

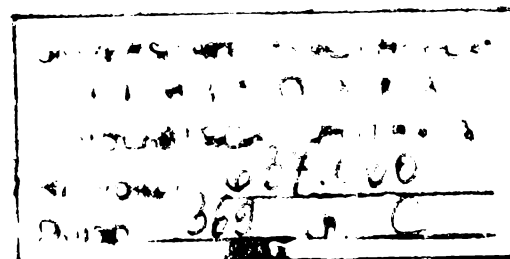
Contribuții privind studiul, proiectarea și execuția clădirilor etajate cu structură mixtă prefabricată

Teză de doctorat

Conducător științific: **Prof. dr. ing. Ovidiu MÂRȘU**

ing. Eusebiu TRIPA

BIBLIOTECA CENTRALA
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMISOARA



Timișoara, 2002

CUPRINS

CAPITOLUL 1 – INTRODUCERE	7
1.1 Construcții competitive	7
1.2 Scopul și obiectivul tezei de doctorat	9
CAPITOLUL 2 - COMPORTAREA STRUCTURILOR ETAJATE DIN BETON ARMAT SUB ACȚIUNEA ÎNCĂRCĂRILOR	11
2.1 Generalități	11
2.2 Structuri flexibile – cadre	13
2.2.1 Comportare antiseismică	13
2.2.2 Ductilitatea cadrelor	16
2.2.3 Mecanisme de cedare	20
2.2.4 Cerințe de bază privind comportarea nodurilor	24
2.3 Structuri rigide – diafragme	26
2.3.1 Clasificări	26
2.3.2 Diafragme pline	27
2.3.2.1 Diafragme lungi sau de lungime medie	27
2.3.2.2 Mecanismul primar de cedare și ductilitatea diaframelor pline	29
2.3.2.3 Diafragme scurte	31
2.3.3 Diafragme cu goluri	31
2.4 Principii de proiectare a structurilor antiseismice	33
2.5 Dezavantajele structurilor în cadre și diafragme	34
2.5.1 Dezavantajele structurilor în cadre	34
2.5.2 Dezavantajele structurilor în diafragme	35
2.6 Structuri duale	35
2.6.1 Generalități	35
2.6.2 Comportarea structurilor duale sub încărcări	37
2.6.3 Interacțiunea planșeelor cu subsistemele structurale verticale	40
2.6.4 Probleme privind proiectarea antiseismică a structurilor duale	41
2.6.4.1 Modelarea structurilor duale	41
2.6.4.2 Mecanisme de cedare ale structurilor duale	44
2.6.4.3 Considerații privind proiectarea structurilor duale	44
CAPITOLUL 3 - STRUCTURI DUALE CU PLANȘEE DALĂ	46
3.1 Prezentare generală a structurilor cu planșee dală	46
3.2 Sisteme de realizare și domenii de utilizare a structurilor cu planșee dală	47
3.2.1 Sisteme monolite	48
3.2.2 Sisteme mixte	49
3.2.3 Sisteme prefabricate	50
3.3 Răspunsul structurilor cu planșee dală la solicitări exterioare	52
3.3.1 Comportarea structurilor cu planșee dală sub acțiunea încărcărilor din gruparea fundamentală	53
3.3.1.1 Considerații privind metoda directă	55
3.3.1.2 Considerații privind metoda cadrului echivalent	57

3.3.2 Capacitatea portantă la străpungeră a planșeelor dală	58
3.3.2.1 Străpungeră centrică	60
3.3.2.2 Străpungeră excentrică	63
3.3.3 Comportarea structurilor cu planșee dală sub acțiunea încărcărilor din gruparea specială	68
3.3.3.1 Sisteme structurale stâlpi-planșee dală fără rigidizări laterale	68
3.3.3.2 Sisteme structurale stâlpi-planșee dală cu rigidizări laterale	71
3.3.3.3 Răspunsul seismic al structurilor duale cu planșee dală	71

CAPITOLUL 4 - ÎMBINĂRILE STRUCTURILOR DUALE PREFABRICATE .. 74

4.1 Prefabricarea structurilor	74
4.1.1 Scurt istoric al prefabricării	74
4.1.2 Principiile prefabricării	75
4.1.3 Prefabricarea structurilor antiseismice	76
4.1.4 Avantajele prefabricării	78
4.2 Comportarea îmbinărilor	80
4.2.1 Generalități și clasificări	80
4.2.2 Comportarea sub încărcări a îmbinărilor	81
4.3 Îmbinările elementelor prefabricate liniare	82
4.3.1 Amplasarea îmbinărilor	82
4.3.2 Îmbinări de continuitate în noduri și fundații	82
4.3.3 Îmbinări de continuitate în câmp	84
4.3.3.1 Îmbinări de continuitate grindă-grindă	84
4.3.3.2 Îmbinări de continuitate stâlp-stâlp	84
4.4 Îmbinările elementelor prefabricate plane	86
4.4.1 Clasificarea îmbinărilor	86
4.4.2 Îmbinări unede nearmate și armate la elemente cu fețe profilate	89
4.4.3 Concluzii privind comportarea de ansamblu a îmbinărilor	91

CAPITOLUL 5 - STRUCTURA DUALĂ – SDPD PREZENTARE ȘI TEHNOLOGIA DE REALIZARE 93

5.1 Generalități	93
5.2 Prezentarea sistemului structural SDPD	94
5.2.1 Stâlpii prefabricați	94
5.2.2 Placa planșeului	96
5.2.3 Panoul de perete	97
5.3 Tehnologia de realizare a structurii - SDPD	98
5.4 Cronologia operațiunilor tehnologice	100

CAPITOLUL 6 - ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE SUBANSAMBLE STRUCTURALE LA CLĂDIRILE DE TIP SDPD 102

6.1 Ansamblul stâlpi – planșeu dală	102
6.1.1 Prezentarea ansamblului încercat	102
6.1.2 Dispunerea aparatelor de măsură și modul de încărcare a structurii ..	104
6.1.3 Încercarea experimentală și comportarea structurii	104
6.1.4 Interpretarea rezultatelor experimentale	107
6.1.5 Concluzii	107
6.2 Subansamblul diafragmă : panouri de perete – bulbi	108
6.2.1 Modelul experimental	108

6.2.2	Realizarea îmbinărilor	112
6.2.3	Încercări preliminare pentru realizarea îmbinării stâlpilor S1 și S2	114
6.2.4	Încărcări asupra modelului	117
6.2.4.1	Încărcarea gravitațională	117
6.2.4.2	Încărcarea orizontală	118
6.2.5	Echiparea modelului experimental	120
6.2.6	Comportarea modelului experimental	121
6.2.6.1	Apariția și evoluția fisurilor	121
6.2.6.2	Deformațiile și ductilitatea diafragmelor.....	122
6.2.6.3	Capacitatea portantă	124
6.2.7	Concluzii	124
6.3	Analiza stării de eforturi în domeniul elastic și postelastice a diafragmei	125
6.3.1	Prezentarea programului de calcul PANEL – 02	126
6.3.2	Determinarea stării de eforturi	126
6.3.3	Interpretarea rezultatelor oferite de program	130
6.3.3.1	Monolitismul diafragmei prefabricate	130
6.3.3.2	Comportarea diafragmei la încărcări orizontale	130
6.3.3.3	Comportarea îmbinărilor verticale	130
6.3.4	Concluzii	131

CAPITOLUL 7 – ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE “IN SITU” PE STRUCTURI DE TIP SDPD ETAJATE, SOLICITATE LA ÎNCĂRCĂRI DINAMICE 132

7.1	Generalități	132
7.2	Prezentarea modelului experimental	132
7.3	Cercetări teoretice	134
7.3.1	Modelarea structurii spațiale prototip	134
7.3.2	Rezultatele analizei teoretice	136
7.4	Cercetări experimentale	141
7.4.1	Obiectivele cercetărilor experimentale	141
7.4.2	Metodologia de încercare	142
7.4.3	Rezultate experimentale	143
7.4.3.1	Încercări de laborator	143
7.4.3.2	Încercări statice	143
7.4.3.3	Caracteristici dinamice	145
7.4.3.4	Încercări dinamice	145
7.4.4	Interpretarea rezultatelor experimentale	147
7.5	Determinarea în “situ” a caracteristicilor dinamice la clădirea de tip SDPD a blocului nr. 15 din ansamblul de locuințe B-dul N. Bălcescu din Deva	149
7.5.1	Prezentarea structurii	149
7.5.2	Metodologia de lucru și aparatura utilizată la măsurarea și prelucrarea datelor	150
7.5.3	Programul măsurătorilor experimentale	151
7.5.4	Rezultatele încercărilor experimentale	153
7.5.4.1	Rezultate obținute în etapa I-a	153
7.5.4.2	Rezultate obținute în etapa a II-a	157
7.5.4.3	Considerații privind comparația rezultatelor obținute în cele două etape de măsurare	160

CAPITOLUL 8 - CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE 163

8.1	Concluzii generale asupra clădirilor de tip SDPD.....	163
-----	---	-----

8.2 Concluzii privind monolitismul clădirilor tip SDPD	164
8.2.1 Monolitismului planșeului dalat și a cadrului echivalent	165
8.2.2 Monolitismul și comportarea diafragmelor de rigidizare	165
8.3 Răspunsul dinamic al clădirilor tip SDPD	166
8.3.1 Comportarea sistemului SDPD la acțiuni seismice.....	166
8.3.2 Aportul pereților neportanți la rigidizarea structurii	167
8.4 Contribuții personale	168
BIBLIOGRAFIE	170
ANEXA A	178

CAPITOLUL 1

INTRODUCERE

1.1. Construcții competitive

Prin ingeniozitatea și măiestria unor mari constructori au fost realizate în trecut construcții remarcabile, fără a exista o bază teoretică riguroasă, dar fără a se pune problema eficienței, a costurilor, a timpului de execuție, a proceselor tehnologice cu consum redus de energie și manoperă, a flexibilității funcționale în timp, a necesității de adaptabilitate etc., într-un cuvânt a amortizării rapide a investiției în timp.

În țara noastră, în prezent, toate aceste deziderate sunt obligatorii pentru a realiza construcții competitive pe piața internă și chiar externă a construcțiilor, fără a face nici un fel de rabat de la problema comportării structurale. Problema comportării structurale implică o paletă de preocupări într-o strânsă interferență și anume :

1. Concepția arhitecturală în concordanță cu o conformare structurală optimă și optimizată;
2. Proiectarea unor soluții constructive simple și clare în ce privește scurgerea încărcărilor spre terenul de fundație și a conlucrării spațiale a elementelor structurale și nestructurale;
3. Coroborarea acestor două cerințe cu o tehnologie de execuție puțin complicată, repetabilă, ce include un consum redus de energie și manoperă și un timp de execuție minim;
4. Comportare și o exploatare optimă în timp a clădirii, care să asigure un confort sporit ocupanților și costuri minime pentru reparațiile ce se impun pe parcursul vieții clădirii (reparații capitale, consolidări în urma unor încărcări excepționale).

În zonele urbane, supuse unei intense acțiuni de remodelare, problema clădirilor competitive se pune și mai acut având în vedere costurile ridicate datorită valorii terenurilor și uneori a cerințelor arhitecturale, în concordanță cu spațiul cultural și istoric existent.

În abordarea comportării structurale a clădirilor, o importanță deosebită o are faptul că activitate seismică pe teritoriului României este una din componentele principale ale proiectării construcțiilor. Activitatea seismică a zonei subcrustale (Vrancea) și a celor crustale (Banat și Făgăraș) din ultimii 30 de ani au dus la o mutație importantă în abordarea calculului antiseismic al structurilor : de la abordarea deterministă și neinstrumentală la cea probabilistă - instrumentală, bazată pe accelerograme înregistrate de rețele seismice, pe analize făcute de cercetători asupra construcțiilor avariate și pe experiența acumulată pe plan mondial. Această mutație se regăsește și în evoluția normelor pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor : STAS 9165-72, P100-78, P100-81, P100-91, P100-92.

Schimbarea de opinie în proiectarea antiseismică a dus la costuri structurale inacceptabil de mari, una din priorități devenind cea economică. Considerațiile economice cer ca energia indusă de cutremur în construcție să fie absorbită prin zone ale structurii cu ductilitate ridicată. Acest mod de comportare este specific structurilor în cadre.

Condițiile de proiectare din ce în ce mai severe impuse de norme a obligat proiectanții să caute soluții structurale cât mai adecvate comportării antiseismice, având în vedere că ductilitatea disponibilă a cadrelor nu poate fi utilizată în întregime, datorită avarierii nestructurale excesive și a efectelor de ordinul doi.

Soluția optimă ce satisface inginerii cât și arhitecții (avantaje funcționale) este cea a structurilor în cadre și diafragme rare, de rigidizare - structuri cunoscute și sub denumirile de structuri duale sau mixte.

În structurile duale diafragmele limitează deplasările laterale ale cadrelor, în timp ce la partea superioară cadrele tind să reducă deplasările laterale ale diafragmelor. Limitarea deplasărilor laterale (totale și relative) constituie un obiectiv important al proiectării antiseismice ce duce la eliminarea efectelor de ordinul doi și la reducerea avariilor elementelor nestructurale.

În pofida acestor avantaje și a faptului că structurile duale sunt întâlnite destul de frecvent în practică, au fost depuse relativ puține eforturi de cercetare pentru dezvoltarea unei metode optime de proiectare a acestor sisteme la acțiuni seismice /B.8, B.9/. Deși o mare parte a problematicii comportării structurilor duale este comună cu a structurilor în cadre (comportarea elementelor orizontale de rezistență - rigle de cadru, planșee) concepția și metodologia de proiectare specifică acestora este rămasă în urmă în raport cu celelalte tipuri de structuri.

Studii analitice asupra unor clădiri existente, cât și încercări pe platforme seismice în diferite laboratoare din lume /M.1/, /A.13/, /F.2/, /P.13/, /A.14/, /B.7/ au indicat o comportare postelastice excelentă la acțiuni seismice. De asemenea structurile duale au avut o comportare foarte bună în timpul cutremurelor puternice ce au avut loc pe glob în ultimele decenii.

Dacă din punct de vedere al conformării structurale antiseismice structurile duale sunt cele mai avantajoase, din punct de vedere arhitectural, al utilizării spațiului, a flexibilității funcționale în timp, un sistem constructiv corespunzător, în special la clădirile de locuit și social-administrative, este cel format din stâlpi și planșee dală. Sistemul a apărut, cu șapte decenii în urmă, prin eliminarea capitulurilor planșeelor ciupercei, obținându-se remarcabile avantaje în ce privește economia de manoperă și de durată de execuție.

Cu toată simplitatea sistemului structural, solicitările în structurile dală sunt complexe și greu de stăpânit, deoarece rigiditatea redusă la acțiunile orizontale se cumulează cu fenomenul de străpungere excentrică ce apare sub acțiunea încărcărilor gravitaționale și orizontale. În țara noastră majoritatea încercărilor experimentale au avut ca obiect studiul fenomenului de străpungere. Doar câteva programe experimentale au vizat studiul comportării de ansamblu a structurilor cu planșee dală. Nu dispunem încă, în ciuda tentativelor făcute, de un normativ oficializat pentru calculul planșeelor dală și a structurilor cu planșee dală.

Din acest motiv și din unele considerente de ordin tehnologic, în ciuda avantajelor ce le au aceste structuri, clădirile cu planșee dală nu și-au găsit încă o aplicare pe scară largă la noi în țară, pe măsura celei din străinătate.

Deși în străinătate sistemul structural stâlpi-planșee dală este agreat și des folosit, numeroasele cercetări teoretice și experimentale efectuate până în prezent nu au reușit să fundamenteze pe deplin utilizarea structurilor formate din stâlpi și planșee dală la acțiuni orizontale importante, cercetările privind comportarea în domeniul postelastice fiind insuficiente. Acest lucru a fost demonstrat pe deplin de accidente grave care au avut loc la ultimele mari cutremure și putem cita:

- prăbușirea clădirii J.C. Pinney la cutremurul din 1964 din Alaska, datorită comportării slabe a nodurilor placă – stâlp;
- cedarea blocului San Jose din Caracas la cutremurul din 1967 datorită modului de conlucrare dintre planșee dală și celelalte elemente structurale;
- avarii importante la structurile dală în timpul cutremurului din 1971 din San Fernando și din 1972 din Managua;
- prăbușirea Centrului de Calcul din cadrul MTTC la cutremurul Vrancea din 1977; în lucrarea se subliniază că factorii care au contribuit la prăbușire au fost determinați de fenomene dinamice și postelastice impuse de cutremur;
- prăbușirea a câtorva clădiri cu structura în stâlpi și planșee dală din Atena la recentul cutremur din 2000.

Se pare că aceste clădiri au o rigiditate redusă la încărcări orizontale, încărcări ce în plus accentuează fenomenul de străpungere excentrică, ceea ce impune limitarea regimului de înălțime la 2...3 niveluri și unele limitări de utilizare pentru diferite zone seismice.

Datorită avantajelor deosebite pe care le au structurile dală, în ultimul deceniu s-au intensificat cercetările experimentale /M.16/, /H.2/, /R.2/, /D.4/, C.17/, /M.3/ privind acest sistem

constructiv, în ce privește îmbunătățirea rigidității laterale și a diminuării fenomenului de străpungere excentrică. Astfel, pentru clădiri cu peste 2...3 niveluri și pentru amplasamente cu intensitate seismică ridicată, sistemul structural stâlpi-planșee dală s-a cuplat cu diafragme rare, realizându-se un sistem dual **stâlpi-planșee dală-diafragme rare, fără sau cu grinzi marginale**.

Cercetări teoretice și experimentale vizând acest sistem structural, s-au făcut și la noi în țară în ultimii ani /O.2/ și s-a pus în evidență comportarea îmbunătățită a structurilor dală clasice, însă problemele de conlucrare, de asigurare a transmiterii solicitărilor la elementele componente structurale și în special comportarea postelastice la solicitări complexe rămân probleme deschise ce necesită testări experimentale riguroase. Rigiditatea elementului planșeu capătă o importanță deosebită, fără de care nu există posibilitatea de a stăpâni cantitativ încărcarea cu sarcini orizontale a elementelor verticale (diafragme și stâlpi), iar ieșirea din lucru a unora dintre acestea poate duce la cedări locale sau chiar la colaps general.

Competitivitatea în construcții implică obligatoriu și reducerea la minimum a timpului de execuție pentru ca recuperarea investiției să înceapă cât mai devreme. Acest lucru impune prefabricarea parțială sau totală a structurilor, prefabricare ce are și alte numeroase avantaje în ce privește toleranțele și calitatea betoanelor din elementele structurale și a finisajelor acestor elemente.

Prefabricarea structurilor a fost și rămâne o problemă de actualitate pe plan mondial, deși la noi a fost diminuată după 1989. Abandonul s-a datorat lipsei tehnologiilor performante, prefabricarea vizând detalii de îmbinări și execuție de mare precizie pentru a fi competitivă.

Problematika îmbinărilor structurilor prefabricate a fost abordată în ultimii ani de specialiștii europeni în cadrul primului workshop COST C1 "Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections" la Strasburg în 1992 și la colocviul IABSE de la Istanbul din 1996.

Un astfel de sistem structural dual cu planșee dală, integral prefabricat, care îmbină toate avantajele prezentate mai sus, a fost conceput și materializat în cadrul Institutului de Proiectări I.P.H.- Deva, de un colectiv de proiectanți condus de autorul acestei disertații, în colaborare cu T.A.G.C.M.H.- Deva, între anii 1985-1987.

Sistemul structural, numit în continuare "**Structură duală prefabricată Deva – SDPD**", cu un procedeu de montaj propriu, are caracter de noutate tehnică și constituie obiectivul acestei teze de doctorat.

Structura SDPD fiind o structură cu tehnicitate ridicată la care se aplică metode noi de conformare, proiectare și execuție a fost analizată și expertizată pe parcursul a mai multor ani, autorii soluției aducând o serie de perfecționări sistemului, corelate cu condițiile de execuție și necesitățile de ordin tehnologic care să elimine orice eroare în execuție ce ar afecta rezistența și stabilitatea clădirii.

1.2. Scopul și obiectivul tezei de doctorat

Teza structurată pe patru părți are ca scop promovarea structurii SDPD, convingând arhitecții și proiectanții pe baza studiilor teoretice și experimentale prezentate, de flexibilitatea ei de modelare arhitecturală și schimbare de funcționalitate în timp, de simplitatea și acuratețea acestei structuri în modul ei de conformare, de comportare sub încărcările grupării fundamentale și speciale, de execuție și exploatare.

Prima parte teoretică cuprinde capitolele 2, 3 și 4. Capitolul 2 prezintă comportarea structurilor etajate sub acțiunea încărcărilor, referindu-se la structurile flexibile în cadre, la cele rigide în diafragme și la structurile duale. În capitolul 3, în concordanță cu literatura de specialitate din țară și din străinătate, se prezintă comportarea sub acțiunea încărcărilor a structurilor duale cu planșee dală, monolite și prefabricate. Capitolul 4 prezintă problematica îmbinărilor structurilor duale prefabricate.

Partea a doua, ce include capitolul 5, este o prezentare a structurii SDPD din punct de vedere a conformării, a elementelor structurale ce o compun și a tehnologiei de realizare a ei.

Partea a treia - capitolul 6 și 7 – se referă la expertizarea și testarea experimentală a noului tip de structură propusă, având în vedere lipsa unor prescripții de proiectare specifice sistemului adoptat. Capitolul 6 cuprinde încercările experimentale efectuate pe subansamblele portante ale structurii SDPD și anume sistemul stâlpi – planșeu dală și diafragme;

Încercarea ansamblului stâlpi-planșeu dală, coordonată de autor, s-a efectuat “in situ” pe un tronson de clădire, în cadrul contractului de colaborare nr. 1953/1985, încheiat între IPH - Deva, în colaborare cu TAGCMH - Deva și ICCPDC - Filiala INCERC - Timișoara și a avut ca scop urmărirea comportării sub încărcări statice gravitaționale a ansamblului structural și a îmbinărilor până la limita de rupere. Tot în acest context, a comportării îmbinărilor specifice structurii SDPD, autorul a coordonat încercările experimentale pe modele la scară naturală a îmbinării stâlp – stâlp de tip baionetă, în cadrul contractului nr. 1407/1986, încheiat între IPH – Deva și INCERC – Filiala Timișoara. Acest tip de îmbinare a fost folosit în soluția structurală de tip SDPD aplicată la clădirile din Ansamblul de locuințe str. Lenin din Deva.

