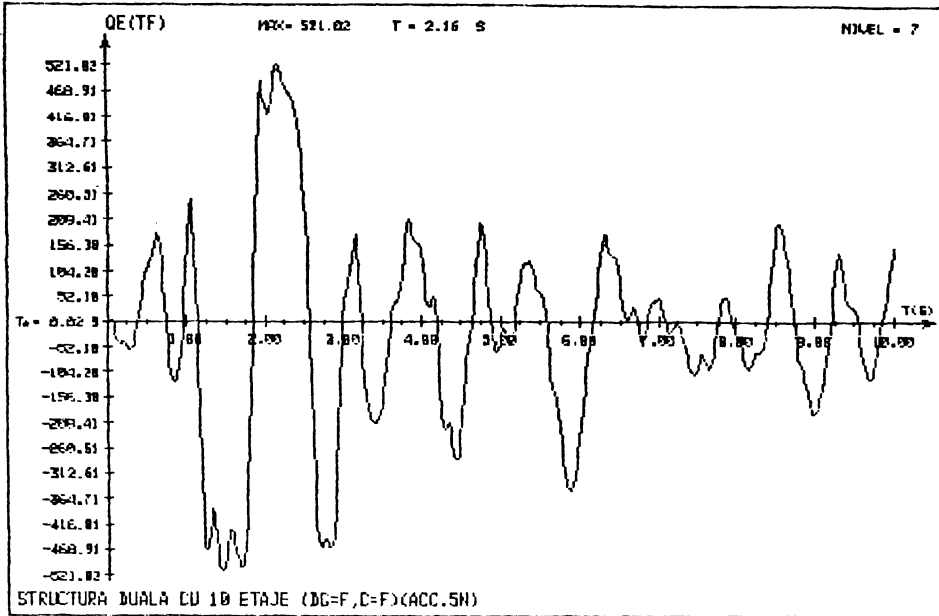


FIG.5.57. Istoria fortelor taietoare la etajul 4 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977.



## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

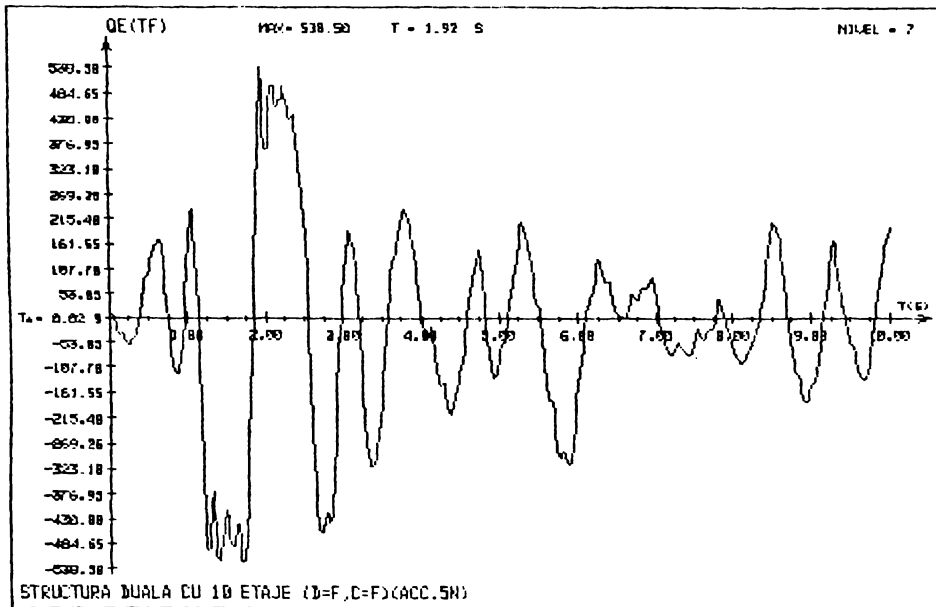
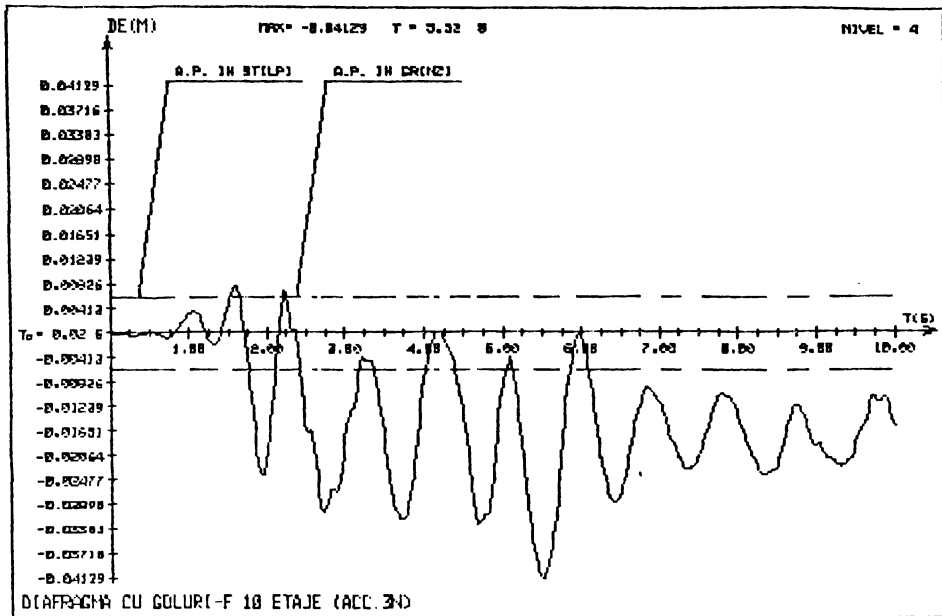


FIG.5.58. Istoria forțelor tăietoare la etajul 7 al structurii duale supuse cutremurului Vrancea 1977.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

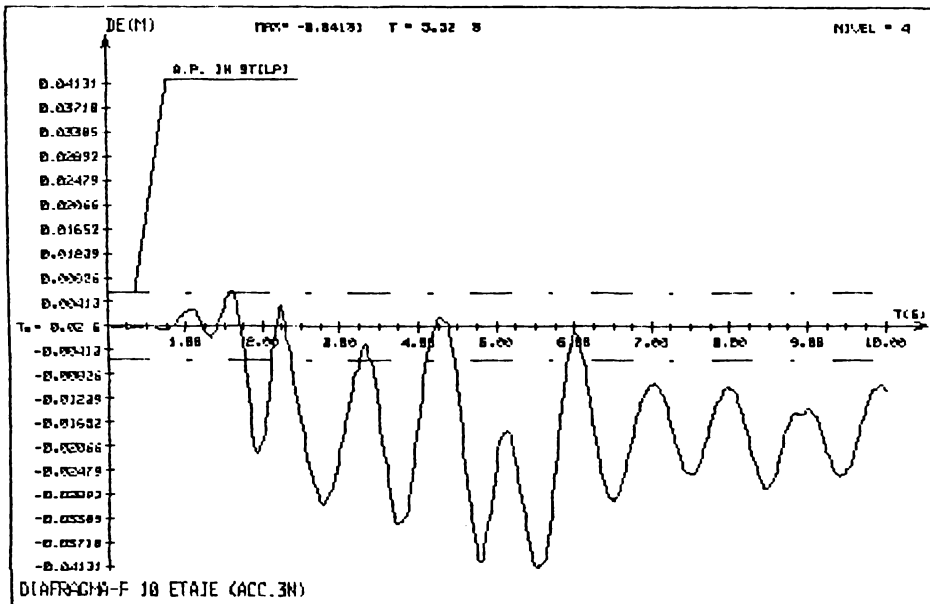
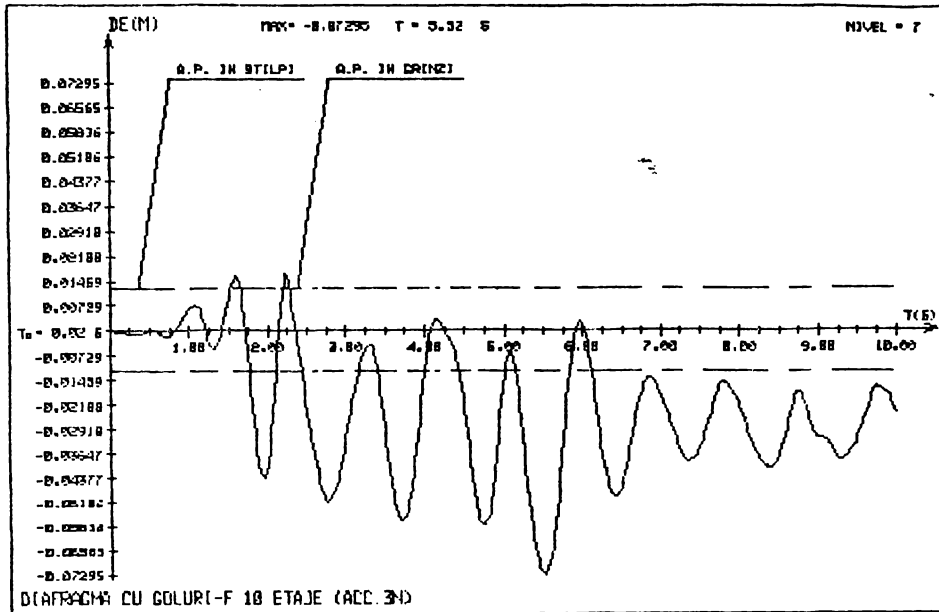


FIG.5.59. Istoria deplasărilor la etajul 4 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

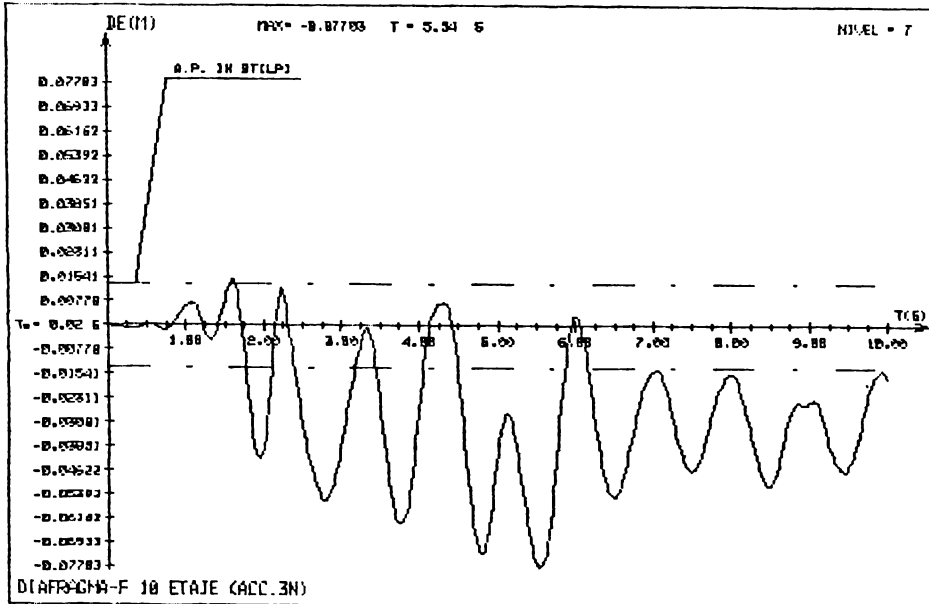
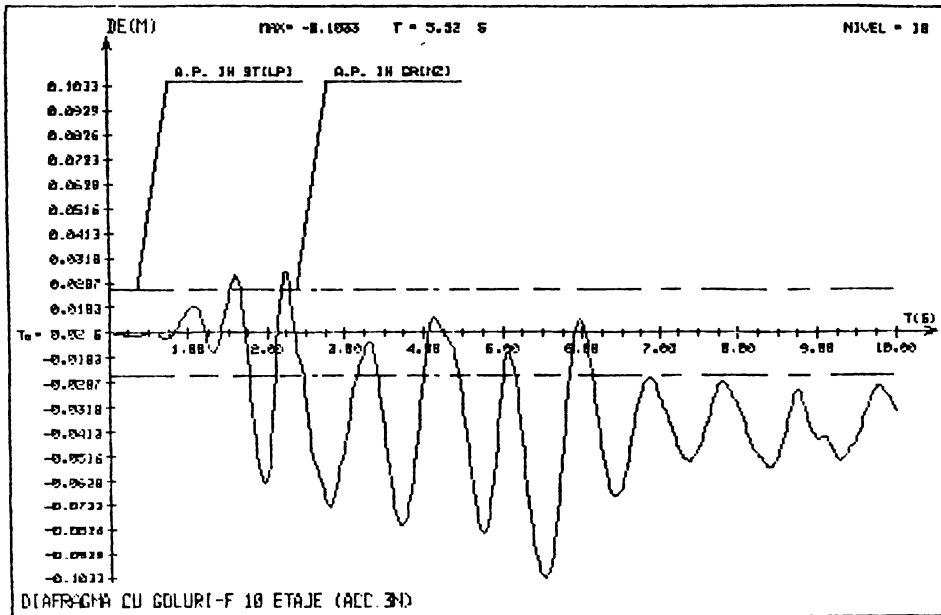


FIG.5.60. Istoria deplasariilor la etajul 7 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

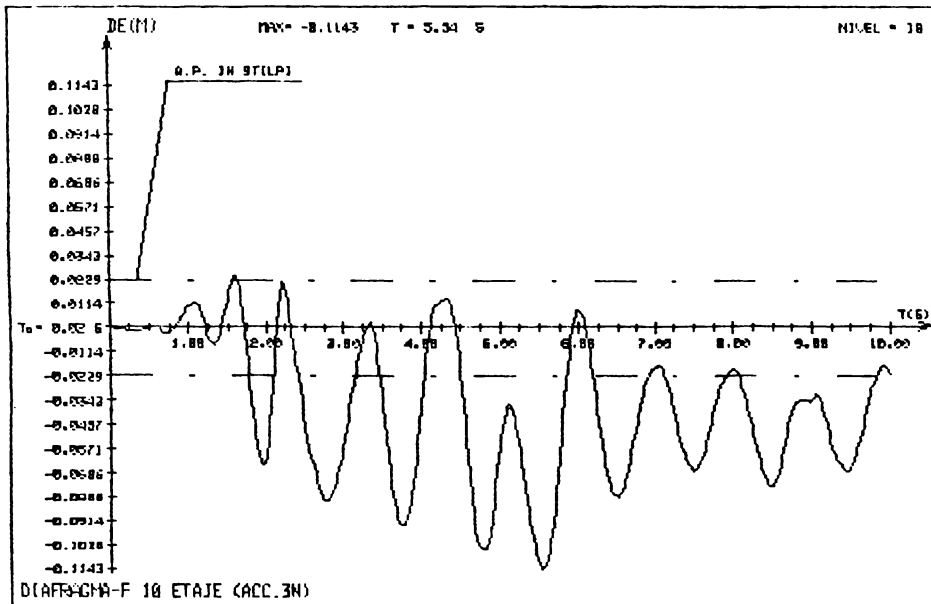
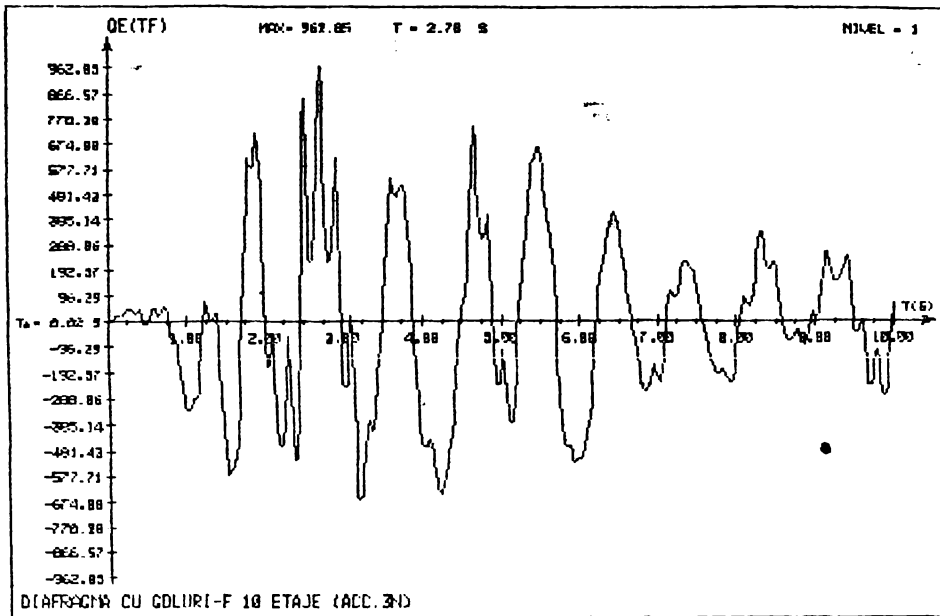


FIG.5.61. Istoria deplasărilor la etajul 10 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

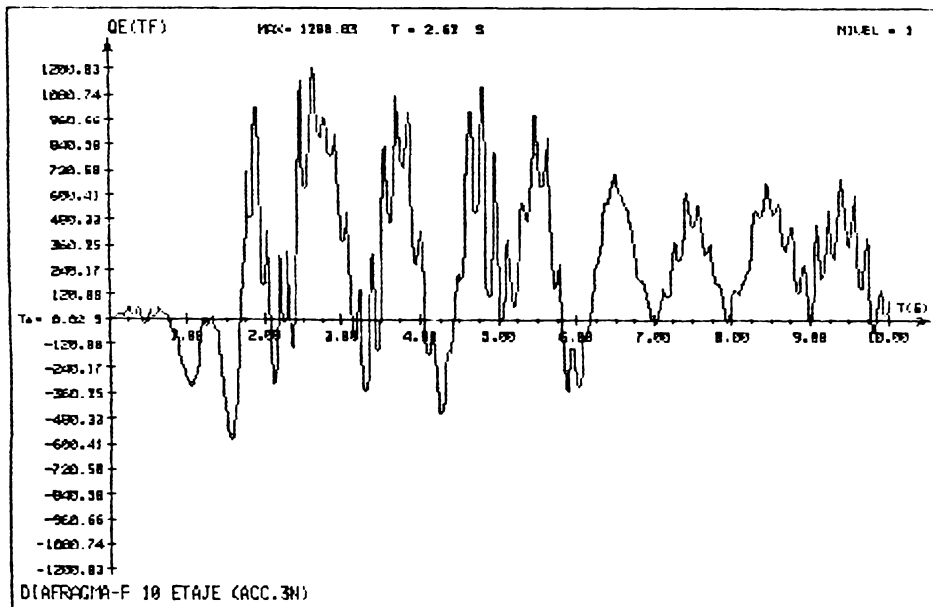
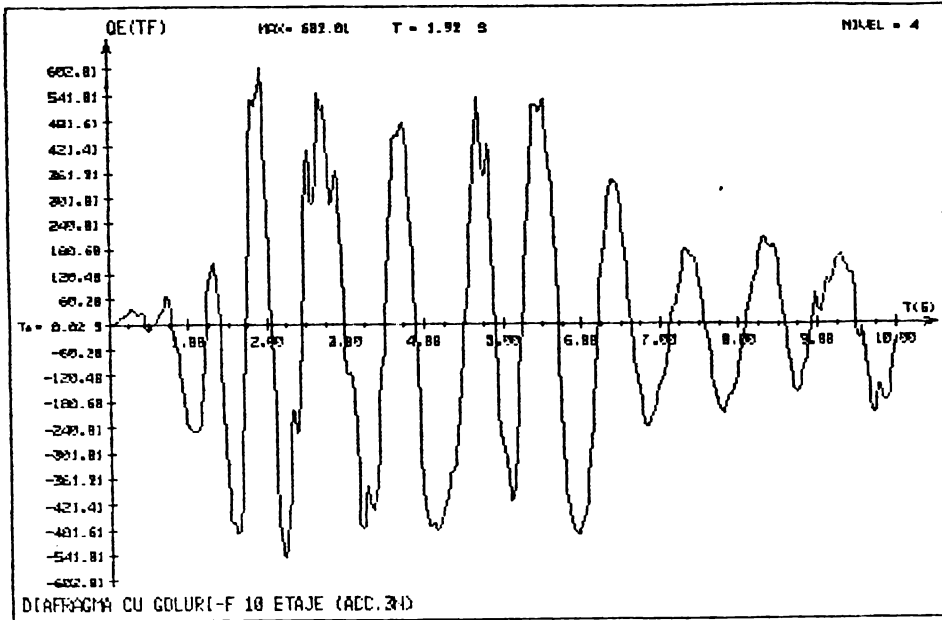


FIG.5.62. Istoria fortelor taetoare la parterul difragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Cuplare prin rigle



## b. Cuplare prin penduli

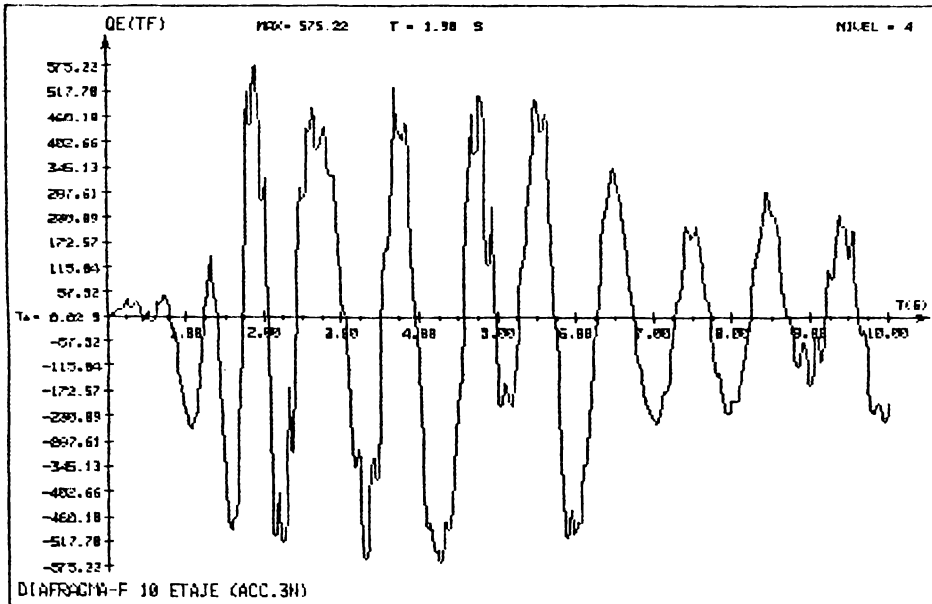
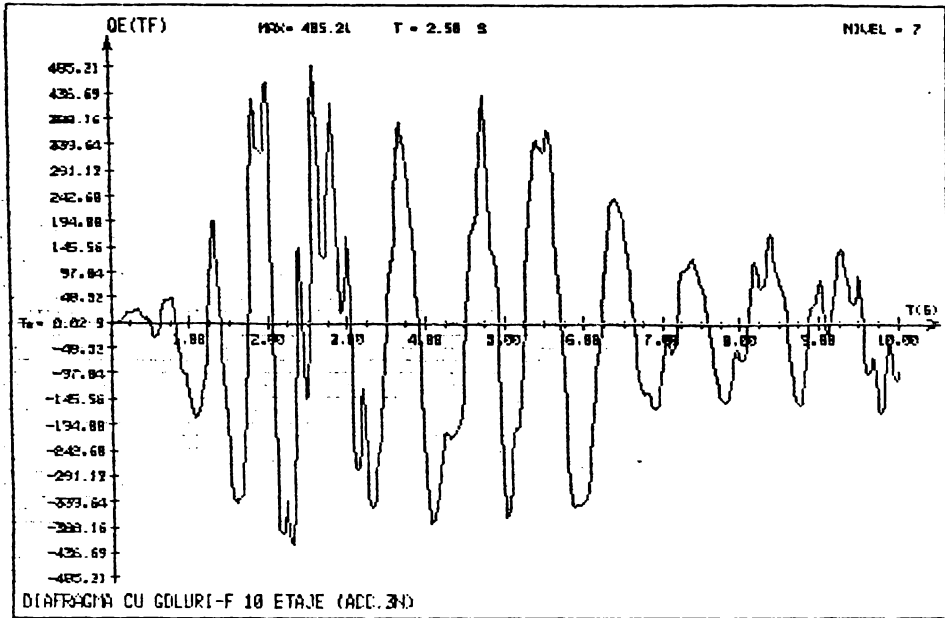


FIG.5.63. Istoria fortelor taietoare la etajul 4 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940.

a. Cuplare prin rigle



b. Cuplare prin penduli

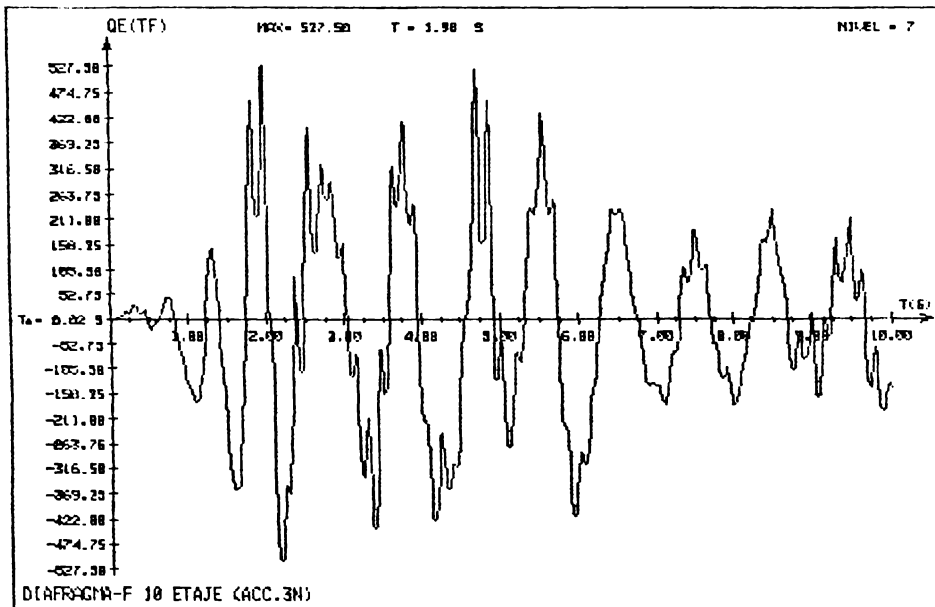
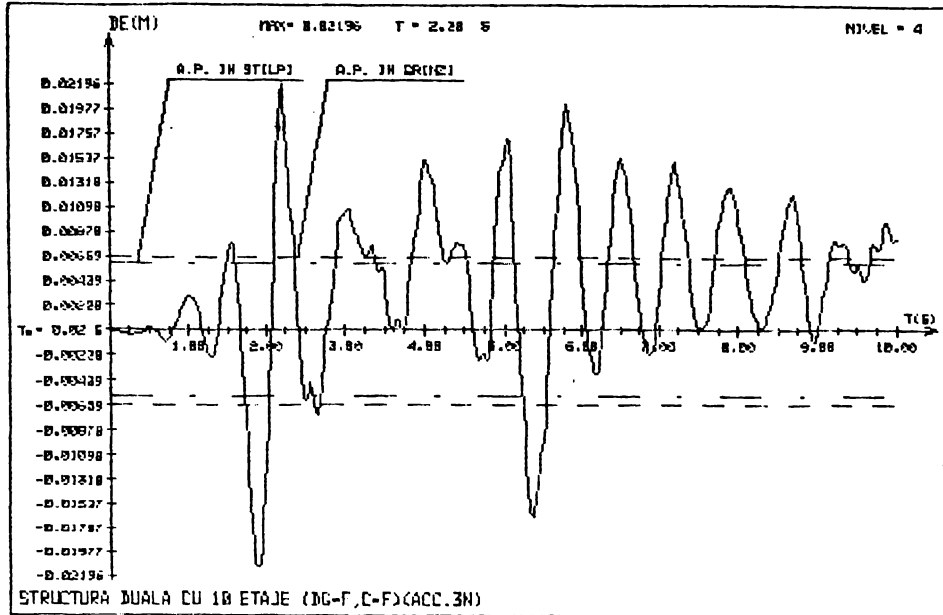


FIG.5.64. Istoria fortelor taietoare la etajul 7 al diafragmei izolate supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

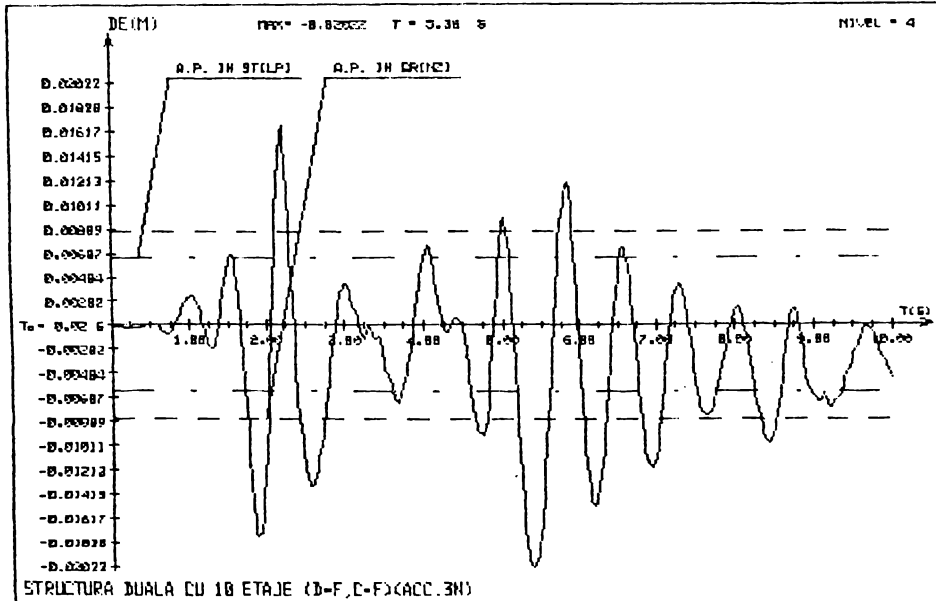
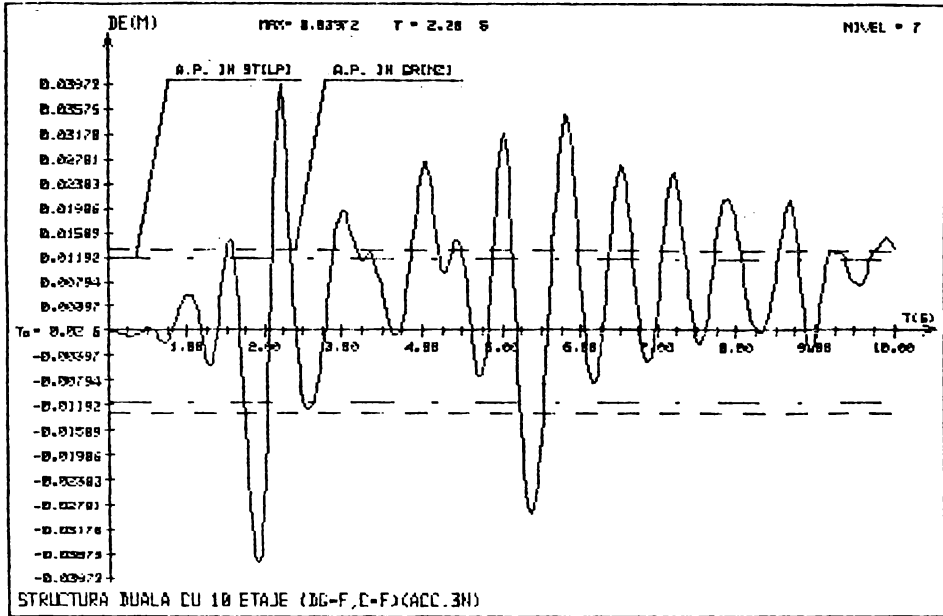


FIG. 5.65 Istoria deplasărilor la etajul 4 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940.



## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diaframa cuplata prin penduli

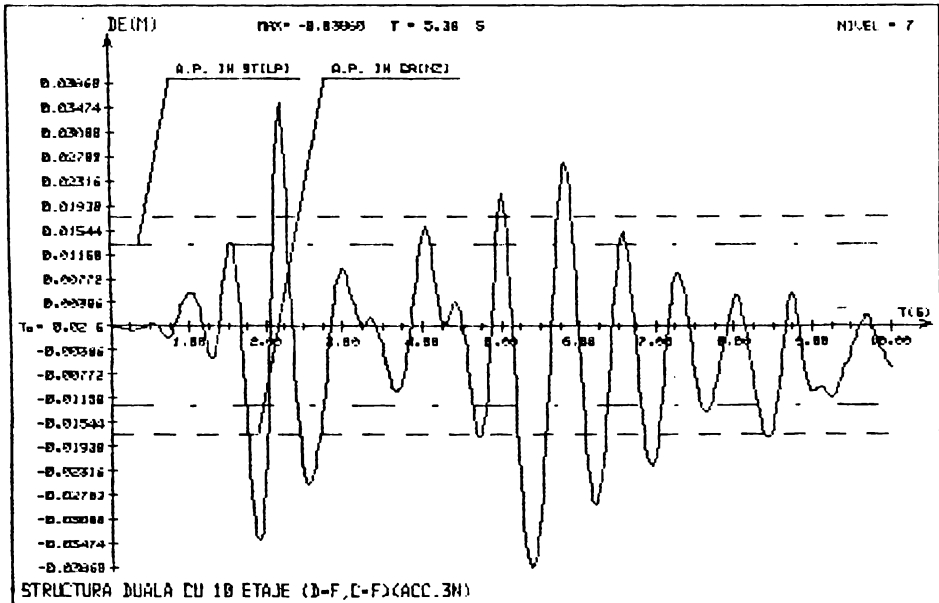
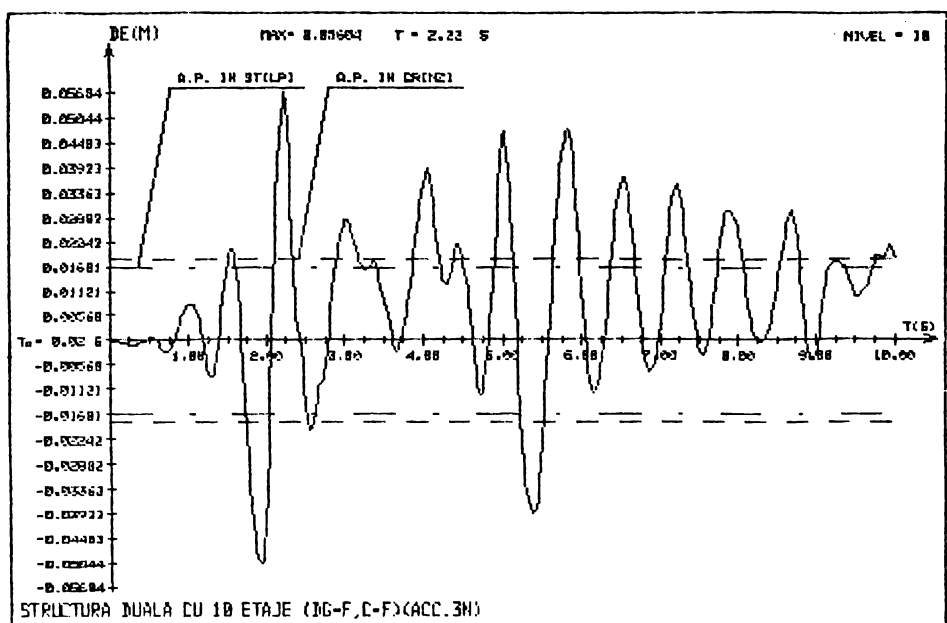


FIG.5.66. Istoria deplasărilor la etajul 7 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

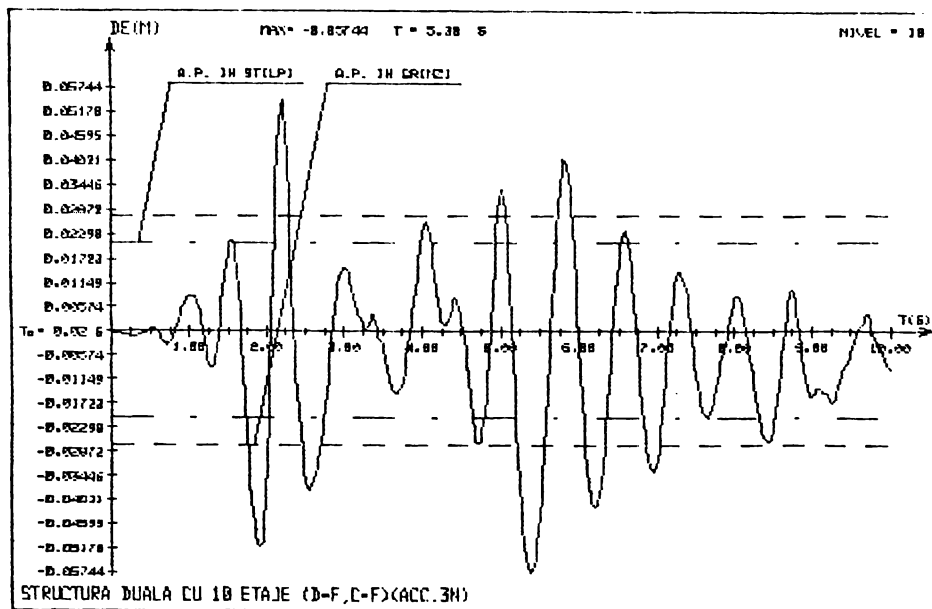
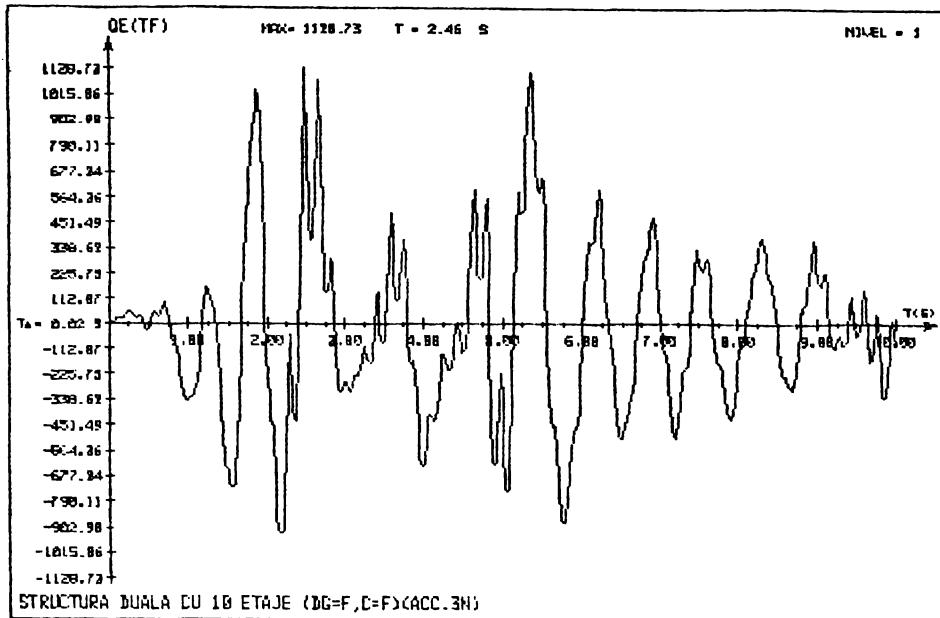


FIG.5.67. Istoria deplasărilor la etajul 10 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

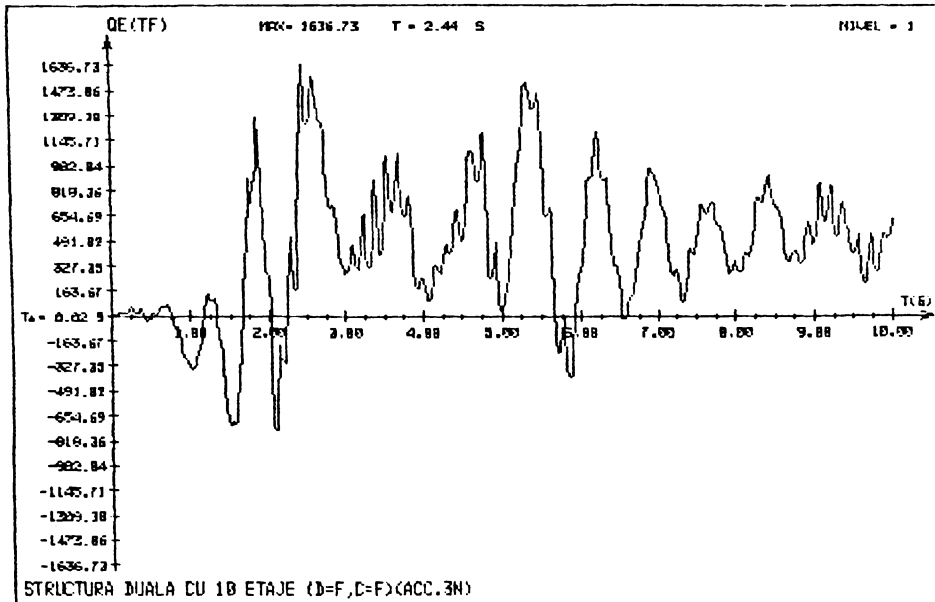
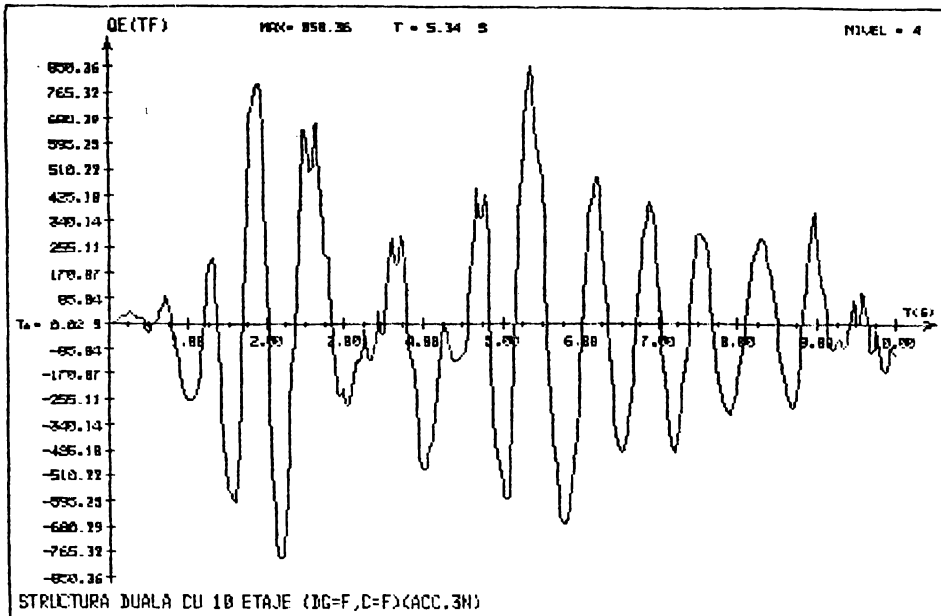


FIG.5.68. Istoria fortelor taietoare la parterul structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

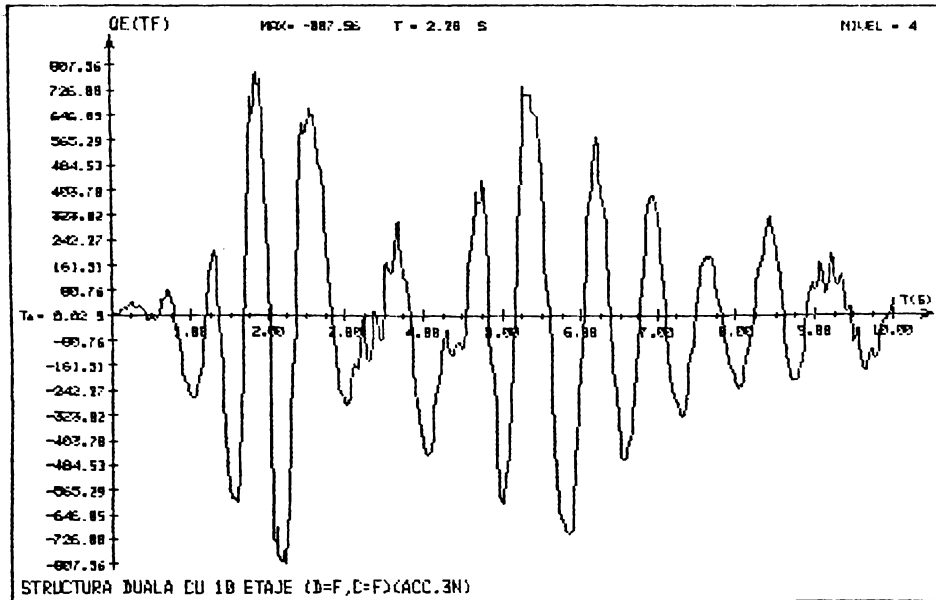
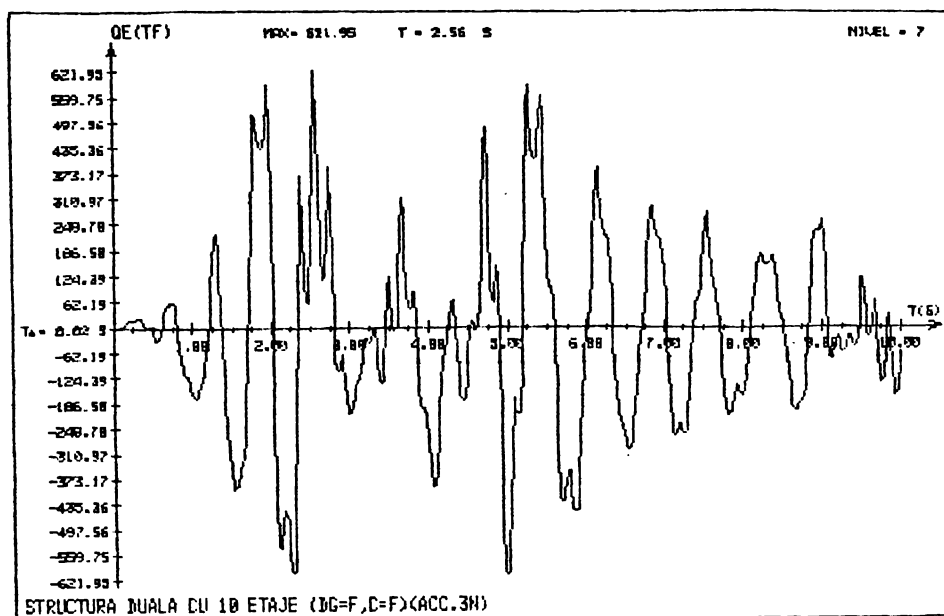


FIG.5.69. Istoria fortelor taietoare la etajul 4 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940.

## a. Diafragma cuplata prin rigle



## b. Diafragma cuplata prin penduli

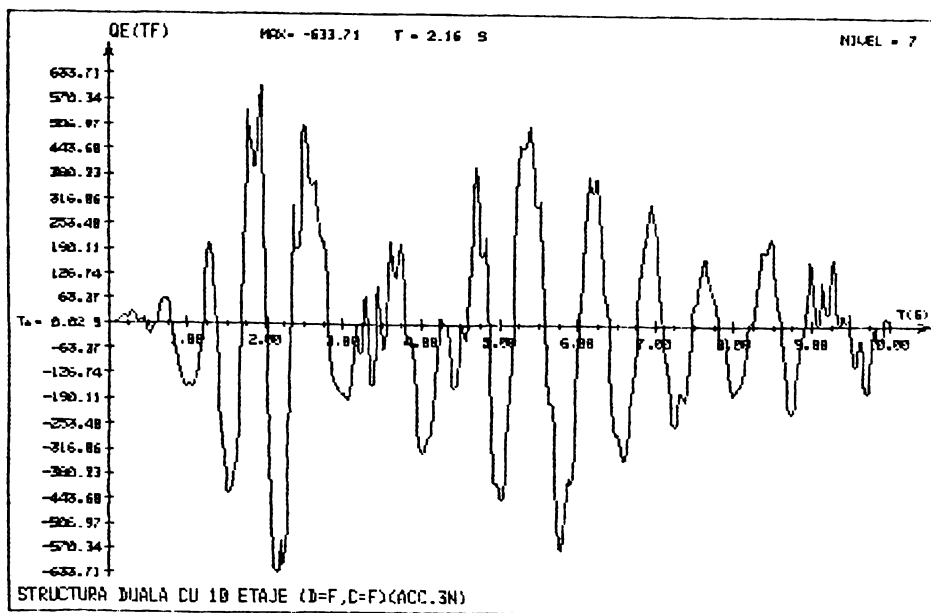
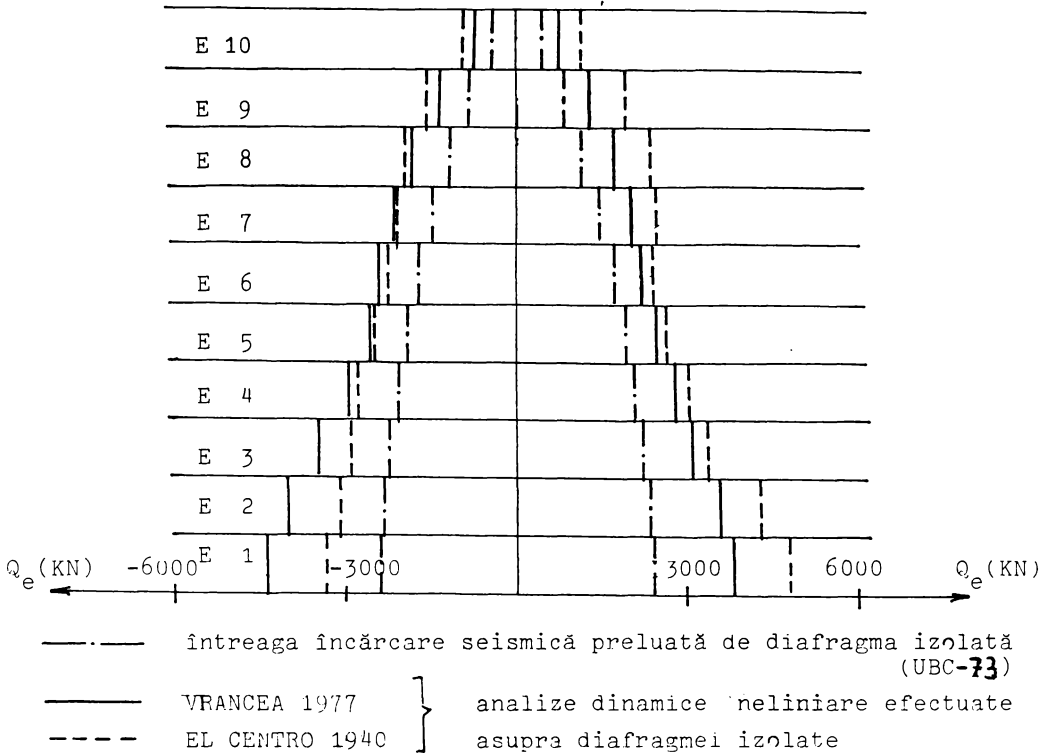


FIG. 5.70. Istoria fortelor taietoare la etajul 7 al structurii duale supuse cutremurului El Centro 1940.

## ETAJUL a) Cuplare prin rigle



## ETAJUL b) Cuplare prin penduli

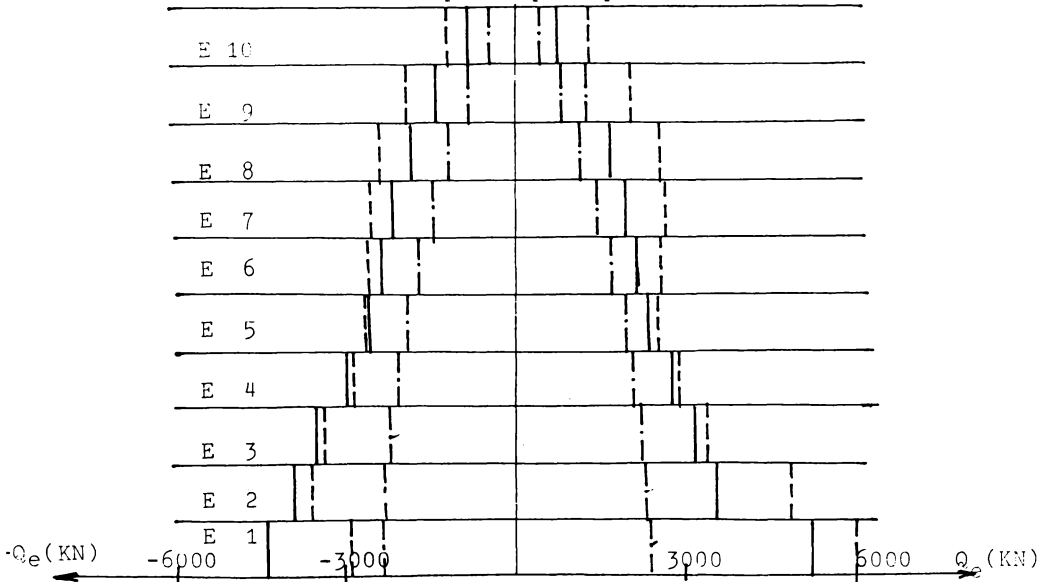
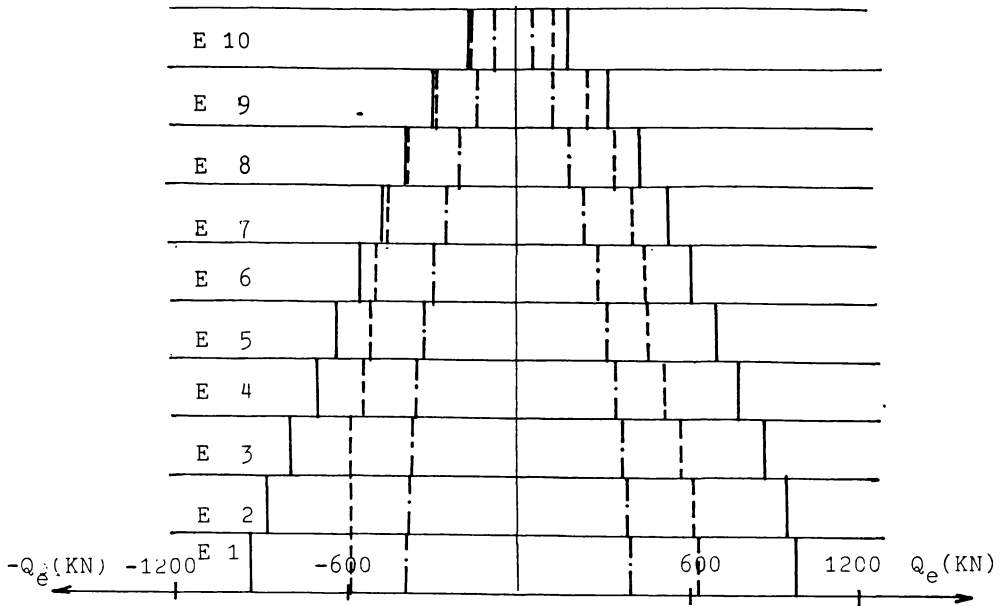


FIG.5.71. Forțe tăietoare de etaj,  $Q_e$ , în diafragmă rezultate din analizele statică liniară și dinamice neliniare.

ETAJUL

a) Plastificare moderată



- · - · - 25% din încărcarea seismică preluată de cadrul izolat (UBC-91)  
 ——— VRANCEA 1977 } analize dinamice neliniare efectuate  
 - - - - EL CENTRO 1940 } asupra cadrului izolat

ETAJUL

b) Plastificare puternică

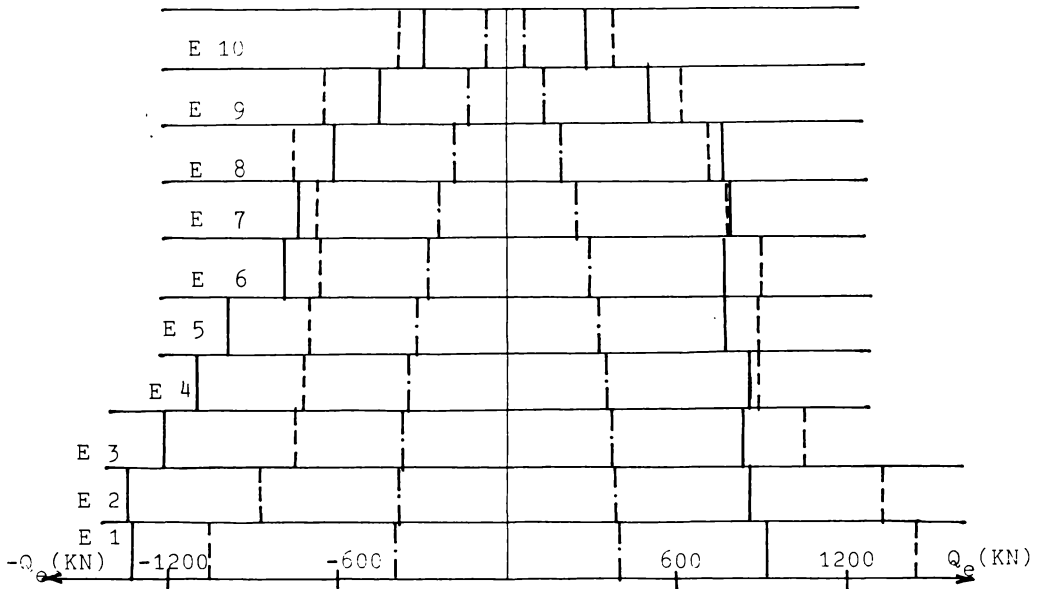
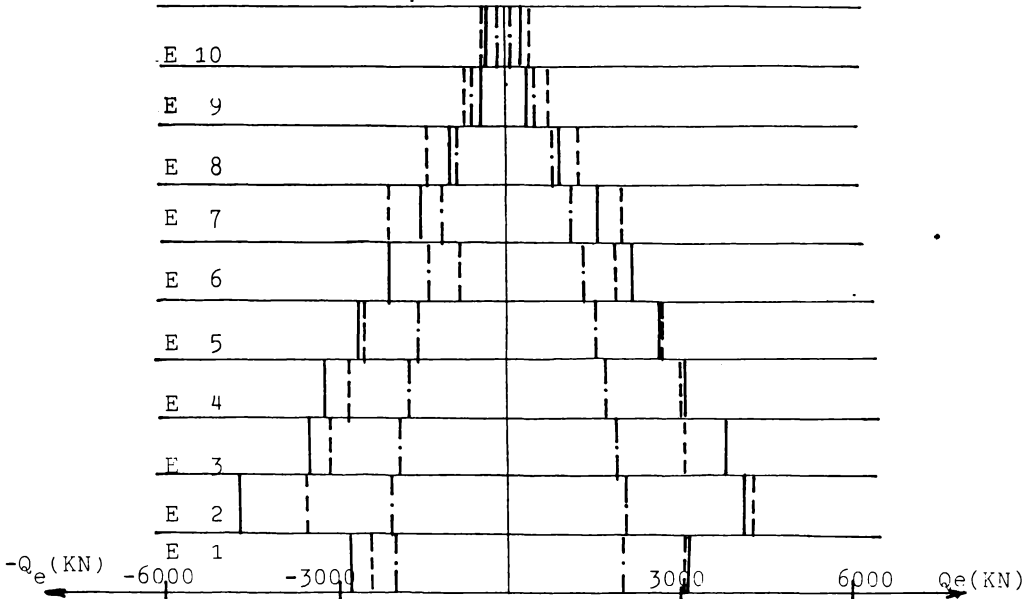


FIG.5.72. Forțe tăietoare de etaj,  $Q_e$ , într-un cadru rezultat te din analizele statică liniară și dinamice neliniare.

ETAJUL

a) Cuplare prin rigle



- · — · — · Calculul static al structurii duale (metoda A-P.100-92)
- — — — — VRANCEA 1977 } analize dinamice neliniare efectuate
- - - - - EL CENTRO 1940 } asupra structurii duale

ETAJUL

b) Cuplare prin penduli

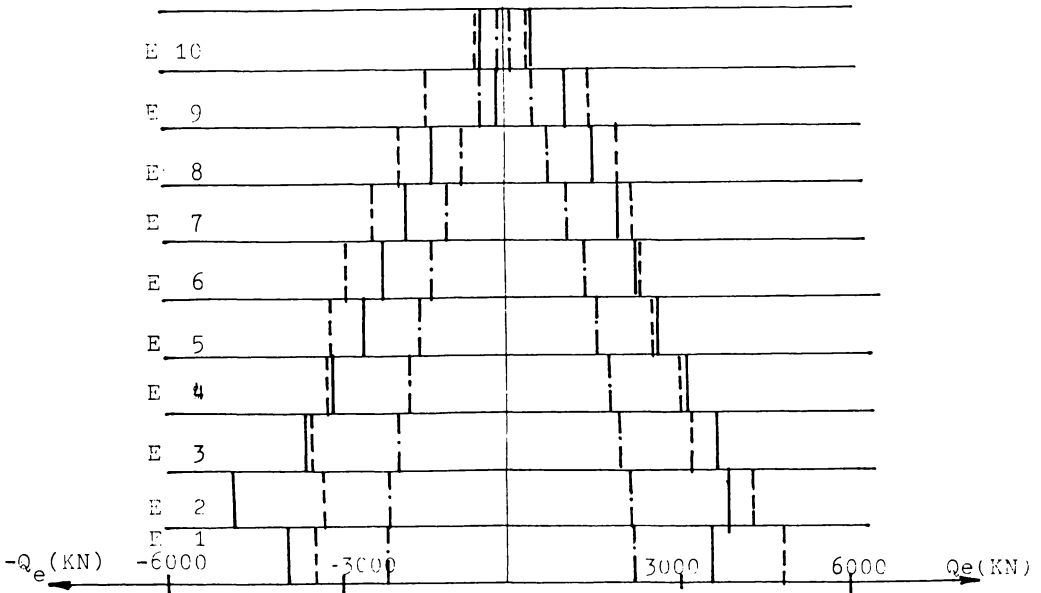
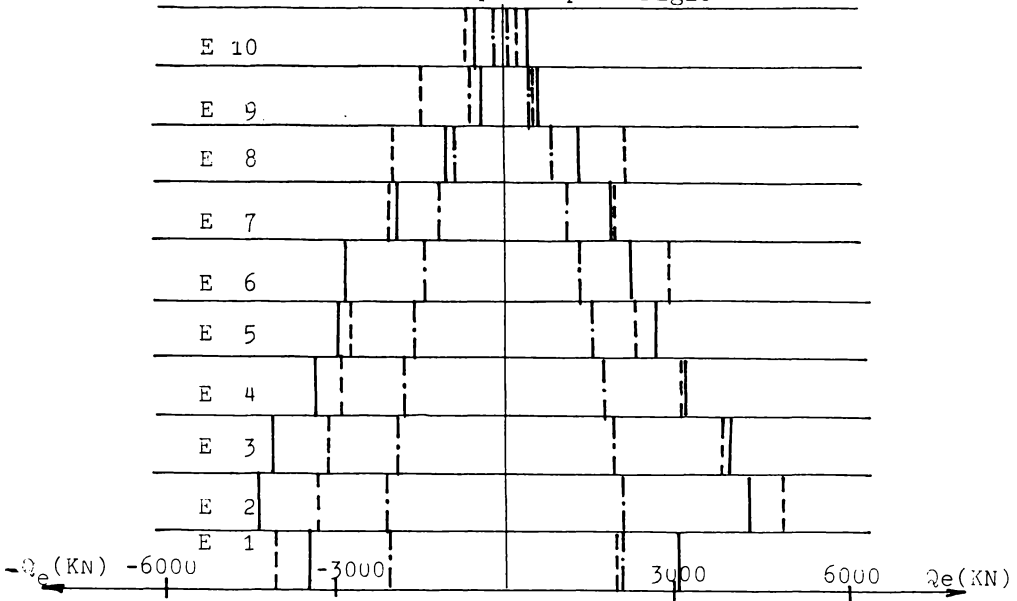


FIG.5.73. Forțe tăietoare de etaj,  $Q_e$ , în diafragmă rezultate din analizele statică liniară și dinamice neliniare-cutremur de proiectare.



## ETAJUL a) Cuplare prin rigle



- calculul static al structurii duale (metoda A-P.100-92)  
 — VRANCEA 1977 } analize dinamice neliniare efectuate  
 - - - EL CENTRO 1940 } asupra structurii duale

## ETAJUL b) Cuplare prin penduli

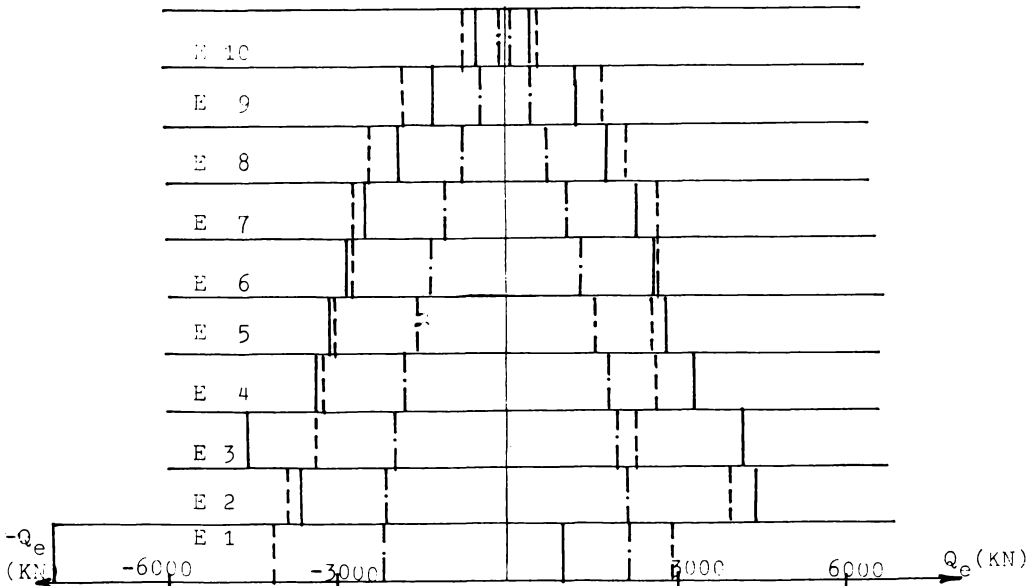
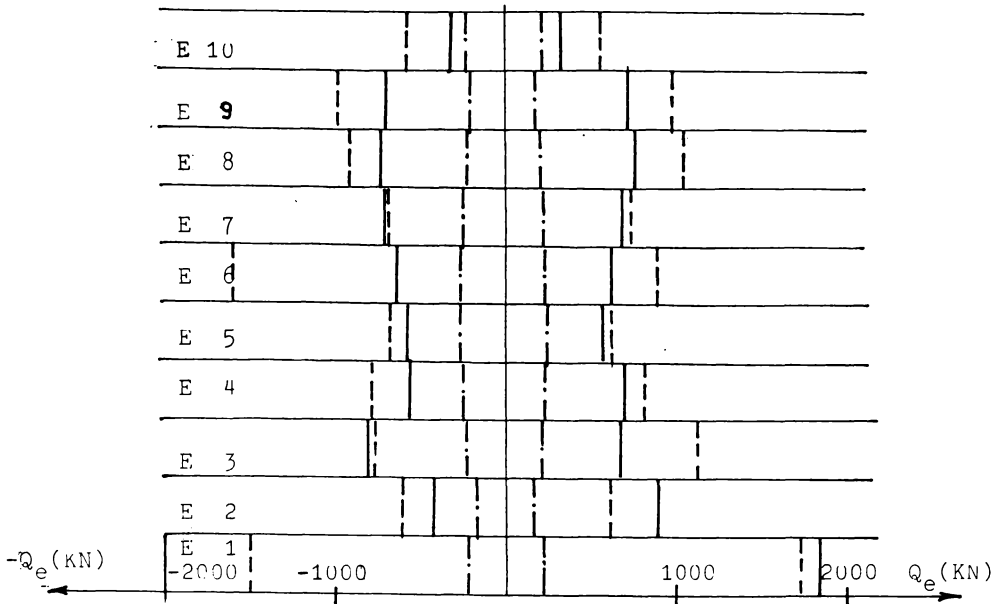


FIG.5.74. Forțe tăietoare de etaj,  $Q_e$ , în diafragmă rezultate din analizele statică liniară și dinamice neliniare - cutremur maxim credibil.

## ETAJUL a) Diafragma cuplată prin rigle



- calculul static al structurii duale (metoda A-P.100-92)  
 - · - · - VRANCOA 1977 } analize dinamice neliniare efectuate  
 - - - - EL CENTRO 1940 } asupra structurii duale

## ETAJUL b) Diafragma cuplată prin penduli

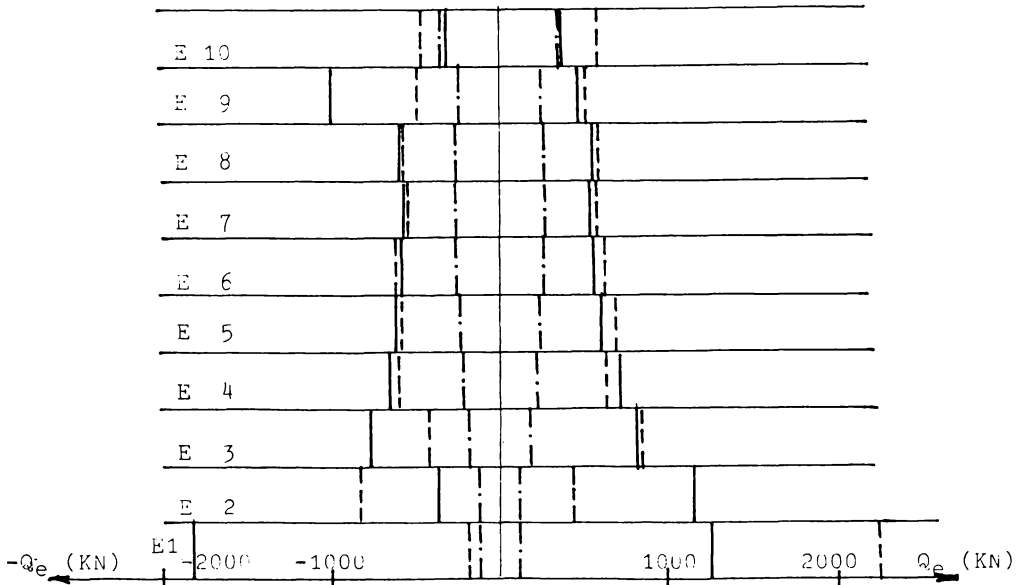
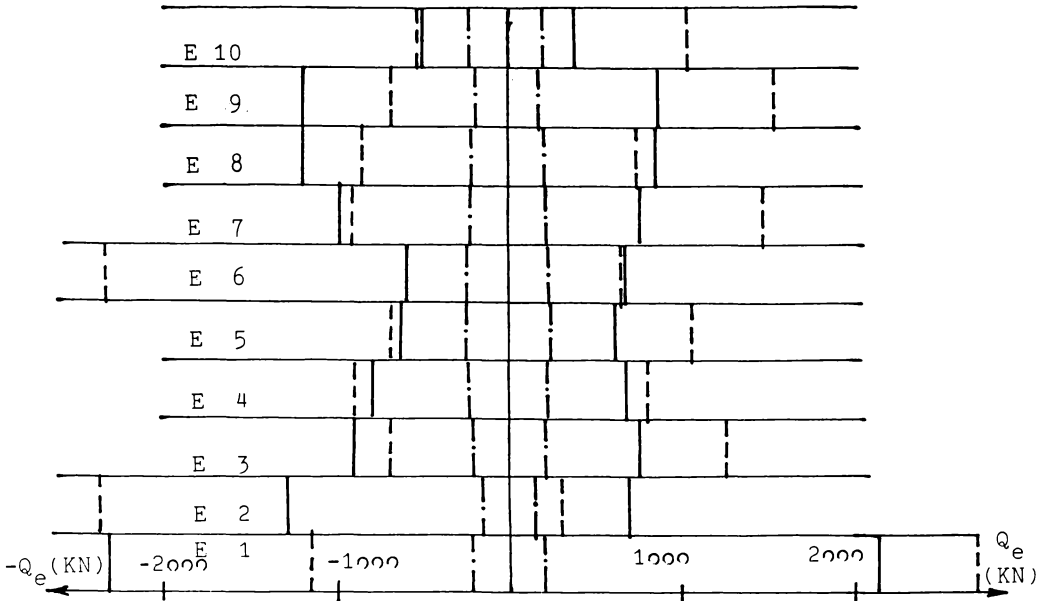


FIG. 5.75. Forțe tăietoare de etaj,  $Q_e$ , într-un cadru rezultate din analizele statică liniară și dinamice neliniare-cutremur de proiectare.

ETAJUL

a) Diafragma cuplată prin rigle



- calculul static al structurii duale (metoda A-P.100-92)
- VRANCEA 1977 } analize dinamice neliniare efectuate
- - - EL CENTRO 1940 } asupra structurii duale

ETAJUL

b) Diafragma cuplată prin penduli

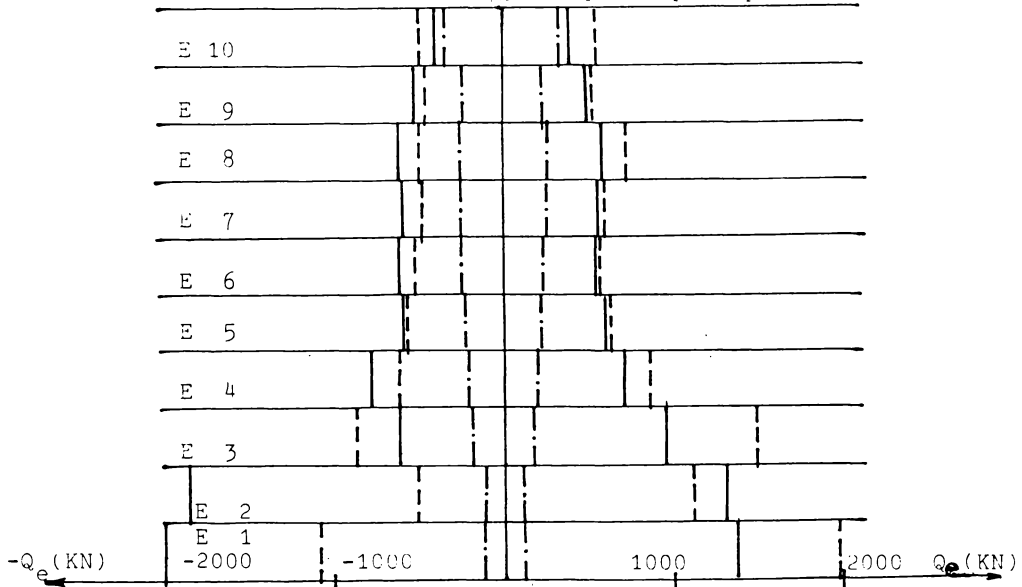


FIG.5.76. Forțe tăietoare de etaj,  $Q_e$ , într-un cadru rezultate din analizele statică liniară și dinamice neliniare cutremur maxim credibil.

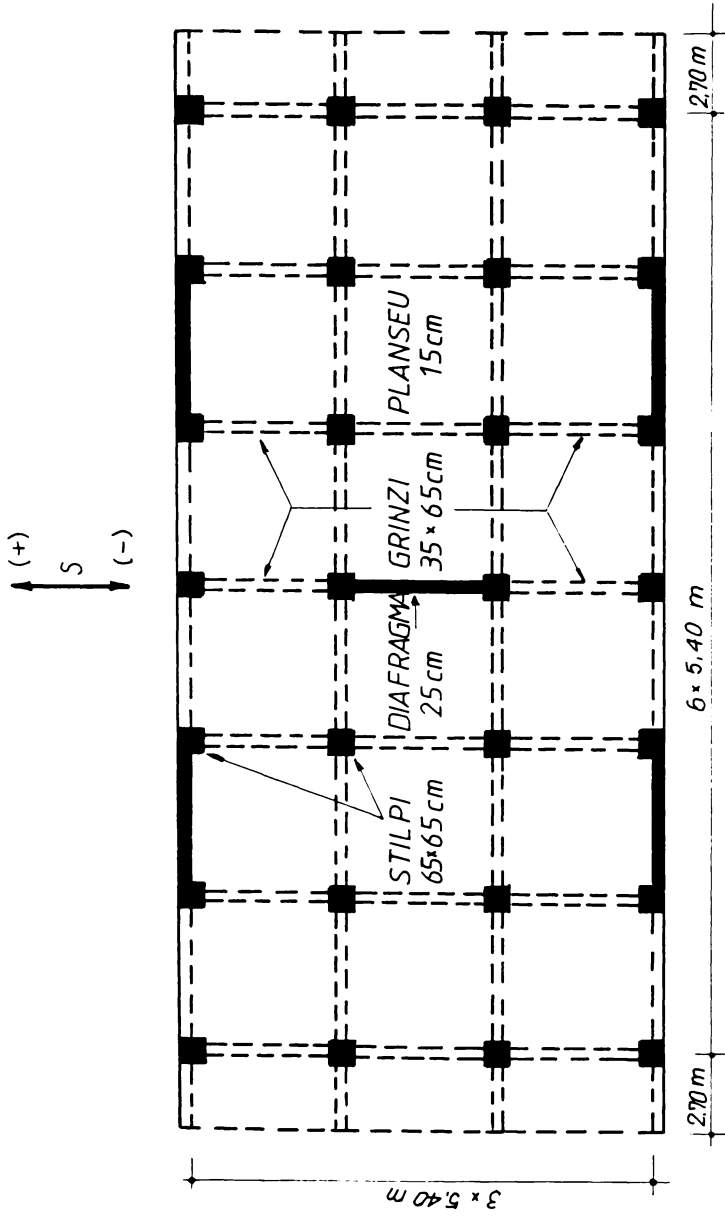
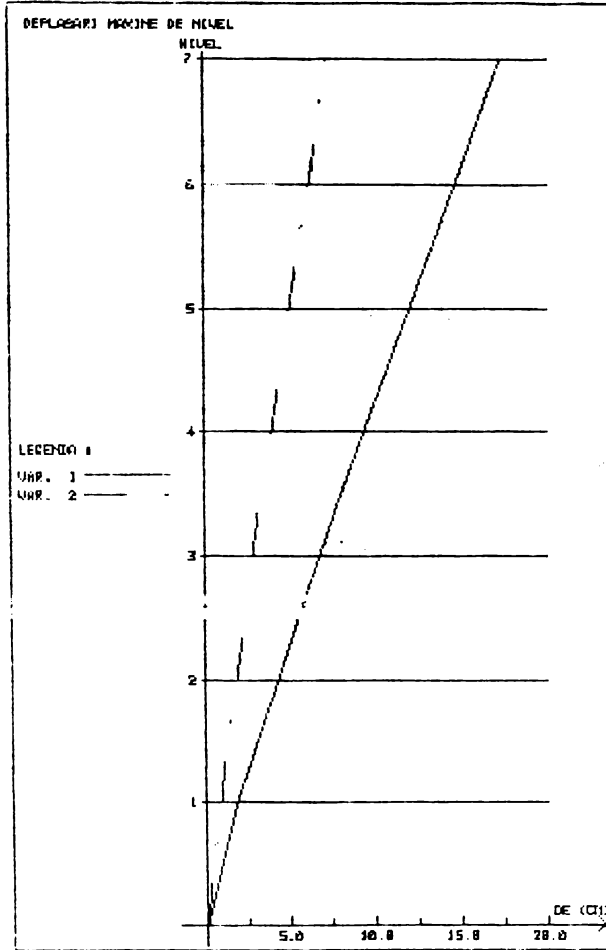


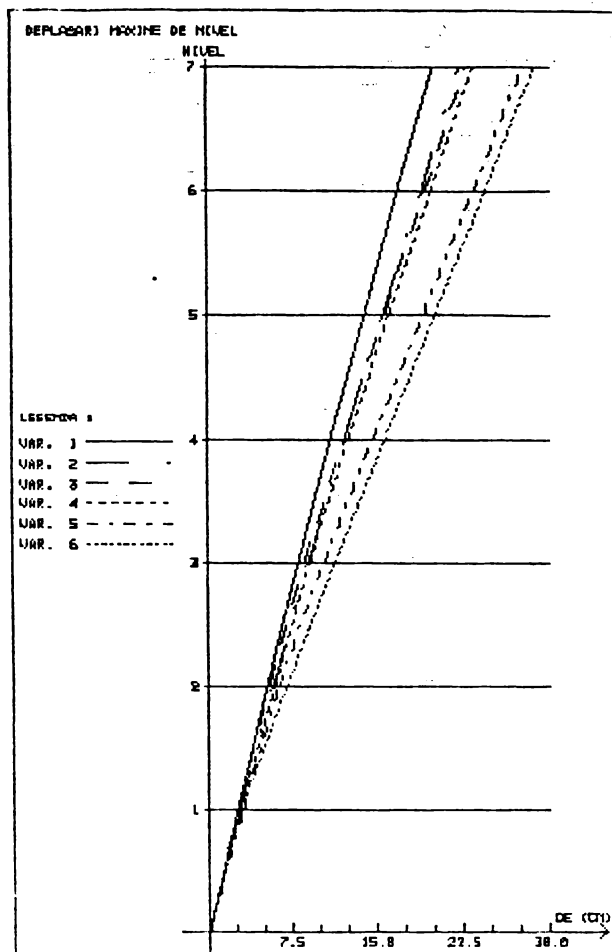
Fig. 5.77 STRUCTURA DUALA CU 7 ETAJE SI  $K=0,289$   
cm

VEDERE IN PLAN



VAR.1 Vrancea 1977  
 VAR.2. El Centro 1940

Fig.5.78 Mărimea și distribuția deplasărilor maxime de nivel când sistemul structural cu  $K_{dm} = 1,000$  este supus acțiunii mișcărilor seismice



$$\text{VAR.1. } K_{dm} = 0,916$$

$$\text{VAR.2 } K_{dm} = 0,823$$

$$\text{VAR.3 } K_{dm} = 0,721$$

$$\text{VAR.4. } K_{dm} = 0,604$$

$$\text{VAR.5. } K_{dm} = 0,467$$

$$\text{VAR.6. } K_{dm} = 0,289$$

Fig.5.79 Mărimea și distribuția deplasărilor maxime de nivel când sistemele structurale sunt supuse acțiunii cutremurului Vrancea 1977

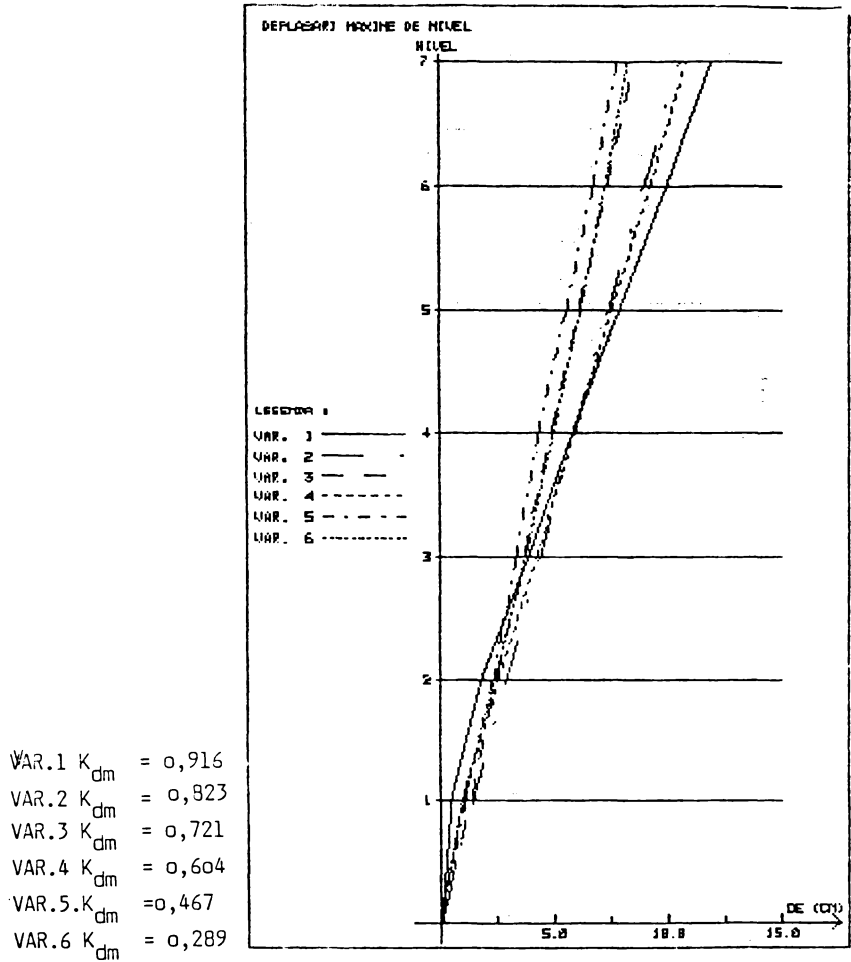
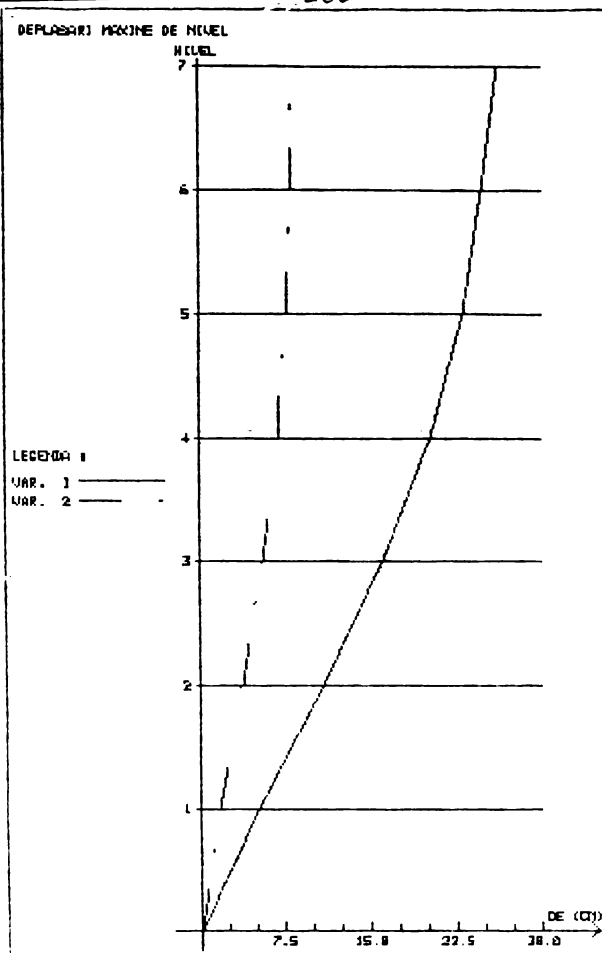


Fig.5.80 Mărimea și distribuția deplasărilor maxime de nivel când sistemele structurale sunt supuse acțiunii cutremurului El Centro 1940.

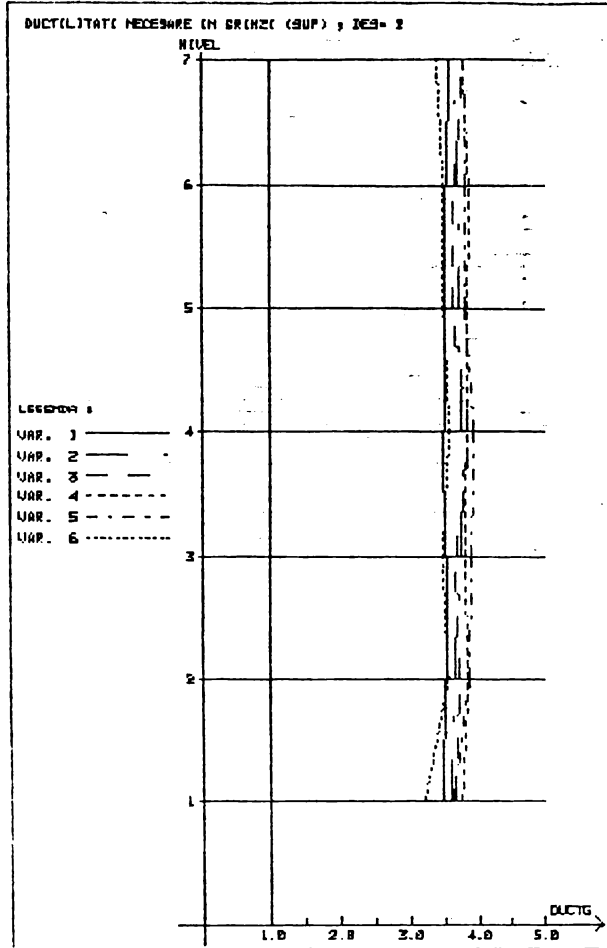


Var.1. Vrancea 1977  
 Var.2. El Centro 1940

Fig.5.81 Mărimea și distribuția deplasărilor maxime de nivel când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,000$  este supus acțiunii mișcărilor seismice



a) Superior



$$\text{VAR.1 } K_{dm} = 0,916$$

$$\text{VAR.2 } K_{dm} = 0,823$$

$$\text{VAR.3 } K_{dm} = 0,721$$

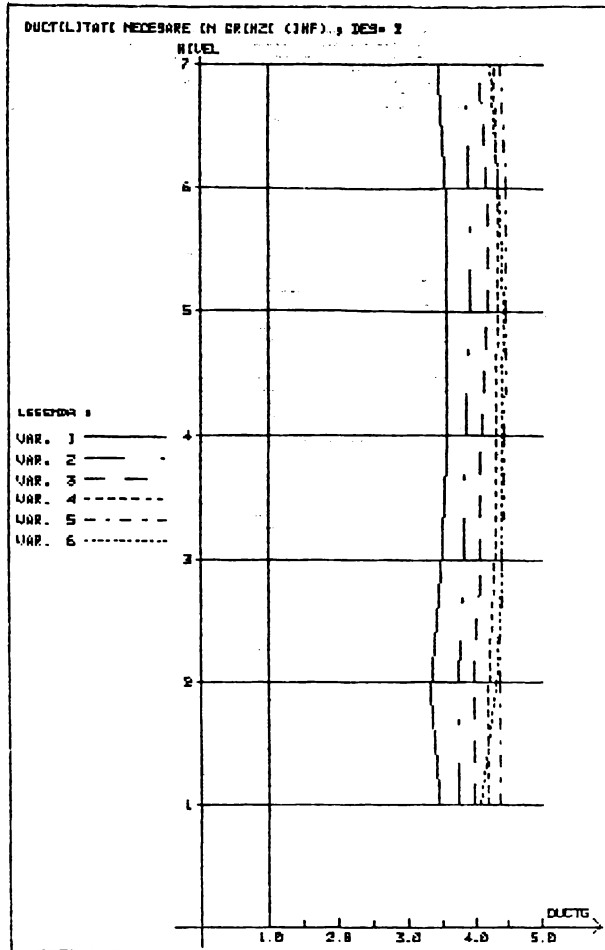
$$\text{VAR.4 } K_{dm} = 0,604$$

$$\text{VAR.5.} K_{dm} = 0,467$$

$$\text{VAR.6 } K_{dm} = 0,289$$

Fig.5.82 Mărirea și distribuția cerințelor de ductilitate de rotire în grinzi cînd sistemele structurale sunt supuse acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

b) inferior



$$\text{VAR. 1. } K_{dm} = 0,916$$

$$\text{VAR. 2. } K_{dm} = 0,823$$

$$\text{VAR. 3. } K_{dm} = 0,721$$

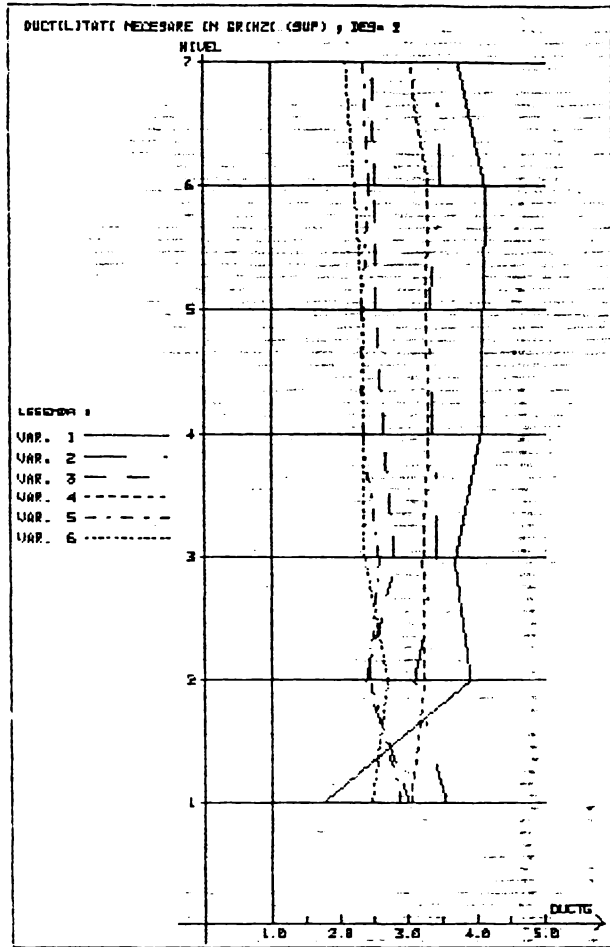
$$\text{VAR. 4. } K_{dm} = 0,604$$

$$\text{VAR. 5. } K_{dm} = 0,467$$

$$\text{VAR. 6. } K_{dm} = 0,289$$

Fig. 5.83 Mărimea și distribuția cerințelor de ductilitate de rotire în grinzi când sistemele structurale sunt supuse acțiunii cutremurelor Vrancea 1977.