Ansamblul stâlpi – panouri de perete (diafragme cu bulbi, realizate prin tehnologia elaborată de autor) s-a testat într-un program experimental desfășurat la Filiala INCERC Cluj – Napoca, pe baza contractului nr. 10288/1988 și a avut ca scop urmărirea comportării de ansamblu a diafragmelor la, solicitări ciclice alternante și urmărirea concomitentă a comportării îmbinărilor dintre elementele prefabricate componente ale diafragmelor.

Încercările experimentale efectuate pe structuri de tip SDPD etajate, solicitate la încărcări alternante de tip seism, sunt prezentate în capitolul 7. Ele au la bază două contracte de cercetare și colaborare și anume:

- contractul nr. 4344/1986 dintre IPH – Deva și INCERC – București, ce a avut ca obiect încercarea “in situ” a blocului nr. 15 din ansamblul de locuințe B-dul Nicolae Bălcescu din Deva, cu regim de înălțime P + 4E, pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale structurilor de rezistență a blocului;
- contractul de colaborare nr. 10451/1987 între IPH – Deva, CPCP – București și ICCPDC – Filiala Iași, pe baza căruia s-au încercat pe platforma seismică de 140 tf de la Iași, un model prototip pentru o structură P + 4E pentru a se analiza comportarea lui la acțiuni dinamice de diferite forme și intensități.

Ultima parte cuprinde capitolul 8 și prezintă concluziile generale asupra problemelor teoretice și experimentale studiate și contribuțiile personale ale autorului la elucidarea problematicii referitoare la structurile de tip SDPD.

Teza de doctorat are în cuprinsul ei 170 de figuri, o anexă cu tabele și grafice și diagrame ce însoțesc capitolele experimentale și are la bază un număr de 171 titluri bibliografice.

COMPORTAREA STRUCTURILOR ETAJATE DIN BETON ARMAT SUB ACȚIUNEA ÎNCĂRCĂRILOR

2.1 Generalități

Comportarea structurilor de rezistență a construcțiilor, la acțiunea încărcărilor exterioare, reprezintă un fenomen complex. De modul în care este intuit și interpretat fenomenul și de modul în care este evaluat răspunsul structurii la acțiunile ce se exercită asupra sa, depinde buna comportare în exploatare a construcției.

În acest context o construcție rezistă acțiunilor exterioare ca un ansamblu solitar, răspunsul său fiind rezultatul conlucrării tuturor elementelor structurale și nestructurale. Dacă interacțiunea elementelor nestructurale cu structura de rezistență este luată în considerare în proiectare în cazuri restrânse (analiza postelastice a structurilor antiseismice cu programe performante de calcul), conlucrarea ansamblurilor structurale nu mai poate fi neglijată, o structură având o dimensiune spațială /A.16/, /D.8/.

Structura spațială rezultă, în principiu, din conlucrarea a trei categorii de ansambluri structurale plane, dispuse de obicei ortogonal :

- ansambluri structurale verticale transversale ;
- ansambluri structurale verticale longitudinale ;
- ansambluri structurale orizontale (planșee).

Ansamblurile structurale verticale sunt alcătuite din elemente liniare (grinzi, stâlpi, cadre) și plane (diafragme).

După ponderea acestora structurile se pot clasifica în :

- structuri în cadre – un sistem alcătuit din stâlpi din beton armat dispuși pe cât posibil regulat, care conlucrează cu grinzile și planșeele din beton armat pentru preluarea forțelor gravitaționale și a celor orizontale provenite din vânt sau din seisme;

- structuri în diafragme sau sistem “fagure” – un sistem alcătuit din pereți structurali din beton armat;

- structuri în cadre și diafragme, care pot fi împărțite în :

- cadre cu diafragme rare sau sistem cadre – diafragme, numite și sistem structural dual – un sistem în care cadrele și diafragmele cooperează în proporții cuprinse între 30 % - 60 % la preluarea solicitărilor orizontale;

- diafragme cu cadre – un sistem la care aportul cadrelor la preluarea încărcărilor orizontale este mic, putând fi neglijat (diafragme sistem “celular”) ;

O bună parte a teritoriului țării noastre este supus activității seismice, motiv pentru care proiectarea construcțiilor în aceste zone trebuie să se facă nu numai pe baza criteriilor de rezistență și stabilitate la încărcări statice, ci și pe baza comportării lor dinamice.

La construcțiile la care solicitările produse de încărcările orizontale sunt moderate, astfel că se poate conta că sub acțiunea lor structura de rezistență lucrează în general în stadiul elastic, criteriile determinante la dimensionarea și armarea structurii se rezumă la asigurarea capacității portante și a rigidității necesare, la încărcările de calcul.

În cazul construcțiilor supuse la solicitări seismice importante, sub acțiunea cărora incursiunile în domeniul plastic a elementelor structurale ale construcției sunt inevitabile (în

condițiile unei dimensionări economice) intervine în plus și cerința de a se conferi structurii o capacitate de deformare postelastice suficientă pentru ca energia indusă de seism să poată fi absorbită fără riscul de cedare. Criteriile stării limită ultime nu se referă numai la capacitatea de disipare a energiei sistemului structural, ci și la nivelul avarierii.

Fiind vorba de consumul unei energii, trebuie să se țină seama de ambele componente ale acesteia (fig. 2.1) :

- capacitatea portantă, caracterizată prin forța orizontală capabilă maximă P_{max} - pentru încărcările gravitaționale ;
- capacitatea de deformare elasto - plastică, caracterizată prin deplasarea orizontală maximă - Δ_{max} - la care se atinge stadiul de cedare.

Intr-un calcul mai detaliat, pornind de la condiția ca pe toată durata mișcării seismice energia indusă de cutremur să nu depășească pe cea pe care o poate absorbi structura prin deformare, se poate stabili o corelație între capacitatea portantă și cea de deformare /A.10/, /C.12/ considerând două variante de dimensionare :

- $P_1 - \Delta_1$ ce ia în considerare valoarea Δ_{max} ;
- $P_2 - \Delta_2$ ce ia în considerare valoarea P_{max} .

Cele două diagrame de absorbție a energiei seismice sunt prezentate în figura 2.1.

În prescripțiile de proiectare antisismică destinate calculelor uzuale, această corelare este abordată în mod simplificat prin stabilirea unor valori convenționale adecvate pentru forțele orizontale seismice de calcul și prin reguli de dimensionare și alcătuire constructivă, prin a căror respectare se admite că este realizată ductilitatea necesară, fără a se cere o verificare a ei prin calcul, decât la structurile de o importanță deosebită.

Proiectarea antisismică a structurilor este reglementată , la noi în țară, prin normativul P 100-92, care abordează acest mod simplificat pentru calculele uzuale ale structurilor antisismice. Incursiunile postelastice se permit însă cu asigurarea unei rigidități suficiente la deplasări laterale în măsură să limiteze, la valori admisibile, atât deplasările absolute cât și pe cele relative, încât să se producă doar degradări locale (controlate și reparabile) la elementele structurii de rezistență. Degradări mai extinse, dar care nu pun în pericol vieți omenești sau valori materiale importante, se admit la elementele nestructurale.

Acest lucru se obține prin realizarea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei sub acțiuni seismice de intensitate ridicată, oferind o ductilitate adecvată structurii și elementelor componente ale ei.

Ductilitatea unei structuri sau a unui element din beton armat este o caracteristică a comportării în domeniul postelasic și reprezintă aptitudinea de a dezvolta deformații plastice importante înainte de rupere.

Întrucât la elementele cadrelor și diaframelor solicitarea preponderentă este încovoierea ductilitatea se realizează prin deformațiile de curgere ale armăturilor întinse.

Pentru a înzestra structura cu o absorbție mare de energie și capacitate de disipare a ei, concomitent cu asigurarea ductilității, este necesar să eliminăm sursele potențiale de cedare a

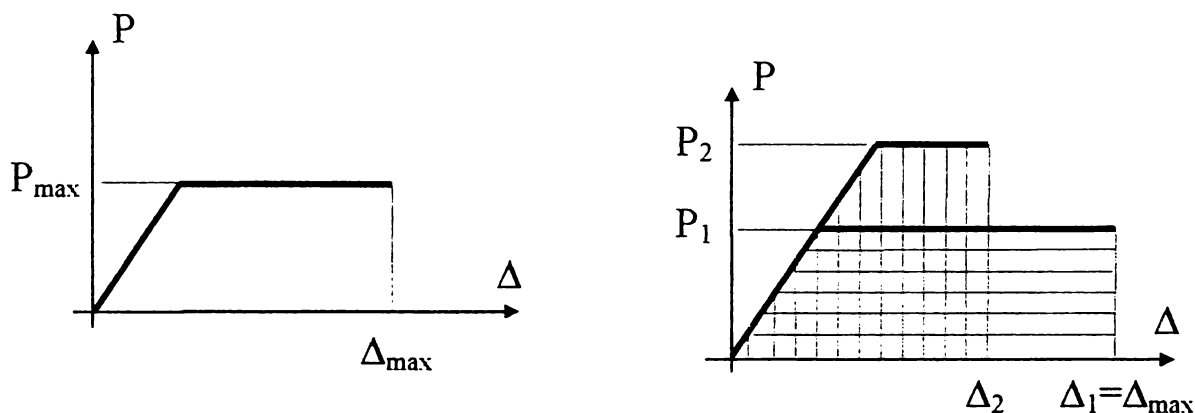


Fig.2.1 Diagrame de absorbție a energiei seismice

structurii: zdrobirea prematură și forfecarea betonului, pierderea bruscă a aderenței și a ancorării armăturilor, precum și posibilitatea apariției instabilității dinamice datorită deplasărilor laterale mari.

Pentru a respecta dezideratele prezentate mai sus, la proiectarea unui sistem structural antiseismic trebuie examinate următoarele proprietăți principale:

- rigiditatea;
- capacitatea de rezistență mecanică;
- ductilitatea.

O anumită rigiditate este necesară pentru prevenirea avarierii elementelor ce nu sunt de rezistență (fațade, pereți de compartimentare, tâmplării, placaje etc.) în cazul unor cutremure frecvente, relativ slabe.

O anumită capacitate de rezistență mecanică este necesară pentru asigurarea unei comportări elastice a structurii în cazul unor seisme ceva mai puternice, evitând avarierea structurii și limitând gradul de avariere a elementelor nestructurale.

Asigurarea unei ductilități suficiente este necesară pentru ca, în cazul seismelor puternice, avariile, ce se produc în mod inevitabil în sistemul structural, să poată fi remediate în condiții acceptabile din punct de vedere economic, iar colapsul să fie exclus, chiar și în cazul seismului celui mai puternic luat în considerație (seismul de calcul).

Rigidității, capacității de rezistență mecanică și ductilității li se pot acorda importanțe diferite în cazul unor structuri diferite, în funcție de importanța acordată consecințelor produse de seisme, încadrând construcția în categorii și clase de importanță adecvate conform normelor în vigoare.

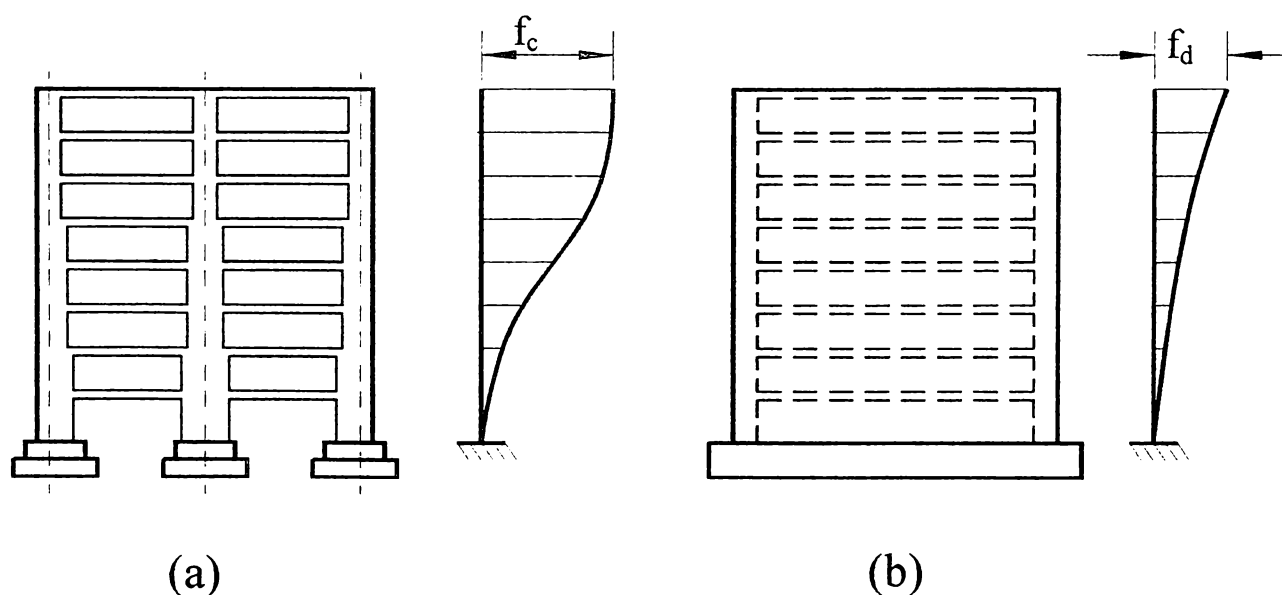


Fig. 2.2 Deformata cadrelor și a diafragmelor

2.2 Structuri flexibile – cadre

2.2.1 Comportare antiseismică

Cadrelor structurilor multietajate, sub acțiunea încărcărilor orizontale, au o comportare în domeniul elastic ca a unei console, deformata prezentând un punct de inflexiune așa cum se arată în figura 2.2.a.

Incursiunea postelastice a structurii (o dată cu creșterea încărcării orizontale) duce la apariția unor zone critice puternic plasticizate. Momentele de plasticizare, ce caracterizează o astfel de zonă, sunt egale cu momentele încovoietoare corespunzătoare atingerii limitei de curgere ale armăturilor întinse.

În schemele simplificate de analiză postelastice, aceste zone ce se dezvoltă pe o lungime echivalentă de calcul l_p , se înlocuiesc printr-o secțiune critică plasticizată numită "articulație plastică". Secțiunea critică este amplasată la mijlocul lungimii l_p .

Starea de solicitare într-o articulație plastică este caracterizată de diagrama moment-curbură indicată în figura 2.3, având în vedere că rotirea unei secțiuni este aproximativ egală cu curbura ei.

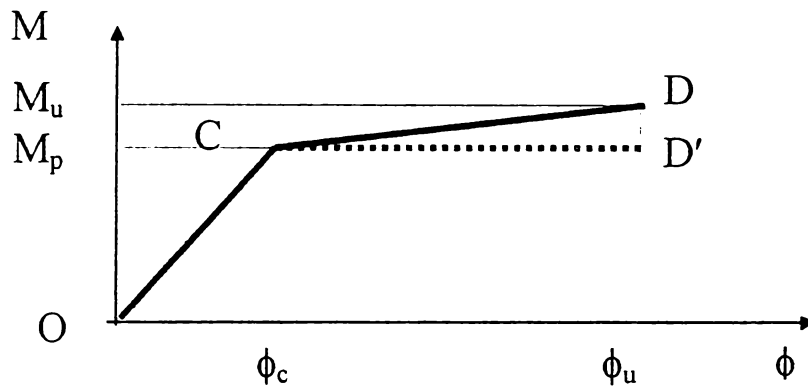


Fig.2.3 Diagrama moment - curbură

În figura 2.3 s-au folosit notațiile :

M_u este momentul încovoietor în starea limită de rezistență (ultimă) ;

M_p - momentul de plasticizare sau curgere ;

ϕ_u - curbura ultimă, în starea limită de rezistență ;

ϕ_c - curbura la intrarea în curgere a armăturii ;

În literatura de specialitate [P.20] se arată că diferența între momentul de rupere M_u și momentul de plasticizare M_p este cuprinsă între 2% și 14%, la secțiunile solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică cu mare excentricitate. În mod convențional deci, se poate admite fără a se comite erori prea mari, că momentul încovoietor crește proporțional cu curbura până la valoarea M_p , după care are loc rotirea plastică a secțiunii sub acțiunea momentelor de rupere sau ultime, a căror valoare se consideră neschimbată până la strivirea zonei comprimate a betonului. Diagrama $M - \phi$, ce se obține în urma acestei simplificări, este indicată în fig. 2.3 prin punctele O C D'. Această simplificare permite ca momentele plastice ale acestor secțiuni să se ia egale cu momentele capabile ale secțiunilor.

Capacitatea de rotire a unei articulații plastice este caracterizată de creșterea curburii, în dreptul secțiunii critice respective, de la valoarea ϕ_c la valoarea ϕ_u , adică de curbura plastică ϕ_p . Această capacitate de rotire, de disipare a energiei induse în structură, se extinde pe o zonă plastică de lungime echivalentă l_p .

Dezvoltarea unei articulații plastice și lungimea ei echivalentă este arătată în figura 2.4.

Lungimea l_p a zonei plastice se poate determina prin calcul, pornind de la relațiile efort axial-moment-curbură. Cercetări experimentale au arătat însă că l_p este influențată și de alți factori, ce duc la o dezvoltare a zonei plastice pe o lungime mai mare decât cea rezultată dintr-un astfel de calcul și anume :

- lunecările inevitabile ale armăturilor întinse ;
- influența forței tăietoare ce se manifestă prin panta diagramei de momente, reflectată și în forma diagramei curburilor și prin apariția fisurilor înclinate ce determină o creștere a lungimii l_p .

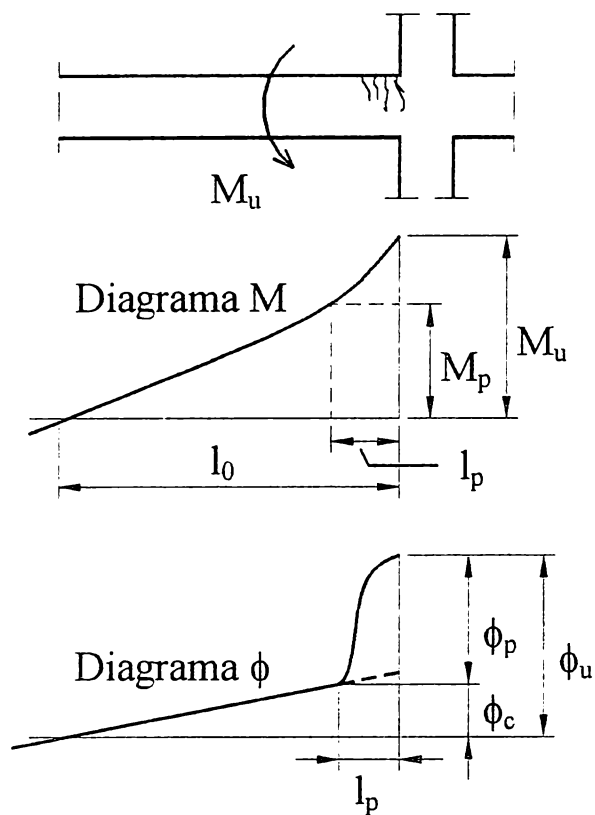


Fig. 2.4 Lungimea plastică

Din aceste motive lungimea l_p este dată de diferiți autori prin expresii semiempirice sau empirice. Se precizează în continuare câteva din aceste expresii.

• A. L. L. Baker /B.1/, inițiatorul calculului în stadiul plastic pentru structurile din beton armat, propune expresia :

$$l_p = k_1 k_2 k_3 h_o (l_o / h_o)^{1/4} \cong (0,4 \dots 2,4) h_o \quad (2.1)$$

unde :

l_o este distanța de la secțiunea critică (moment încovoietor maxim)

până la secțiunea de moment încovoietor nul (vezi fig. 2.4) ;

h_o - înălțimea utilă a secțiunii transversale ;

k_1 - coeficient ce caracterizează calitatea armăturii ;

k_2 - coeficient ce introduce influența forței axiale ;

k_3 - coeficient ce caracterizează calitatea betonului ;

• Corley, Mattock și Sawyer /M.12/ dau expresii de forma :

$$l_p = \alpha h + \beta l_o \quad (2.2)$$

în care :

h - este înălțimea secțiunii din beton ;

α - coeficient numeric cu valorile 0,5 după Corley, 0,4 după Mattock și 0,25 după Sawyer ;

β - coeficient numeric cu valorile 0,05 după Corley și Mattock și 0,075 după Sawyer ;

l_o - cu semnificația de la rel.(2.1).

• Petcu V. /P.18/ apreciază următoarele valori pentru lungimea l_p :

$$l_p = 0,0125 l \quad (2.3)$$

dacă pe o deschidere încărcată a elementului articulația plastică se formează de o singură parte a reazemului, l fiind deschiderea de calcul a câmpului în care se formează articulația plastică ;

$$l_p = 0,025 l \quad (2.4)$$

dacă în situația de mai sus se formează articulații plastice de ambele părți ale reazemului, l fiind în acest caz media deschiderilor adiacente reazemului ;

$$l_p = 0,05 l \quad (2.5)$$

dacă se formează articulații plastice de ambele părți ale reazemului și deschiderile sunt neîncărcate ;

- Bob C. / A.21 / propune pentru solicitarea la încovoiere următoarea relație :

$$l_p = \frac{\xi + 1}{2} \left[1 - 4(\xi - \xi^2) \left(1 - 2 \frac{h_o}{l_o} \right) \right] l_o \cong (1,0 \dots 2,0) h_o \quad (2.5)$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \mu \frac{\sigma_c}{R_i} \quad (2.6)$$

$$l_o = \beta l \quad (2.7)$$

unde:

- μ este coeficientul de armare ;
- σ_c - limita de curgere a armăturii întinse ;
- R_i - rezistența la compresiune din încovoiere a betonului ;
- l - deschiderea de calcul a elementului ;
- β - coeficient ce depinde de distribuția diagramei de momente încovoietoare, egal cu 1,0 pentru zone de moment constant, cu 0,3 pentru o variație liniară a momentului încovoiator și cuprins între 0,10...0,15 când articulația plastică se dezvoltă de o singură parte asecțiunii critice.