a) Superior



$$\text{VAR.1 } K_{dm} = 0,916$$

$$\text{VAR.2 } K_{dm} = 0,823$$

$$\text{VAR.3 } K_{dm} = 0,721$$

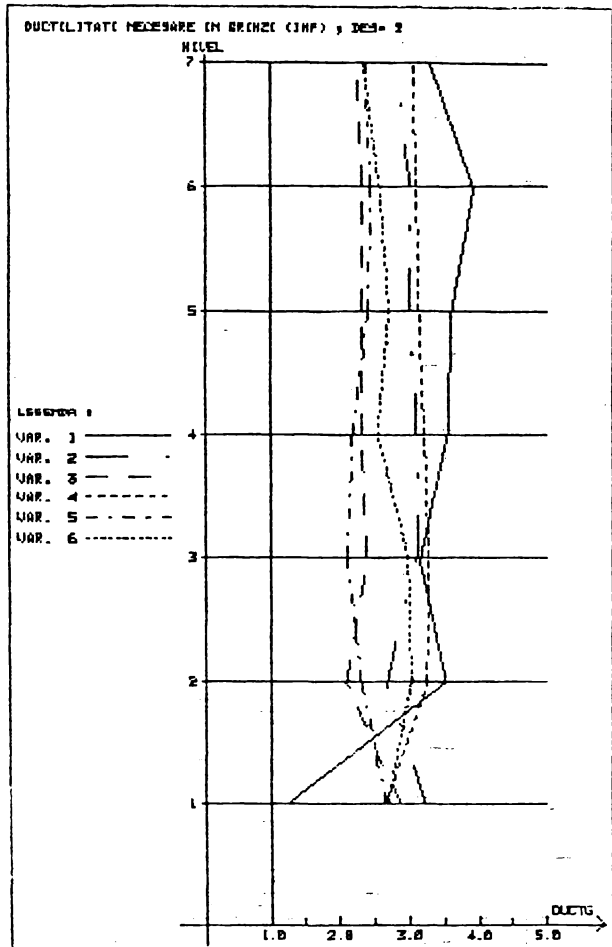
$$\text{VAR.4 } K_{dm} = 0,604$$

$$\text{VAR.5.} K_{dm} = 0,467$$

$$\text{VAR.6 } K_{dm} = 0,289$$

Fig.5.84 Mărimea și distribuția cerințelor de ductilitate de rotire în grinzi când sistemele structurale sunt supuse acțiunii cutremurului El Centro 1940

b) inferior



$$\text{VAR.1 } K_{dm} = 0,916$$

$$\text{VAR.2 } K_{dm} = 0,823$$

$$\text{VAR.3 } K_{dm} = 0,721$$

$$\text{VAR.4 } K_{dm} = 0,604$$

$$\text{VAR.5 } K_{dm} = 0,467$$

$$\text{VAR.6 } K_{dm} = 0,289$$

Fig. 5.85 Mărimea și distribuția cerințelor de ductilitate de rotire în grinzi când sistemele structurale sunt supuse acțiunii cutremurului El Centro 1940

a) Pozitiv

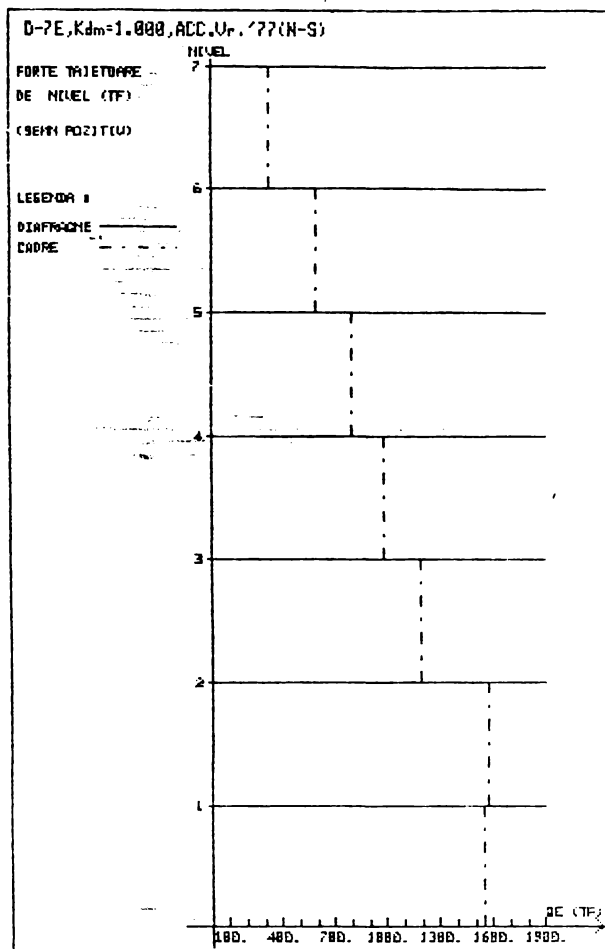


Fig.5.86. Mărimea și distribuția forțelor tăietoare de etaj în sistemul structural cu  $K_{dm} = 1,000$  supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977

B) Negativ

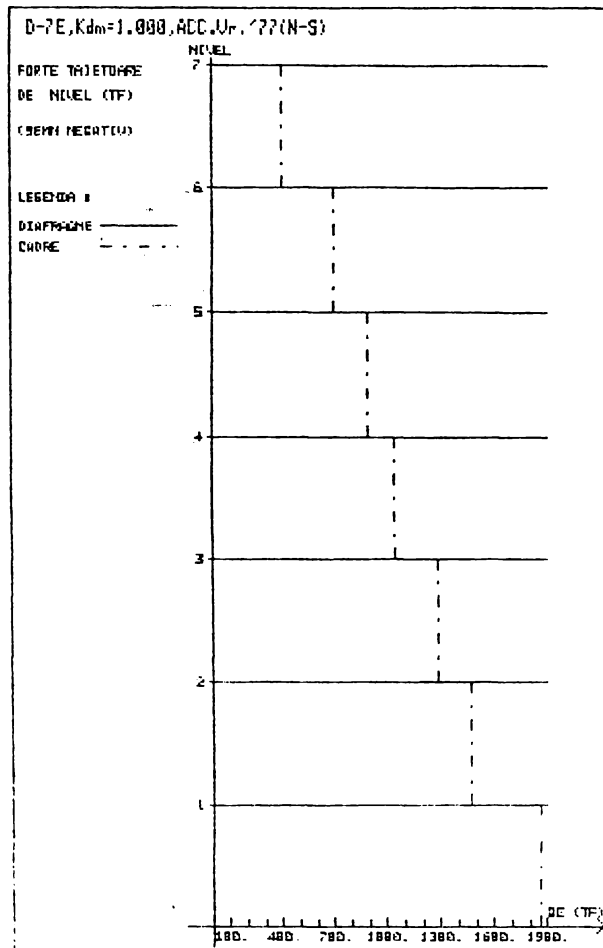


Fig.5.07. Mărimea și distribuția forțelor tăietoare de etaj în sistemul structural cu  $K_{dm} = 1,000$  supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977

a) Pozitiv

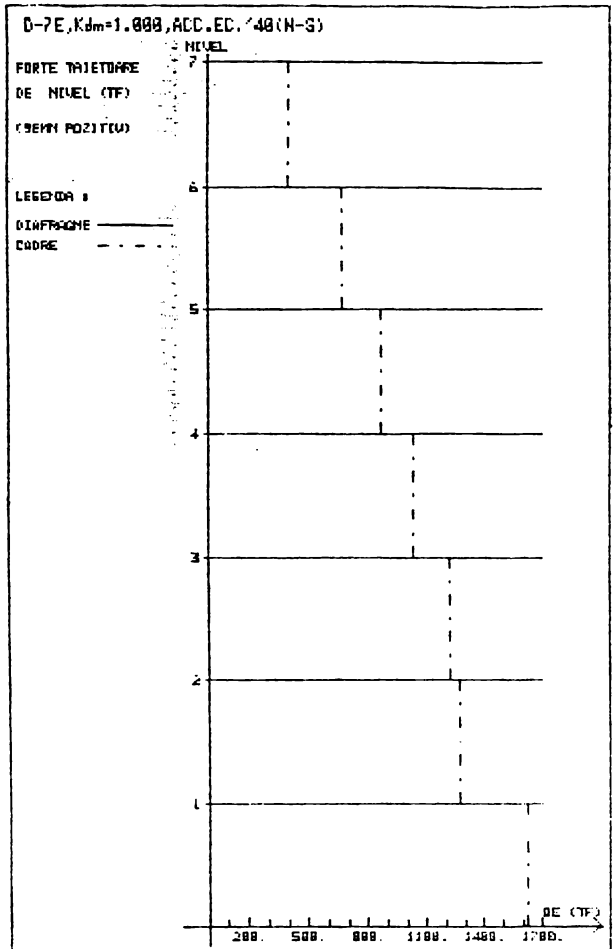


Fig. 5.88 Mărimea și distribuția forțelor tăietoare de etaj în sistemul structural cu  $K_{dm} = 1,000$  supus acțiunii cutremurului El Centro 1940.

b) Negativ

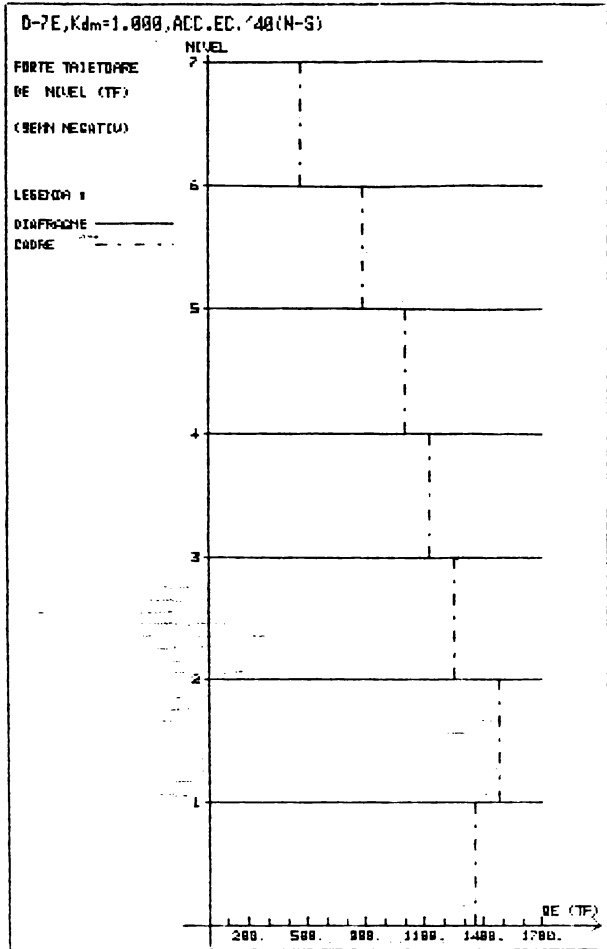


Fig.5.89. Mărimea și distribuția forțelor tăietoare de etaj în sistemul structural cu  $K_{dm} = 1,000$  supus acțiunii cutremurului El Centro 1940.



a) Pozitiv

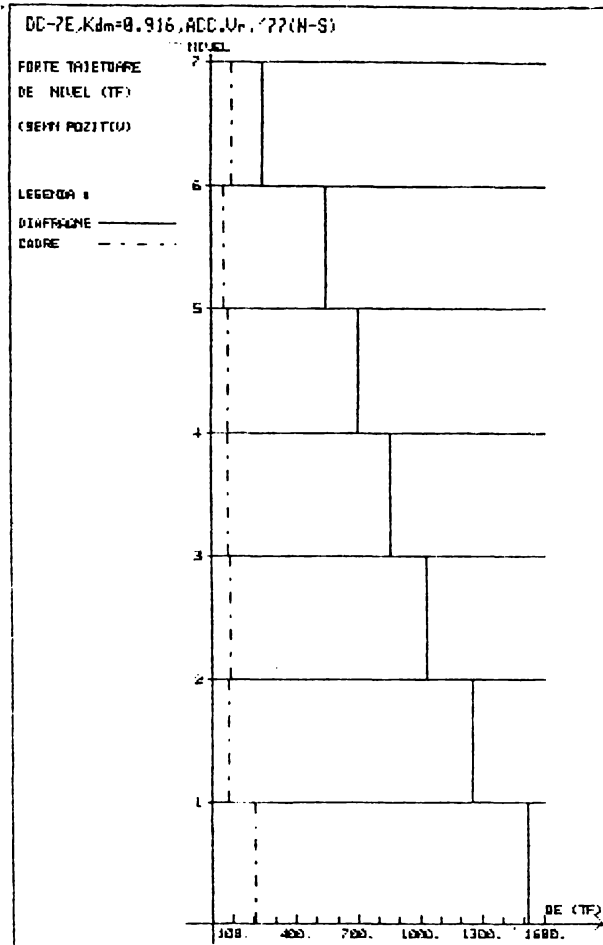


Fig.5.90. Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,916$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977

b) Negativ

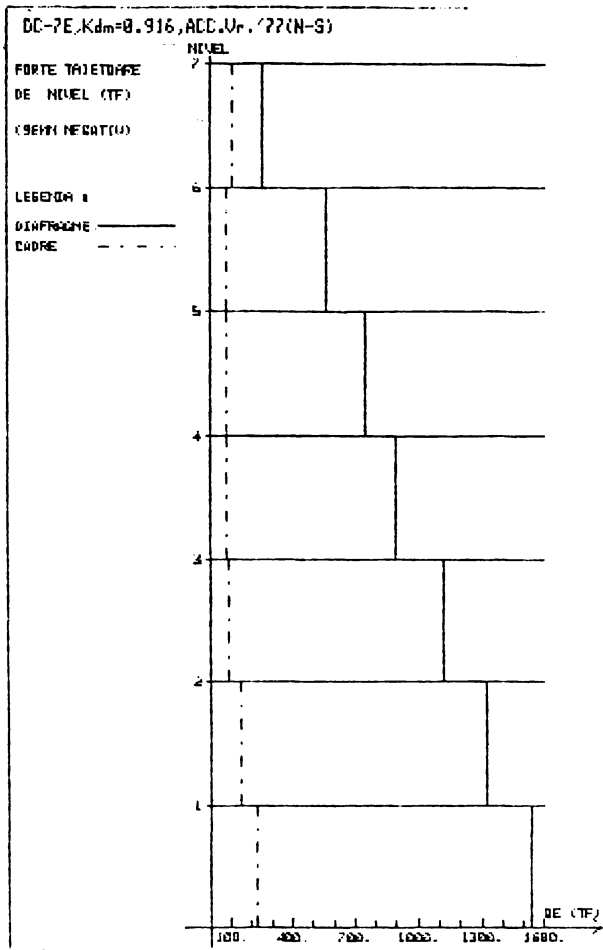


Fig. 5.9f Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,916$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977

a) Pozitiv

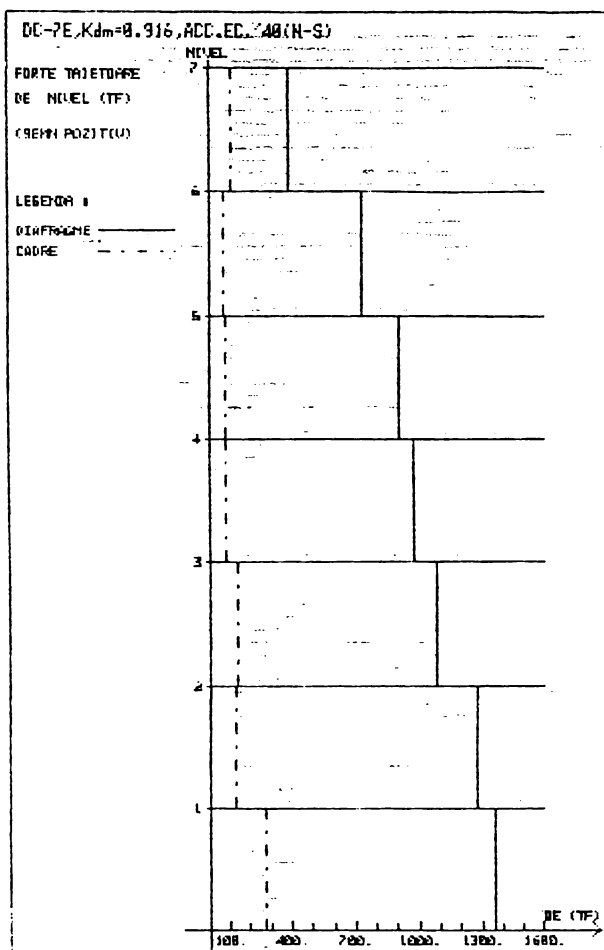


Fig.5.92. Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,916$  este supus acțiunii cutremurului El Centro 1940

b) Negativ

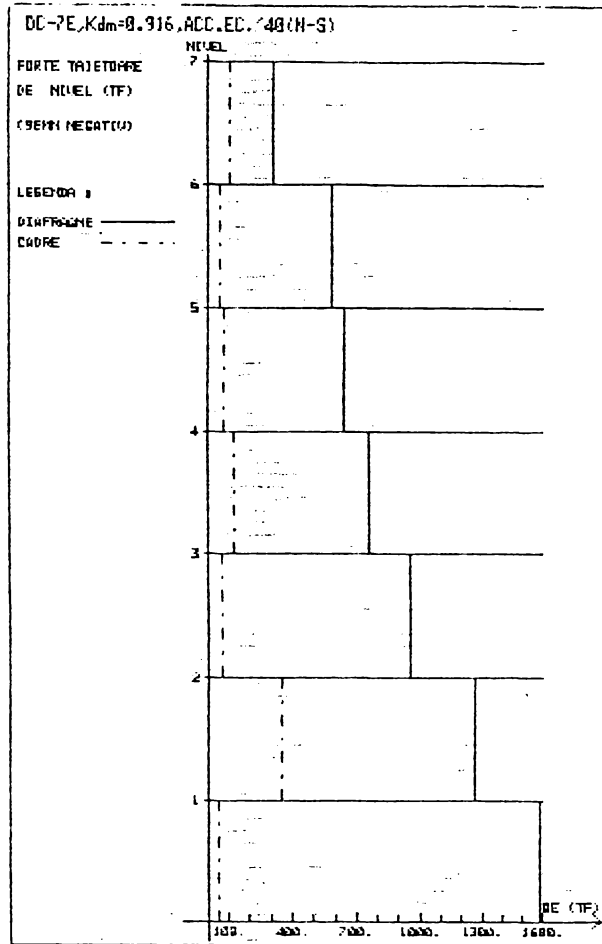


Fig.5.93.- Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,916$  este supus acțiunii cutremurului El Centro 1940

a) Pozitiv

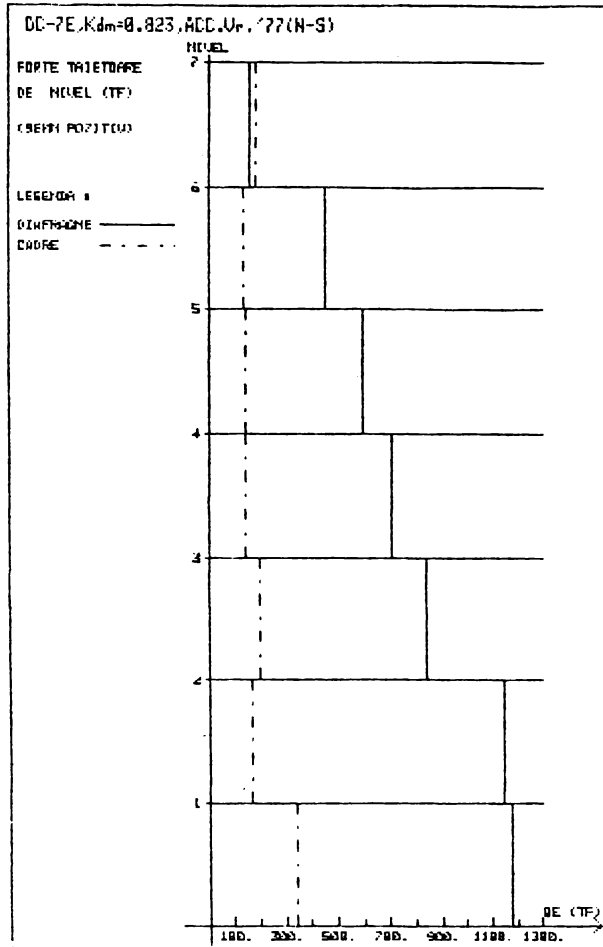


Fig.5.94. Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,823$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

## B) Negativ

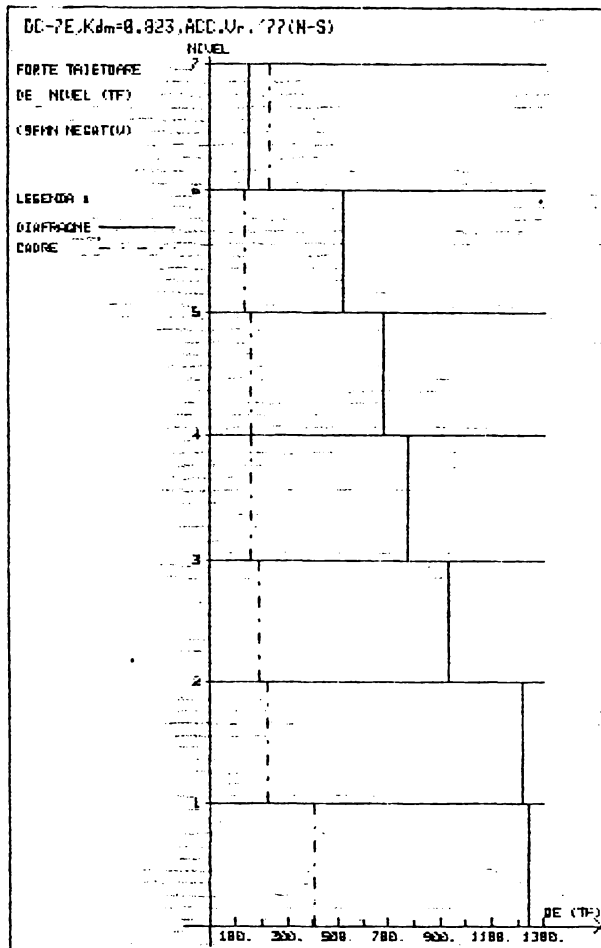


Fig.5.95. Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,823$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

a) Pozitiv

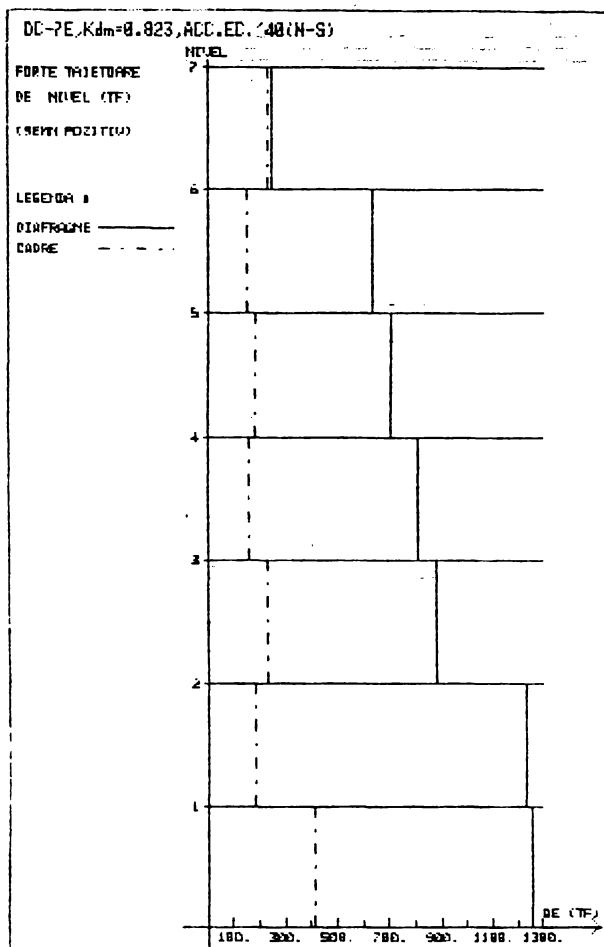


Fig.5.96. Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,823$  este supus acțiunii cutremurului E1.Centr 1940

b) Negativ

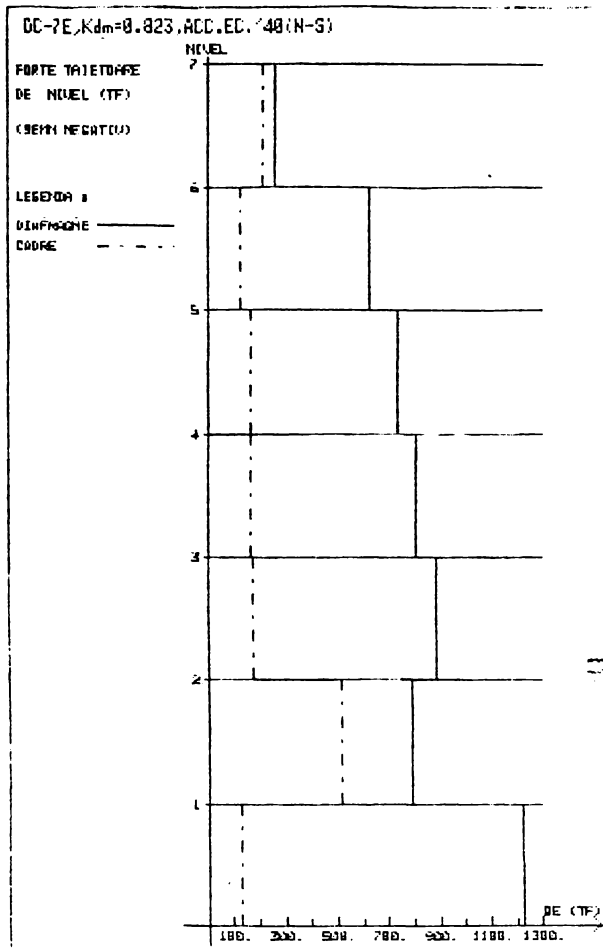


Fig.8.97. Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,823$  este supus acțiunii cutremurului El Centro 1940



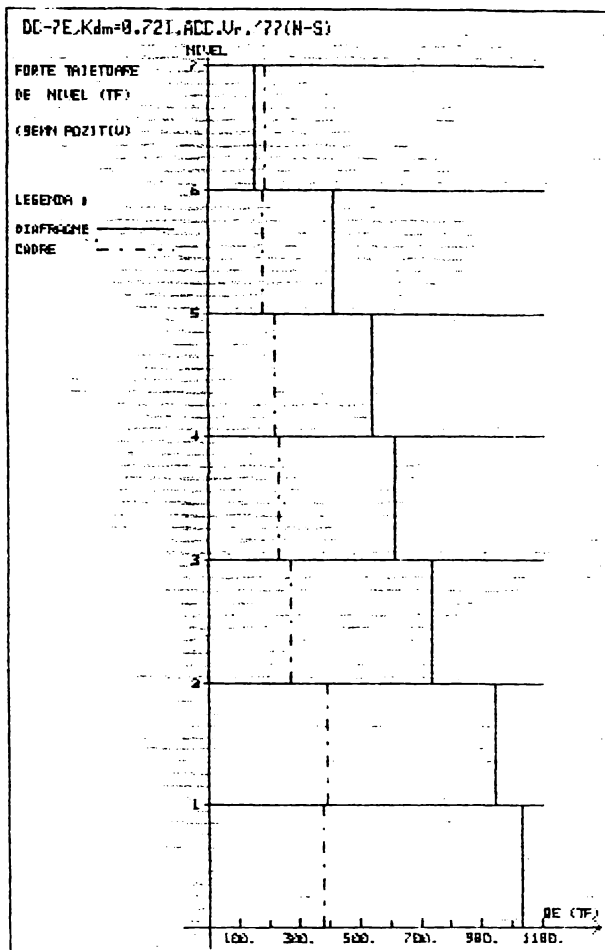


Fig.5.98 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,721$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

b) Negativ

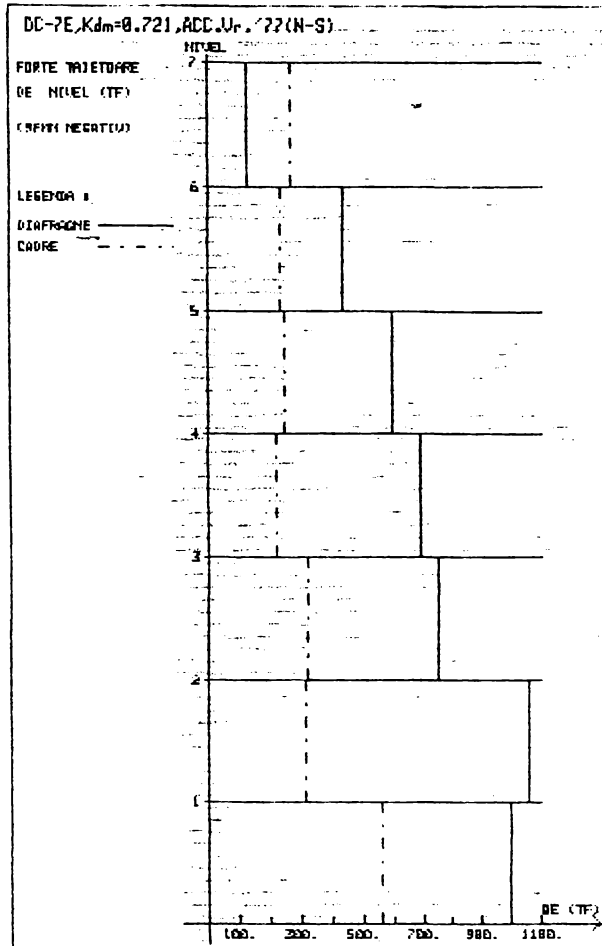


Fig.5.99. Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,721$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

a) Pozitiv

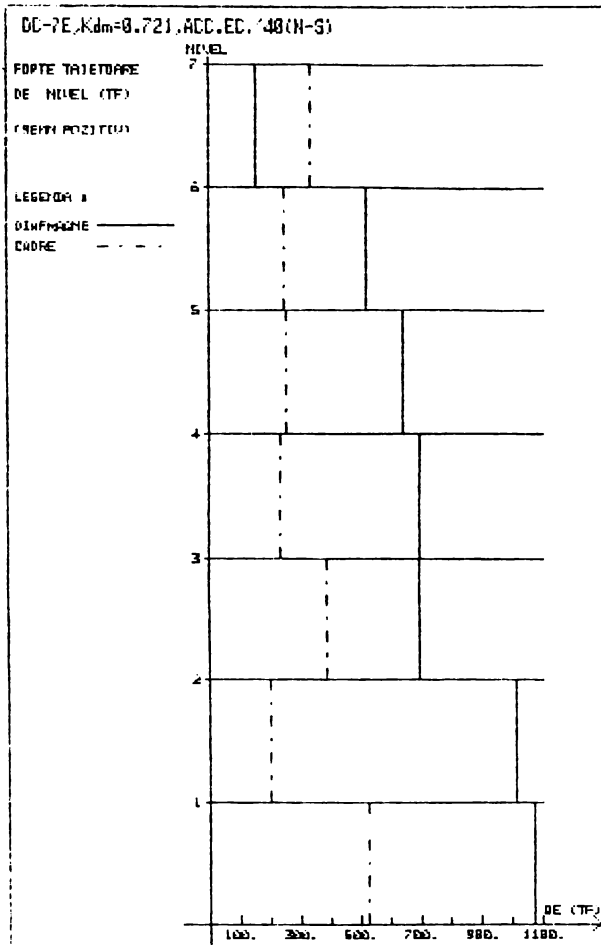


Fig. 5.100 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,721$  este supus acțiunii cutremurului El Centro 1940