- Park R. și Paulay T. /P.7/, /P.17/ recomandă pentru stâlpii structurilor în cadre relația :

$$l_p = (0,5 \dots 1,0) h \cong 0,7 h \quad (2.8)$$

unde h este înălțimea secțiunii transversale a stâlpului.

- Normele noastre /S.6/ indică o valoare cel mult egală cu de două ori înălțimea secțiunii grinzii.

2.2.2 Ductilitatea cadrelor

Noțiunea de ductilitate reprezintă capacitatea unui element sau a unui sistem structural de a se deforma plastic, păstrându-și nealterată capacitatea de rezistență. În funcție de punctul de vedere adoptat, local sau global, și în funcție de modul de definire a ductilității, rezultă valori numerice foarte diferite. Acestea diferă mult atât ca valoare absolută cât și ca semnificație.

La baza diferitelor definiții, respectiv tipuri de ductilitate, se consideră totdeauna o comportare elasto-plastică ideală, chiar dacă comportarea reală se abate de la aceasta. Comportarea idealizată poate fi calculată din comportarea reală cu ajutorul principiilor prezentate în figura 2.5.

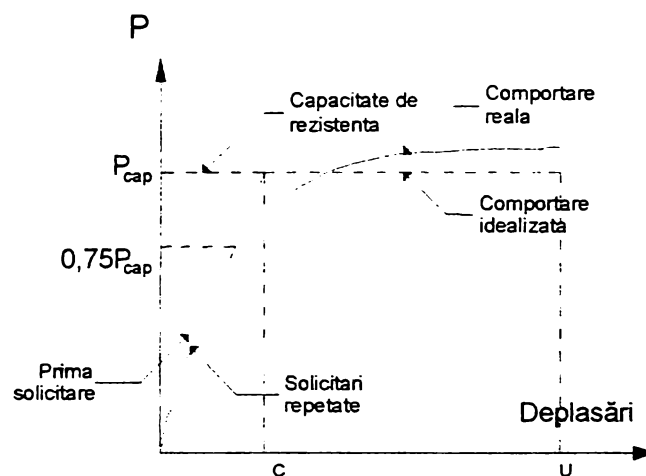


Fig. 2.5 Definiția relației simplificate biliniare dintr-o curbă forță-deplasare stabilită experimental sau prin calcul

În general, modul de dezvoltare a deformațiilor funcție de încărcări corespunde curbei de comportare reală prezentată în figura 2.5, care nu se modifică substanțial în cazul unor solicitări ciclice. Pentru simplificarea modelelor matematice, această curbă este înlocuită cu o variație ideală biliniară, adică ideal elasto-plastică. Pe curba simplificată se definesc, în mod convențional, punctele corespunzătoare începutului curgerii (aproximativ $0,75P_{cap}$ după T. Paulay /P.15/) și deplasarea corespunzătoare curgerii Δ_c funcție de o valoare acceptată a forței capabile în domeniul postelastice P_{cap} .

Modul de stabilire a valorii Δ_c are o importanță hotărâtoare, ea având rolul unei valori de referință în definirea ductilității. Propunerea referitoare la modul de definire a deplasării de curgere Δ_c (regăsită în toată literatura de specialitate) se bazează pe faptul că forța capabilă poate fi, de regulă, calculată fără dificultăți. Rigiditatea elastică idealizată este în corelație cu punctul $0,75P_{cap}$. La această valoare a forței laterale P fisurarea betonului se consideră încheiată, iar influențele pronunțat neliniare sunt încă relativ mici. Deplasarea de curgere Δ_c va fi stabilită în ipoteza unei rigidități constante până la atingerea forței capabile P_{cap} . Rigiditatea inițială simțitor mai mare, este lipsită de importanță pentru calculul la acțiuni seismice.

Pe baza acestor principii, aprecierea ductilității elementelor structurale sau a sistemelor structurale se poate face în patru moduri /P.8/.

Ductilitatea de deformație specifică - μ_ϵ

Pentru definirea ei se utilizează curba caracteristică a materialului

$$\mu_\epsilon = \epsilon / \epsilon_c \leq \mu_{\epsilon,lim} = \epsilon_u / \epsilon_c \quad \text{unde } \epsilon > \epsilon_c \quad (2.9)$$

Valoarea μ_ϵ arată cât de mare este deformația specifică efectivă a materialului ϵ , față de cea de la începerea curgerii ϵ_c . Deformație specifică efectivă ϵ nu trebuie să depășească deformație specifică limită de calcul, ultimă, ϵ_u , rezultând ductilitatea limită ϵ_u / ϵ_c .

Cu toate că ductilitatea de material constituie baza comportării ductile a elementelor și a sistemelor structurale, ea nu se utilizează direct în calculele uzuale, ceilalți factori de ductilitate raportați la secțiune sau sistem sunt mai semnificativi pentru scopurile practice.

Ductilitatea de curbură sau secțională - μ_ϕ

Pentru definirea ductilității de curbură se folosește unghiul de rotire între două secțiuni - ϕ , conform figurii 2.6.

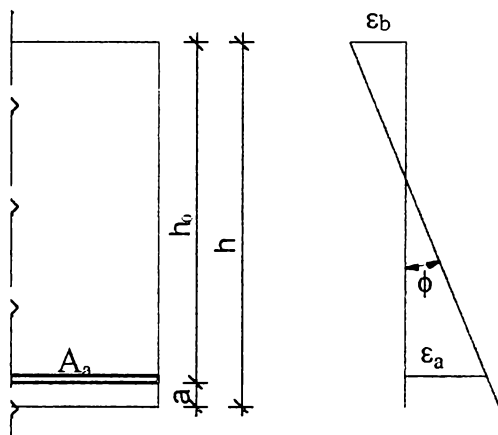
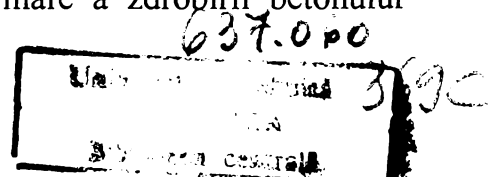


Fig.2.6 Curbură secțiunilor de beton armat

$$\mu_\phi = \phi / \phi_c \leq \mu_{\phi,lim} = \phi_u / \phi_c \quad (2.10)$$

Sub acțiunea unui moment crescător, la o anumită valoare a curburii ϕ_c (corespunzătoare lui $\epsilon_a = \epsilon_c$) începe deformarea plastică. Până la cedarea secțiunii, ca urmare a zdrobirii betonului



comprimat, unghiul de rotire ϕ poate crește încă mult. Curbura efectivă ϕ nu poate depăși curbura limită, ultimă, ϕ_u corespunzătoare deformației specifice ultime admise $\epsilon_{au} = 50 \%$. De aici rezultă ductilitatea de curbură limită de calcul ϕ_u / ϕ_c . Ea este în mare măsură dependentă de secțiune, de limita de curgere a armăturii și de proprietățile betonului /P.7/.

Ductilitatea de rotire - μ_θ

Pentru definirea acestei ductilități se utilizează unghiul de rotire a articulației plastice θ .

$$\mu_\theta = \theta / \theta_c \leq \mu_{\theta,lim} = \theta_u / \theta_c \quad \text{unde } \theta > \theta_c \quad (2.11)$$

Rotirea θ reprezintă rotirea efectivă a articulației plastice, între rotirea corespunzătoare intrării în curgere a armăturii întinse θ_c și θ_u – rotirea corespunzătoare deformației specifice limită admisă de norme ($\epsilon_{au} = 50 \%$).

Ductilitatea de deplasare - μ_Δ

Ductilitatea de deplasare, definită ca raport de deplasări conform relației 2.12, este o proprietate foarte importantă a unui sistem structural sau a unui element structural ea fiind **ductilitatea totală, globală** a sistemului sau a elementului structural.

$$\mu_\Delta = \Delta / \Delta_c = \mu_{\Delta,lim} = \Delta_u / \Delta_c \quad \text{unde } \Delta \leq \Delta_u \quad (2.12)$$

Determinarea ductilității globale μ_Δ se bazează pe principiul lucrului mecanic egal efectuat de sistem într-o comportare elastică și elasto-plastică, conform figurii 2.7, având la bază ipoteza că lucrul mecanic produs prin deplasare în sistem, în ambele comportări, este egal.

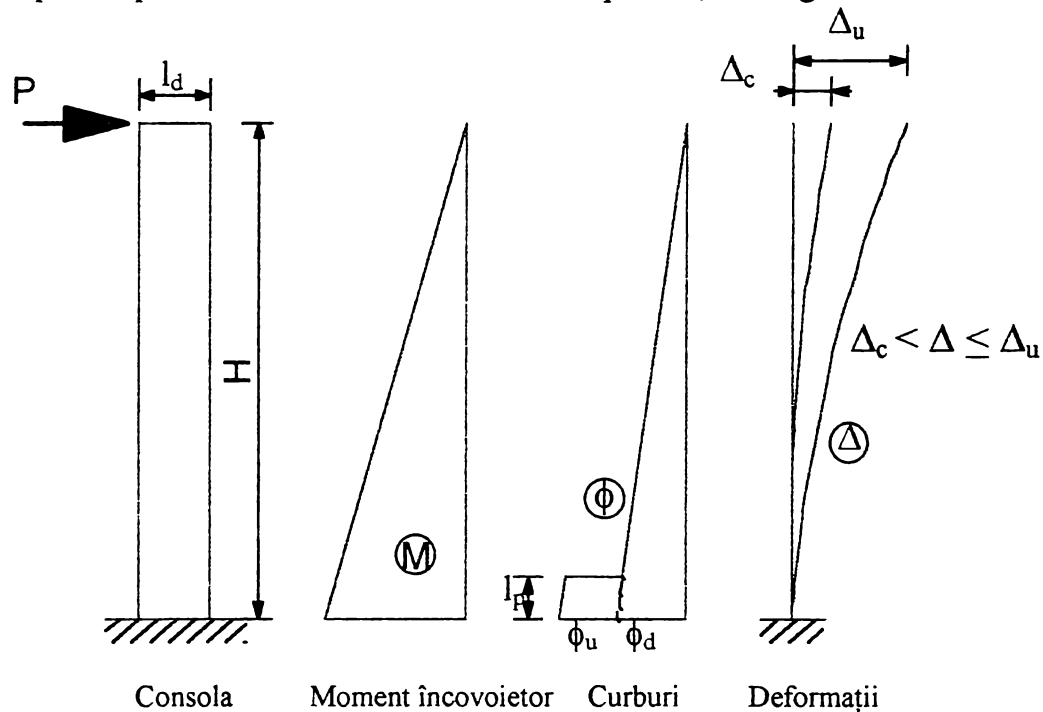


Fig. 2.7 Consola cu o forță concentrată în starea de curgere

La construcțiile multietajate, de regulă, Δ reprezintă deplasarea orizontală la vârful sistemului structural. Trebuie subliniat faptul că deplasarea Δ_c , considerată ca mărime de referință, nu corespunde începerii deformației plastice în prima articulație plastică. La un sistem structural complex este dificil de concretizat momentul începerii deformațiilor plastice, deoarece anumite articulații (de la nivelurile inferioare ale structurii) se pot manifesta foarte timpuriu, în timp ce în elementele structurale aflate la nivelurile superioare ale structurii se poate ca apariția fisurilor să nu

fie încă încheiată. Fiecare articulație plastică nou formată contribuie puțin la reducerea rigidității totale. Aceasta face să existe o trecere continuă din domeniul de comportare elastică globală la cel de comportare plastică.

Practica de proiectare utilizează deplasarea Δ_c stabilită conform figurii 2.5 pentru o *comportare elasto-plastică idealizată*, dar se va acorda o atenție deosebită definirii începutului deformațiilor plastice Δ_c a sistemului structural generalizat, idealizat, pe baza datelor experimentale sau a valorilor indicate de norme.

Ductilitatea capabilă și ductilități locale ale sistemelor structurale

Ductilitatea capabilă se exprimă printr-o ductilitate de deplasare μ_Δ și caracterizează comportarea globală a sistemului. Valoarea acestei ductilități se deduce din deformațiile inelastice a tuturor zonelor plastice care se dezvoltă în întreaga structură. Criteriul de stabilire a ductilității globale admise este limitarea deplasărilor de nivel și limitarea avariilor.

Ductilitatea capabilă a structurilor din beton armat a fost studiată, în programe extinse, în Noua Zeelandă pe baza unor cercetări experimentale laborioase. Redăm mai jos o încadrare a structurilor din beton armat în clase de ductilitate funcție de ductilitatea de deplasare /P.8/:

Tabelul 2.1 Ductilitatea capabilă a structurilor

Clase de ductilitate	Cadre	Diafragme
	Factor de ductilitate μ_Δ	
Puțin ductile (elastice)	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Ductilitate limitată	3,5	3
Ductile	6	5

O ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta = 3$ corespunde, în cazul cadrelor obișnuite, unei deplasări totale de $h/100$, adică 1 % din înălțimea etajului /P.8/. Anumite norme limitează deplasările de nivel la 2 % din înălțimea etajului, ceea ce corespunde cu aproximație unei ductilități $\mu_\Delta = 6$, iar la structurile în cadre foarte flexibile, amplasate în zone cu seismicitate mare, la $h/300$ /P.25/.

Normele noastre /NP 007-97/ limitează deplasările relative de nivel la $h/(285 - 145)$, funcție de tipul pereților nestructurali.

Nerespectarea acestor limitări poate diminua puternic capacitatea de rezistență la acțiuni seismice a structurii prin așa numitul *efect P - Δ* ceea ce înseamnă, de fapt, apariția momentelor suplimentare de ordinul 2 $P \times \Delta$. Acestea generează la rândul său deplasări suplimentare, care pot duce în anumite condiții la instabilitate și la colapsul structurii /C.6/.

Un cadru cu forțele gravitaționale P_g prezintă o scădere a efortului, capabil disponibil pentru preluarea acțiunii seismice, în jur de $P_g \mu_\Delta \Delta_c / h$. Există două posibilități pentru combaterea efectului P - Δ :

- reducerea deplasării la începutul curgerii Δ_c (mărirea rigidității);
- alegerea unei ductilități mai mici de deplasare μ_Δ pentru stabilirea forțelor seismice de calcul (mărirea efortului capabil).

Dacă forțele seismice de calcul s-au stabilit cu ajutorul unor valori μ_Δ ce respectă indicațiile de mai sus și sistemul structural a fost proiectat cu o rigiditate suficientă (pentru limitarea deplasării la curgere Δ_c) deplasarea maximă a structurii poate fi apreciată la $\Delta_{max} = \mu_\Delta \Delta_c$. Această valoare poate fi utilizată pentru aprecierea comportării sistemului structural din punct de vedere al modului de dezvoltare a degradărilor și avariilor.

S-a văzut că ductilitatea capabilă a structurii depinde de deformațiile inelastice dezvoltate în toate zonele plastice ale ei. Ductilitatea acestor zone se exprimă prin ductilitatea de rotire sau prin ductilitatea de curbura numită și ductilitate secțională.

În lucrarea /G.2/ se propune controlul ductilității zonale prin ductilitatea de curbură ce poate fi evaluată limitând înălțimea relativă a secțiunii $\xi = x/h_0$, la o valoare ξ_{lim} .

În raționamentele din acest subcapitol au fost luate în considerare deformațiile produse de o încărcare statică acționând pe o singură direcție. Seismele generează acțiuni ciclice ce acționează pe două sau mai multe direcții, fiind inevitabilă o anumite reducere a rigidității și a efortului capabil, deci a capacității de disipare a energiei seismice. Evaluarea și stabilirea reducerilor admisibile de rigiditate și efort capabil sub acțiunea variației în timp a forțelor seismice a constituit obiectul a multor cercetări și discuții.

Un criteriu simplu de comportare a structurilor, având în vedere variația în timp a forțelor seismice, a fost definit în Noua Zeelandă, pe baza încercării unor modele și în cadrul elaborării regulilor de proiectare /N.7/, formulat astfel: ***”sistemul structural, în întregime, trebuie să fie capabil să suporte cel puțin 4 cicluri de efort, cu o deplasare $\Delta_u = \mu_{\Delta} \Delta_c$, în toate direcțiile, pentru care efortul capabil la forțe orizontale nu se va micșora cu mai mult de 20%. Deplasarea la începutul deformațiilor plastice Δ_c se va stabili conform figurii 2.5. Ductilitatea locală a zonelor plastice potențiale (de curbură sau rotație) va corespunde ductilității de deplasare acceptată pentru sistemul structural în întregime”***.

2.2.3 Mecanisme de cedare

Apariția succesivă a articulațiilor plastice vor transforma structura la cedare într-un mecanism. În funcție de numărul și succesiunea de apariție a articulațiilor plastice, o structură static nedeterminată, prezintă mai multe mecanisme de cedare. Fiecare mecanism conferă structurii o anumită capacitate de absorbție a energiei indusă de seism și de disipare a ei. Cel mai adecvat dintre aceste mecanisme se alege ca mecanism primar de disipare a energiei și proiectarea structurii se face în concordanță cu acesta.

Numeroase studii și cercetări efectuate până în prezent au demonstrat că cel mai adecvat mecanism de cedare este acela în care se păstrează o linie finală elastică. În acest sens, este necesar ca poziția articulațiilor plastice să fie controlată prin dimensionarea și armarea elementelor componente ale structurii.

Structurile în cadre au ca elemente componente grinzile, stâlpii și nodurile (elementele de continuitate între grinzi și stâlpi). La realizarea mecanismului de cedare participă grinzile și stâlpii, nodurile fiind elementele de continuitate ce trebuie să asigure redistribuția eforturilor în structură pe parcursul formării articulațiilor plastice. Ele fac parte din linia finală elastică.

Poziția articulațiilor plastice se dirijează spre secțiuni în care este mai ușor de realizat o ductilitate sporită și în care avariile (care însoțesc formarea de articulații plastice) să nu pună în pericol ansamblul structurii.

Grinzile, fiind elemente solicitate în principal la momente încovoietoare și forțe tăietoare, pot fi ductilizate relativ ușor obținându-se fără dificultate grinzi cu factorul ductilității de curbură de 6 - 20. Ductilizarea zonelor de capăt a grinzilor se realizează respectând următoarele cerințe :

- folosind oțeluri ductile (cu palier de curgere suficient de lung) pentru armăturile din zona întinsă și comprimată ;
- procente de armare să nu depășească valorile maxime dictate de condiția $\varepsilon_a \leq \varepsilon_{au}$ unde ε_a , respectiv ε_{au} este deformația specifică, respectiv deformația specifică ultimă prevăzută de norme, a armăturilor;
- zona comprimată să nu cedeze prematur ;
- grinda să nu cedeze în prealabil la forțe tăietoare.

Stâlpii fiind elemente solicitate, pe lângă momente încovoietoare și forțe tăietoare, la forțe de compresiune mari, sunt mai greu de ductilizat, realizându-se valori ale factorului ductilității de curbură între 2 - 10. Din acest motiv, la cadre articulațiile plastice se dirijează spre o formare succesivă a lor la capetele grinzilor, începând de jos în sus, stâlpii rămânând linii finale elastice. Stâlpii se dimensionează astfel, încât să cedeze eventual în final (după formarea tuturor

articulațiilor plastice la capetele riglelor) prin formarea de articulații plastice în secțiunile de la bază /P.4/.

Realizarea acestui mecanism de cedare se face pe principiul “grinzi slabe - stâlpi puternici”. Condițiile impuse de norme pentru respectarea acestui principiu sunt diferite. Se dau în

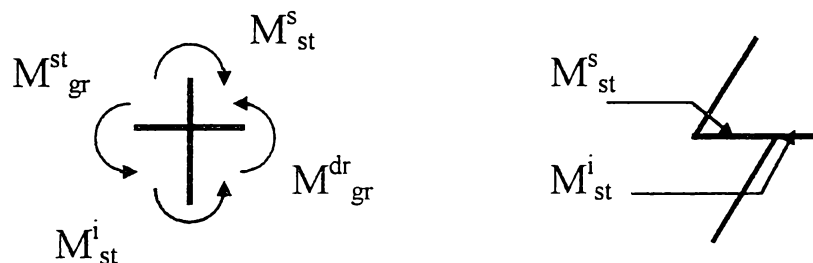


Fig.2.8 Diagramă de momente pom

continuare câteva exemple.

- După Mîrșu O. /M.12/

$$\sum M_{cap, st} \geq 1.2 \sum M_{cap, gr} \quad (2.13)$$

unde:

$\sum M_{cap, st}$, respectiv $\sum M_{cap, gr}$ este suma momentelor capabile ale secțiunilor de la capetele stâlpilor, respectiv riglelor, ce se întâlnesc într-un nod.

- După Cișmigiu Al. /C.9/

$$M_{cap, gr} > 1.5 (M_g + M_s) \quad (2.14)$$

$$M_{cap, st} > 1.6 (M_g + M_s) \quad (2.15)$$

unde:

M_g este momentul dat de încărcarea gravitațională;

M_s - momentul dat de încărcarea seismică.

- După Park R. /P.5/

Se consideră condițiile de mai sus insuficiente, deoarece pe stâlpi pot să apară, în fazele avansate de deformare corespunzătoare formării articulațiilor plastice în grinzi, diagrame de momente de tip pom, ca în figura 2.8. În acest caz, suma momentelor de la capetele riglelor, se echilibrează prin diferența momentelor de pe stâlpi. Principiul enunțat mai sus se realizează printr-o metodă de calcul adecvată.

- După Anderson J., /A.17/

$$\sum M_{cap, st} \geq r \sum M_{cap, gr} \quad (2.16)$$

$$r = 1 / (1 - 0.03 \mu_\phi) \quad (2.17)$$

unde μ_ϕ este factorul ductilității de curbură a riglelor.

Valoarea coeficientului r crește cu cât factorul de ductilitate de curbură este mai mare, deoarece cu cât ductilitatea riglelor este mai mare, creșterea solicitărilor în stâlpi (prin redistribuirea eforturilor în structură) este și ea mai mare. Cerințele mari de ductilitate ale riglelor conduc la dimensiuni mari ale stâlpilor. Pentru μ_ϕ cuprins între 6 și 20, raportul r ia valori între 1,22 și 2,50.

- După P 100-92 /P.4/

În idea prezentată în /P.5/, normativul P 100 - 92 mărește momentele și forțele tăietoare de dimensionare, în fiecare secțiune a stâlpilor, în concordanță cu creșterea globală (pe nivel) a momentelor din riglele plasticizate.

$$M = k_m M_s \sum |M_{\text{cap, gr}}| / \sum M_{\text{gr}} \quad (2.18)$$

$$Q = 1.2 Q_s \sum |M_{\text{cap, gr}}| / \sum M_{\text{gr}} \quad (2.19)$$

unde:

- M este momentul de dimensionare în secțiunea considerată a stâlpului;
- Q - forța tăietoare de dimensionare în secțiunea considerată a stâlpului;
- k_m - coeficient supraunitar de corecție seismică, egal cu 1,4 pentru zonele A...D și cu 1,2 pentru zonele E și F ;
- M_s - momentul în secțiunea considerată a stâlpului în gruparea specială de încărcări ;
- Q_s - forța tăietoare în secțiunea considerată a stâlpului în gruparea specială de încărcări ;
- $\sum M_{\text{cap, gr}}$ - suma momentelor capabile de la extremitățile tuturor riglelor de la nivelul considerat, pentru același sens de rotație dat de încărcarea seismică ;
- $\sum M_{\text{gr}}$ - suma algebrică a momentelor din calculul static cu încărcările de cod, din toate secțiunile luate în considerare mai sus.

Ductilitatea necesară în zonele plastice potențiale ale riglelor, este impusă prin limitarea înălțimii relative a zonei comprimate $\xi \leq 0,25$. Plasticizarea zonelor de la capetele stâlpilor , nu este luată în considerare de P100-92, însă este prevăzută prin condiții constructive impuse de STAS 10107/0-92.

- După EC8 /E.2/

Funcție de capacitatea de disipare a energiei induse de seism, elementele structurale se împart în trei categorii de ductilitate : limitată (DC-L), medie (CD-M) și ridicată (CD-H). Fiecărei clase i se indică : ductilitatea de curbură μ_ϕ necesară a fi realizată (notată în EC 8 cu μ_r / r) ; limitarea înălțimii relative a zonei comprimate ξ , prin limitarea nivelului de solicitare la efort axial $n=N_b/(bh R_c) \cong \xi$ (notat în EC8 cu $v_d = N_{sd} / (A_c f_{cd})$) ; coeficientul parțial γ_{Rd} cu care se afectează momentele capabile (calculate în EC8 cu rezistențele R_a) și condițiile constructive impuse :

- | | | |
|--|-------------------|------------------------|
| <input type="checkbox"/> DC-H : $\mu_\phi \geq 13$; | $v_d \leq 0,55$; | $\gamma_{Rd} = 1,35$; |
| <input type="checkbox"/> DC-M : $\mu_\phi \geq 7$; | $v_d \leq 0,65$; | $\gamma_{Rd} = 1,20$; |
| <input type="checkbox"/> DC-L : $\mu_\phi \geq 4$; | $v_d \leq 0,75$. | — |

Spre deosebire de P100-92, EC8-ul ia în considerare plasticizarea capetelor stâlpilor.

Creșterea momentelor pe stâlpi, datorate plasticizării riglelor, se apreciază printr-un echilibru pe nod. În concordanță cu această creștere, se măresc momentele de dimensionare pe stâlpi (rel.2.20), iar forțele tăietoare de dimensionare ale stâlpilor se consideră cele asociate momentelor capabile de la capetele lor.

$$M_{st} = \alpha_{CD,i} M_s \quad (2.20)$$

cu $\alpha_{CD,i}$ conform relației (2.24).

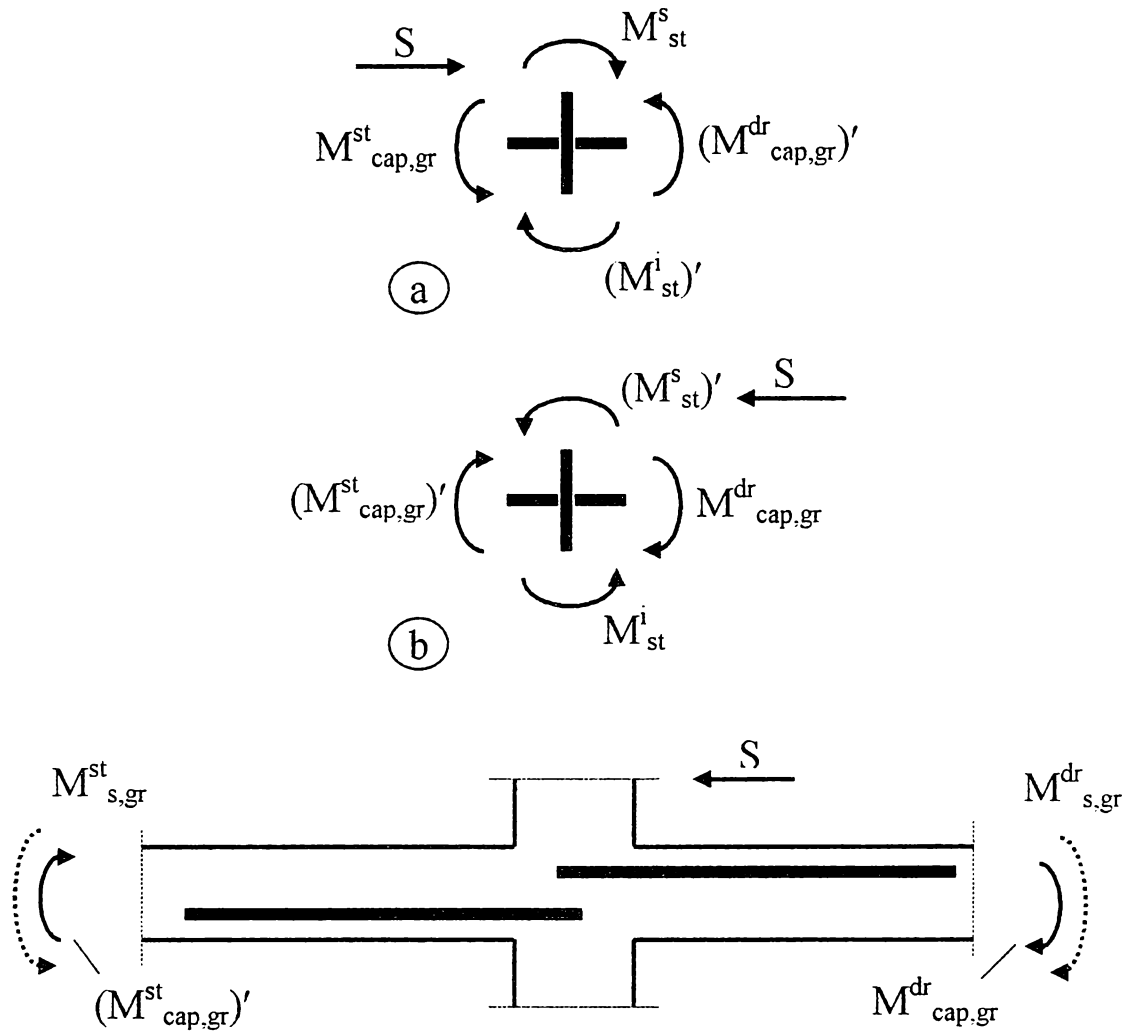


Fig. 2.9 Scheme privind echilibrul pe nod pentru determinarea coeficienților $\alpha_{CD,i}$ și δ_i

gruparea fundamentală este mică, momentele de dimensionare pe stâlpi se determină cu relația (2.21), iar forțele tăietoare cu relația (2.23).

$$M_{st} = | 1 + (\alpha_{CD,i} - 1) \delta_i | M_s \quad (2.21)$$

$$\text{cu limitarea : } 1 + (\alpha_{CD,i} - 1) \delta_i \leq q \quad (2.22)$$

$$Q_{st} = \gamma_n Q_{asoc} = \gamma_n (M_{cap,st}^s + M_{cap,st}^i) / l_{st} \quad (2.23)$$

unde :

$\alpha_{CD,i}$ este raportul sumelor momentelor capabile de la capetele riglelor supra suma momentelor din calculul static de la capetele stâlpilor ; $\alpha_{CD,i}$ se ia conform figurii 2.9.a și a relației (2.24) ;

δ_i - factorul de inversare a momentelor, ce se ia în concordanță cu $\alpha_{CD,i}$, conform figurii 2.9.b și relației (2.25) ;

q - coeficientul de comportament la seism a structurii, dat funcție de sistemul structural, de clasa de ductilitate a elementului, de clasa de regularitate a structurii și funcție de modul dominant de cedare ;

$M_{cap,gr}$ - momentele capabile de la capetele grinzilor cu același sens de rotire, determinate cu rezistențele R_a ;

$M_{cap,st}$ - momentele capabile de la capetele stâlpilor cu același sens de rotire, determinate cu rezistențele R_a ;

$M_{s,gr}$ - momente în grindă, rezultate din calculul static cu încărcările de cod ;

Q_{asoc} - forța tăietoare asociată momentelor capabile de la capetele stâlpului, calculate cu R_a ;

γ_n - coeficient egal cu γ_{Rd} al clasei de ductilitate în care se încadrează stâlpul ;

l_{st} - înălțimea stâlpului.

$$\alpha_{CD,i} = \frac{|M_{cap,gr}^{st}| + |M_{cap,gr}^{dr}|}{|M_{st}^s - M_{st}^d|} \quad (2.24)$$

$$\delta_i = \frac{|M_{s,gr}^{dr} - M_{s,gr}^{st}|}{|M_{cap,gr}^{dr}| + |M_{cap,gr}^{st}|} \quad (2.25)$$

unde $i = 1;2$ sunt cele două direcții ale seismului.

Este de menționat faptul că modul de realizare a planșeelor ca șaibe rigide și aprecierea cât mai exactă a rigidităților și a momentelor capabile maxime în zonele plasticizate (prin luarea în considerare a conlucrării între placă și rigle), este foarte important pentru a se obține o bună concordanță între proiectarea preliminară și definitivă a structurii și modul real de comportare a ei sub încărcări.

Creșterea capacității de rezistență a riglelor, datorită conlucrării armăturilor întinse din placă cu cele din riglă nu influențează în mod negativ comportarea structurii dacă lucrează în domeniul elastic. Modul de comportare a structurii în postelastice, însă, este influențat de modificările de rigiditate și de capacitate portantă locală a zonelor plasticizate.

În mod deosebit această influență se manifestă asupra estimării corecte a zonelor de apariție a articulațiilor plastice de către proiectant, în raport cu modul real de apariție a lor și asupra formării mecanismului de cedare dorit. Dacă nu se estimează corect, de către proiectant capacitatea de rezistență maximă a zonelor plasticizate, zonele dorite să rămână elastice ale structurii, se vor încărca necontrolat și se vor plasticiza, ducând la un mecanism de cedare ne dorit sau la mecanisme de cedare locale. Se ajunge astfel la diminuarea energiei seismice disipată de structură sau la o cedare prematură a unor zone ale structurii, acest lucru putând provoca un colaps în lanț.

2.2.4 Cerințe de bază privind comportarea nodurilor

Deși, conform principiului “grinzi slabe - stâlpi puternici” se alege mecanismul primar de preluare a forțelor laterale și elementele lui componente se proiectează și detaliază corespunzător, tuturor celorlalte elemente structurale ale construcției trebuie să li se asigure rezistențe suficiente, astfel încât mecanismul primar de disipare a energiei să poată fi menținut în timpul seismului.

Aceste elemente structurale sunt formate din nodurile cadrelor și planșeele structurii. Ele trebuie să rămână cu o comportare de ansamblu elastică și să-și mențină rigiditatea în timpul unui seism sever.

Planșeele, prin condițiile impuse de normele noastre privind proiectarea și alcătuirea lor /P.4/, îndeplinesc aceste deziderate.

În ce privește nodurile, îndeplinirea acestor deziderate este discutabilă și discutată și în prezent.

Faptul că seismele ce au avut loc în diferite locuri pe glob până în 1980, nu au evidențiat cazuri de avarii grave sau prăbușiri ale structurilor, provocate de ruperi ale nodurilor, se explică prin prevederile neadecvate ale normelor privind proiectarea grinzilor și, în special, prin conformarea incorectă a stâlpilor.

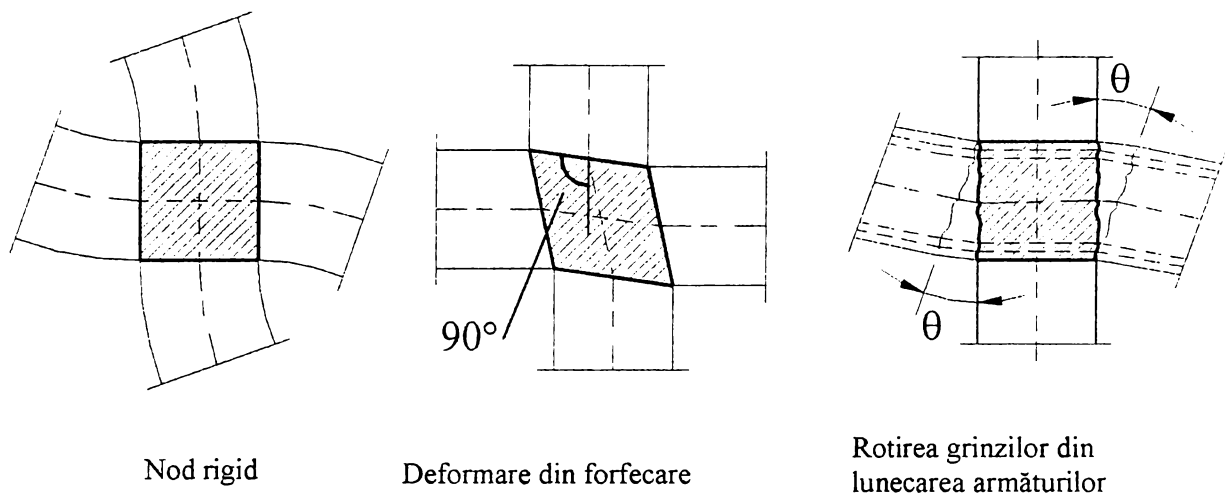


Fig. 2.10 Deformațiile nodurilor

De dată mai recentă, s-a semnalat distrugerii de noduri grindă - stâlp ca urmare a seismului de la El Asnam (Algeria) din 1980.

La nodurile de cadru ale structurilor ce nu sunt solicitate la încărcări orizontale mari, menținerea rigidității și a comportării elastice se realizează prin proiectarea și armarea corectă a grinzilor și a stâlpilor.

La structurile amplasate în zone cu grad mare de seismicitate, menținerea rigidității și a comportării elastice a nodurilor, în condițiile dezvoltării articulațiilor plastice la capetele barelor convergente în nod, necesită o altă abordare a proiectării și a condițiilor constructive de realizare a lor /C.4/, /M.8/. În caz contrar, controlul redistribuției solicitărilor în barele cadrului devine anevoios dacă nu chiar imposibil.

Menținerea nodurilor în domeniul elastic, pentru toată durata de răspuns inelastic a structurii, se face asigurând nodurilor o rezistență mai mare decât a articulațiilor plastice de la capetele grinzilor adiacente.

În ce privește menținerea rigidității nodurilor, există opinia cvazi-unanimă că nodurile de cadru antiseismic trebuie să rămână rigide, neparticipând la disiparea sau acumularea energiei induse de seism, pentru a nu mări deplasările relative de nivel ale cadrelor. În analiza structurilor antiseismice se pleacă de la ipoteza că un nod, proiectat să lucreze elastic pe toată durata incursiunii postelastice a structurii, își păstrează rigiditatea în tot acest timp.

În urma unor analize mai atente a reieșit că ipoteza “nodului rigid” este o simplă ipoteză de calcul, cu o largă abordare și aplicabilitate, dar cu anumite limite. V. V. Bertero arată că sunt două surse de deformare a nodului (vezi fig.2.10) /B.9/ :

- deformarea datorită lunecării din forfecare a nodului ;
- rotirea capetelor grinzilor față de stâlp, datorită degradării ancorării armăturilor (sau lunecării armăturilor în ancoraje), dacă ancorarea nu este perfect asigurată.

Ambele deformații generează o rotire a nodului de care nu se ține seama în calculele obișnuite.

Aceste deformații ale nodurilor dau deplasări suplimentare ale nivelurilor cadrelor, putându-se ajunge la cedări excesive și bruște ale elementelor nestructurale ale clădirii, chiar cu respectarea limitărilor deplasărilor maxime ale structurii impuse de norme.

Când baza experimentală va putea pune la dispoziție suficiente date pentru evaluarea acestor deformații, se va putea perfecționa calculul static al structurii, introducând în analiză și deformațiile nodurilor.

2.3 Structuri rigide – diafragme

2.3.1 Clasificări

Diafragmele sunt elemente structurale cu rigiditate mare în planul lor. Așezate la distanțe mici, eforturile din încărcările verticale și orizontale sunt mici și armarea diafragmelor rezultă constructiv. Dispuse la distanțe medii sau mari, eforturile în diafragme devin importante, iar energia indusă în structură de seisme este disipată în mare parte prin deformări plastice ductile. Se știe că ductilitatea unei zone este influențată în mod pozitiv de preponderența eforturilor din încovoiere față de cele din forțe tăietoare sau compresiune.

Din acest punct de vedere, comportarea diafragmelor sub acțiunea conjugată a încărcărilor verticale și orizontale, depinde de prezența golurilor în planul diafragmei și de conformarea lor geometrică.

Pentru analiza ductilității diafragmelor este necesar a le împărți în două mari grupe :

- diafragme pline ;
- diafragme cu goluri mijlocii ;

În prima categorie sunt incluse și diafragmele cu goluri mici și mari. În cazul diafragmelor cu goluri mari analiza comportării lor se face considerând că fiecare montant lucrează separat ca o diafragmă plină.

Funcție de conformarea lor geometrică, după /M.13/ diafragmele se împart, funcție de lungimea lor relativă dată de raportul între înălțimea și lățimea lor H/h (fig.2.11), în:

- diafragme lungi, cu raportul $H/h \geq 5$;

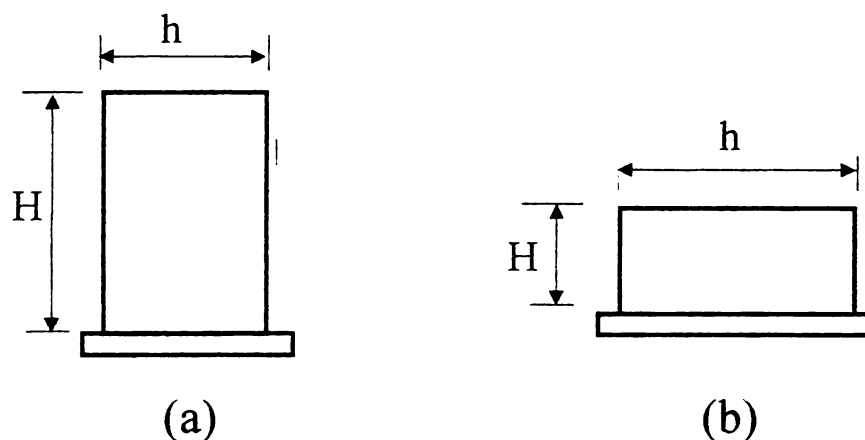


Fig.2.11 Tipuri de diafragme : a - lungi ; b - scurte

- diafragme de lungime medie, cu raportul $2 \leq H/h < 5$;
- diafragme scurte, cu raportul $H/h < 2$.

Alți autori /Paulay/ împart diafragmele doar în două categorii :

- diafragme lungi, cu raportul $H/h \geq 3$;
- diafragme scurte, cu raportul $H/h < 3$.

Diferențierea lor din acest punct de vedere este necesară deoarece mecanismele lor de cedare sunt diferite și în consecință intervin deosebiri în comportarea lor, atât în domeniul elastic cât și în domeniul plastic.

Toate diafragmele pline, sub acțiunea încărcărilor orizontale se comportă ca niște console verticale încastrate la bază. Cele lungi și de lungime medie se comportă ca niște console lungi (la care eforturile din încovoiere sunt preponderente și deci ductilitatea lor este mare), iar cele scurte ca niște console scurte (la care eforturile din forțe tăietoare sunt preponderente și ca atare au o ductilitate redusă).

Având în vedere că ponderea deformațiilor de încovoiere (d^M) și cele de alunecare (d^L) determină comportarea diafragmelor lungi sau scurte, un criteriu mai semnificativ de clasificare decât raportul H/h îl reprezintă ponderea de participare a deformațiilor de alunecare.

După Allen C., /A.15/ clasificarea pe acest criteriu se poate face pe baza regulei următoare:

- diafragme lungi sau de lungime medie, când $d^L \leq 0.1 (d^L + d^M)$;
- diafragme scurte, când $d^L > (d^L + d^M)$.

Se consideră în mod convențional pentru d^L și d^M valorile în domeniul elastic, deși este de remarcat faptul că în domeniul postelastice raportul se modifică, în sensul că prin fisurare rigiditatea la alunecare se reduce în proporție mai mare decât cea la încovoiere /P.7/.

2.3.2 Diafragme pline

Modurile în care se poate produce avarierea sau cedarea diafragmelor este arătat în figura 2.12.