B) Negativ

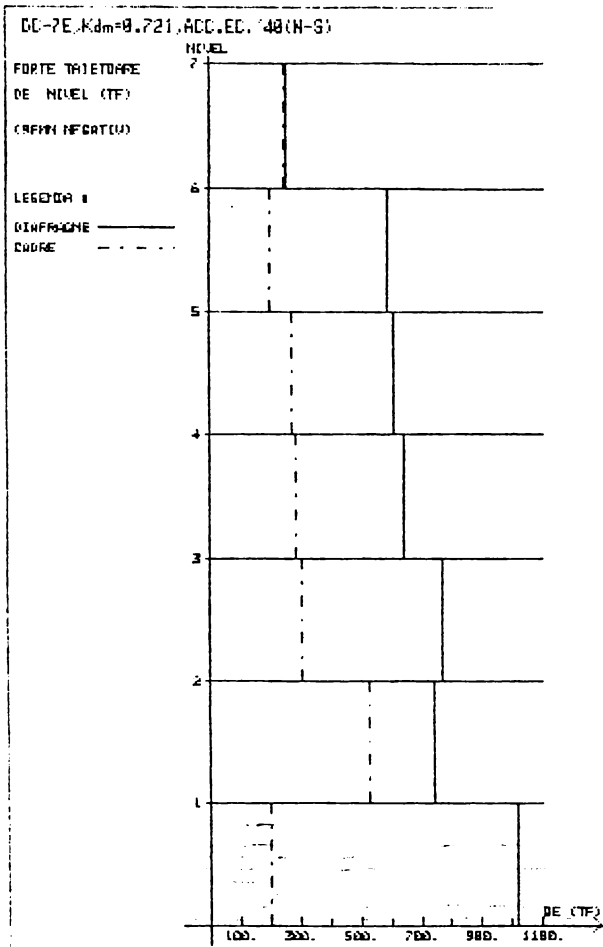


Fig. 5.101 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,721$  este supus acțiunii cutremurului El Centro 1940

a) Pozitiv

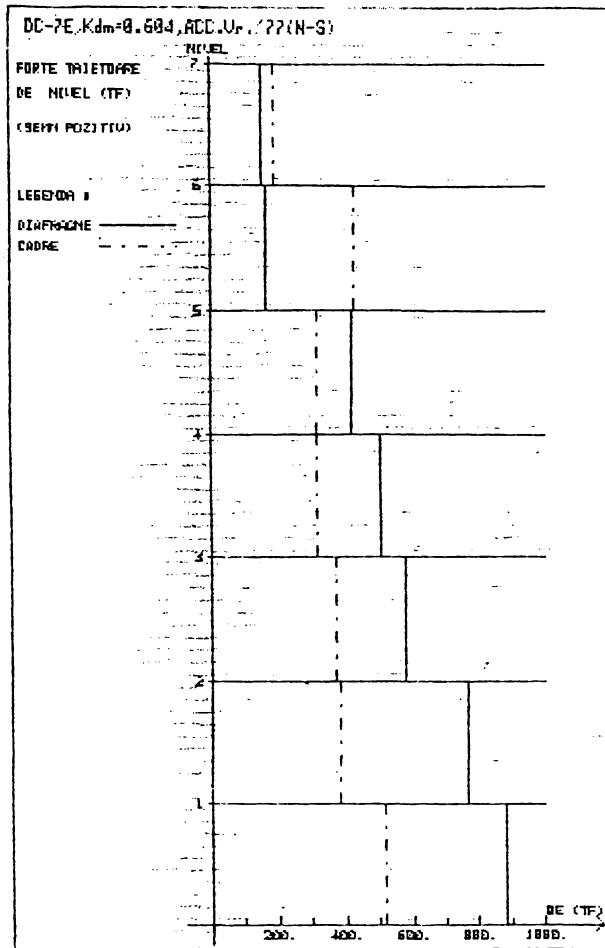


Fig. 5.102. Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,604$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

b) Negativ

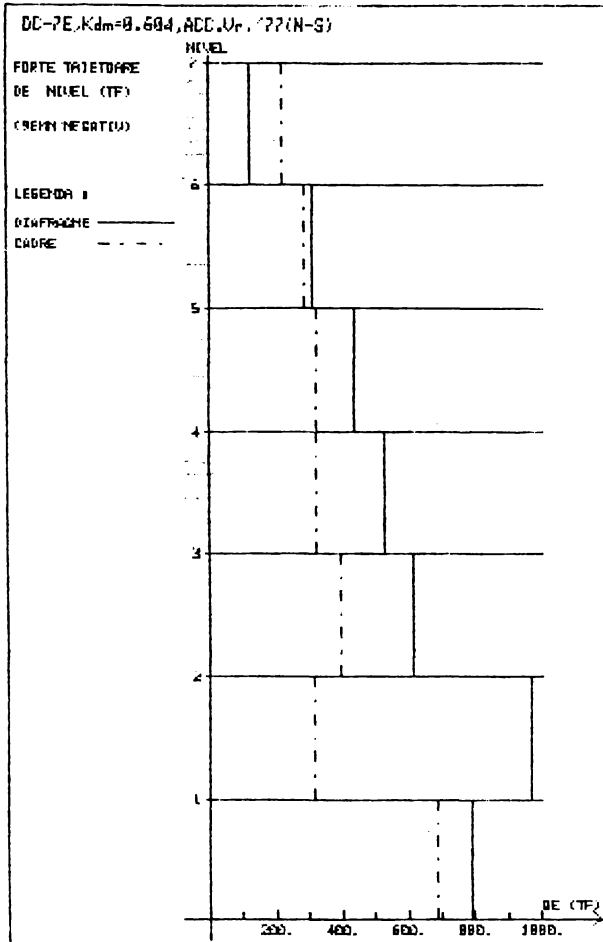


Fig. 5.103 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,604$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977

a) Pozitiv

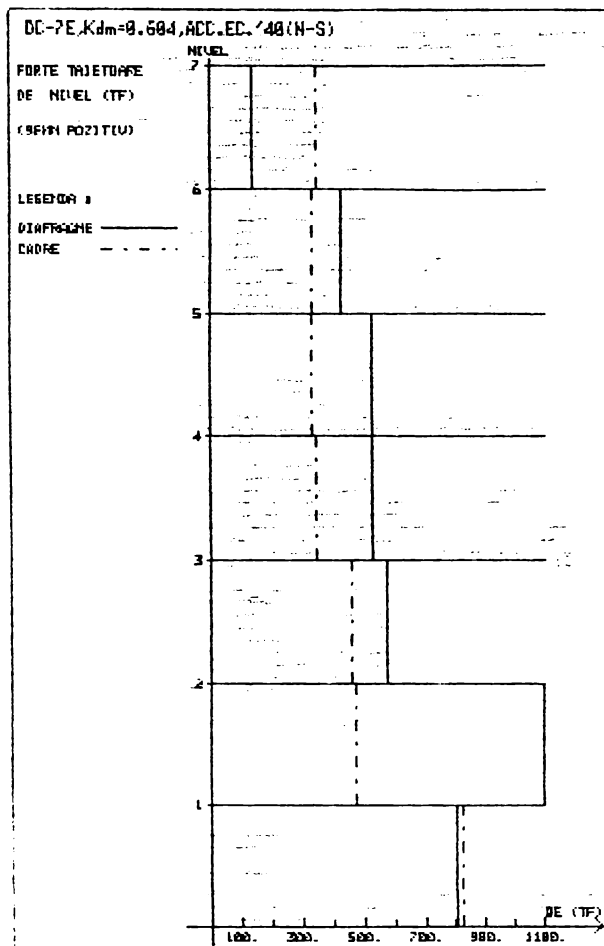


Fig. 5.104 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,604$  este supus acțiunii cutremurului El Centro 1940

b) Negativ

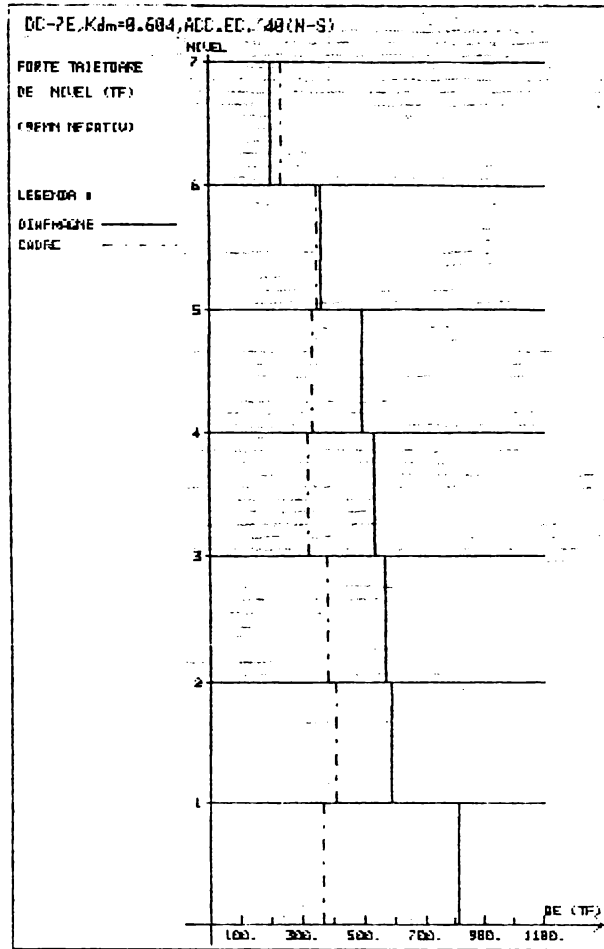


Fig.5.105 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,604$  este supus acțiunii cutremurului El Centro 1940



## a) Pozitiv

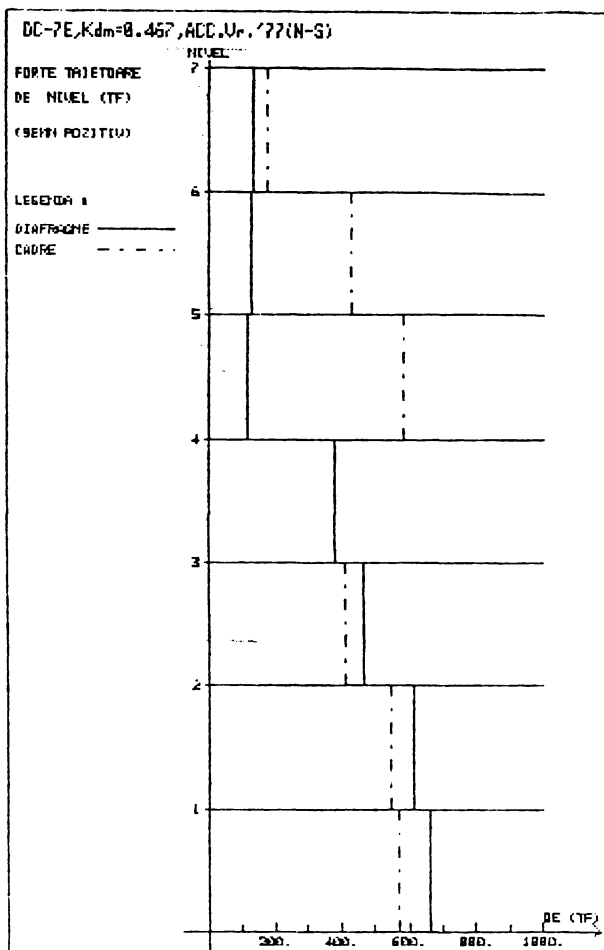


Fig. 5.106 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,467$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

b) Negativ

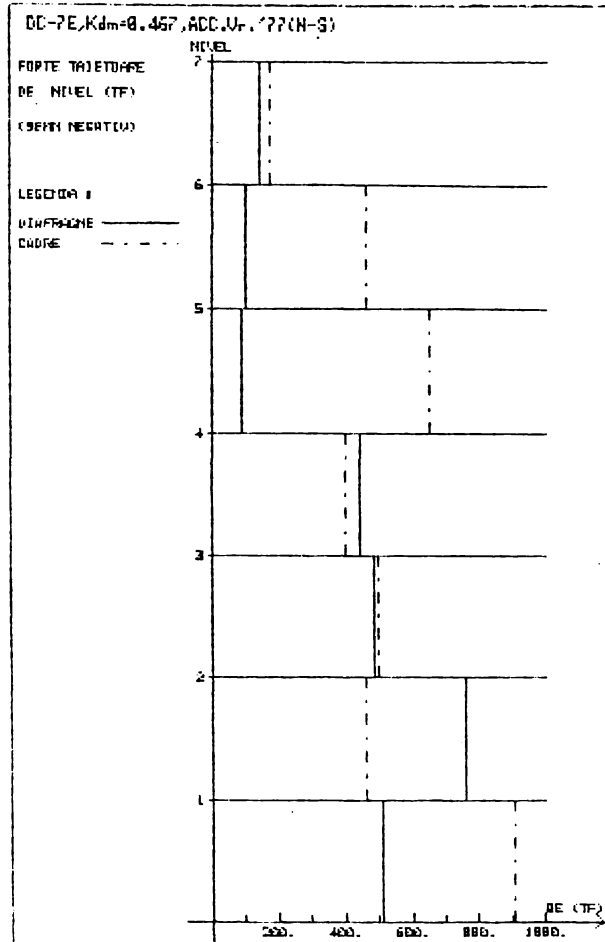


Fig.5.(07 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,467$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

a) Pozitiv

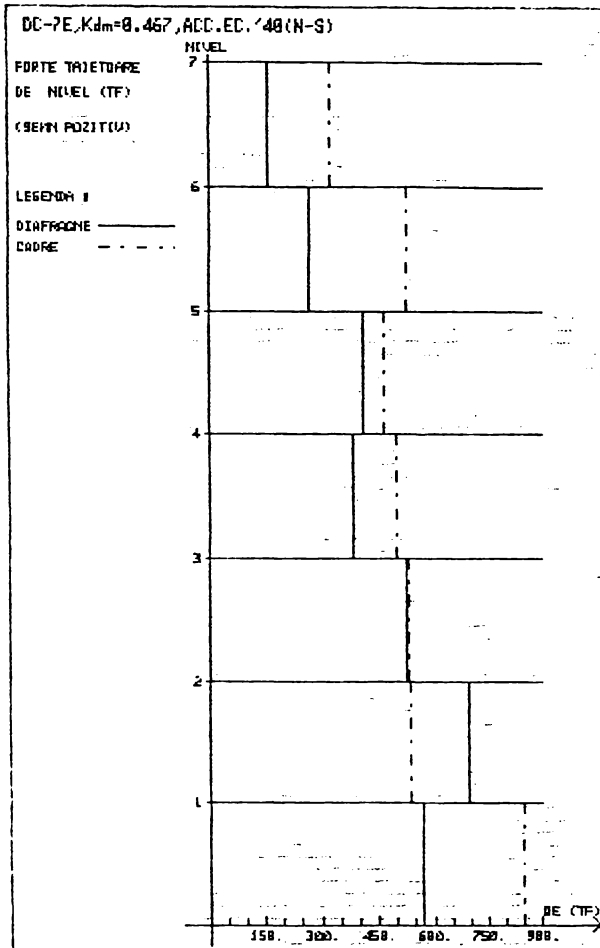


Fig. 5.100 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,467$  este supus acțiunii cutremurului  $\bar{M}$ 1 Centro 1940

b) Negativ

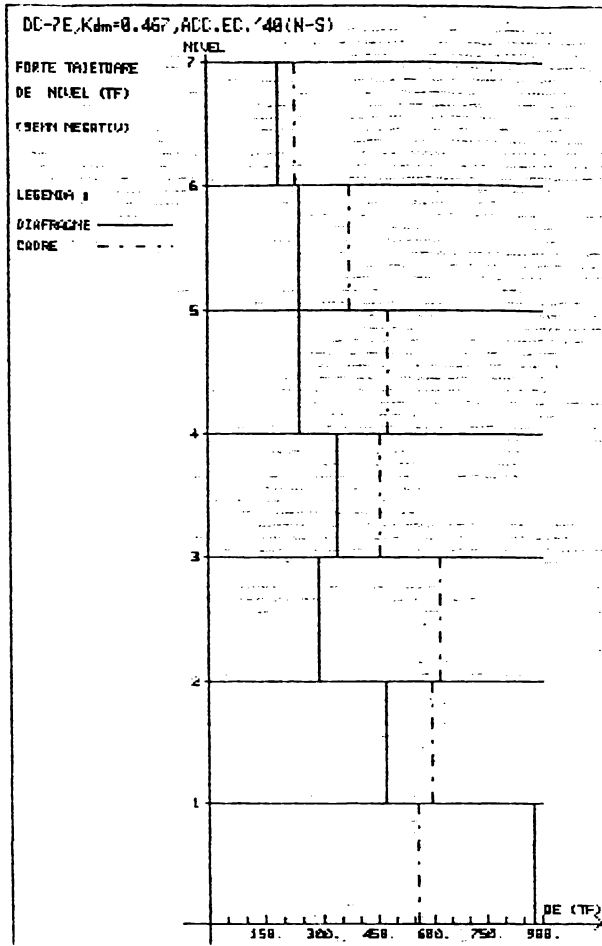


Fig.5.109 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,467$  este supus acțiunii cutremurului El Centro 1940

## a) Pozitiv

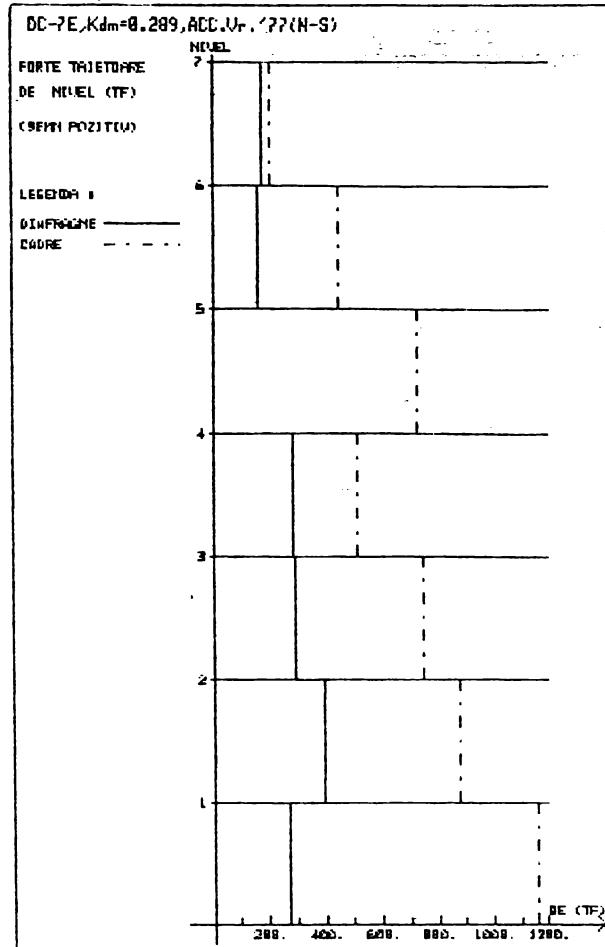


Fig.5.410 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,289$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

b) Negativ

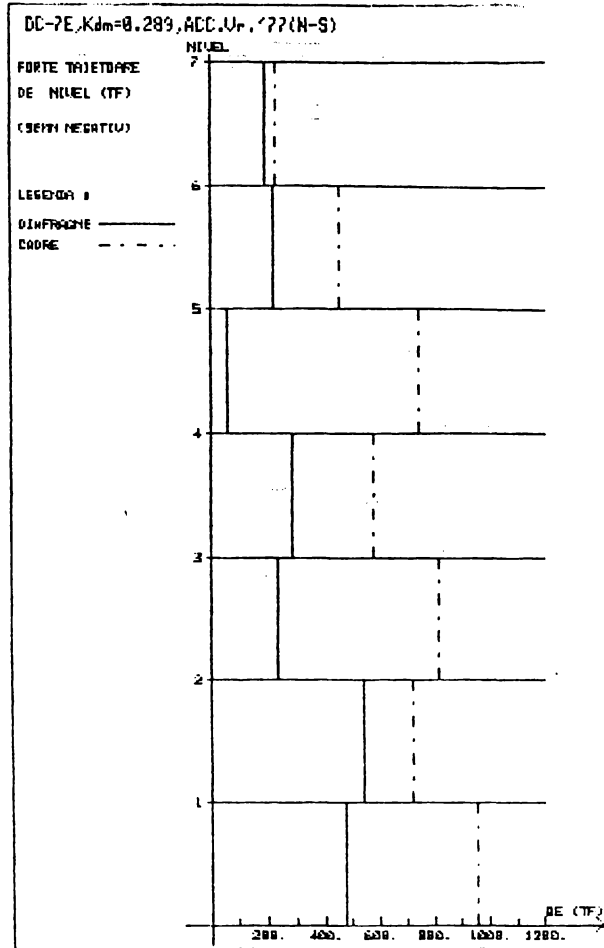


Fig. 5.111 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,289$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

a) Pozitiv

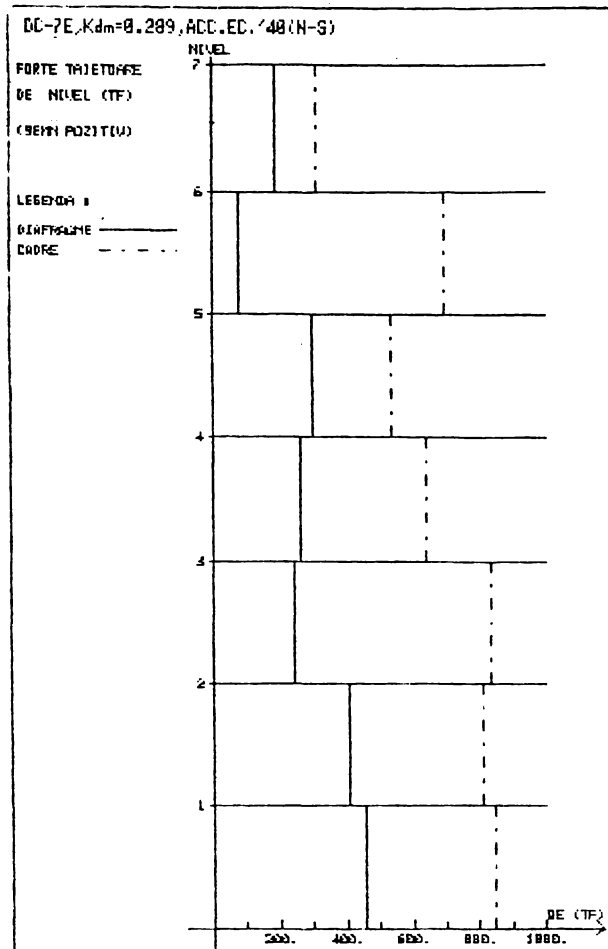


Fig. 5.112 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,289$  este supus acțiunii cutremurului ~~XX~~ El Centro 1940

b) Negativ

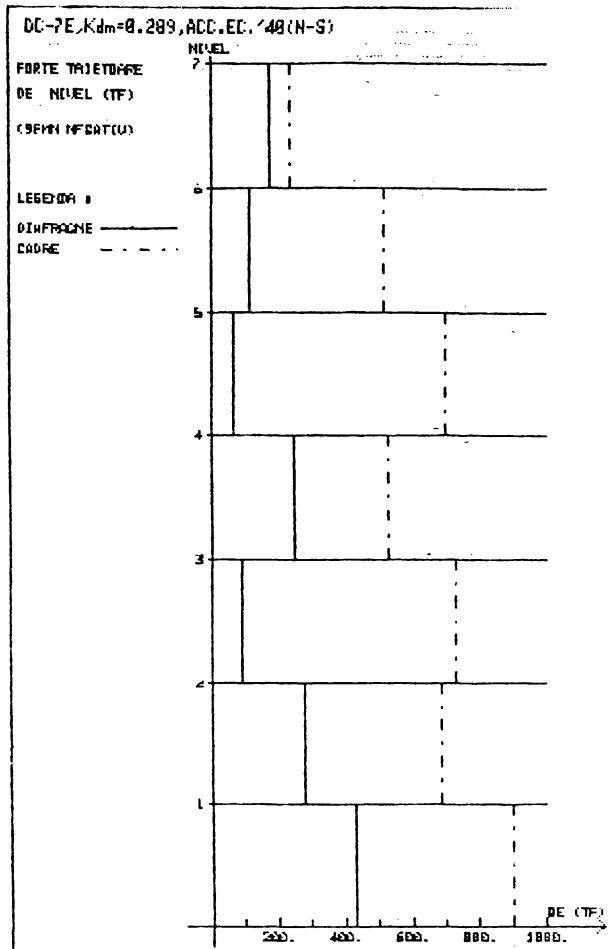


Fig.5.413 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre când sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,289$  este supus acțiunii cutremurului El Cetro 1940



a) Pozitiv

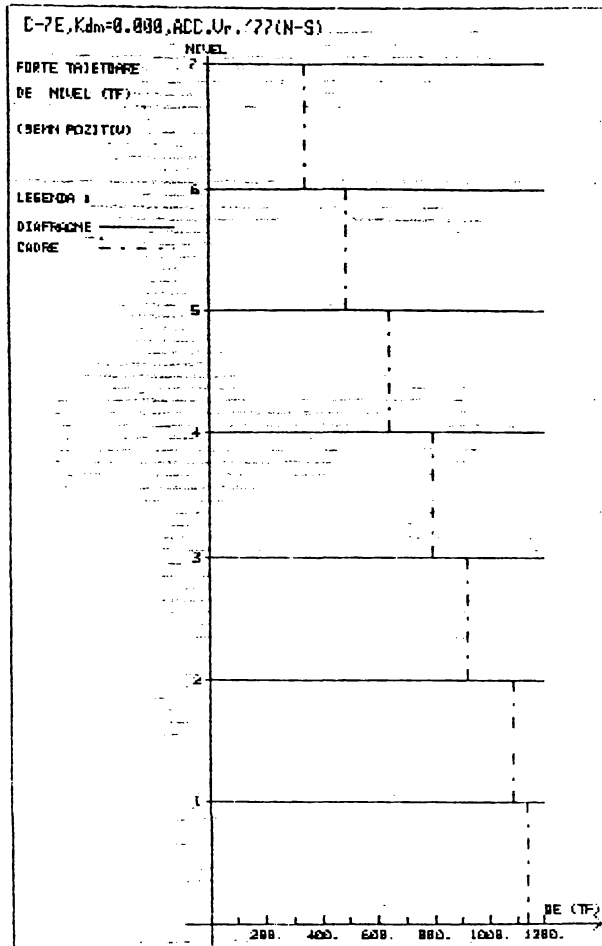


Fig. 5.114 Distribuția forțelor tăietoare de etaj între diafragme și cadre cînd sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,000$  este supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977.

b) Negativ

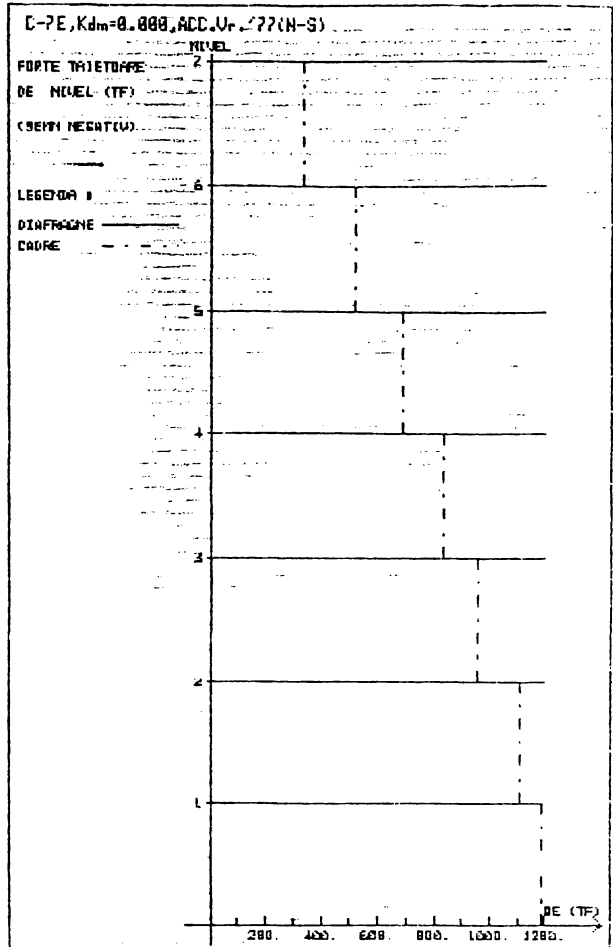


Fig.5.115 Mărimea și distribuția forțelor tăietoare de etaj în sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,000$  supus acțiunii cutremurului Vrancea 1977

a) Pozitiv

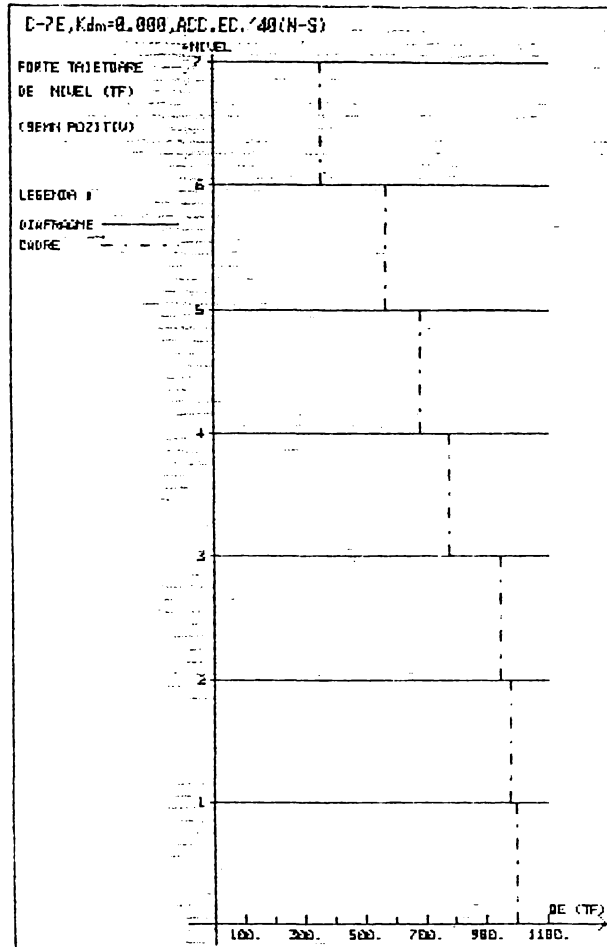


Fig. 5.116. Mărimea și distribuția forțelor tăietoare de etaj în sistemul structural cu  $K_{dm} = 0,000$  supus acțiunii cutremurului El Centro 1940

b) Negativ

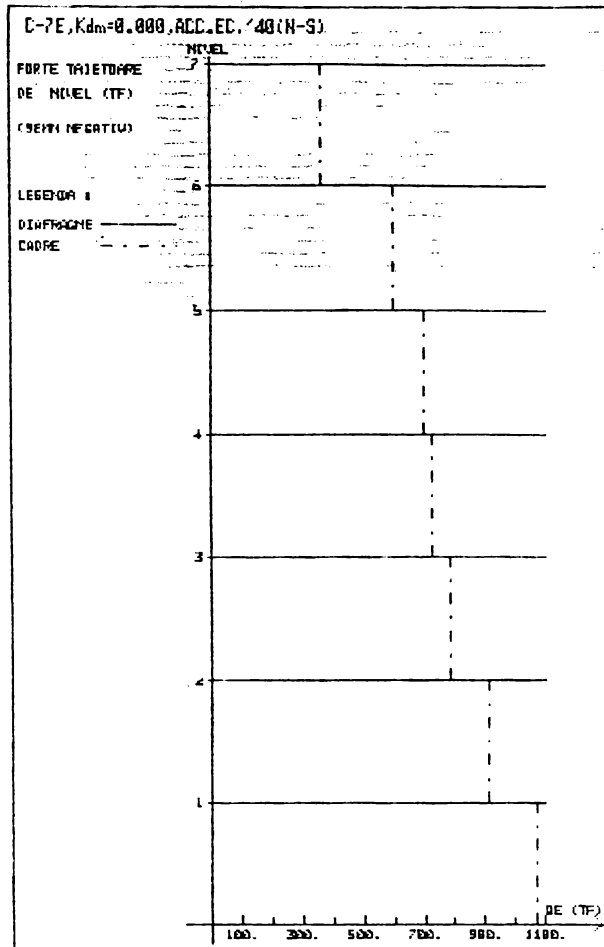
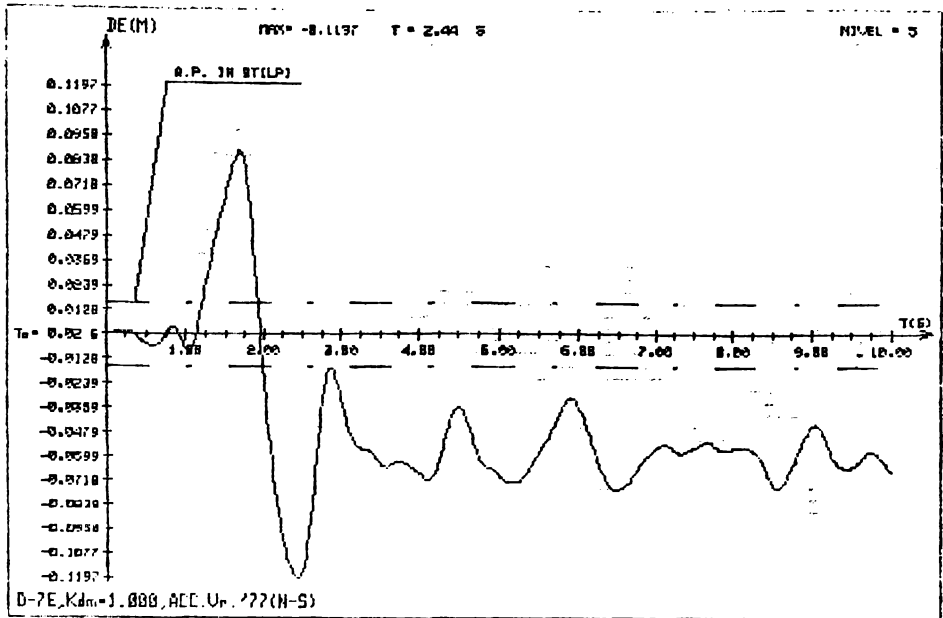