- Avariere fără cedare, prin fisurarea betonului din zona întinsă ;
- Cedare cu atingerea limitei de curgere atât în armătura întinsă cât și în cea comprimată și zdrobirea betonului în zona comprimată. Acest mod de cedare apare la procente mici de armare (fig.2.12.a) ;

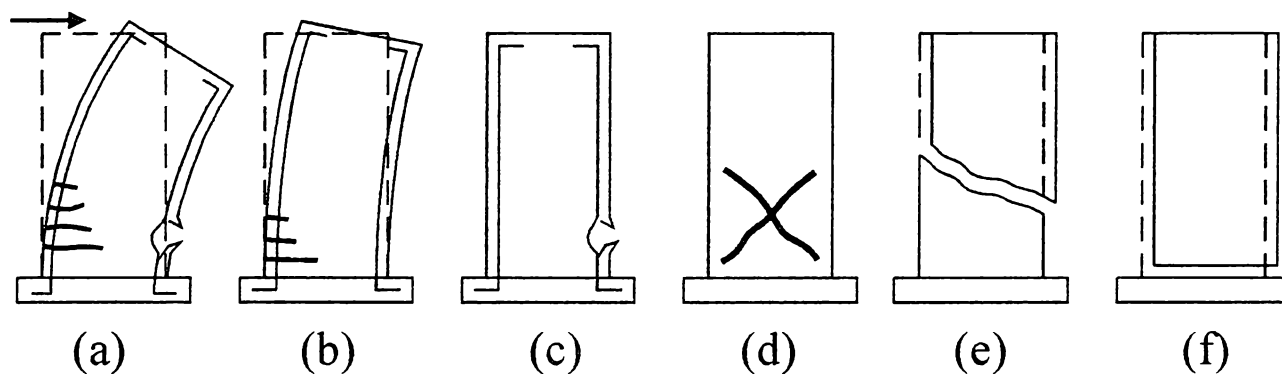


Fig. 2.12 Moduri de cedare ale diafragmelor pline

- Cedare cu formarea în prealabil a unei articulații (zone) plastice la bază. În armătura întinsă se atinge limita de curgere a oțelului și se dezvoltă deformații plastice mar înainte de zdrobirea betonului în zona comprimată. Ruperea este însoțită de deformații (săgeți laterale) importante ale diafragmei, indicând o cedare ductilă (fig.2.12.b) ;
- Cedare prin zdrobirea betonului în zona comprimată, fără ca în armătura întinsă să se atingă limita de curgere - cedare casantă (fig.2.12.c) ;
- Avariere, în general fără cedare, prin apariția de fisuri înclinate în inima diafragmei, produse de eforturile principale de întindere din acțiunea forțelor tăietoare. Astfel de avarieri se întâmplă când nivelul de asigurare la forțe tăietoare a diafragmelor este inferior celui la compresiune excentrică (fig.2.12.d);
- Cedare prin zdrobirea betonului după o secțiune înclinată, cedare casantă. Acest mod de cedare survine în situația când grosimea diafragmei este insuficientă (fig.2.12.e) ;
- Cedare prin dislocare orizontală într-un rost de turnare (între fundație și baza diafragmei sau deasupra unui planșeu). Această cedare se produce în cazul unor rosturi de turnare defectuoase sau la solicitări ciclice alternante mari /P.16/ (fig.2.12.f).

2.3.2.1 Diafragme lungi sau de lungime medie

Sub acțiunea încărcărilor gravitaționale și seismice aceste diafragme sunt solicitate la compresiune excentrică. Până la cedare comportarea lor este ca a unei console încastrată la bază, la

care dominante sunt efectele din încovoiere. Deformata diafragmelor este prezentată în figura 2.13.b.

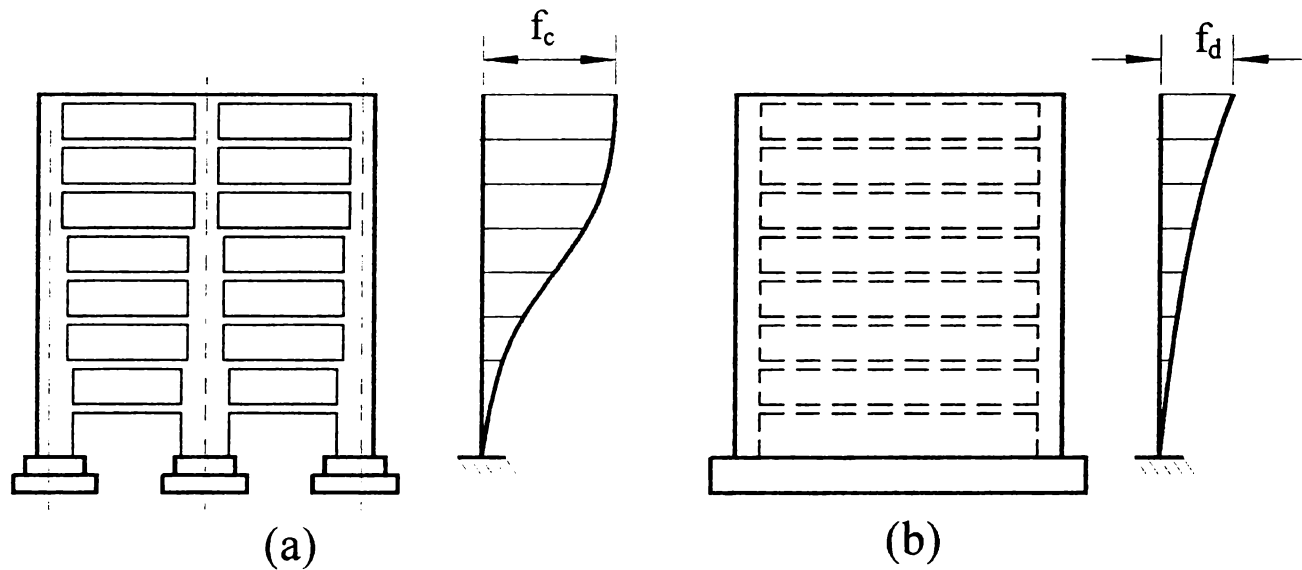


Fig. 2.13 Deformata cadrelor și a diafragmelor

Caracteristicile de capacitate portantă și de deformabilitate ale elementelor solicitate la compresiune excentrică, se pun în evidență în mod sugestiv prin reprezentarea grafică a curbelor de interacțiune $N - M$ și $N - \phi_u$, prezentate în figura 2.14 ($n = N / bhR_c$ și $m = M / bh^2 R_c$).

Curbele de interacțiune evidențiază patru zone cu comportare distinctă /A.8/ și anume :

a) Zona I a în care cedarea se produce prin atingerea deformației limită a armăturii întinse ($\epsilon_a = \epsilon_{au}$).

b) Zona I b în care cedarea se produce prin intrarea în curgere atât a armăturii întinse cât și a celei comprimate ($\epsilon_c < \epsilon_a < \epsilon_{au}$) și zdrobirea betonului comprimat ca în figura 2.12.a.

c) Zona II a, (deasupra punctului de balans) în care cedarea se produce prin atingerea deformației de rupere în betonul comprimat și a deformației de curgere în armătura comprimată, armătura întinsă rămânând în domeniul elastic, ca în figura 2.12.c.

d) Zona II b, în care cedarea se produce prin zdrobirea betonului comprimat fără să apară întinderi în armături (toată secțiunea fiind comprimată).

În cadrul zonei I, dacă se ține seama de diferența dintre momentul de plasticizare M_p și momentul ultim M_u , curbele capătă formele din figura 2.14, în care curba $N - M_p$ s-a reprezentat cu linie punctată. În această zonă solicitarea este de compresiune excentrică cu mare excentricitate, iar zona hașurată 1 este zona unde ductilitatea diafragmelor se asigură ușor, fără prea multe măsuri speciale de ductilizare.

Din acest motiv, diafragmele ce participă la preluarea încărcărilor seismice se recomandă să fie solicitate cu preponderență la încovoiere (având raportul $H/h > 4$), alcătuite în așa fel încât în zona de bază să fie solicitate la compresiune cu mare excentricitate. Într-un calcul postelastice se poate interveni pe parcurs, schimbând rigiditatea diafragmelor, astfel ca această condiție să fie îndeplinită.

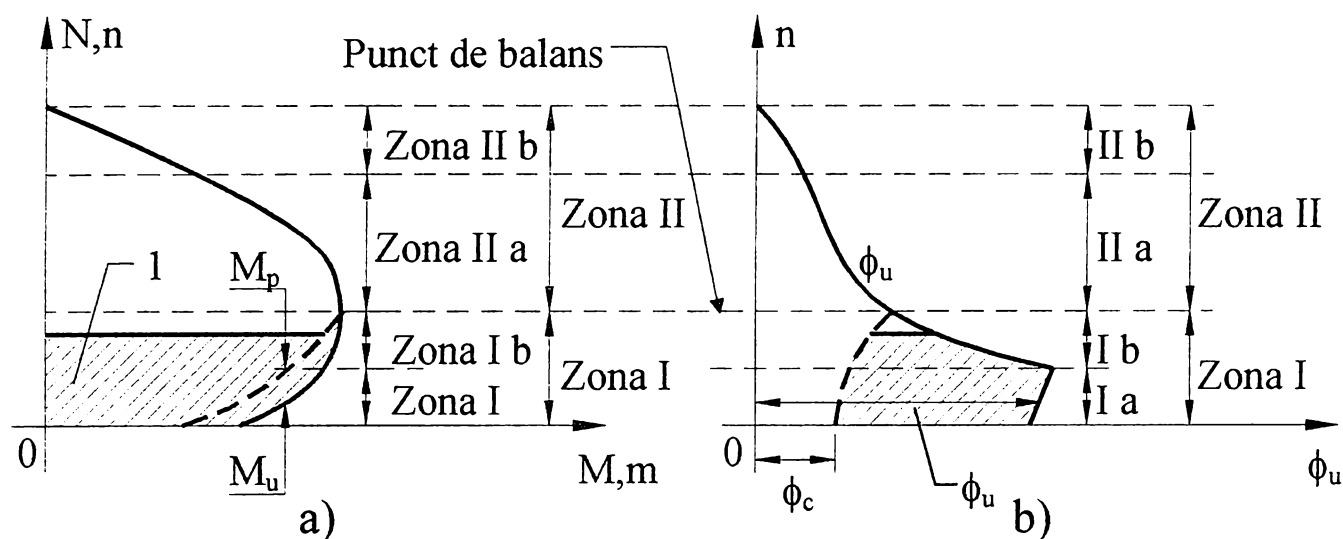


Fig. 2.14 Curbe de interacțiune

2.3.2.2 Mecanismul primar de cedare și ductilitatea diafragmelor pline

Mecanismul cel mai favorabil de cedare sub acțiunea încărcărilor orizontale, acceptat de toate normele inclusiv normele noastre P100-92 și P85-93, este prin formarea unei zone plastice la baza diafragmei. Acestei zone trebuie să i se asigure ductilitatea necesară.

Expresii pentru determinarea lungimii plastice l_p la diafragmele pline și montanții diafragmelor cu goluri, sunt multiple, date de diferiți autori /A.10/, /I.3/, /P.17/, /P.26/. Normele noastre /P85-93/ indică pentru l_p expresia:

$$l_p = 0,4 h + 0,05H \quad (2.26)$$

unde:

h este lățimea diafragmei (vezi fig. 2.15);

H - înălțimea totală a diafragmei.

Lungimea l_p se rotunjește la un număr întreg de niveluri la clădirile etajate.

În lucrarea /G.2/, Goodsir W. J. propune controlul ductilității diafragmelor prin factorul ductilității de curbură μ_ϕ . Se admite o ductilitate satisfăcătoare dacă $\xi = x/h_o \leq 0.15$, pentru care rezultă la limită $\mu_\phi = 6.6$.

Normele noastre /P85-93/ limitează valoarea lui ξ conform relațiilor:

0,10($\omega + 2$) în cazul zonelor seismice de calcul A,B,C,D și E;

0,12($\omega + 2$) în cazul zonelor seismice F; ω se ia conform relațiilor (2.22a) sau (2.22b).

În plus, dirijarea zonei plastice potențiale spre baza diafragmelor sau a montanților diafragmelor cu goluri se face prin mărirea momentelor de dimensionare M_y din secțiunile y situate deasupra primului nivel considerat deformabil (de regulă, parterul), conform relației :

$$M_y = 1.3 \omega M_{sy} \quad (2.27)$$

$$\text{cu} \quad \omega = M_{o, \text{cap}} / M_o \quad (2.27a)$$

unde :

M_{sy} este momentul încovoietor în secțiunea considerată, din încărcările seismice de calcul ;

M_o - momentul de răsturnare la bază, din încărcările seismice de calcul;

$M_{o, \text{cap}}$ - moment $1,5Q_s \leq$ ul de răsturnare asociat momentelor capabile din secțiunea de la bază și de la extremitățile riglelor de cuplare, în cazul diafragmelor cu goluri mijloci.

Protecția împotriva cedării la forțe tăietoare este asigurată prin adoptarea unei forțe tăietoare sporite pe toată înălțimea diafragmei (inclusiv primul nivel considerat deformabil), conform relației:

$$1,5 Q_s \leq Q = k_q \cdot Q_s \frac{M_{0, \text{cap}}}{M_0} \leq 4 Q_s \quad (2.28)$$

$$1,2 \leq k_q = 1 + 0,03n \leq 1,5 \quad (2.29)$$

unde :

Q_s este forța tăietoare din încărcările seismice de calcul din secțiunea considerată ;
 n - numărul de niveluri ale clădirii.

În EC8, mărimea momentelor de dimensionare, deasupra primului nivel considerat deformabil, se determină prin deplasarea pe verticală a diagramei acoperitoare a momentelor de calcul, pe o distanță egală cu l_p , ca în figura 2.15.

Forța tăietoare de dimensionare se obține prin majorarea forței tăietoare rezultată din calculul static cu încărcările de cod, cu un coeficient ε , conform relației de mai jos :

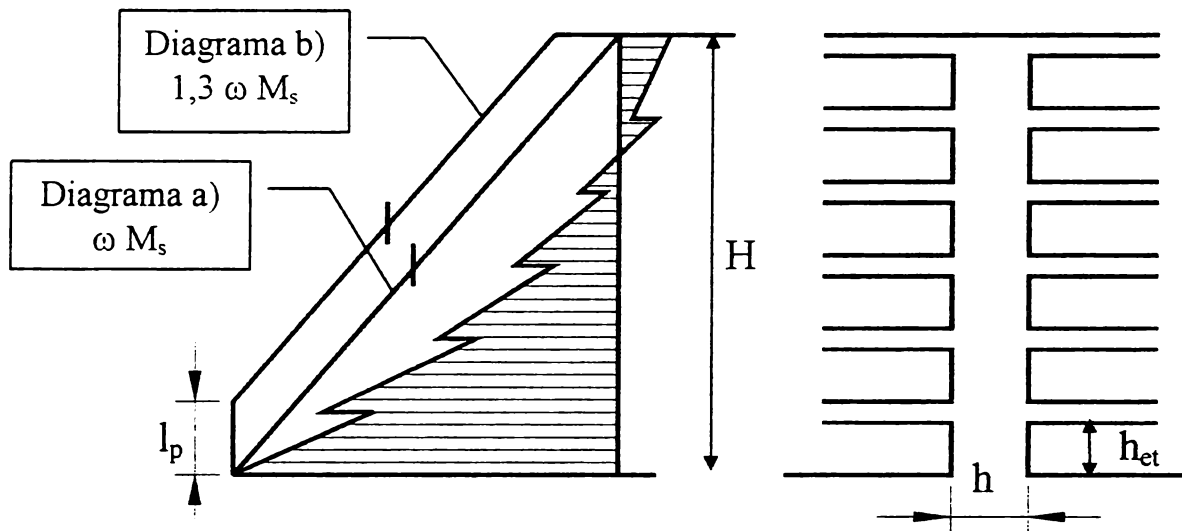


Fig. 2.15 Diagrama momentelor de dimensionare la diafragme :
a-diagramă de calcul ; b-diagramă de dimensionare (majorată)

$$Q = \varepsilon Q_s \quad (2.30)$$

unde pentru clasa de ductilitate DC-L, $\varepsilon = 1,3$; pentru DC-M și DC-H, ε este dat de relația :

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{\text{cap}}}{q \cdot M_s}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (2.31)$$

unde :

q este coeficientul de comportament la seism (vezi rel. 2.22) ;
 M_{cap} - momentul capabil la baza diafragmei (calculat cu R_a) ;
 M_s - momentul din calculul static în aceeași secțiune ;
 γ_{Rd} - coeficient egal cu 1,25 pentru clasa (DC-H) și cu 1,15 pentru (DC-M) ;
 $S_e(T)$ - caracteristica spectrului elastic de răspuns, funcție de perioada de vibrație ;
 T_1 - perioada fundamentală de vibrație a construcției ;
 T_c - perioada de colț.

Pentru diafragme pline, EC8-ul indică realizarea unui factor de ductilitate de curbură $\geq 1,2$ q^2 , q având semnificația din relația (2.22). Aceste ductilități se indică structurilor ce respectă cerințele de proiectare și alcătuire cerute de EC8.

2.3.2.3 Diafragme scurte

Diafragmele scurte apar la clădirile cu puține niveluri sau la unele diafragme longitudinale ale clădirilor înalte de tip bară. Comportarea în ansamblu a acestor diafragme este similară cu a consolelor scurte, la care starea de solicitare este sensibil influențată, ca și la grinzile pereți, de modul de distribuție a încărcărilor verticale și orizontale pe înălțimea h a secțiunii.

De regulă, încărcările orizontale fiind transmise diafragmelor prin planșee, sunt distribuite practic uniform pe înălțimea h a secțiunii, (figura 2.16).

În general, aceste diafragme se armează la compresiune excentrică, constructiv (din condiții de procent minim de armare). Momentul capabil în secțiunea de la bază rezultă mult majorat față de capacitatea portantă la încovoiere, necesară pentru preluarea forțelor seismice convenționale /A.10/, /P.16/.

Si comportarea la forțe tăietoare este mai favorabilă, având în vedere că o parte din încărcarea orizontală se transmite direct fundației prin mecanismul de grindă cu zăbrele (talpă superioară întinsă - diagonală comprimată) așa cum se exemplifică în figura 2.16.

Armăturile orizontale ale inimii vor fi solicitate la întindere din forțele tăietoare produse numai de încărcările p_2 , din zona S de lungime și înălțime H .

Ca atare, în diafragmele scurte efortul capabil este, de cele mai multe ori, atât de mare încât ele pot rămâne în domeniul elastic chiar și sub acțiunea unui cutremur puternic, nefiind necesare măsuri speciale pentru asigurarea unei ductilități ridicate.

În anumite cazuri, diafragmele scurte cu fundații suficient de puternice nu pot fi practic alcătuite pentru a li se asigura o comportare elastică la seisme semnificative pentru că la diafragmele scurte este dificil de realizat o ductilitate ridicată într-un mecanism de cedare la compresiune excentrică. Acestor diafragme li se asigură o capacitate sporită în domeniul elastic, luându-se pentru forțele seismice convenționale valori mărite.

De pildă, în normale neo-zeelandeze /A.10/ se majorează forțele seismice de calcul cu până la 60 %. În P100-81, sporul era mai mic și anume: pentru structurile cu diafragme ale clădirilor cu până la P + 4 niveluri, coeficientul ψ care intră în expresia forțelor seismice orizontale se lua egal cu 0,30 față de 0,25 cât se lua la clădirile cu peste P + 4 niveluri, deci un spor de 20 %.

P100-92 adoptă la diafragme un singur coeficient $\psi = 0.25$, având în vedere că momentul de plasticizare al secțiunii de bază este mai mare decât cel asociat momentului capabil al tălpii fundației. Capacitatea portantă este dictată astfel de fundație, nu de diafragmă.

În EC8 nu se prevăd condiții speciale pentru calculul momentelor în zone seismice. Forța tăietoare se consideră cea asociată momentului capabil la baza diafragmei, ca mai jos ;

$$Q = \gamma_{Rd} \cdot Q, \frac{M_{cap}}{M_s} \leq qQ, \quad (2.32)$$

Coeficientul γ_{Rd} se ia ca la diafragmele lungi. Semnificațiile celorlalți termeni sunt cele de la relațiile (2.30) și (2.31).

2.3.3 Diafragme cu goluri

Atât în domeniul elastic cât și în domeniul plastic, o diafragmă cu goluri suprapuse se comportă ca un cadru etajat, având o deformată ca a unei console solicitată cu preponderență la forțe tăietoare.

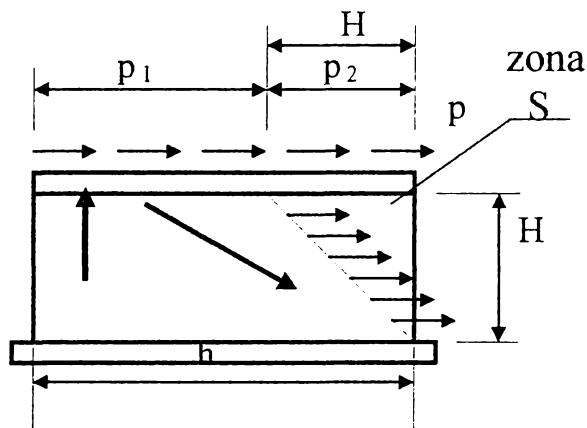


Fig.2.16 Diafragme scurte

În comparație cu deformata unei diafragme pline (fig.2.17.a), deformata unei diafragme cu goluri regulate prezintă un punct de inflexiune (fig.2.17.b).

Mecanismul cel mai favorabil de cedare este cel descris la cadre, cu precizarea că apariția articulațiilor plastice la capetele riglelor de cuplare și la baza montanților se produce concomitent.

Realizarea lui pe baza principiului "stâlpi puternici - rigle slabe" se produce de la sine având în vedere rigiditatea mare a montanților față de a riglelor de cuplare.

Ductilizarea montanților, în condițiile de proiectare și alcătuire cerute de EC8, este asigurată printr-un factor de ductilitate de curbură mai mare sau egal cu q , calculat conform relația (2.22) luată ca o egalitate. Valoarea lui q se limitează între $2 \div 4,5$.

Daca la cadre ipoteza apariției articulațiilor plastice la capetele tuturor riglelor înaintea cedării stâlpilor și cedarea stâlpilor în secțiunile lor de bază nu este întru totul conformă cu realitatea, experimentările făcute la Timișoara /I.3/ pe diafragme cu goluri au arătat că plasticizarea concomitentă a secțiunilor de la baza montanților cu cele de la capetele riglelor de cuplare este un caz real, chiar dacă pe verticală, riglele de cuplare intră eșalonat în lucru.