Fig.5.47. Mărimea și distribuția forțelor tăietoare de etaj în sistemul structural cu  $K_{dm}=0,000$  supus acțiunii cutremurului El Centro 1940

## a) Vrancea 1977



## b) El Centro 1940

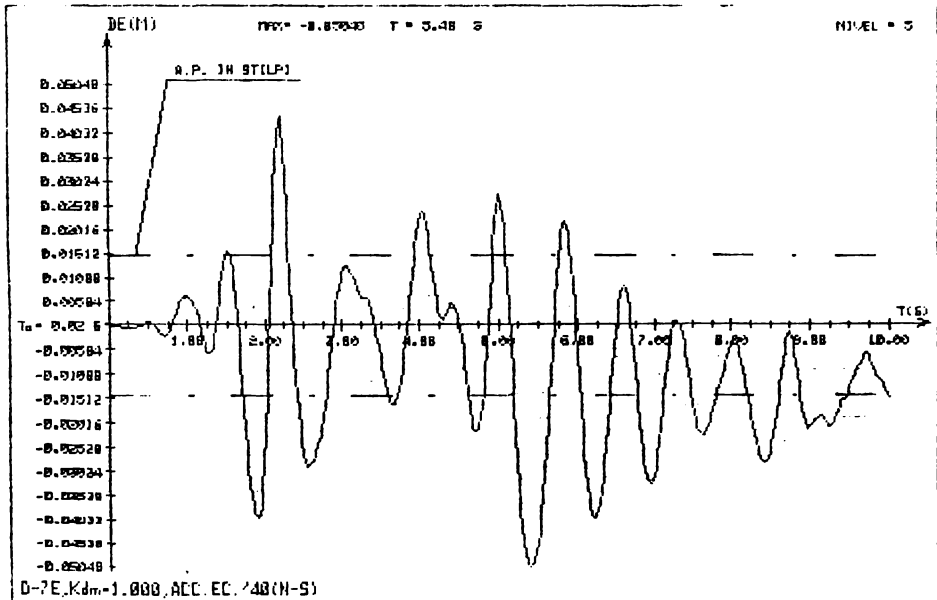
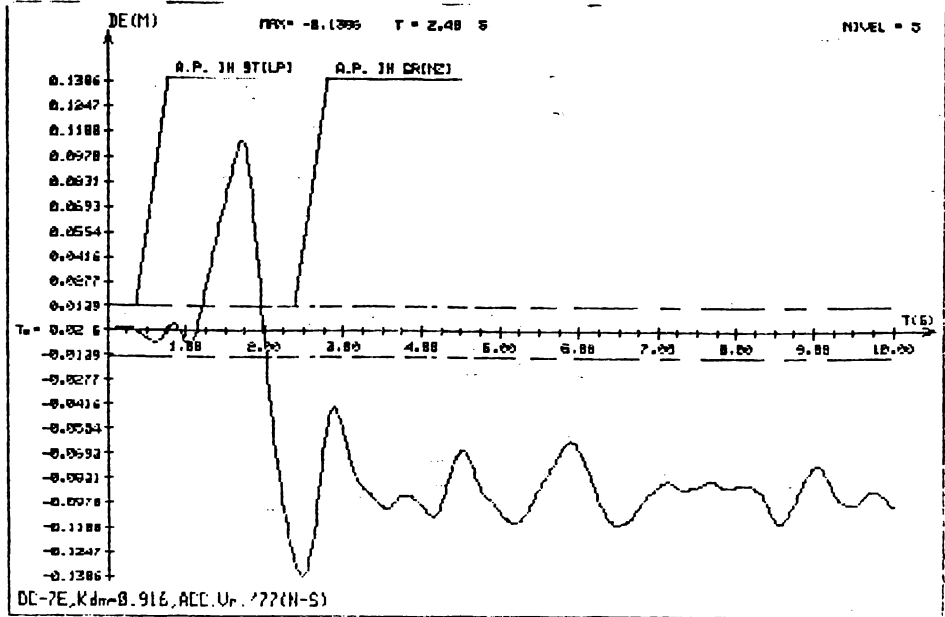


Fig. 5.118 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu  $K_{dm} = 1,000$  supus acțiunilor seismice

## a) Vrancea 1977



## b) El Centro 1940

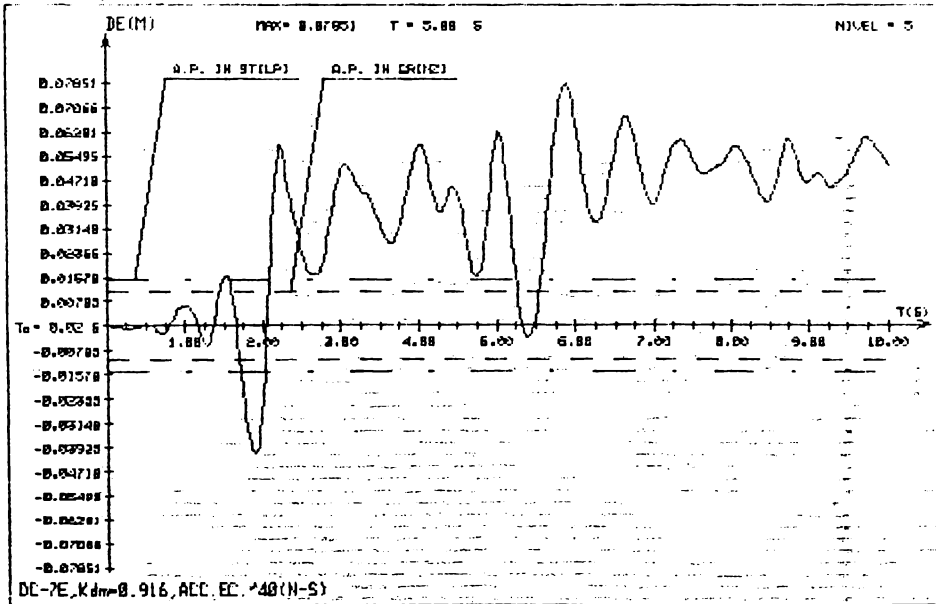
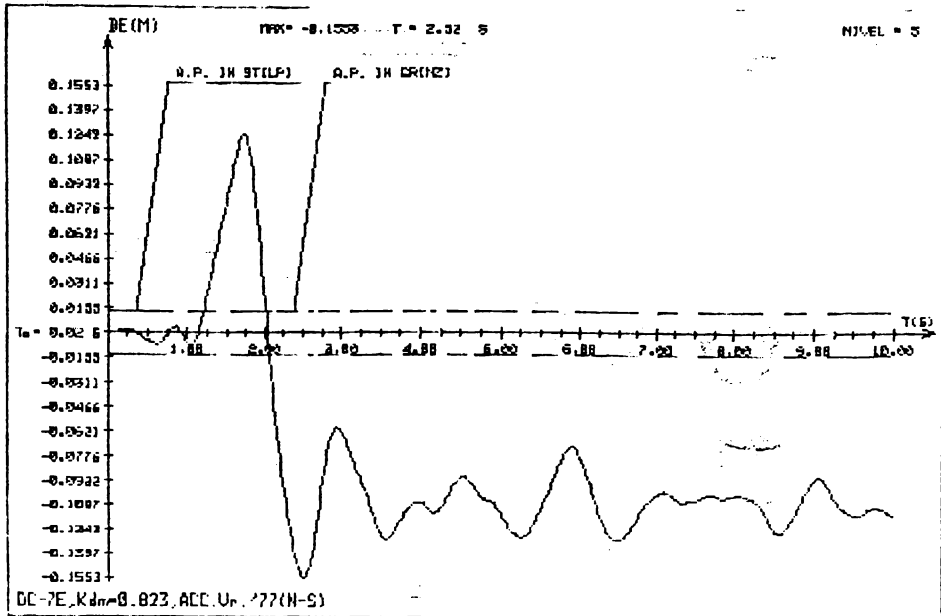


Fig. 5.119 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,916$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Ventro 1940

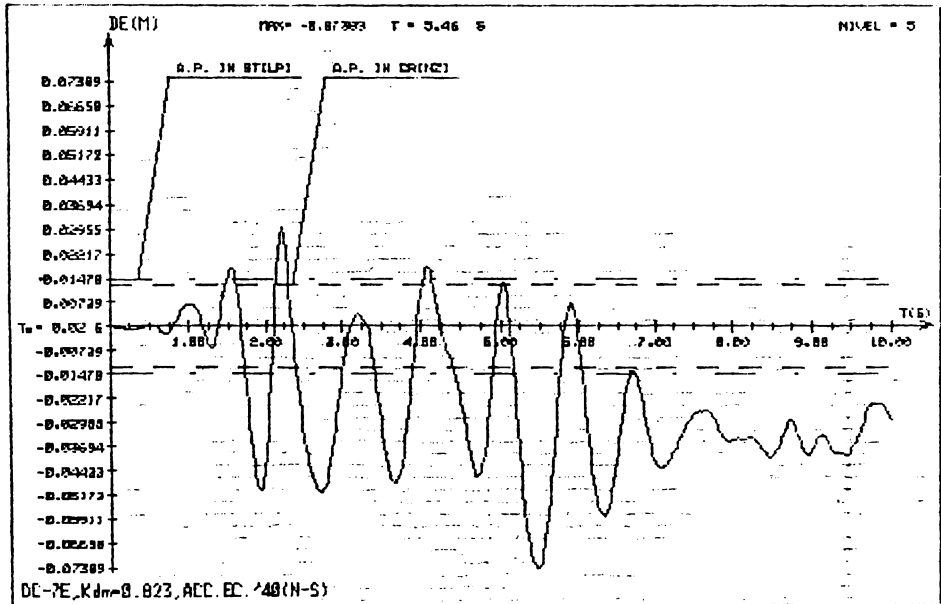
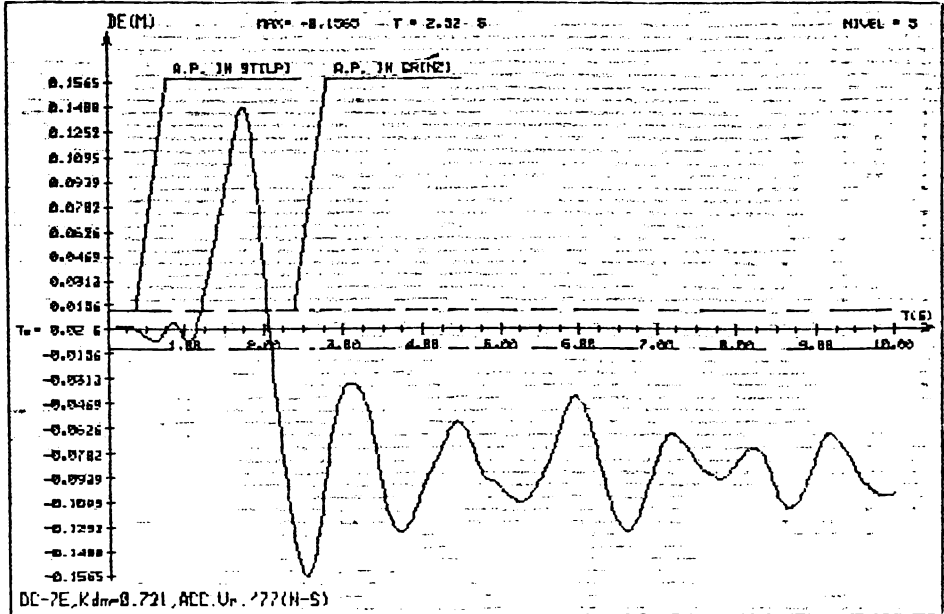


Fig. 5.120 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu  $K_{dn} = 0,923$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centru 1940

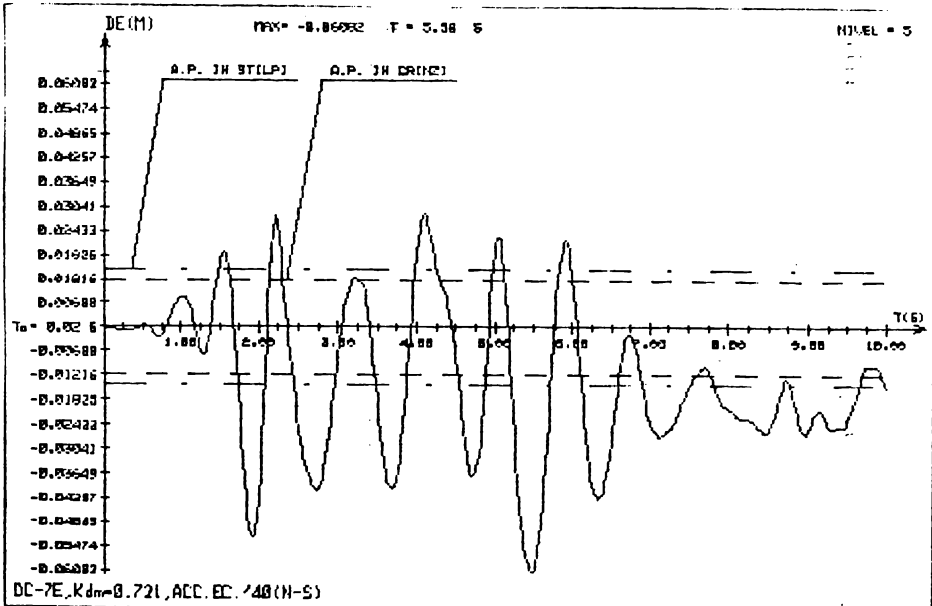
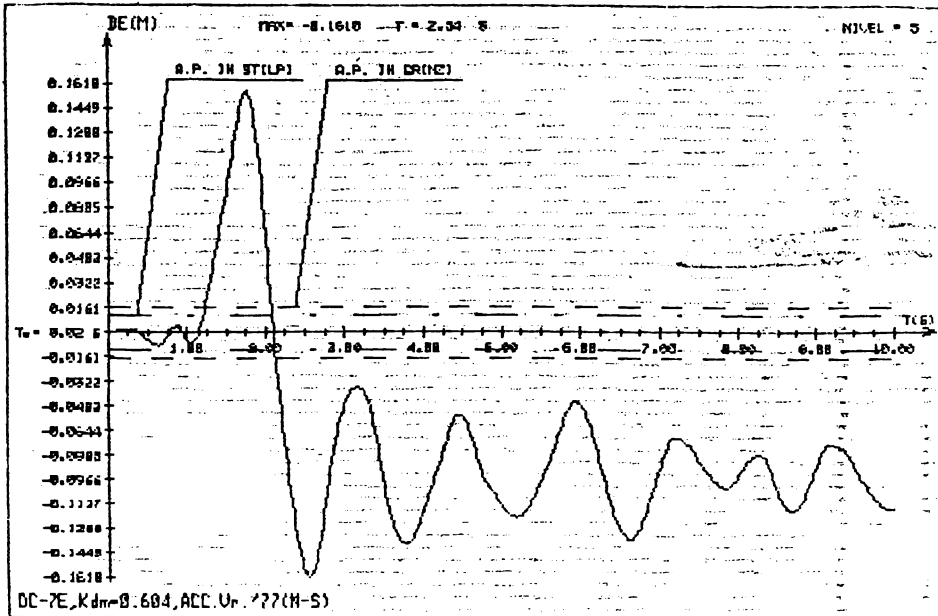


Fig. 5.121 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,721$  supus acțiunilor seismice



a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

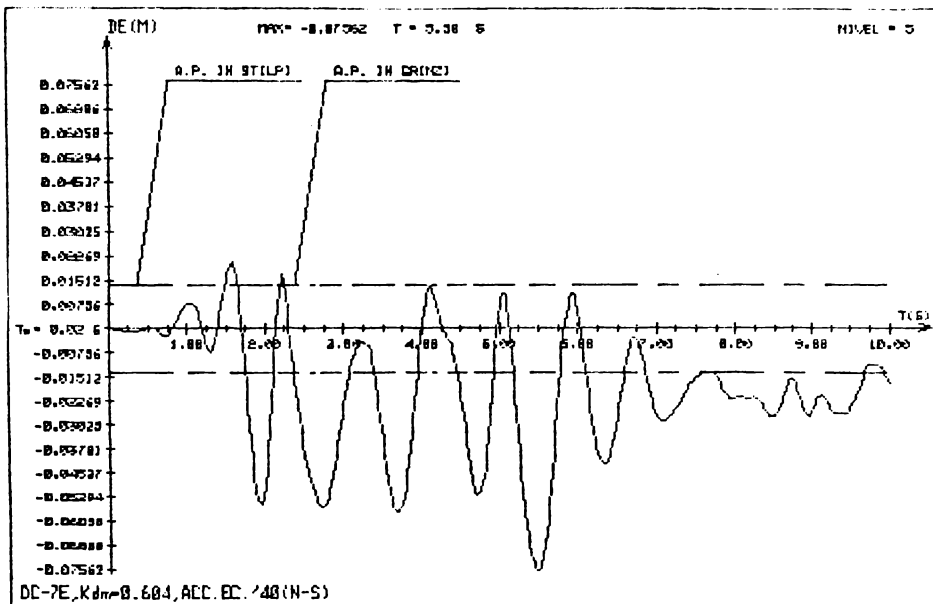
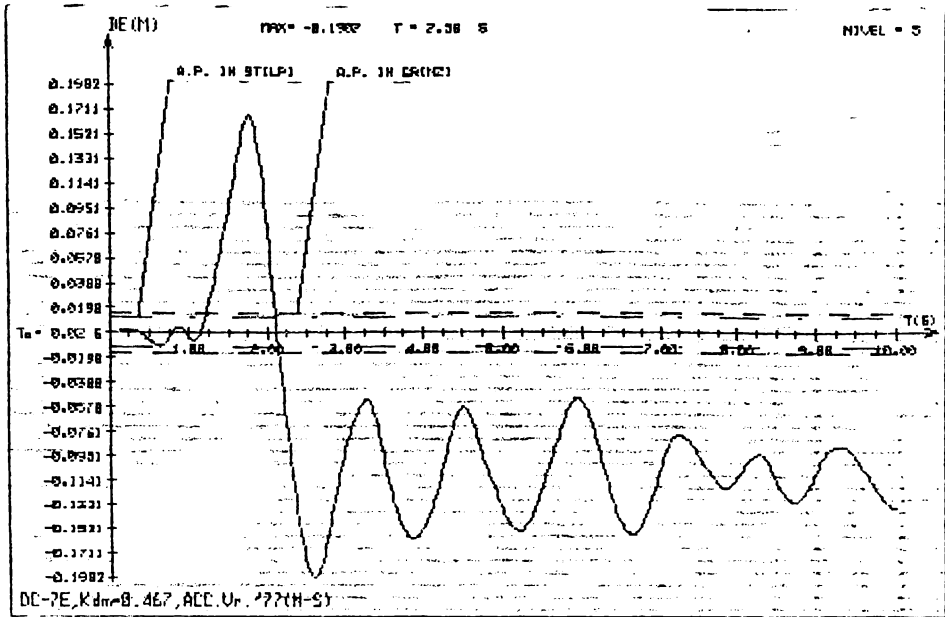


Fig. 5.122 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu  $K_{dn} = 0,604$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

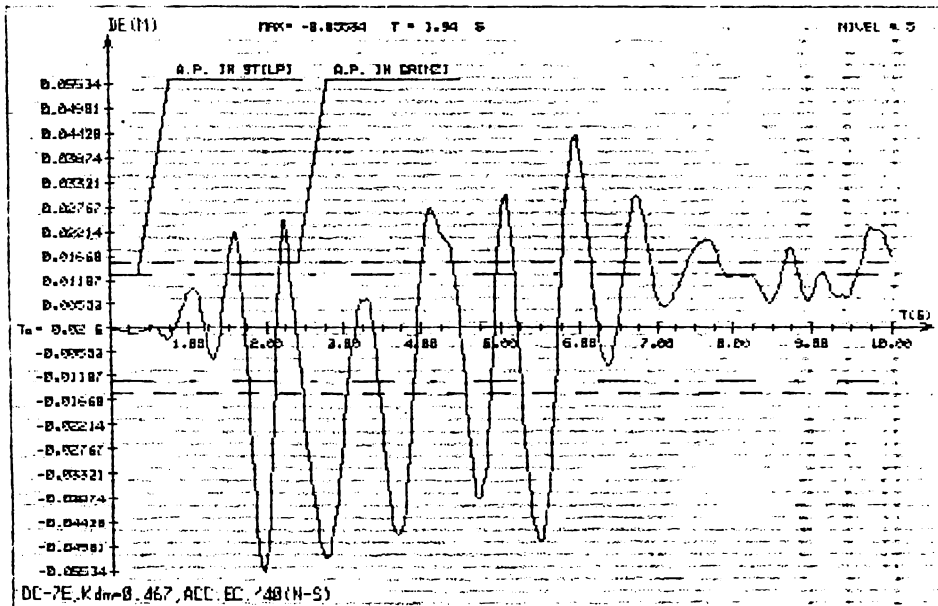
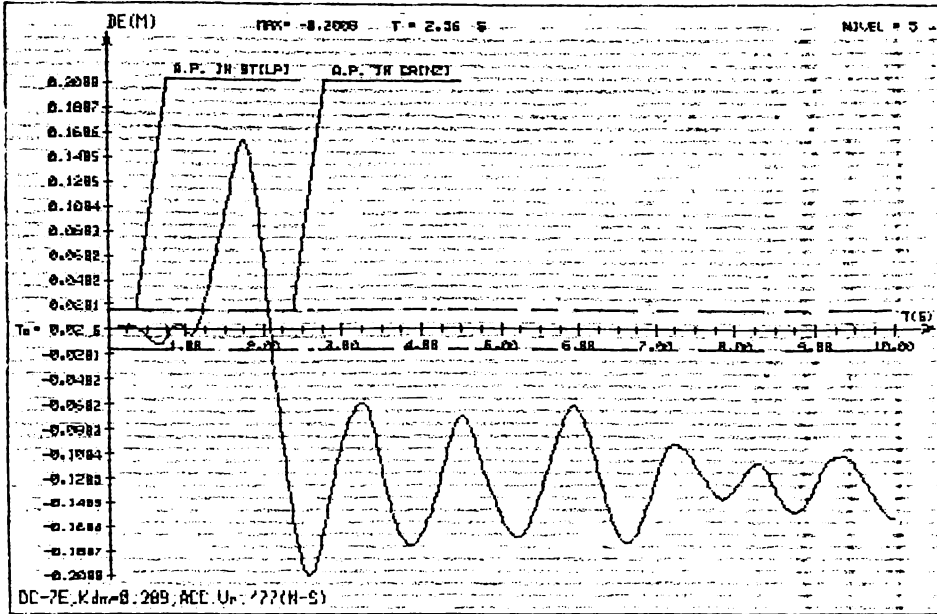


Fig. 5.123 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,467$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

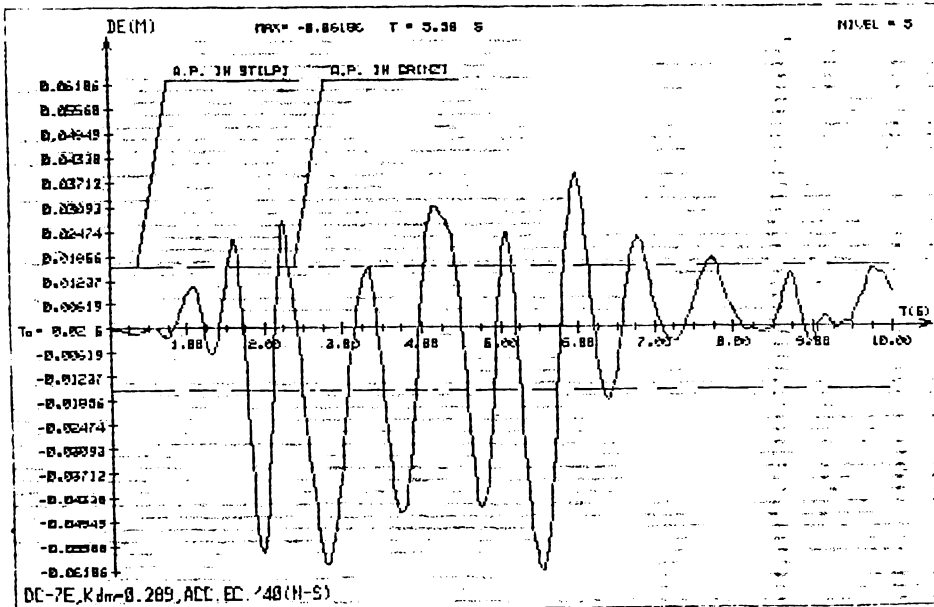
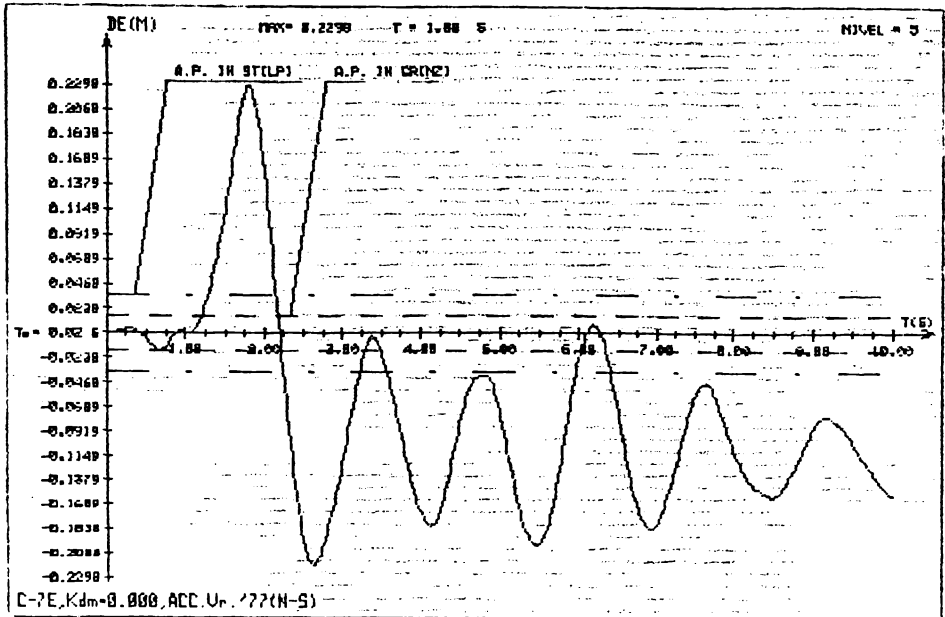


Fig. 5.124 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu  $K_{dn} = 0,289$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

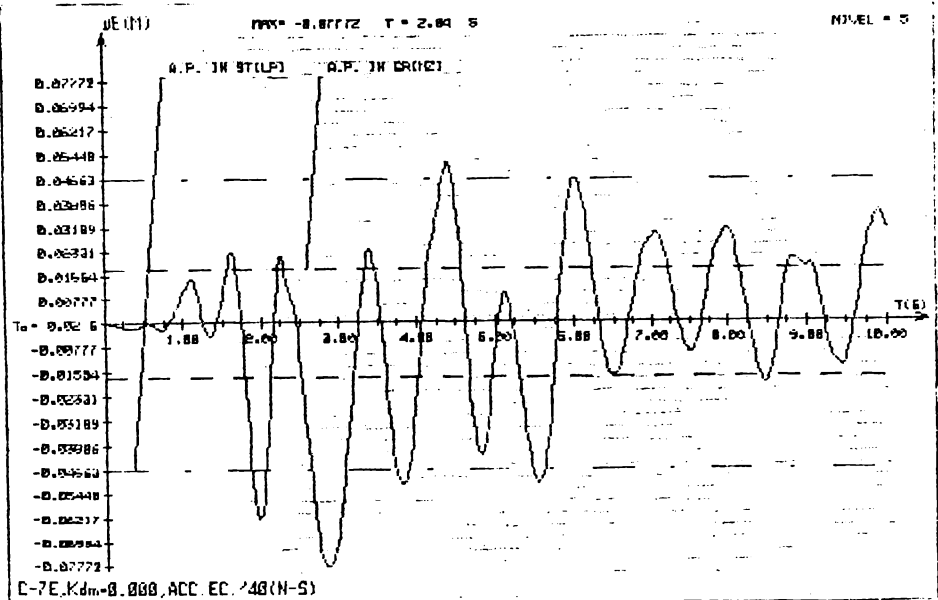
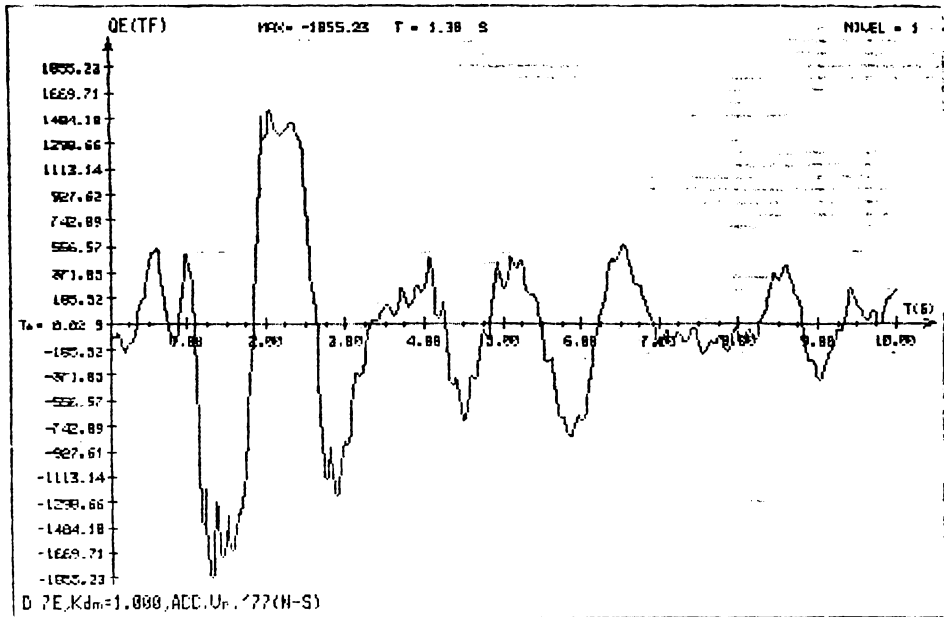