În riglele de cuplare articulațiile plastice apar numai în secțiunile adiacente montanților, așa cum se arată în figura 2.18 și nu se mai pune problema controlării și dirjării articulațiilor plastice spre capetele lor.

Față de riglele cadrelor, care sunt rigle lungi caracterizate prin $h_r \leq 0.7 l_r$ (figura 2.18.a), riglele de cuplare sunt rigle scurte cu $h_r > 0.7 l_r$ (figura 2.18.b).

Plasticizarea riglelor scurte se produce mult mai repede și mult mai extins decât la cele lungi /P.9/. Solicitățile produse de momentele de la cele două capete ale riglei se întrepătrund, eforturile de întindere din armături propagându-se prin lungimea de ancoraj pe toată lungimea l_r . Întreaga riglă de cuplare se plasticizează, astfel că pentru fiecare capăt $l_p = 0.5 l_r$.

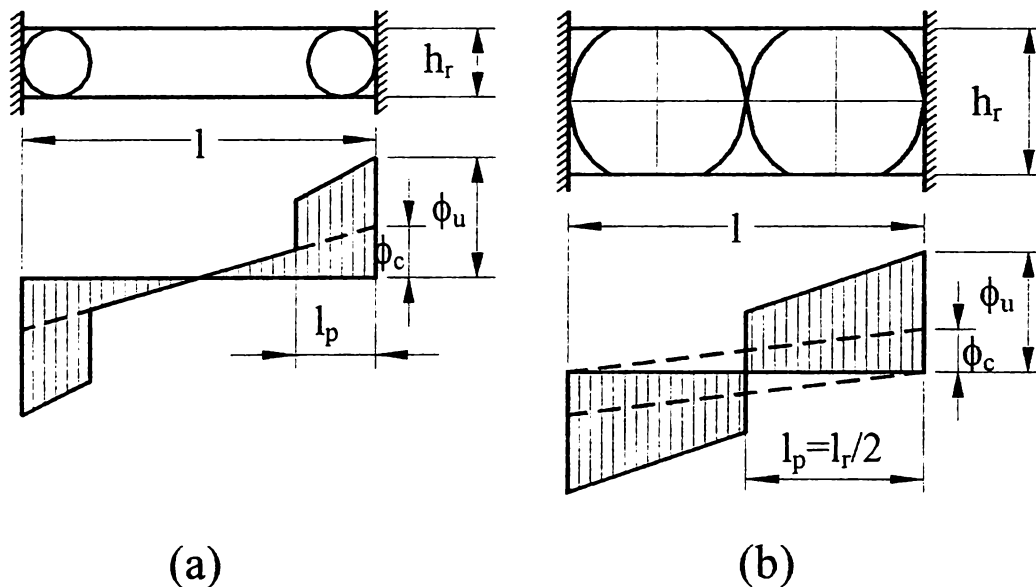


Fig. 2.18 Plasticizarea riglelor : a - de cadru ; b - de cuplare

Normele noastre /P85-93/ asigură ductilitatea necesară montanților la bază, prin mărirea momentelor de dimensionare M_{sy} (din secțiunile y situate deasupra primului nivel) conform rel. (2.27), ω având expresia:

$$\omega = \frac{M_{0, \text{cap}} + N_j L_j}{M_0} \quad (2.27b)$$

unde:

$M_{0, \text{cap}}$ este momentul capabil la baza montantului j ;

N_j - efortul axial din montantul j , produs de forțele orizontale în situația plasticizării riglelor de cuplare la extremități; valorile N_j sunt cele asociate forțelor tăietoare ale riglelor determinate conform relației (2.33);

L_j - distanța de la axa montantului j până la punctul în raport cu care se calculează momentele.

Protecția la forțe tăietoare a riglelor de cuplare plasticizate se face prin dimensionarea la forța tăietoare asociată momentelor capabile ale riglelor, sporită cu 25%, conform relației:

$$Q_{\text{asoc}} = 1,25 \frac{|M_{\text{cap}}^{\text{sup}}| + |M_{\text{cap}}^{\text{inf}}|}{l_r} \quad (2.33)$$

unde:

$|M_{\text{cap}}^{\text{sup}}|$, $|M_{\text{cap}}^{\text{inf}}|$ sunt valorile absolute ale momentelor capabile în secțiunile de la extremitățile riglei, corespunzătoare celor două sensuri de acțiune a seismului; la stabilirea lui $|M_{\text{cap}}^{\text{sup}}|$ se va ține seama și de contribuția armăturilor din zona activă de placă;

l_r - deschiderea riglei de cuplare (vezi fig.2.18).

2.4 Principii de proiectare a structurilor antiseismice

Prin respectarea unor principii relativ simple la proiectarea structurilor antiseismice, putem obține sisteme structurale mult mai avantajoase decât în cazul ignorării acestora. Ele sunt următoarele:

- **Secțiunea regulată în plan a structurii.** Cele mai avantajoase secțiuni sunt cele pătrate sau dreptunghiulare în plan. Secțiunile sub formă de L sau T sau alte forme neregulate în plan vor fi evitate sau se vor separa prin rosturi antiseismice în forme pătrate sau dreptunghiulare.
- **Simetria.** Simetria în plan a clădirilor oferă acestora avantaje în preluarea încărcărilor induse de seism. La clădirile asimetrice pot apărea eforturi de torsiune relativ greu de determinat, care vor trebui preluate tot de sistemul structural. S-a remarcat că la clădirile amplasate în colțul străzilor (care de regulă au planuri asimetrice, neregulate) avariile sunt de regulă mai mari decât la clădirile amplasate de-a lungul străzilor, deoarece acestea sunt de obicei simetrice și regulate, având în majoritatea cazurilor o forma rectangulară în plan.
- **Fundația unitară.** Fundația trebuie să fie realizată în aceeași concepție pe un tronson de clădire, elementele masive fiind legate între ele pe ambele direcții principale și tot ansamblul să se sprijine pe un teren cu o capacitate de rezistență suficientă și omogenă. Se vor evita, pe cât posibil, fundațiile construite parțial pe stâncă și parțial pe alte tipuri de teren.
- **Rapoarte constante de rigiditate.** Se vor prevedea, pe cât posibil, rapoarte cât mai constante între rigiditățile elementelor pe toată înălțimea clădirii. Modificări mici ale rigidității unor elemente izolate (de până la 30%) pot conduce la redistribuirea eforturilor secționale, cu condiția unei alcătuirii constructive corespunzătoare, fără a se afecta mărimea capacității de rezistență mecanică a sistemului, dacă nu se depășesc limitele capacității de deformare. Efectele rezultate din diferențele de rigiditate între elemente vor fi luate în considerare la dimensionare. Este foarte important ca toate cadrele și pereții structurali care transmit forțele seismice să ajungă până la fundație.
- **Solicitări reduse de torsiune.** Distanța în plan între centrul de rigiditate și centrul de greutate, respectiv excentricitatea de rezistență a sistemului structural trebuie să fie cât mai mică, pentru a menține solicitarea de torsiune cât mai redusă.

- **Ductilitate adaptată condițiilor de solicitare.** Un sistem structural antiseismic trebuie să aibă o comportare de ansamblu ductilă. Această comportare este dată de anumite zone critice ductile, celelalte elemente nestructurale casante existente în structură fiind protejate împotriva suprasolicitărilor printr-o proiectare constructivă adecvată și în special prin impunerea unor ductilități de deplasare admisibile, ce depind de destinația clădirii, de modul de realizare a elementelor nestructurale, de alcătuirea constructivă a zonelor plastice potențiale și de tipul sistemului structural. Cele două tipuri de sisteme structurale (cadre și pereți structurali) diferă foarte mult în ceea ce privește deformațiile. Pereții structurali, cu ductilitatea mai redusă decât a cadrelor, prezintă deformații relativ mici de etaj, limitate de obicei la primele 1-2 niveluri. Cadrele au ductilitatea globală mare, dar acest lucru nu este întotdeauna un avantaj, deoarece deformațiile mari ale elementelor structurale sunt distribuite pe întreaga lor înălțime. Acest lucru impune o alcătuire atentă constructivă a numeroase zone plastice potențiale, având în vedere că pentru toate elementele plasticizate ale sistemului structural capacitatea de deformare nu va fi mai mică decât cea corespunzătoare ductilității de deplasare aleasă pentru întregul sistem, ca urmare a redistribuției eforturilor secționale în raport cu distribuția elastică inițială. Sistemul structural antiseismic ideal este cel dual (cadre-diafragme), la care ductilitatea globală este dată de ductilitatea diafragmelor.

2.5 Dezavantajele structurilor în cadre și diafragme

2.5.1 Dezavantajele structurilor în cadre

Deși corespund cel mai bine adaptabilității funcționale în spațiu și timp, structurile în cadre ridică unele probleme din punct de vedere economic și din punct de vedere al comportării la încărcări orizontale, ce generează rețineri.

Din punct de vedere economic, structurile în cadre conduc la un consum de oțel cu cca. 30% mai mare decât al structurilor în diafragme (pentru clădiri de P+4 ...P+10, sporul crescând cu creșterea numărului de niveluri), la un consum mai mare de lemn și manoperă.

Din punct de vedere al comportării la încărcări orizontale, multă vreme s-a considerat că ductilitatea mare și deci deplasările laterale mari sunt un avantaj pentru structurile în cadre. Însă deformabilitatea mare a structurilor flexibile nu implică și un factor de ductilitate de deplasare efectiv mare. Dezvoltarea unui factor de ductilitate de deplasare mare duce la o deplasare laterală care poate fi atât de mare încât ductilitatea disponibilă maximă să nu poată fi utilizată datorită avarierii nestructurale excesive și a efectelor de ordinul doi.

Este cunoscut faptul că solicitările seismice au provocat degradări masive ale zidărilor de închidere și de compartimentare (și implicit a finisajelor acestora) la multe construcții în cadre, care altfel nu au avut avarii structurale). Degradările s-au datorat faptului că zidăria, mai rigidă, nu poate urmări deformațiile relative ale cadrelor. Aceste degradări, deși nu afectează structura, necesită cheltuieli mari pentru repararea și readucerea construcției în stadiul de funcționare /B.1/, /C.10/, /D.11/. Din acest motiv, normativul P100-92 a introdus limitări severe ale deplasărilor relative de nivel la cadre, limitări care conduc (mai ales la construcțiile cu înălțimi mari de nivel) la o mărime sensibilă a secțiunilor stâlpilor, preferându-se structurile cu diafragme sau în cadre-diafragme (structuri duale).

La structurile în cadre, față de structurile cu diafragme, dirijarea formării articulațiilor plastice cu prioritate spre capetele riglelor reclamă verificări atente prin calcul și se traduce prin măsuri costisitoare la dimensionarea stâlpilor. Acest lucru se realizează aproape de la sine în cadrul diafragmelor cu goluri, riglele având dimensiuni reduse în raport cu montanții.

Zidăriile de umplutură (dacă sunt bine împănate între cadre), creează o rigiditate suplimentară care poate influența semnificativ starea de eforturi în structură și răspunsul seismic al structurii. Dacă pereții respectivi se introduc sau se suprimă după realizarea construcției, se poate

pierde controlul asupra schemei reale de lucru a structurii, apărând suprasolicitări locale care pot avea consecințe defavorabile importante asupra răspunsului seismic al structurii.

2.5.2 Dezavantajele structurilor în diafragme

Structurile în diafragme în comparație cu cadrele, printr-o conformare și o alcătuire corectă, au o bună comportare sub acțiunea încărcărilor și un consum mai redus în ce privește oțelul beton, materialul lemnos și manopera.

Cu toate acestea au marele dezavantaj al compartimentării spațiilor, nepermițând schimbări de funcționalitate prea mari. Structurile în sistem celular aduc o oarecare mobilitate în plan orizontal, dar compartimentarea se menține în plan vertical.

Schimbarea funcționalității parterului față de restul nivelurilor se poate realiza cu ajutorul grinzilor pereți. Aceste elemente de rezistență, fiind greu de ductilizat și de controlat într-o incursiune postelastice, nu se recomandă a fi folosite în structuri antiseismice.

Cea mai fericită soluționare a problemei, atât din punct de vedere al funcționalității cât și din punct de vedere al rezistenței antiseismice a structurii, s-a găsit în dispunerea de diafragme rare în structura în cadre, realizându-se structuri în cadre – diafragme sau așa numitele *structuri duale*.

2.6 Structuri duale

2.6.1 Generalități

În subcapitolele anterioare s-a analizat comportarea sub încărcări a structurilor ductile în cadre și în diafragme. În cazul acestora, forțele orizontale sunt preluate exclusiv de cadre sau de diafragme. În numeroase clădiri, însă, se întâlnesc cele două tipuri de structuri combinate. Dacă acțiunea seismelor este preluată de sisteme de cadre și diafragme ductile, care conlucrează între ele, se obține o structură duală ductilă.

Structurile duale sunt alcătuite, în ansamblu, dintr-un subsistem flexibil (cadre) și dintr-un subsistem rigid (diafragme), 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. Deoarece diafragmele încastrate la partea lor inferioară sunt foarte rigide, în timpul seismelor, deplasările relative de nivel pot fi menținute la valori mici. Și mai important este faptul că diafragmele pot împiedica formarea mecanismelor de etaj (soft storeys), iar cadrele din beton armat ce conlucrează cu diafragmele pot avea o contribuție importantă la disiparea energiei seismice, în special la nivelurile superioare.

La structurile duale amplasate în zone seismice dispunerea în plana subsistemului de diafragme rigide este condiționat, în primul rând, de conformarea corectă antiseismică a clădirii, dar și de asigurarea condițiilor funcționale cerute de beneficiar.

După modul de amplasare și de grupare a diaframelor se disting două tipuri principale de structuri duale:

- structuri duale cu diafragme dispuse izolat (fig. 2.19), a căror poziție se stabilește în funcție de natura clădirii, în dreptul unor compartimente definitive și continue la toate nivelurile, sau în pereții de fronton;
- structuri duale cu unul sau mai multe nuclee (fig. 2.20), la care diafragmele sunt concentrate sub forma unor nuclee prin care se rezolvă circulațiile și trecerea conductelor pe verticală. În acest caz, de regulă, cadrele sunt concepute sub forma unor structuri perimetrice, aparente în fațade.

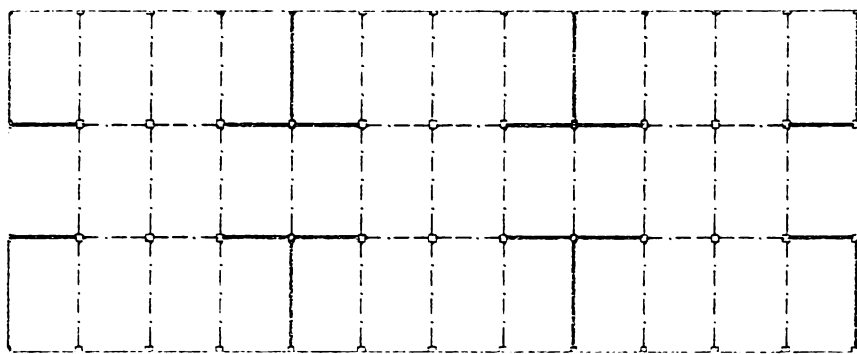


Fig.2.19 Structură cu diafragme izolate

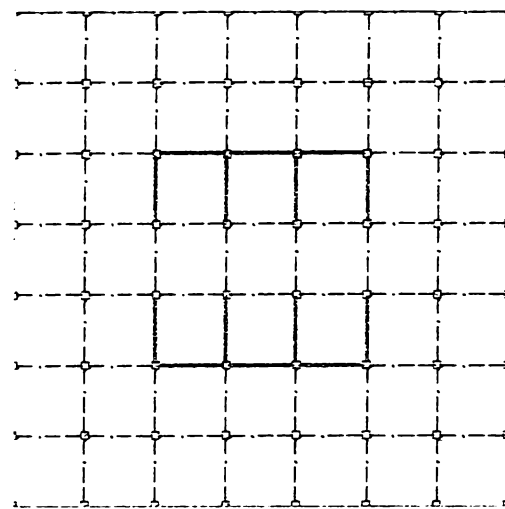


Fig.2.20 Structură cu nucleu central

Din punct de vedere al calculului și alcătuirii, principiile generale ale proiectării la capacitatea de rezistență rămân aceleași numai pentru problematica fundamentală inginerescă. Dacă capacitatea de rezistență, rezultată pe baza calculului la forțe seismice echivalente, este considerată satisfăcătoare pentru sistemele în cadre sau în diafragme, situația nu mai este aceeași pentru sistemele duale compuse din cadre și diafragme. Datorită comportării globale fundamentale diferite a cadrelor față de diafragme rezultă că, prin combinarea acestora, sunt de așteptat deosebiri substanțiale între comportarea statică elastică și cea dinamică postelastă a sistemului.

Comportarea diferită a structurilor duale față de cele în cadre sau în diafragme este dictată de faptul că la seisme similare, vor predomina fie deformațiile de forfecare, fie cele de încovoiere, precum se arată în figura 2.21.

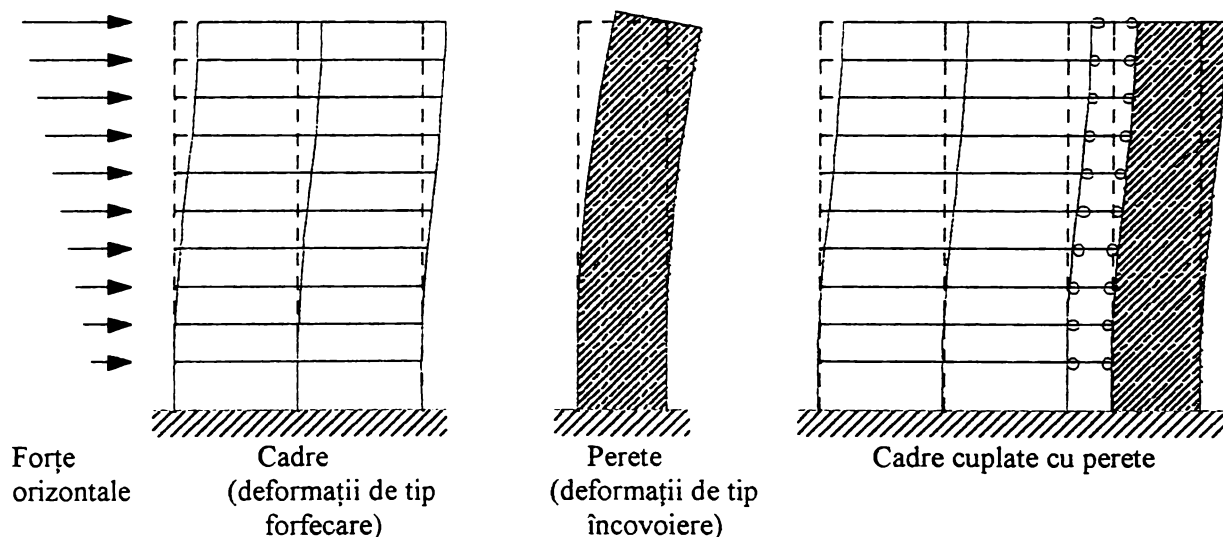


Fig. 2.21 Deplasările cadrelor, pereților structurali și ale sistemelor duale la forțe orizontale

Așa cum se observă din fig. 2.21, cadrele au deformații globale de tăiere, de forfecare și diafragmele de bară încovoiată. Dacă conlucrarea între cadre și diafragme este asigurată și se formează din punct de vedere structural, sistemul dual, la nivelurile inferioare cadrele și diafragmele se susțin reciproc în preluarea forțelor orizontale. La nivelurile superioare fiecare subsistem se încarcă suplimentar (datorită conlucrării prin planșee) față de ceea ce îi revine din forța seismică orizontală.

Modul de repartizare a forțelor seismice orizontale între cele două subsisteme, stabilit pe baza unui calcul static elastic, poate fi foarte diferit de cel corespunzător comportării dinamice sub acțiunea seismului.

Răspunsul seismic al structurilor duale, deci comportarea lor elasto - plastică, depinde într-o măsură importantă de filozofia de proiectare (concepția de alegere a structurii verticale de rezistență, concepția de proiectare, prevederile de calcul și alcătuire) și condițiile de execuție.

2.6.2 Comportarea structurilor duale sub încărcări

Conceptul de proiectare a structurilor duale ductile se bazează pe elucidarea fenomenului de interacțiune între cadre și diafragme. Abordarea lui se face pornind de la principiul că planșeele sunt proiectate și alcătuite de așa manieră, încât să se asigure comportarea lor ca șaibe rigide, deci conlucrarea între cadre și diafragme.

Dacă această conlucrare este asigurată, orice diafragmă introdusă în ansamblul structurii de rezistență, diminuează participarea cadrelor la preluarea încărcărilor orizontale. În consecință,

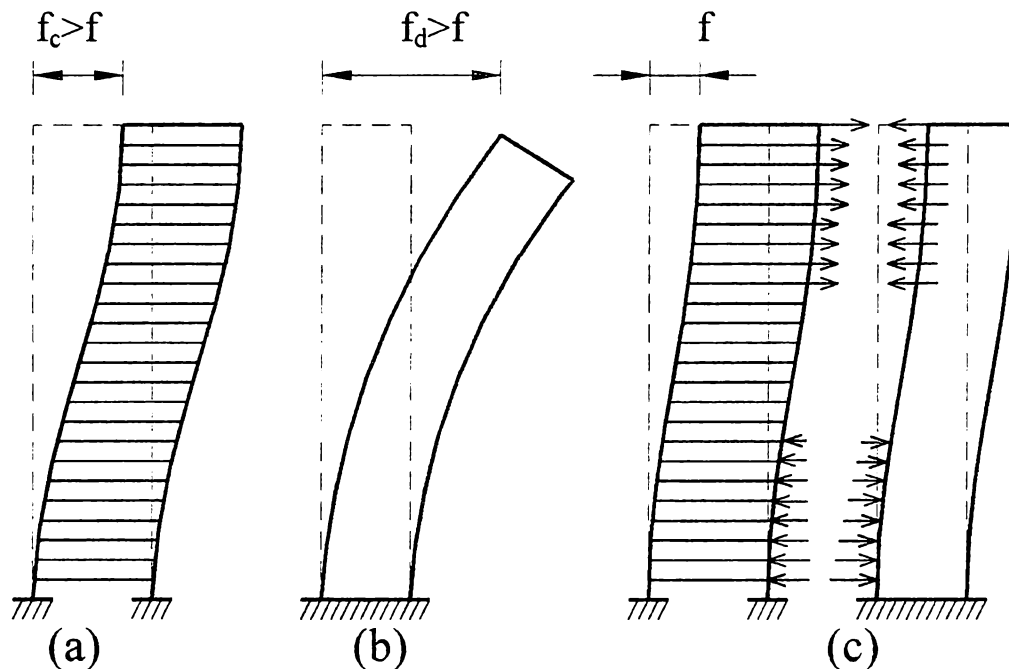


Fig. 2.22 Forțe de interacțiune la structurile duale

comportarea în ansamblu a structurilor duale la încărcări orizontale, depinde de raportul dintre rigiditatea totală a diaframelor și a cadrelor din structură.