Fig. 5.125 Istoria deplasărilor la etajul 5 al sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,000$  sub acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

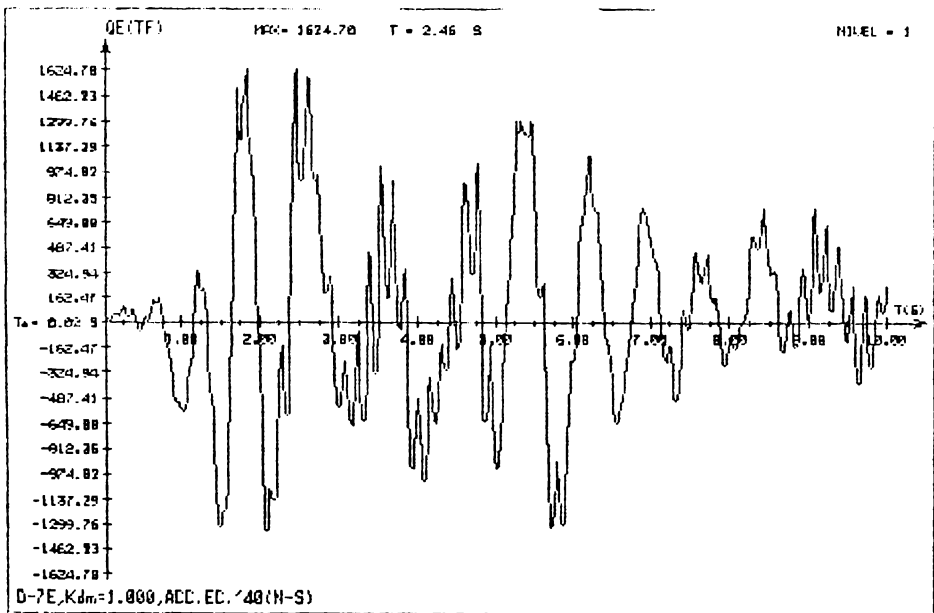
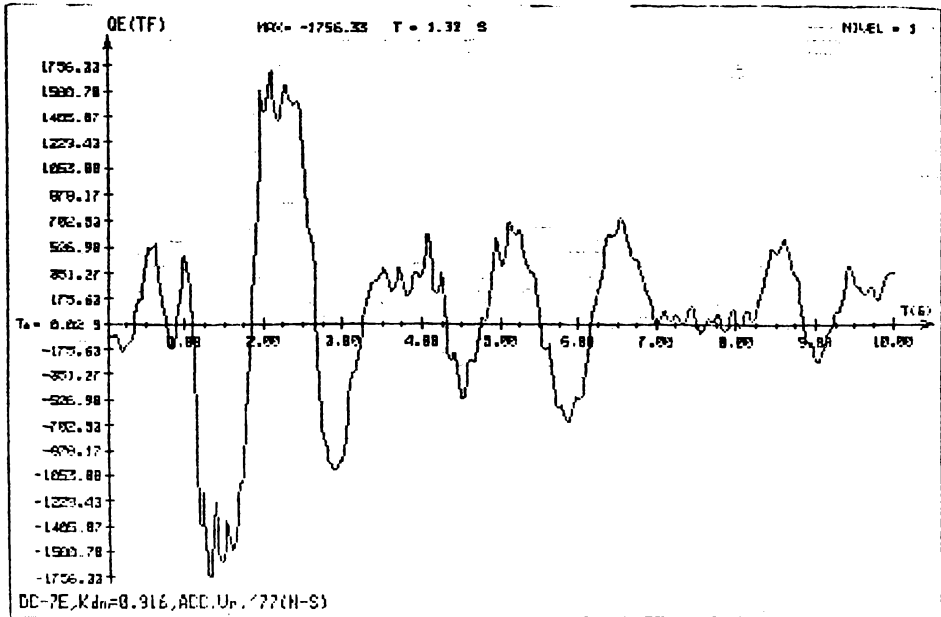


Fig. 5.126 Istoria forțelor tăietoare la perterul sistemului structural cu  $K_{dm} = 1,000$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

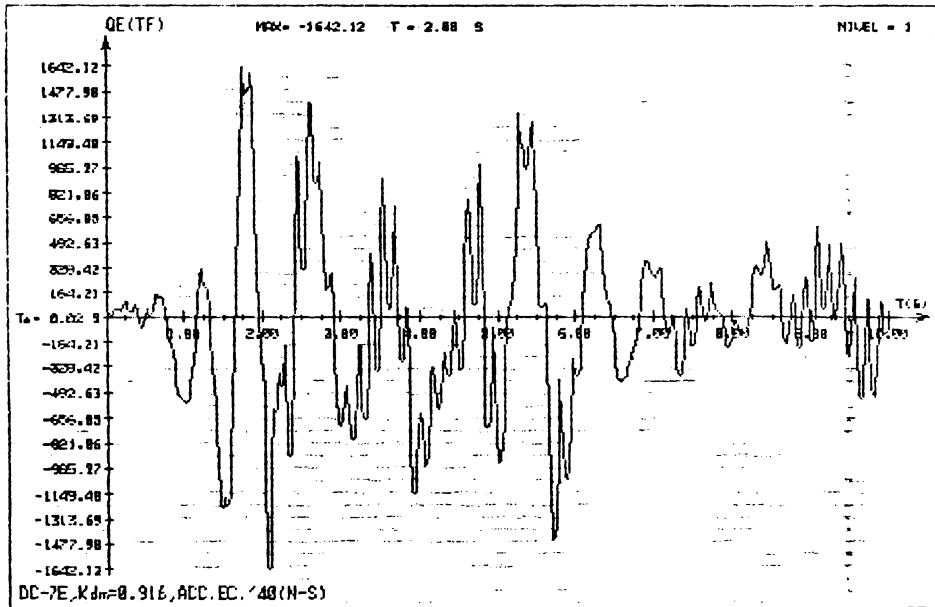
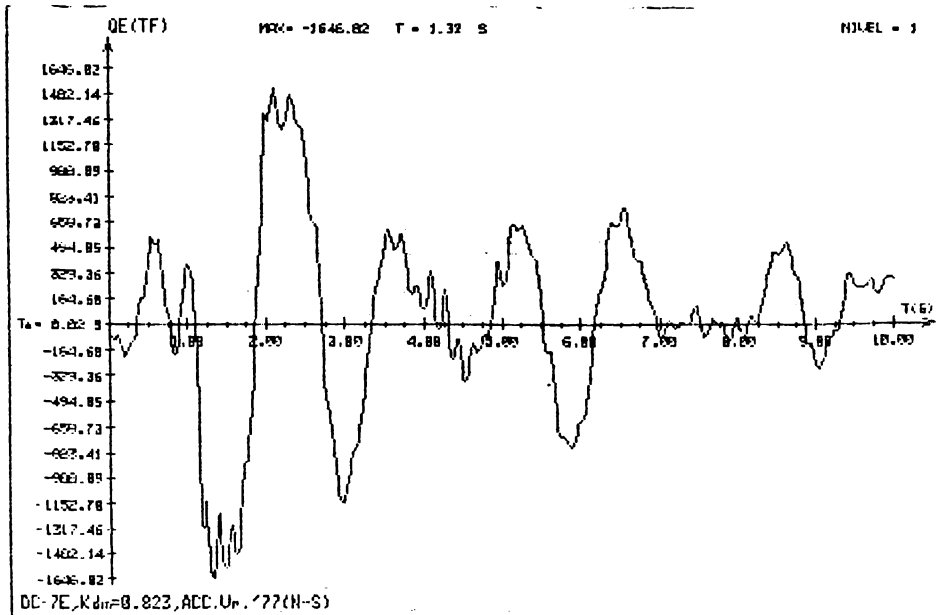


Fig. 5.127 Istoria forțelor tăietoare la perterul sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,916$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

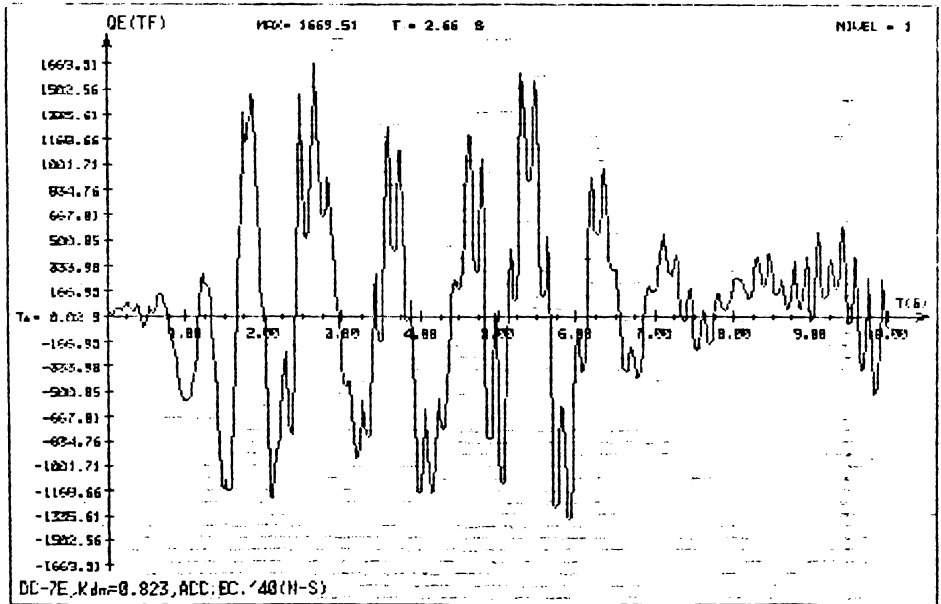
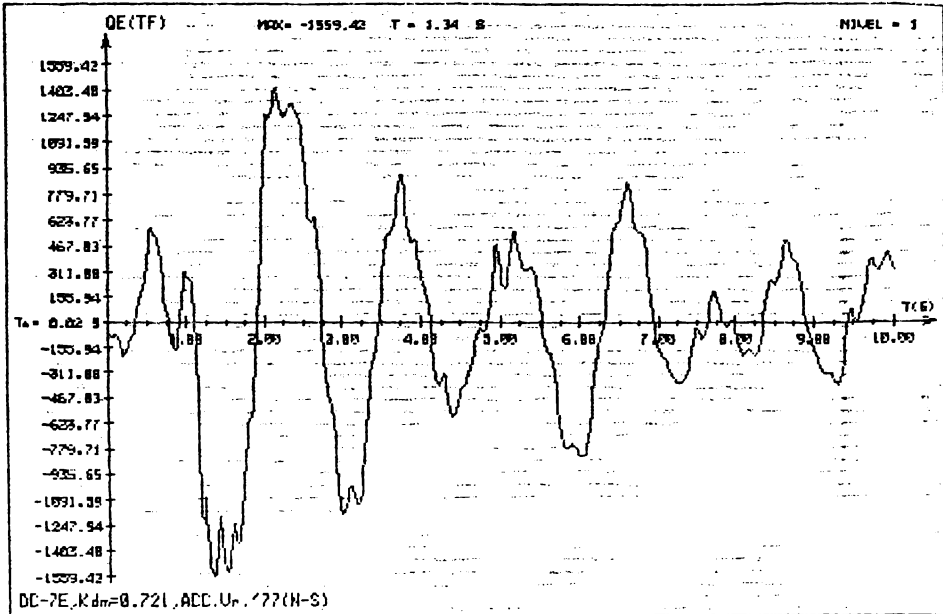


Fig. 5.128 Istoria forțelor tăietoare la parterul sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,823$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

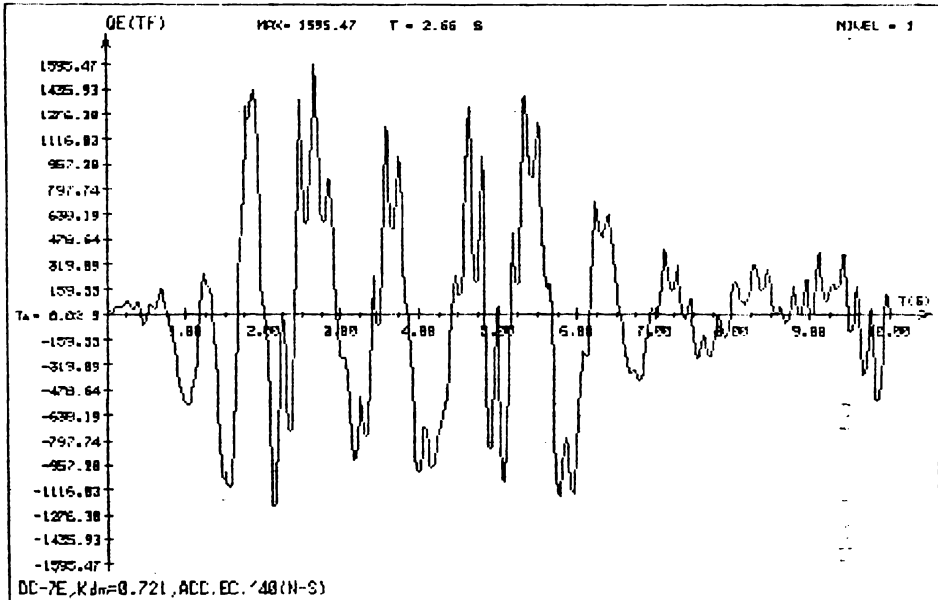
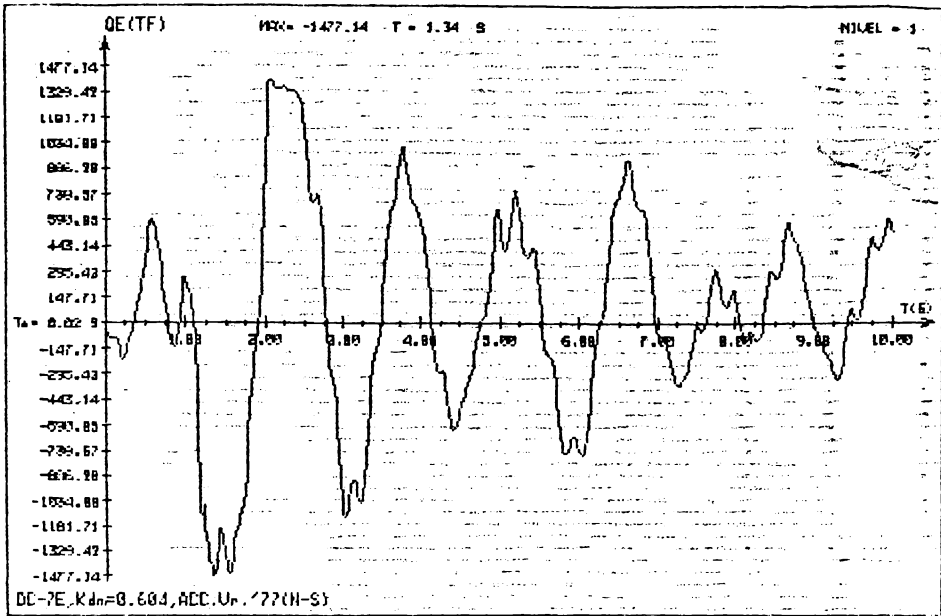


Fig. 5.129 Istoria forțelor tăietoare la parterul sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,721$  supus acțiunilor seismice



a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

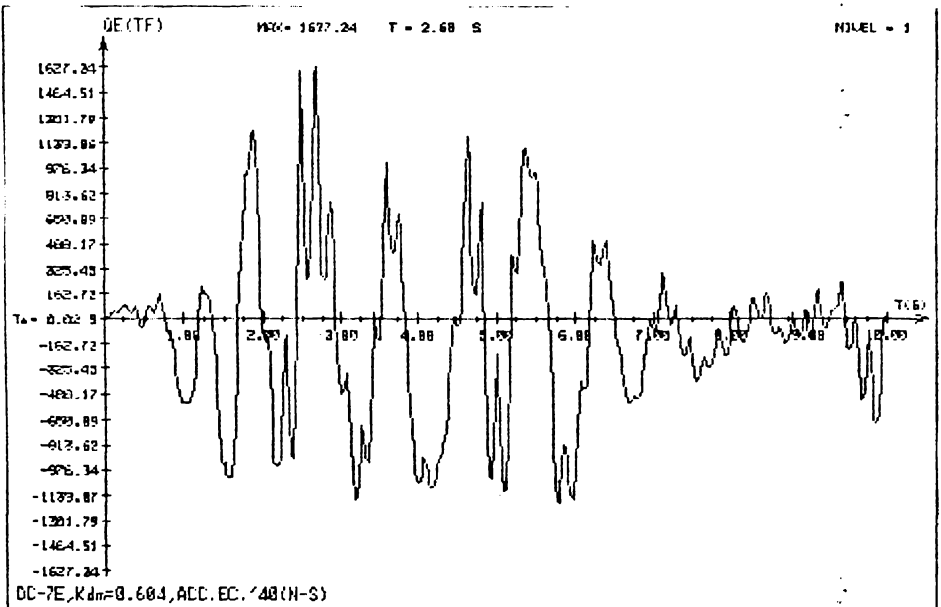
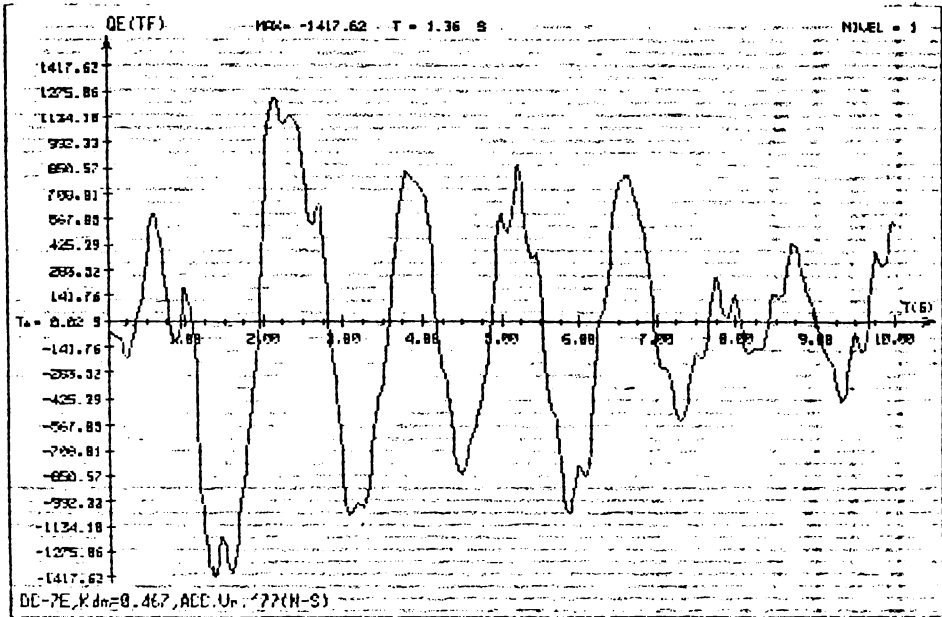


Fig. 5.130 Istoria forțelor tăietoare la perterul sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,604$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

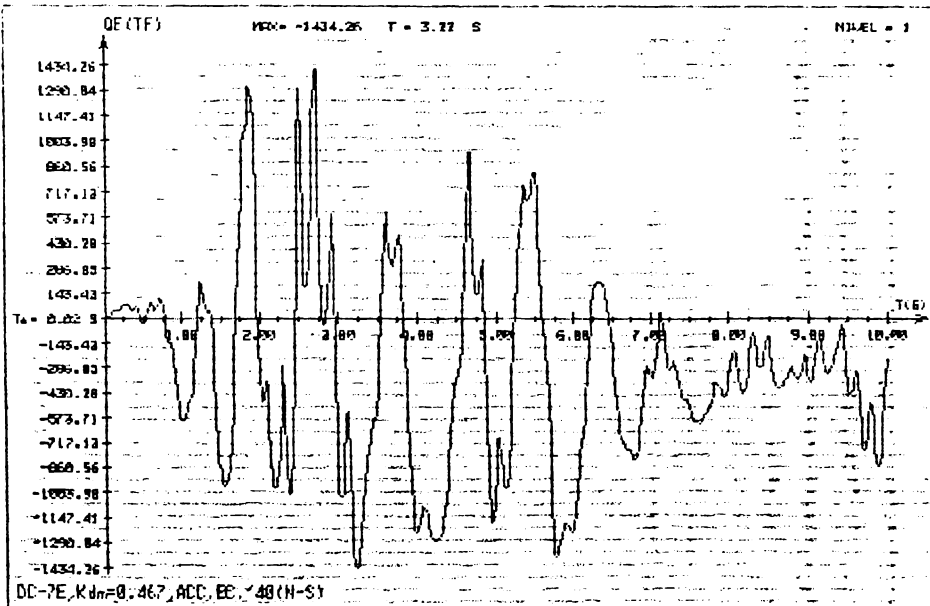
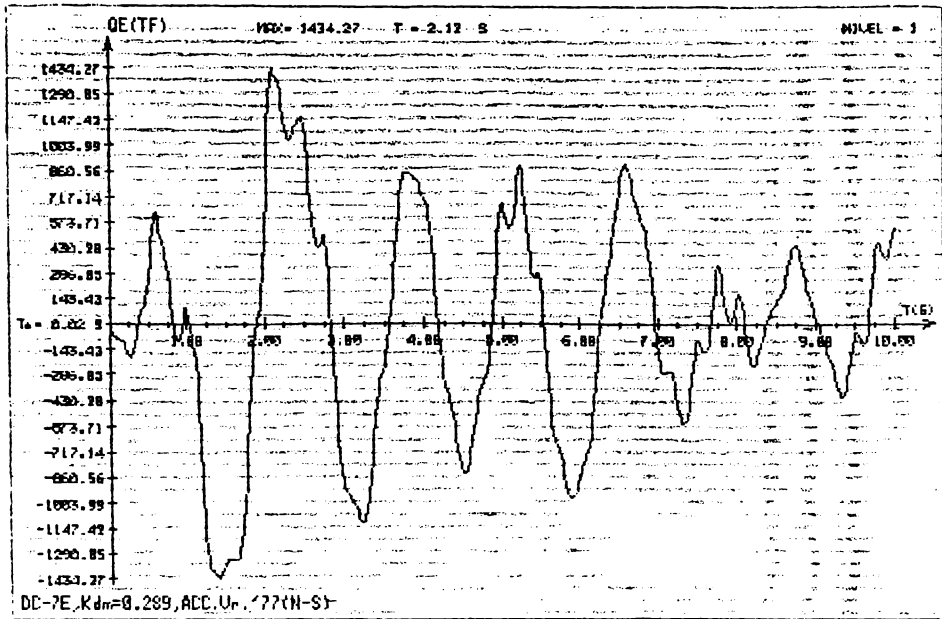


Fig. 5.131 Istoria forțelor tăietoare la parterul sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,467$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

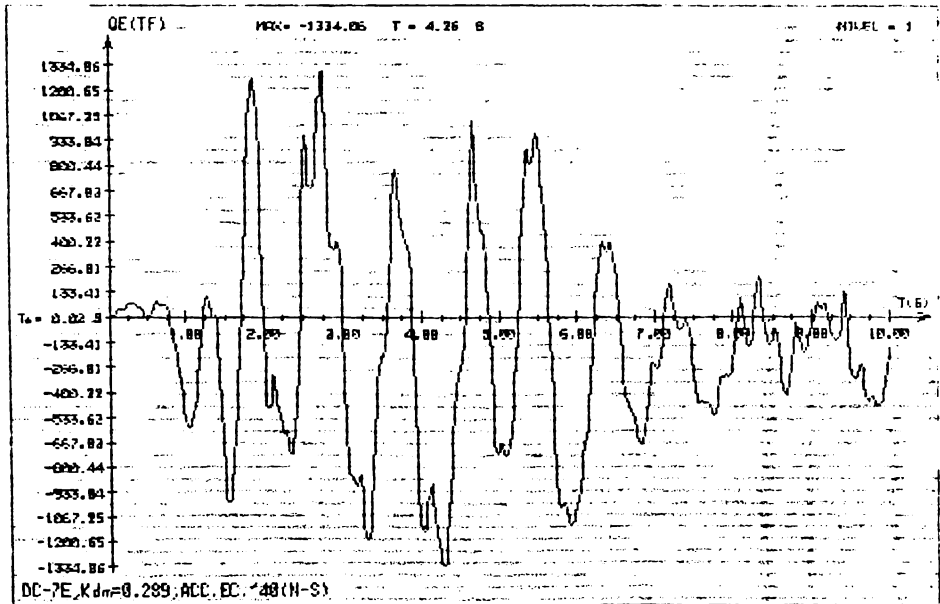
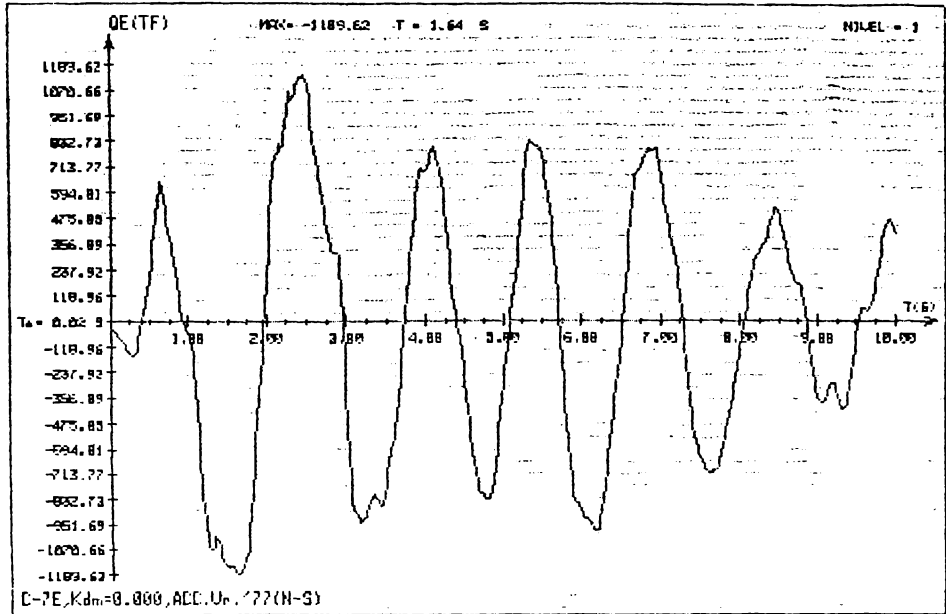


Fig.5.132 Istoria forțelor tăietoare la parterul sistemului structural cu  $K_{dm} = 0,289$  supus acțiunilor seismice

a) Vrancea 1977



b) El Centro 1940

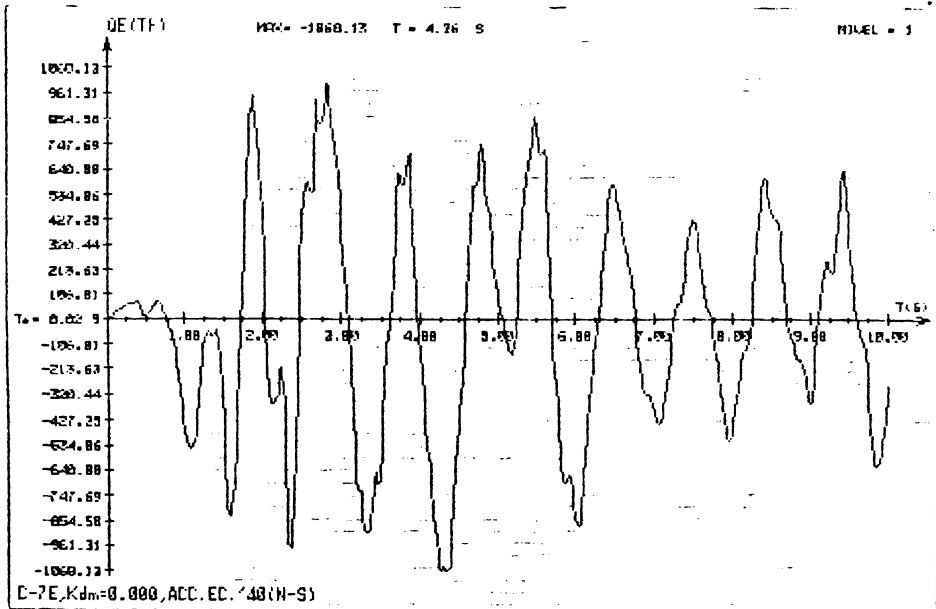


Fig. 5.133. Istoria forțelor tăietoare la parterul sistemului structural cu  $K_{dm} = 0.000$  supus acțiunilor seismice

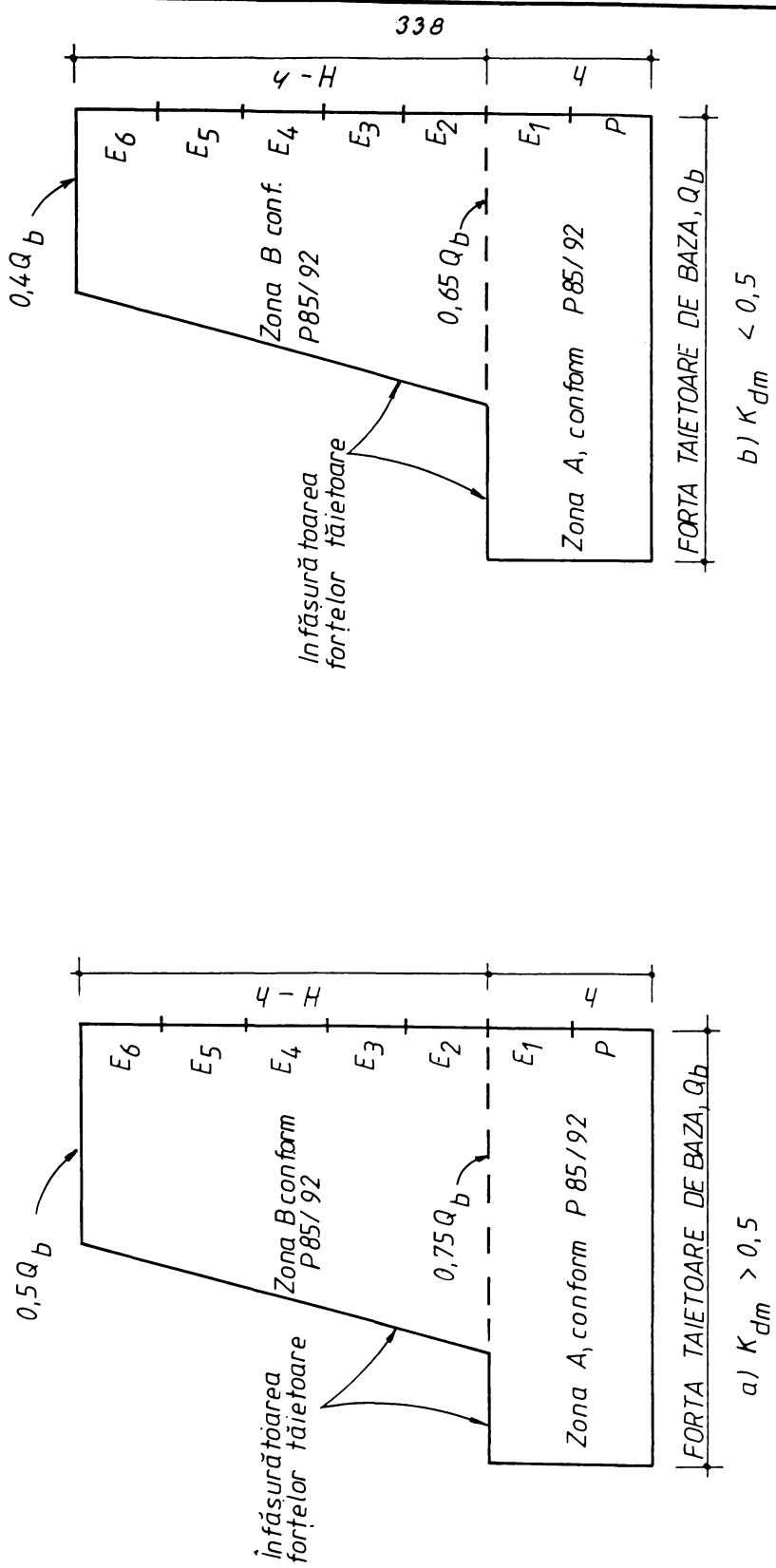


Fig. 5.134 Mărirea și distribuția forțelor tăietoare convenționale în lungul diafragmelor rezultate din analizele dinamice neliniare