În continuare ne vom referi la comportarea sub încărcări a structurilor în cadre - diafragme, la care răspunsul seismic al structurii este dat de participarea atât a diaframelor, cât și a cadrelor, așa numitele structuri duale sau structuri în cadre cu diafragme rare. Numai la aceste structuri apare fenomenul de interacțiune între cadre și diafragme.

Dacă rigiditatea totală a cadrelor din ansamblul structural, este neglijabilă ($< 15 - 20 \%$ din rigiditatea totală a structurii la încărcări orizontale), incursiunile postelastice a cadrelor sunt nesemnificative și energia indusă de seism este aproape în totalitate preluată și disipată de diafragme. Cadrele vor prelua doar încărcările gravitaționale.

Răspunsul celor două subsisteme ce alcătuiesc structurile duale este diferit la acțiunea încărcărilor orizontale și ca atare și deformatile lor diferă față de deformatile cadrelor sau a diaframelor luate singular (vezi figura 2.22).

Acțiunea de șaibă rigidă a planșeele orizontale obligă diafragmele și cadrele, dintr-o structură duală, să lucreze împreună și să adopte aceeași deformată comună pentru o încărcare orizontală dată. Din acest motiv, deformatile pe care le-ar avea fiecare subsistem în parte, cea din figura 2.22.a, cu un punct de inflexiune specific unei console solicitată în preponderență la forțe tăietoare (pentru cadre) și cea din figura 2.22.b, specifică unei console solicitată în preponderență la momente încovoietoare (pentru diafragme), sunt modificate ca în figura 2.22.c.

Diafragma, cu zona superioară mai flexibilă și cu săgeata la vârf mai mare decât a cadrului, mărește deformata cadrului la partea superioară și o diminuează la partea inferioară. Din punct de vedere teoretic încărcarea la care este supus cadrul la partea superioară se mărește, cumulându-se cu forțele de interacțiune ce au același semn (vezi fig. 2.22.c).

Cadrul, suficient de rigid, împiedică deplasările zonei superioare ale diafragmei. Apare astfel un punct de inflexiune în deformată diafragmei și schimbarea sensului forțelor tăietoare preluate de diafragmă deasupra acestui punct. În consecință, diafragma nu se mai comportă ca o consolă ci asemănător cu o grindă încastrată la capătul inferior și având un reazem articulat și tasabil la partea superioară.

Acest aspect de bază al interacțiunii este de importanță majoră în analiza comportării sub încărcări a structurilor duale.

Unele din primele încercări experimentale pe plan mondial, privind comportarea structurilor duale, s-au realizat în anii 60 de un colectiv de cercetători și cadre didactice din Facultatea de Construcții din Timișoara /A.19/, /A.20/. Încercările modelelor experimentale, realizate la scara 1:10, cuprinse în acest program (diafragmă, cadru - scară și un cadru diafragmă) pun în evidență foarte clar fenomenul de interacțiune între cadre și diafragme și comportarea descrisă mai sus. Cele trei modele au fost solicitate la încărcări statice de scurtă durată.

În figurile 2.23 și 2.24 sunt prezentate cele trei modelele după încercare.

Fisurarea diafragmei din ansamblu cadru-diafragmă (fig 2.24) reproduce cu fidelitate diagramele de momente încovoietoare și de forțe tăietoare corespunzătoare unei grinzi încastrate la un capăt și simplu rezemată la celălalt capăt (fisuri înclinate la 45° la cele două capete și fisuri perpendiculare pe axa barei în zona momentelor încovoietoare pozitive). Acest mod de fisurare pune clar în evidență prezența forțelor de sens contrar încărcărilor orizontale, ce acționează la partea superioară a diafragmei, ca urmare a interacțiunii sale cu cadrul.

Comparând deformatele celor trei tipuri de

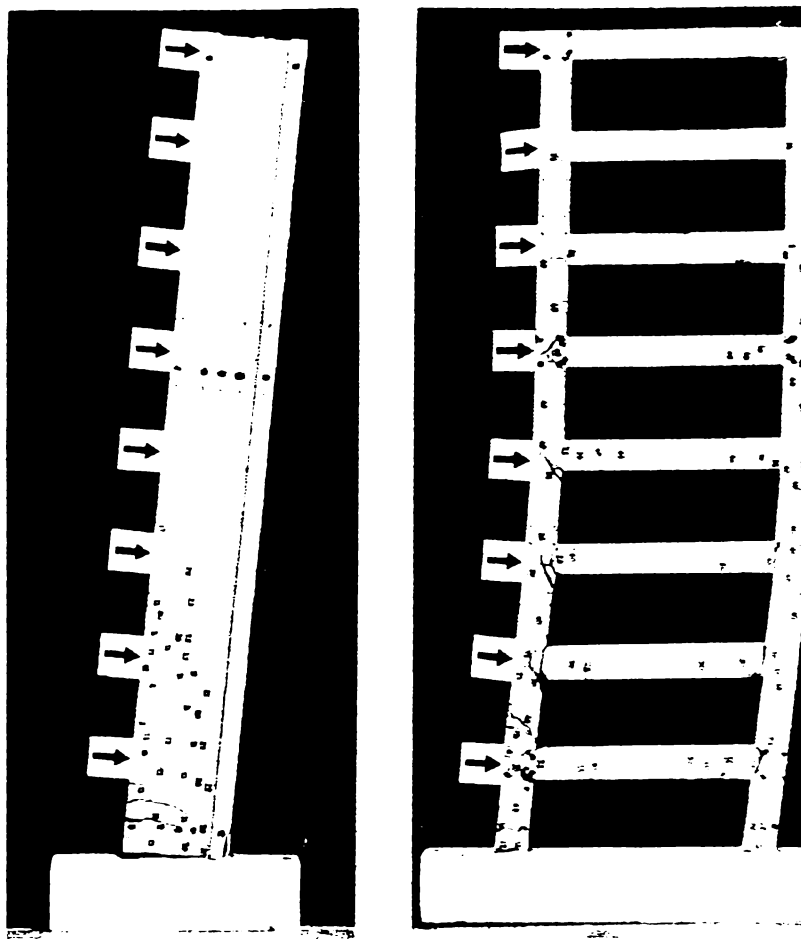


Fig.2.23 Structuri independente

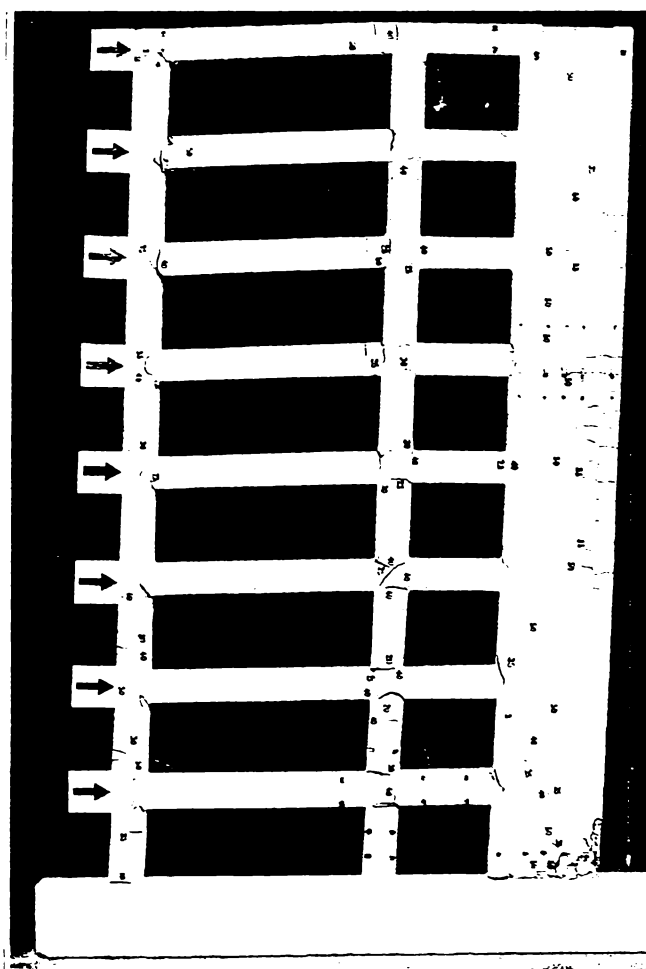


Fig.2.24 Structură duală

structuri (diafragmă, cadru scară și cadru-diafragmă), se observă că modul de deformare a structurii celei mai rigide (cadru sau diafragmă) impune tipul de deformată a structurii compuse.

La modelul experimental prezentat, diafragma fiind elementul cel mai flexibil, deformata ansamblului a rezultat de tip cadru atenuat.

Cercetările analitice și experimentale realizate în străinătate și în țară /A.1/, /A.12/, /B.10/, /I.6/, /M.15/, /S.4/ au scos în evidență următoarele aspecte privind comportarea structurilor duale la încărcări orizontale:

1. Comportarea plastică apare și se manifestă în principal în diafragme și grinzi (funcție de raportul între rigiditățile cadrelor și a diafragmelor). În încercările duse până la colaps, pentru a se forma mecanismul de cedare a structurii plasticizarea apare și la baza stâlpilor, fiind însă limitată datorită diafragmelor mult mai puternice.
2. Forțele tăietoare sunt diminuate la partea inferioară a cadrelor și mărite la partea lor superioară.
3. Pe diafragme acționează simultan momente și forțe tăietoare cu valori ridicate.
4. capacitatea portantă a diafragmei se atinge prin cedarea armăturilor întinse și zdrobirea betonului comprimat.
5. Variația în timp a momentului la baza diafragmelor este dominată de răspunsul în modul fundamental de vibrație;
6. Variația în timp a forțelor tăietoare la baza diafragmelor indică o participare semnificativă a modurilor superioare de vibrație.
7. Pe terenuri slabe, care permit rotiri ale fundațiilor diafragmelor, se produce un transfer de forțe laterale de la diafragme la cadre de până la (20 - 30) %, funcție de rigiditatea diafragmelor /M.14/. Din acest motiv, se impune luarea în considerație a interacțiunii cu terenul de fundație la structurile amplasate pe terenuri slabe.
8. În structurile duale, deoarece deformația laterală maximă care poate fi tolerată este limitată, ductilitatea necesară subsistemului flexibil al cadrelor (ductilitatea care poate fi utilizată) este în jur de $\mu_C = 1,3 \div 1,5$. Dacă subsistemul cadrelor este prea flexibil, ductilitatea lui care poate fi utilizată rezultă mai mică decât ductilitatea disponibilă a subsistemului diafragmelor, μ_{Dmax} fiind cuprins între $4 \div 5$ (fig. 2.25) /I.6/.

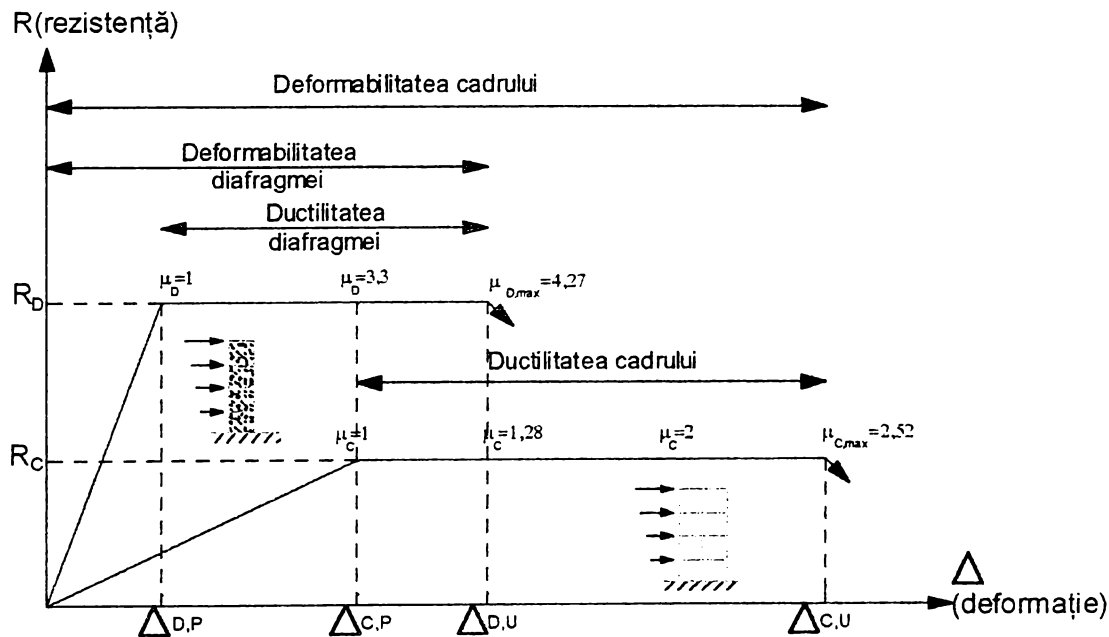


Fig.2.25 Deformabilitatea și ductilitatea unei diafragme și unui cadru din beton armat

9. Capacitatea portantă a structurii în ansamblu rămâne ridicată, chiar și la deplasări laterale mari. Cercetările experimentale efectuate asupra unui sistem structural dual din beton armat cu 7 etaje, în cadrul programului experimental japoano-american efectuat la Berkeley și Tsukuba în care s-au folosit accelerațiile terenului înregistrate la seismul Miyagi-Ken-Okii (MO) din Japonia

din 1978, s-a observat că dacă se prevede o ductilitate suficient de mare pentru subsistemul diafragme ($\mu_D \geq 2,7$, față de cadre cu $\mu_C \geq 1$), rezistența laterală maximă a sistemului dual – R_S - este mai mare decât suma rezistențelor laterale maxime ale celor două subsisteme structurale componente ($R_D + R_C$), determinate considerând că acestea ar acționa independent. Acest lucru se întâmplă datorită interacțiunii tri-dimensionale între subsistemul cadre și subsistemul diafragme, această interacțiune nefiind luată în considerare, în mod spațial (ci doar plan) nici la modelarea și nici la proiectarea structurilor duale. Aceste concluzii, enunțate mai sus, sunt ilustrate în reprezentarea schematică din figura 2.26 /I.6/

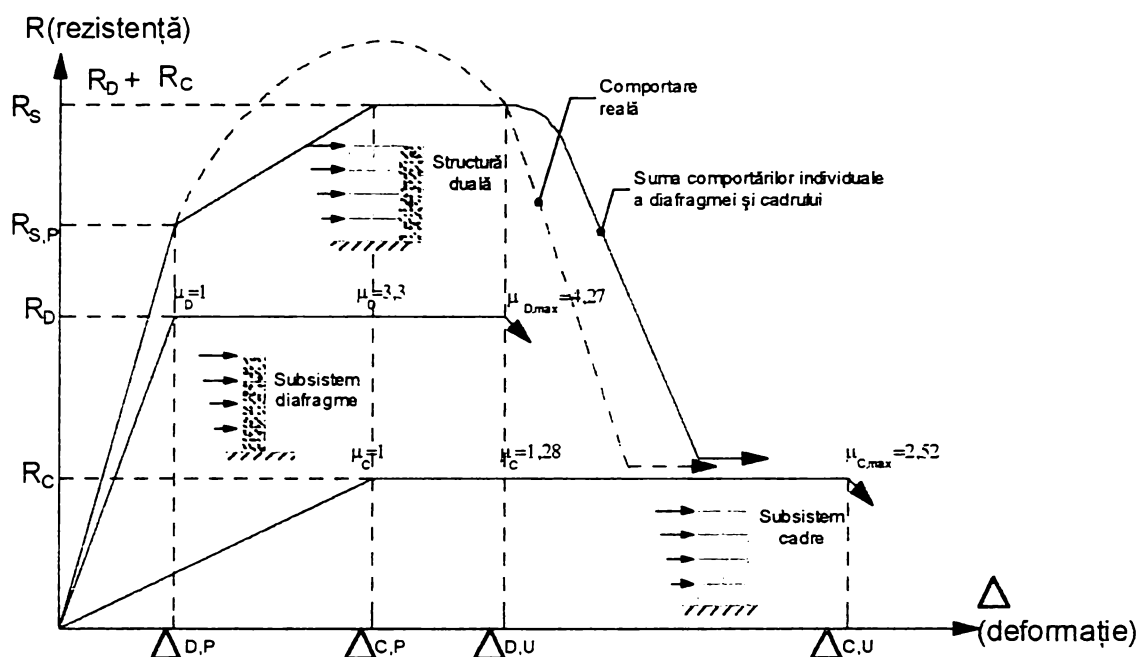


Fig. 2.26 Cerințe de ductilitate pentru diafragmă și cadru într-o structură duală din beton armat

2.6.3 Interacțiunea planșelor cu subsistemele structurale verticale

Planșeele au un aport deosebit în preluarea solicitărilor orizontale de către subsistemele verticale ale structurilor duale, aport ce se manifestă în special prin:

1. transmiterea și distribuția acțiunilor orizontale la subsistemele structurale verticale;
2. asigurarea conlucrării acestor subsisteme la preluarea solicitărilor orizontale prin coordonarea deformațiilor lor /C.10/;
3. funcție de alcătuirea planșeului, transmiterea diferențiată a încărcărilor gravitaționale către elementele portante verticale, determinând componenta verticală a compresiunii excentrice ce influențează starea de eforturi în diafragme și stâlpi;
4. prin conlucrarea plăcii de planșeu cu unele elemente de cuplare (rigle, buiandrugii, etc.) se modifică rigiditatea acestor și în consecință distribuția momentelor încovoietoare în elementele verticale față de momentele de calcul, ceea ce modifică și capacitatea de rezistență a sistemului structural la solicitări orizontale;

Interacțiunea planșeu – subsisteme structurale verticale a fost relativ puțin studiată /N.3/, /O.1/. Analiza efectelor seismelor a arătat că rigiditatea planșeelor are deosebită importanță asupra comportării de ansamblu a structurilor la acțiunea încărcărilor orizontale /B.2/, /N.2/ și asupra gradului de avariere a lor. Nerealizarea planșeelor ca șaibe rigide reduce, uneori în mare măsură, conlucrarea subsistemelor structurale verticale în preluarea solicitărilor orizontale. Planșeele cu rigiditate mică permit o individualizare a deformării subsistemelor favorizând o cedare “în cascadă” , la o solicitare totală mai mică decât suma capacităților portante ale subsistemelor

structurale verticale componente ale structurii, datorită faptului că acestea nu au putut fi încărcate concomitent proporțional cu rigiditatea și rezistența lor.

Cercetări făcute de un colectiv de la Facultatea de Construcții și INCERC Timișoara /M.15/ au arătat că și planșeele relativ rigide pot fisura la solicitări orizontale alternante puternice. În acest caz funcția de coordonare a deplasărilor subsistemelor structurale verticale poate deveni nesigură. Acest impediment se înlătură prin condiția ca planșeele să rămână în domeniul elastic la solicitări orizontale, indiferent de stadiul în care se află subsistemele structurale verticale.

Interacțiunea planșeu – subsisteme structurale verticale este o problemă de reciprocitate, flexibilitatea șabilelor orizontale depinzând de rigiditatea și de modul de amplasare a subsistemului rigid (diafragme). În figura 2.27 se prezintă schematic o clădire cu aceeași rigiditate la încărcări orizontale, cu același tip de planșeu, dar cu cele două diafragme amplasate în trei moduri diferite. Deformațiile șabilei orizontale, legate de descărcarea forțelor orizontale, sunt reprezentate în figură prin linii punctate și aproximativ la scară, în comparație unele cu altele. Aceste deformații sunt în cazul (a) neglijabile în comparație cu celelalte două cazuri.

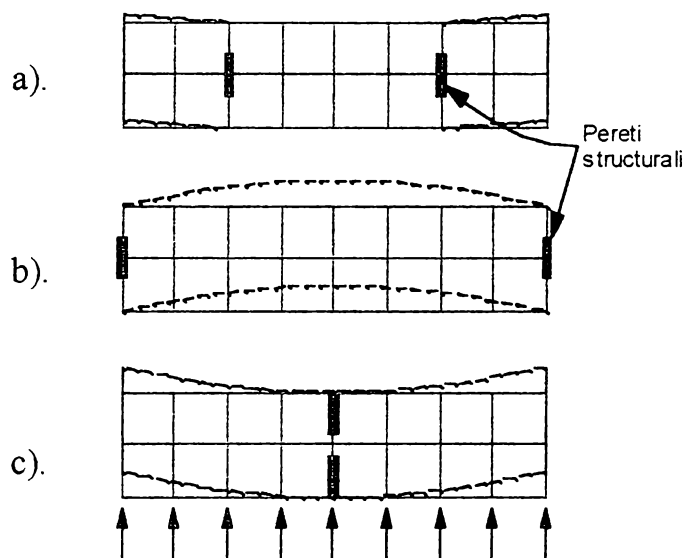


Fig.2.27 Deformațiile șabilei orizontale

Rezultă că la realizarea șabilelor rigide concură și modul de amplasare a subsistemului rigid.

După /S.6/ o șaibă orizontală se consideră elastică, dacă deformația maximă în planul ei este mai mare decât de două ori deplasarea medie relativă a etajelor învecinate.