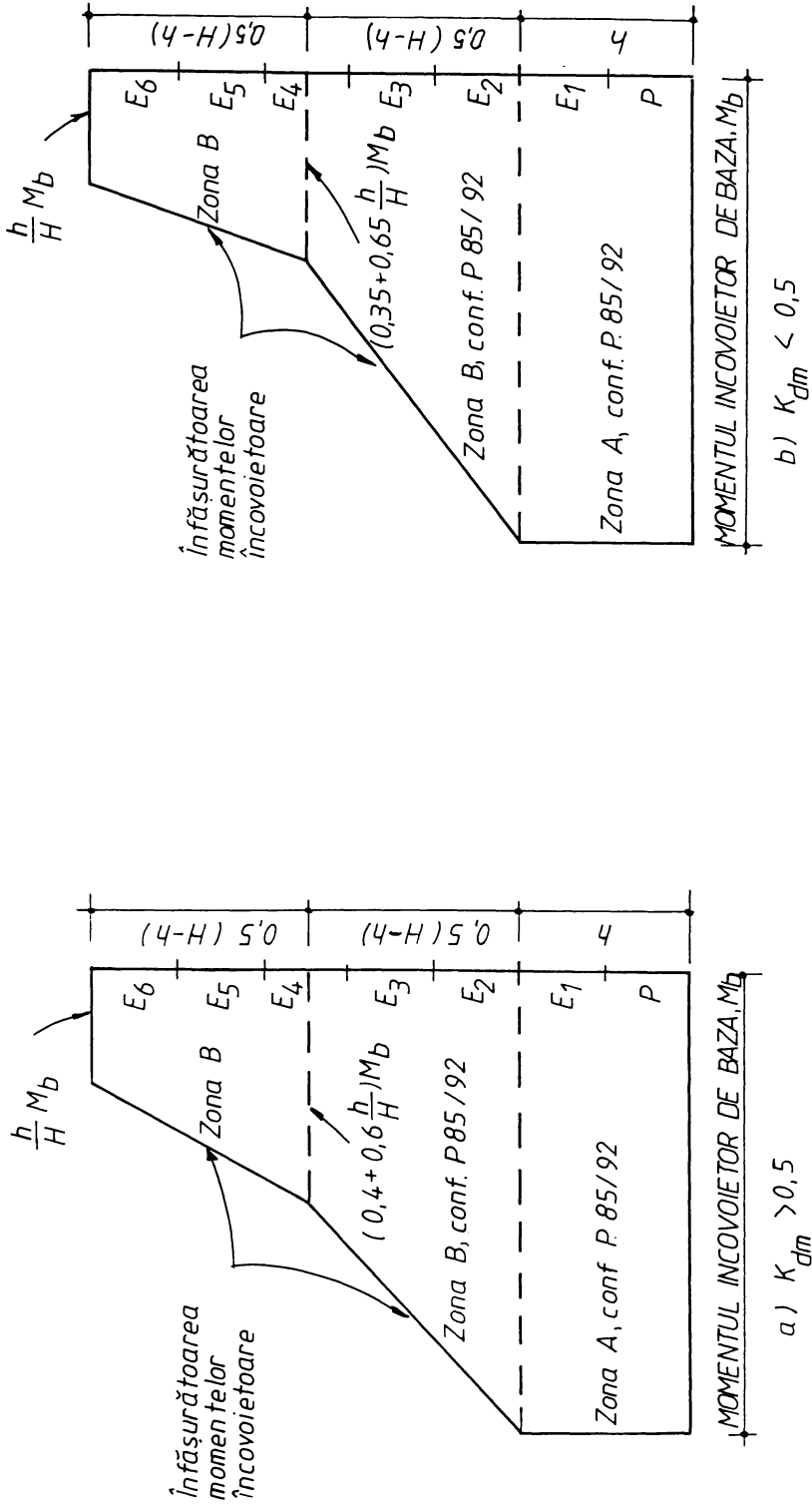


Fig. 5.135 Mărimea și distribuția momentelor încovoietoare convenționale în lungul diafragmelor rezultate din analizele dinamice neliniare

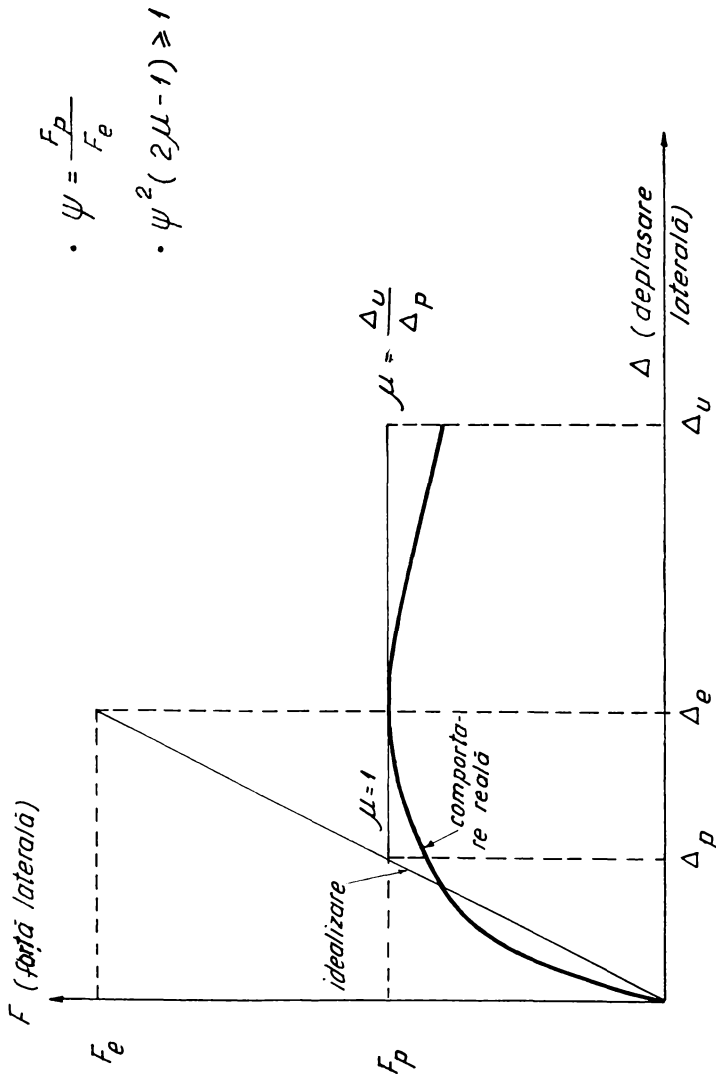


Fig. 6.1 Corelarea rezistenței și factorului de ductilitate într-o structură simplă în condițiile satisfacerii bilanțului energetic.

- $\psi_D = \frac{F_{pD}}{F_{eS}} ; \psi_C = \frac{F_{pC}}{F_{eS}} ; \psi_S = \frac{F_{uS}}{F_{eS}}$
- $R_D = \frac{F_{pD}}{\Delta_{pD}} ; R_C = \frac{F_{pC}}{\Delta_{pC}} ; R_S = R_D + R_C$
- $\psi_D^2 \frac{R_S}{R_D} (2\mu_D - 1) + \psi_C^2 \frac{R_S}{R_C} (2\mu_C - 1) \geq 1$
- $\frac{\psi_D}{R_D \mu_C} = \frac{\psi_C}{R_C \mu_D} = \frac{\psi_S}{R_D \mu_C + R_C \mu_D}$

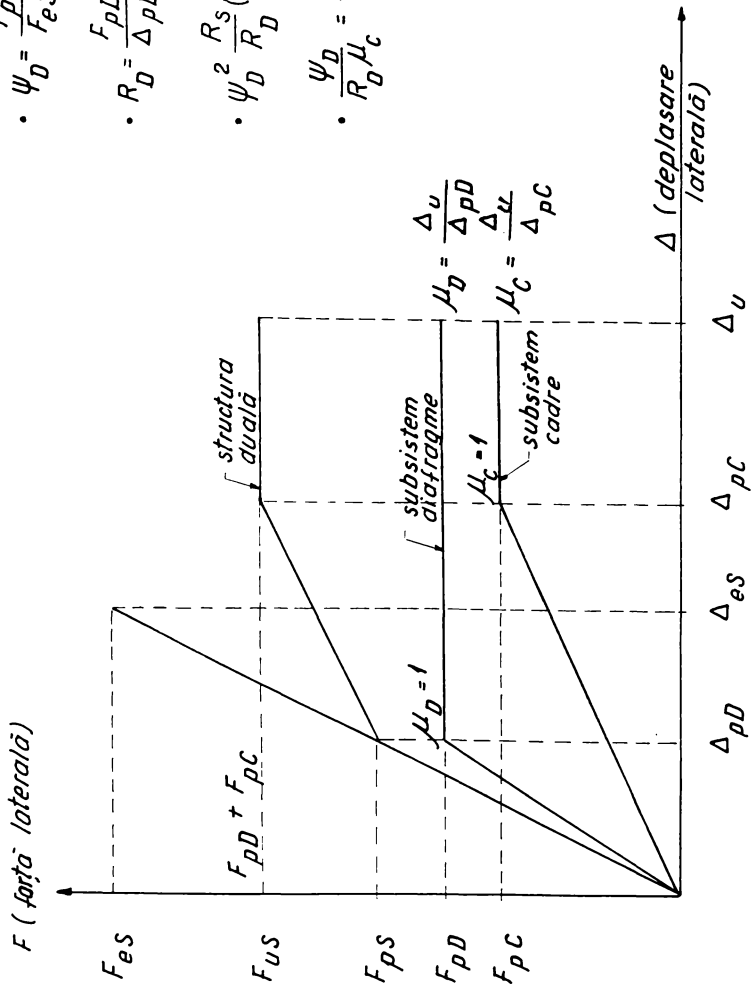


Fig. 6.2 Corelarea rezistenței, rigidității și factorului de ductilitate într-o structură duală în condițiile satisfacerii bilanțului energetic.



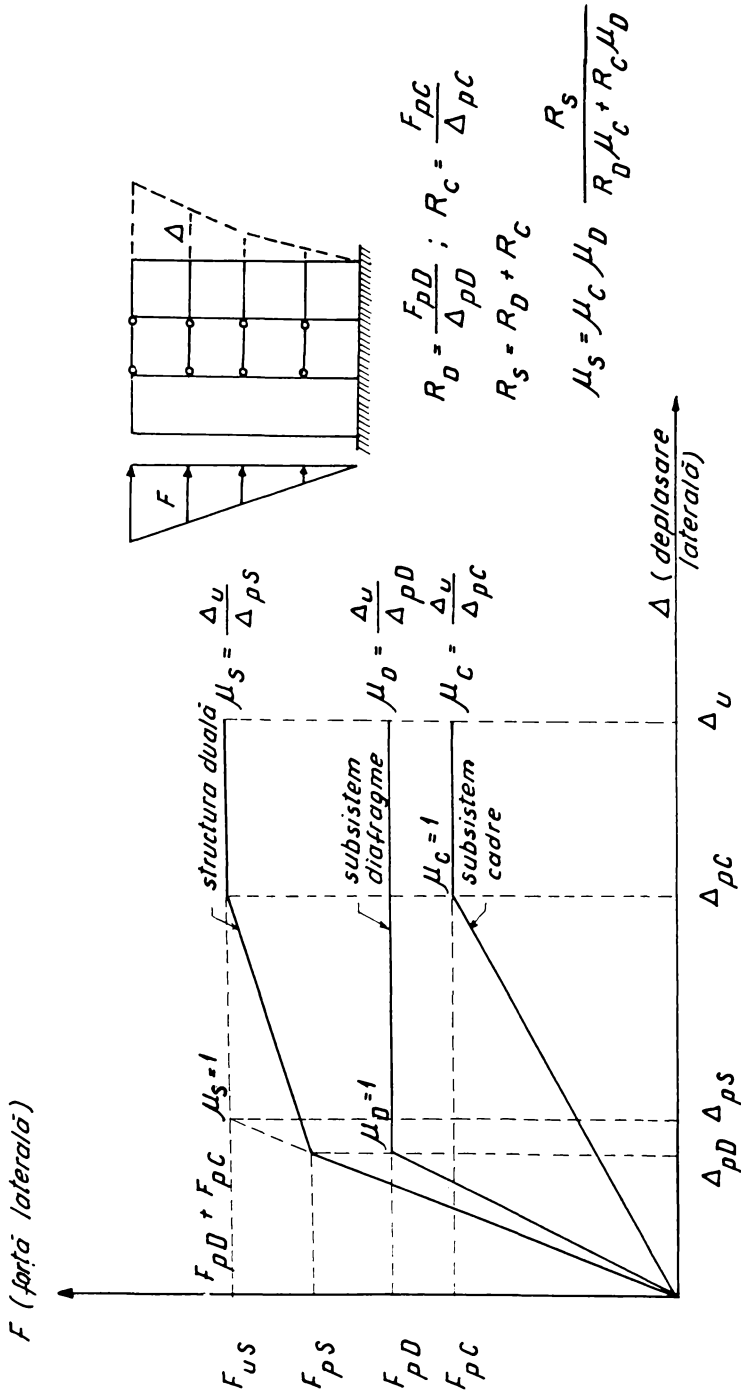


Fig. 6.3 Relația forță laterală - deplasare laterală, a unei structuri duale

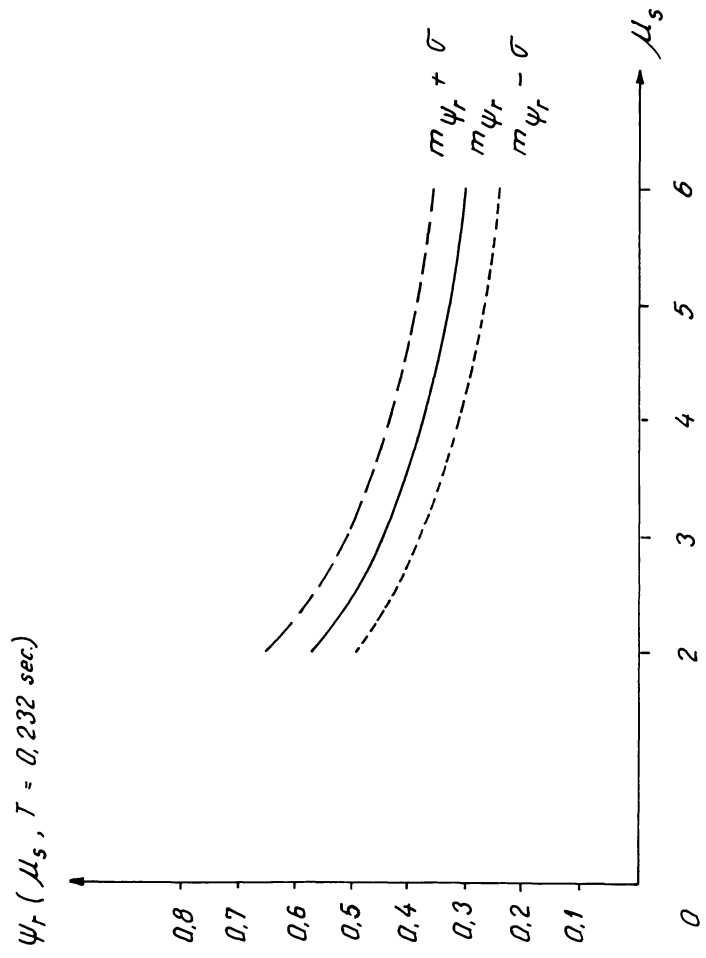


Fig. 6.4 Curba  $\psi_r - \mu_s$  pentru  $T = 0.232$  secunde

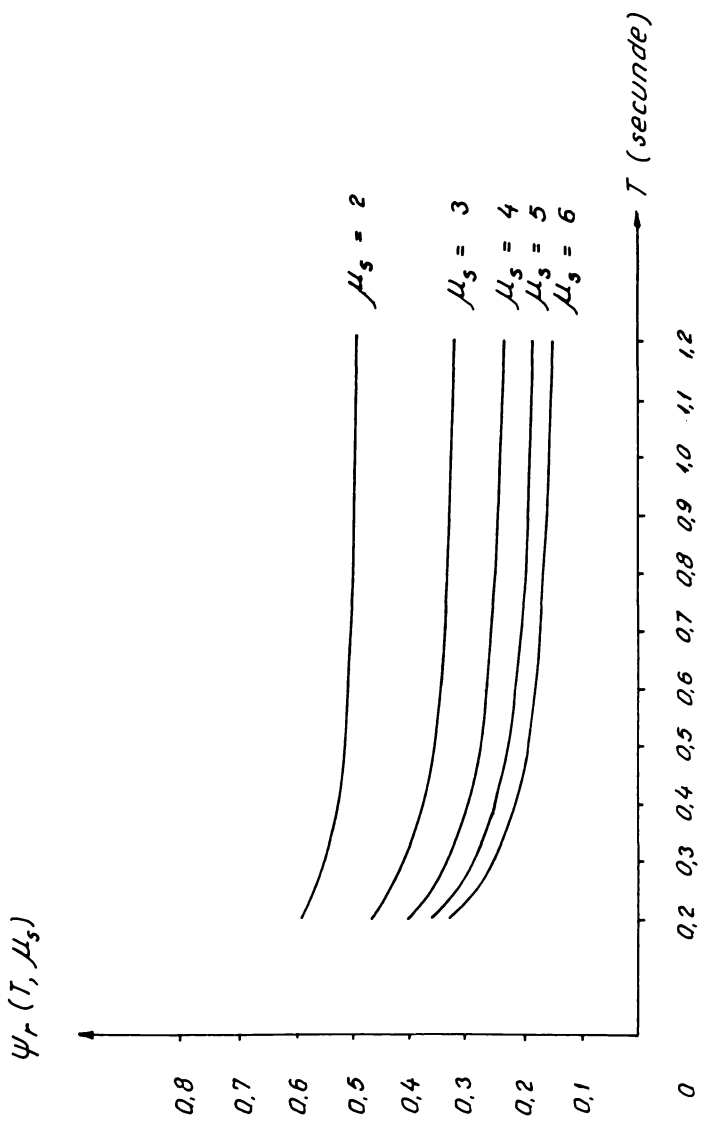


Fig. 6.5 Curbe  $\psi_r - \mu_s - T$  determinate din studiile statistice

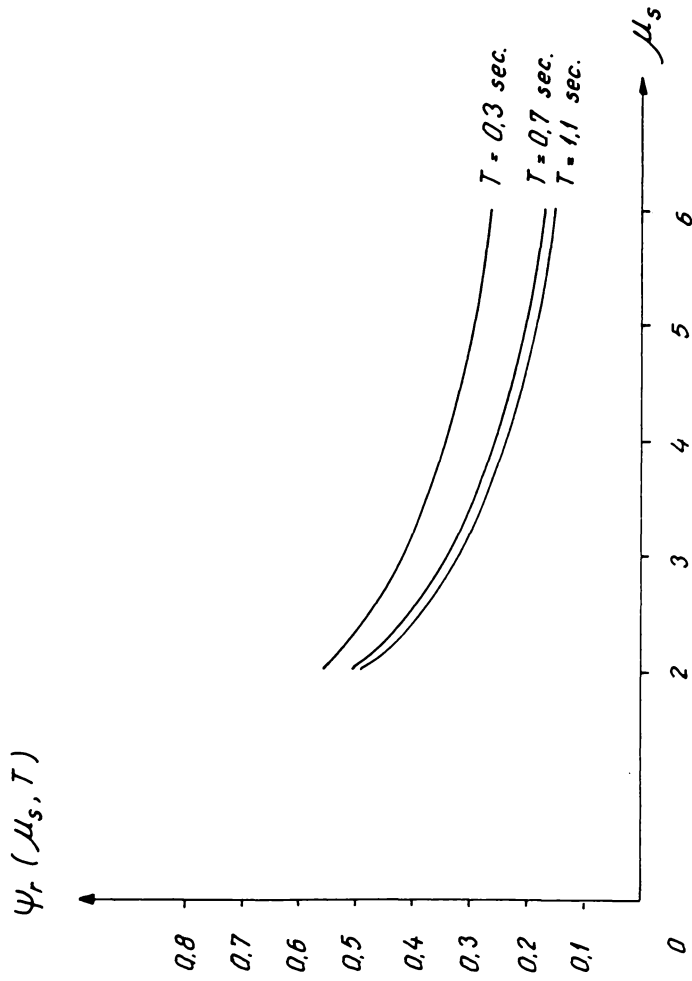


Fig. 6.6 Relații  $\Psi_r - \mu_s - T$

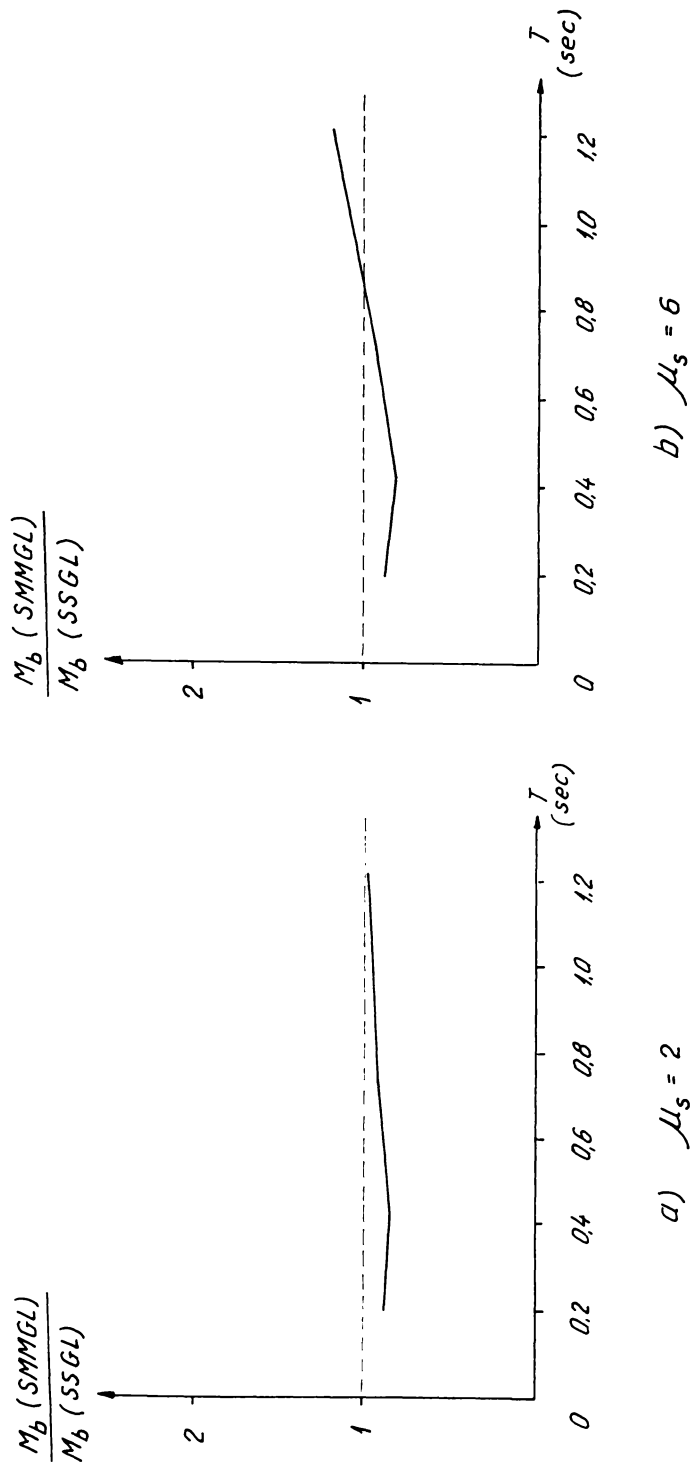


Fig. 6.7 Modificarea momentului încovoiator de răsturnare de bază pentru aceeași cerință de ductilitate

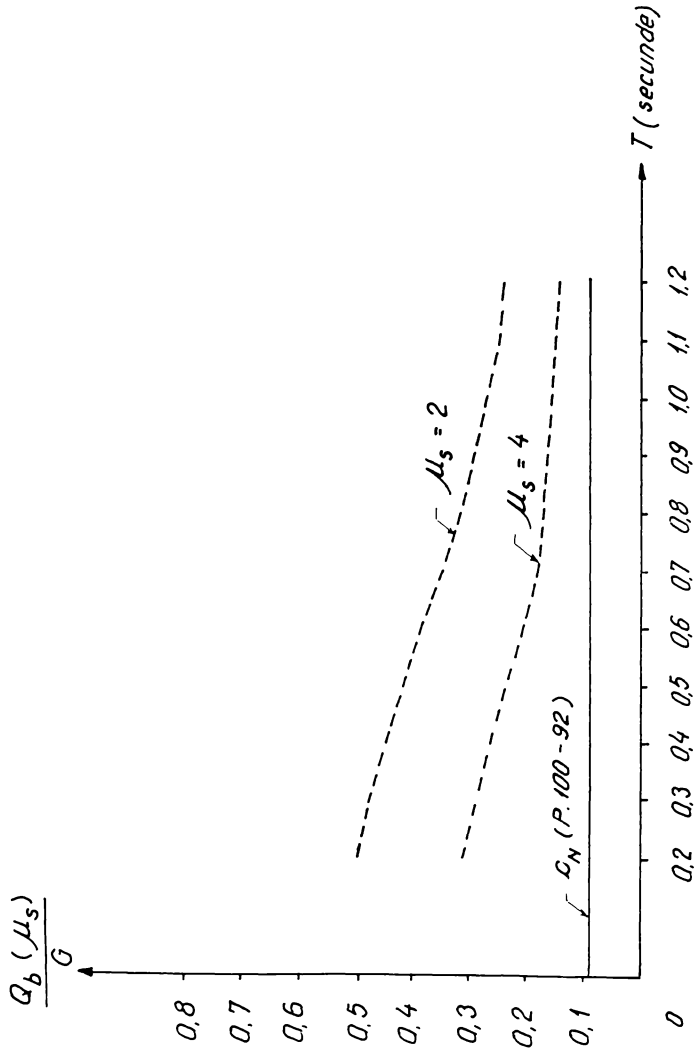


Fig. 6.8 Compararea rezistentelor laterale reale cu cele de calcul conform normativului P.100-92

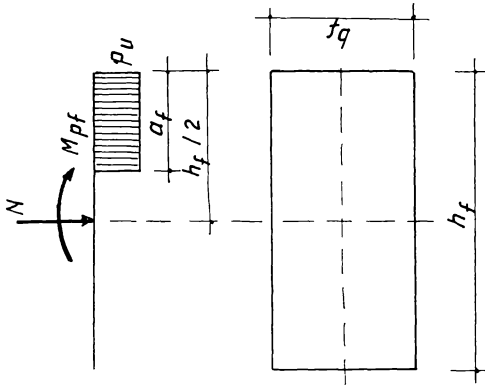
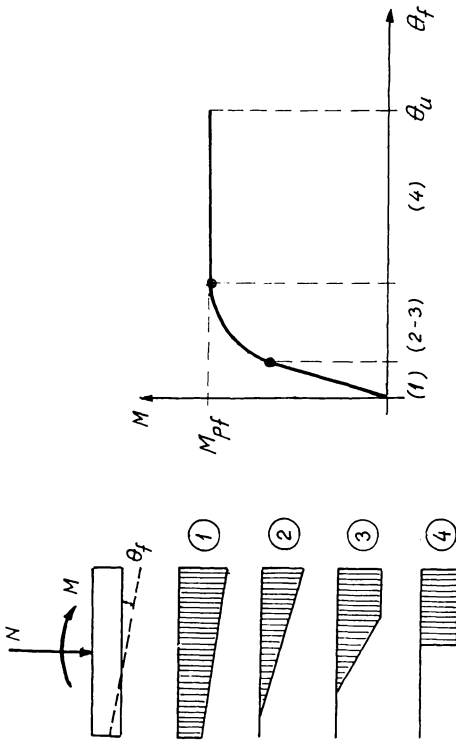
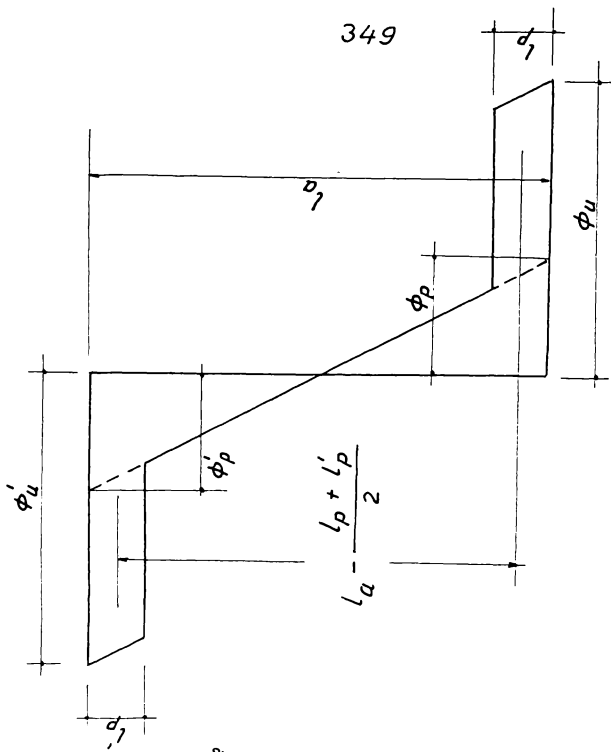


Fig. 7.2 Schema simplificată considerată pentru determinarea momentului de plastificare la nivelul bazei unei fundații directe



a) Stadiile variației presiunilor pe teren, reprezentate schematizat  
 b) Diagrama  $M - \theta_f$  corespunzătoare stadiilor variației presiunilor pe teren

Fig. 7.1 Efectul acțiunii eforturilor  $N$  și  $M$  transmise de suprastructură la baza unei fundații directe.



349

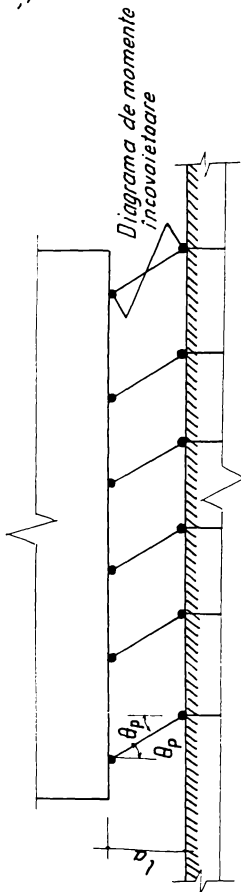


Fig. 7.3 Mecanismul de disipare a energiei reprezentat de sistemul de piloni al unei fundații de adâncime indirecte - radier general.

Fig. 7.4 Distribuția curburilor într-un pilot al unei fundații de adâncime indirecte - radier general