2.6.4 Probleme privind proiectarea antiseismică a structurilor duale

Proiectarea structurală antiseismică cuprinde trei etape principale: modelarea structurală, analiza din punct de vedere static a structurii (acțiune statică sau dinamică - răspuns liniar și neliniar), dimensionarea și alcătuirea elementelor structurale.

2.6.4.1 Modelarea structurilor duale

Modelarea realistă a caracteristicilor structurale presupune acuratețe în reprezentarea comportării clădirii, în particular a maselor, fundațiilor, rezistențelor și rigidităților elementelor și îmbinărilor. Deciziile privind reprezentările acestor caracteristici presupun o cunoaștere reală a comportării structurale a clădirii în ansamblu (ținându-se cont pe cât este posibil de interacțiunile între elementele structurale și nestructurale), a modului și a ordinii de apariție a zonelor plasticizate și a modului de formare a mecanismelor de cedare posibile, pentru a putea controla mecanismul de cedare al structurii prin dimensionare și alcătuire.

Evaluarea răspunsului seismic elasto-plastic tridimensional al unei structuri duale reale presupune un efort considerabil, iar programele computerizate existente în prezent în țările dezvoltate (NONSAP, ANSR-I, ADINA /I.6/) nu pot fi utilizate în proiectarea curentă, întrucât sunt programe generale și presupun specialiști de înaltă calificare și sunt foarte costisitoare.

Din aceste motive, modelarea curentă a structurilor duale are la bază unele ipoteze simplificatoare ce sunt folosite atât în analiza elastică, cât și în cea inelastică:

1. Analizele sunt, de regulă, restrânse la structuri plane, efectul de torsiune generală dat de încărcările exterioare putând fi luat în considerare doar în mod aproximativ.
2. Cadre sau diafragme identice pot fi concentrate, formând subsisteme de aceeași formă, cu proprietățile elastice (rigidități) obținute prin multiplicarea proprietăților unui singur element cu numărul de elemente asemenea.
3. Cadrele cu mai multe deschideri sunt deseori reprezentate prin cadre mai simple (cu o singură deschidere). Această tehnică trebuie tratată cu precauție atunci când se determină eforturilor secționale din cadrul simplificat: acestea nu pot fi calculate prin simple considerații de rigiditate relativă a elementelor, ci și pe baza compatibilității deplasărilor.
4. Deseori, pentru a reduce volumul de calcul și dificultatea lui, se reduce numărul de necunoscute (grade de libertate) la trei pe etaj, două translații și o rotație.
5. Se presupune că planșeele au rigiditate infinită în planul lor, ceea ce permite exprimarea deplasărilor tuturor cadrelor și diafragmelor dintr-un etaj prin relații liniare simple, astfel încât toate subsistemele structurale au aceeași translație pe orizontală la un anumit nivel. Pentru a impune cadrelor și diafragmelor să lucreze în acest fel, în calcule, se folosește una din următoarele două metode: fie se leagă la fiecare nivel subsistemele prin penduli cu rigiditate axială infinită (practic se dau valori foarte mari pentru aria secțiunii transversale și foarte mici pentru momentul de inerție), fie se impun condiții suplimentare pentru gradele de libertate orizontale adiacente (se impune egalitatea deplasărilor orizontale respective).
6. Uneori deformațiile axiale și de forfecare sunt neglijate.
7. Efectele de ordinul II se iau, de regulă, într-un mod simplificat, efectuându-se numai un calcul de ordinul I al structurii, deoarece prezența diafragmelor (relativ rigide) limitează deplasările orizontale, micșorând astfel importanța efectelor de ordinul II.
8. Se presupune, de regulă, că stâlpii și diafragmele sunt perfect încastrate la nivelul fundațiilor, deși rotirea fundațiilor pe teren poate fi ușor modelată prin prevederea unor resorturi elastice de rotație la nivelul terenului. În acest caz problema constă în alegerea corespunzătoare a constantei elastice a resortului pentru a simula rigiditatea terenului.

Modelarea printr-o structură continuă echivalentă

Această modelare este o adaptare a metodei structurii continue echivalente /R.4/ aplicată inițial în calculul cu goluri mijlocii /A.14/. Subsistemul de cadre este înlocuit cu un singur element de tip consolă cu proprietăți de rigiditate modelând pe cele ale cadrelor. Această consolă echivalentă este conectată la o diafragmă echivalentă și ea, prin legături continue pe verticală. Această abordare presupune, de regulă, proprietăți geometrice uniforme pe verticală și permite rezolvarea numai a unor situații simple de încărcare orizontală.

Modelarea printr-un cadru înlocuitor

În această metodă se înlocuiesc cadrele cu mai multe deschideri cu cadre echivalente mai simple, cu una sau două deschideri. Cadrul înlocuitor este legat prin penduli rigizi, indeformabili axial, de o diafragmă echivalentă (care concentrează proprietățile subsistemului diafragmă), ca în figura 2.28. Proprietățile celor două subsisteme din structura duală se reunesc într-un model cu un singur cadru ideal și o singură diafragmă ideală. Cele două sisteme sunt, în general, considerate separat și se obține o deformată compatibilă printr-un procedeu iterativ de redistribuire a forțelor între cele două sisteme /W.2/.

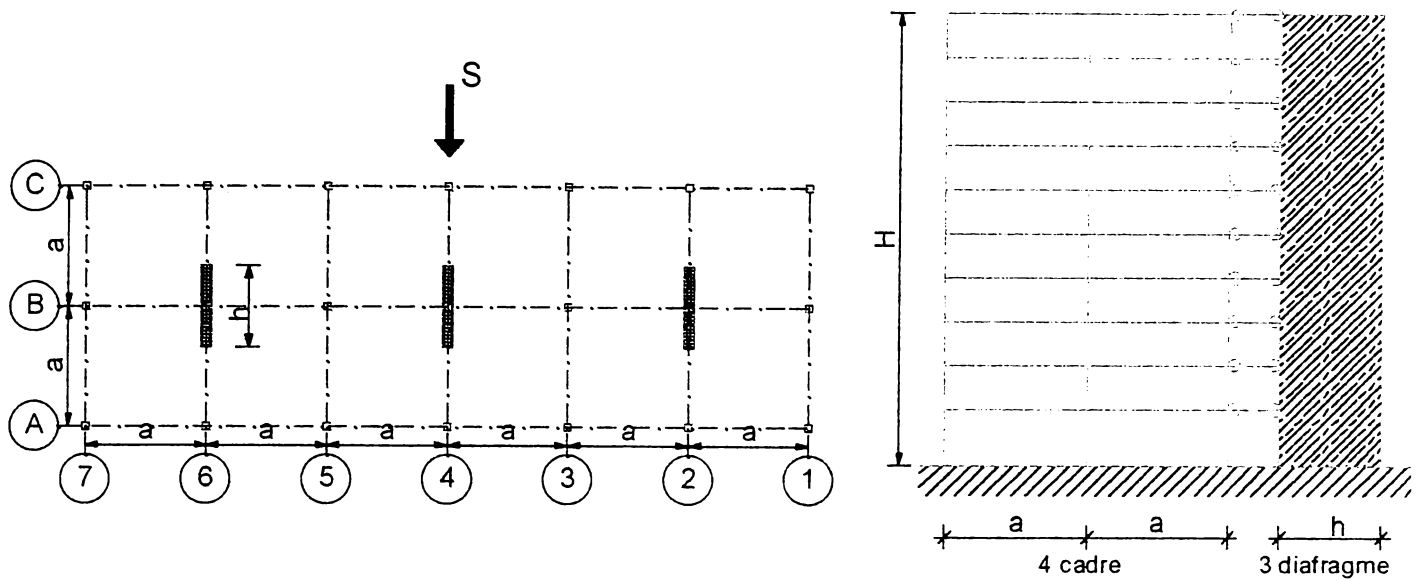


Fig. 2.28 Modelarea printr-un cadru înlocuitor

Modelul discretă a subsistemelor structurale

În această modelare există o corespondență biunivocă între elementele structurii reale și cele ale modelului analitic. Analiza răspunsului seismic (eforturile în structură) se determină cu programe de calcul. Această modelare permite determinarea diagramelor de eforturi pentru orice configurație a geometriei structurii sau a încărcărilor.

Analiza răspunsului seismic în domeniul liniar și neliniar, efectuată în mod curent în țara noastră asupra structurilor duale din beton armat, se face cu programe de calcul concepute la institutele de cercetare, proiectare sau la facultățile de construcții din București, Cluj- Napoca, Timișoara, Iași, Tîrgu-Mureș.

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

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

Un colectiv de la INCERC-București a pus la punct un sistem modular de programe SIAS, bazate pe metoda elementelor finite. Două din acestea (SIAS 1 și SIAS 2) servesc la determinarea răspunsului seismic al structurilor complexe alcătuite din cadre și diafragme, considerând fiecare nivel o substructură divizată, la rândul ei, în elemente finite.

Programul ETABS (Three dimensional analysis of building system-extended version) a fost adaptat la prescripțiile românești de calcul, de către un colectiv de la I.C.B., I.P.C.T., I.S.P.E.-București, M.E.F.M.C., sub numele de CASE 06 și se găsește în dotarea majorității centrelor de calcul pentru construcții. Acest program efectuează, pe baza metodei matricelor de rigiditate, analiza statică și dinamică în domeniul elastic, pentru structuri alcătuite din cadre și/sau diafragme, cu luarea în considerare a conlucrării spațiale a elementelor la nivelul planșelor.

Programul SAP este un program general ce modelează spațial orice tip de structură și face o analiză statică sau dinamică, pentru un răspuns liniar (elastic) al structurii.

Programul ANELISE (I.P.C.T.) permite o analiză seismică inelastică a structurilor duale simetrice (modelul admis este doar plan) pe baza unei accelerograme, prin integrare numerică ("pas-cu-pas").

Analiza seismică inelastică este singura metodă care evaluează în mod corect răspunsul seismic al structurii duale la seisme puternice; această metodă nu este utilizată la noi în prezent în proiectare, decât pentru structurile de serie mare sau de importanță deosebită, respectiv în cercetare.

2.6.4.2 Mecanisme de cedare ale structurilor duale

Configurația tipică a articulațiilor plastice pe structurile duale (modelate ca în fig.2.28.b), în momentul cedării și în consecință, mecanismul de cedare preferabil este cel din figura 2.29.a, cu apariția articulațiilor plastice (notate cu AP) mai întâi la capetele riglelor, apoi la baza stâlpilor și a diafragmei. La ultimul nivel AP se pot forma fie la capetele riglelor, fie la capetele stâlpilor.

Principalul avantaj al acestui mod de cedare este că permite mai ușor armarea (mai deosebită) a zonelor plastice potențiale. Este mai ușor de prevăzut măsuri eficiente de ductilizare la capetele riglelor decât la capetele stâlpilor.

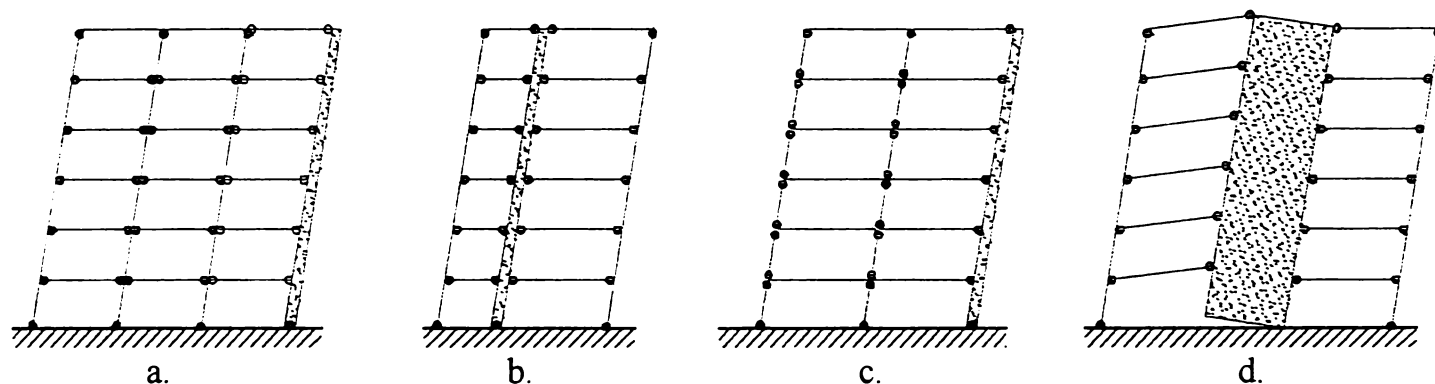


Fig.2.29 Mecanisme de disipare a energiei pentru diferite sisteme structurale duale

De obicei, în cazul structurilor reale, diafragmele nu sunt “izolate” de cadre (adică legate numai prin șaiba rigidă a planșeului, legare schematizată prin penduli ca în fig.2.29.a), ci prin rigle de cadru (legături rigide), ca în fig.2.29.b,c,d.

În acest caz apar obligatoriu AP la legătura riglelor cu diafragma, deformata diafragmei impunând rotații mari la capetele riglelor adiacente diafragmei.

Spre deosebire de sistemele structurale în cadre, în cazul sistemelor duale nu există pericolul apariției mecanismelor de etaj (mecanisme de rotire a stâlpilor unui etaj) deoarece comportarea de tip “încovoiere” a diafragmelor determină în foarte mare măsură deplasările orizontale, protejând stâlpii de solicitări mari la încovoiere.

Din această cauză, zonele de disipare a energiei (AP) pot fi liber alese de proiectant într-un astfel de sistem structural. În acest caz, la rigle de deschideri mari (fig.2.29.c), unde efectul încărcărilor gravitaționale este preponderent, poate fi preferabil să se admită formarea AP la ambele capete ale stâlpilor, pe toată înălțimea structurii. Impunerea unui mod de cedare ca în fig.2.29.a, ar implica dimensiuni geometrice mari și armări foarte puternice ale stâlpilor.

La baza diafragmelor și a stâlpilor se presupune, de regulă, o încastrare perfectă, dar dacă diafragmele sunt foarte puternice și terenul de fundare slab, se produc rotații importante ale fundației pe teren (fig.2.29.d); aceasta va impune rotații mai mari în AP de la capetele riglelor adiacente diafragmei, care trebuie armate corespunzător.

2.6.4.3 Considerații privind proiectarea structurilor duale

În prezent, literatura de specialitate, pune în evidență trei criterii de proiectare a structurilor duale, care încearcă să definească o concepție de evaluare a cerințelor maxime necesare unei structuri duale și de realizare a capacităților minime ale elementelor structurale.

În concordanță cu Uniform Building Codes /I.5/, cele trei criterii de proiectare a structurilor duale sunt :

1. O proiectare fără a se ține cont de aportul cadrelor la preluarea seismului. Diafragmele lucrând independent față de cadre, trebuie să poată prelua întreaga forță laterală cerută de cod (UBC - 73). Acest mod de abordare a proiectării se apropie de o comportare reală numai la structurile

duale la care rigiditatea cadrelor reprezintă (15 - 20)% din rigiditatea totală a structurii. De altfel codul UBC - 91 a renunțat la acest criteriu ;

2. O proiectare contând pe conlucrarea dintre cadre și diafragme, cadrele fiind înzestrate cu ductilitatea necesară pentru a prelua cel puțin 25% din forța laterală totală cerută de cod (UBC - 73; UBC - 91) ;
3. O proiectare considerând interacțiunea între cadre și diafragme, cadrele și diafragmele preluând întreaga forță laterală cerută de cod, în acord cu rigiditățile relative ale lor (UBC - 73; UBC - 91).

De regulă, proiectarea structurilor duale se face conform criteriului (1) sau (2). Normele unor țări ce abordează proiectarea conform criteriului (3), se afiliează la o metodologie de proiectare bazată pe filozofia corelării capacităților portante, dezvoltată în Noua Zeelandă, pentru structuri în cadre sau diafragme adaptată cu puține modificări și la structurile duale /P.8/.

Irescu R. în teza sa de doctorat /I.6/, consideră că această metodologie este valabilă numai pentru sistemele structurale regulate și simple. În aceeași lucrare se arată că cele mai avansate coduri de proiectare antisismică includ încă, în prevederile lor, numai date cu caracter general privind răspunsul seismic al structurilor duale.

Considerarea, de către toate normele, a unei valori unice pentru coeficientul de reducere seismic ψ pentru toate clădirile în care se includ orice tipuri de diafragme, precum și măsurile constructive prevăzute a se aplica uniform, fără a se ține seama de valorile reale ale ductilității utilizate în cadrul structurilor duale, arată o abordare a proiectării acestor structuri neconformă cu criteriul (3), prezentat mai sus.

În consecință, se consideră că este necesar ca baza de prevederi normative să fie îmbunătățită în sensul utilizării adecvate a noțiunilor de deformabilitate, ductilitate și factori de ductilitate la structurile duale, de modelare în concordanță cu o comportare reală, de analiză a răspunsului seismic al structurii adecvat modului complex de comportare a ei, de prescripții constructive specifice structurilor duale.

STRUCTURI DUALE CU PLANȘEE DALĂ

3.1 Prezentare generală a structurilor cu planșee dală

În ultimele decenii se remarcă o extindere deosebită a utilizării sistemelor structurale cu planșee dală în numeroase țări ale lumii. Această extindere a avut loc datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă planșeele dală:

- Flexibilitate funcțională în exploatare, ceea ce asigură o utilizare optimă a spațiului construit;
- Flexibilitate în timp, ceea ce asigură posibilitatea de schimbare a destinației clădirii sau de reamenajare a spațiului interior;
- Simplitate și rapiditate în execuție prin metode industrializate, inclusiv prefabricarea;
- Economii de cofraje și de manoperă la montarea armăturilor;
- Reducerea finisajelor la tavane;
- Obținerea unor tavane netede sau cu jocuri arhitecturale prin diferite tipuri de nervurări;
- Reducerea înălțimii construcției.

Avantajele pe care le oferă structurile cu planșee dală comparativ cu alte tipuri de structuri, au făcut ca acest sistem structural să-și găsească o largă aplicare în străinătate la realizarea unei game variate de construcții : locuințe, clădiri social-administrative, parcaje, depozite, etc., cu folosirea betonului armat sau precomprimat.

Principalele caracteristici de conformare a structurilor cu planșee dală sunt:

- elemente de rezistență verticale alcătuite din stâlpi de secțiune poligonală sau circulară, dispuși pe o rețea modulară pătrată sau dreptunghiulară;
- dale groase pline sau parțial nervurate, ca elemente structurale orizontale;
- panouri de pereți pozați între stâlpi și dale, ce formează panouri de forfecare sau pereți structurali cu rol de preluare a încărcărilor orizontale.

Această conformare situează sistemele structurale cu planșee dală în categoria structurilor mixte, alcătuite din elemente de suprafață orizontale – dale - și elemente liniare verticale - stâlpi. Datorită lipsei riglelor pe linia stâlpilor, rigiditatea nodurilor “dală – stâlp” este considerabil redusă, comparativ cu cea a unei structuri în cadre. O consecință imediată este scăderea rigidității de ansamblu a structurii, o flexibilitate ridicată. Această flexibilitate ridicată a structurilor cu planșee dală limitează capacitatea acestora de a prelua încărcări orizontale de tip seismic. Încărcările orizontale excesive, induc în structură deformații și deplasări mari, acestea având efecte nefavorabile asupra elementelor nestructurale ale clădirii.

Aplicarea în practică de-a lungul anilor a acestui sistem structural, a scos în evidență importanța concepției, proiectării (conformare structurală, predimensionări, modelare statică și calcul static, dimensionării și alcătuirii) și execuției corecte, din cauza sensibilității la străpungere a plăcii în jurul stâlpilor și a posibilității de colaps printr-o prăbușire în lanț.

Codurile moderne de proiectare a structurilor mixte fără planșee dală (menționăm că nu există în nici un cod oficializată o metodă de proiectare pentru sistemele structurale cu planșee dală), acceptă reducerea încărcărilor seismice de calcul pentru structurile ductile (cadre din beton armat, structuri duale cadre-diafragme) care pot disipa o cantitate mare de energie prin deformații postelastice, în urma apariției articulațiilor plastice.

În cazul sistemelor structurale cu planșee dală, mecanismul de cedare caracteristic (casant, fără avertizare) este prin forfecarea plăcii în jurul stâlpului sub acțiunea forței tăietoare și a momentelor neechilibrate, înainte ca liniile de cedare ductilă să se poată dezvolta pe deplin.

Lipsa de ductilitate și rigiditatea laterală redusă impune o restricție în ce privește reducerile sensibile ale încărcărilor seismice, pe baza comportării inelastice, ceea ce le face utilizabile în anumite condiții restrictive: limitarea distanței dintre stâlpi, limitarea numărului de niveluri și a înălțimii clădirii, limitarea încărcărilor utile, utilizarea în zone cu grad de intensitate seismică redusă.

Un exemplu edificator în sensul celor spuse mai sus este calculul comparativ al structurii unui clădiri P + 3, cu magazine la parter și locuințe la restul nivelurilor, cu sistemul structural format din stâlpi, planșee dală și cadre și o altă clădire cu sistemul structural format numai din stâlpi și dale, provenind din prima prin eliminarea grinzilor /I.4/. După cum era de așteptat, structura fără grinzi s-a dovedit a fi mai elastică față de cea cu grinzi, având perioada proprie de vibrație de 1,36 de ori mai mare, deplasarea maximă la vârf de 1,91 de ori mai mare și coeficienții seismici globali de 1,15 ori mai mici.

După unii cercetători, în timpul unui seism, îmbinările dală-stâlp pot disipa prin deformații plastice mai puțin de jumătate din energia disipată de o grindă conformată corespunzător. Alți cercetători au dovedit prin lucrări experimentale /K.1/ că, la un anumit nivel de deformații, dacă la primul ciclu de încărcări alternante inelastice nodul dală-stâlp e capabil de o disipare de energie apreciabilă, capacitatea de disipare a energiei scade simțitor la următoarele cicluri de încărcări

Dezavantajele menționate pot fi contracarate îmbunătățind sistemul structural prin adăugarea de elemente ductile:

- 1) în anumite limite, prin îngroșarea dalei, ceea ce duce însă la creșterea consumului de beton și a greutateii construcției, sistemul constructiv devenind neeconomic;
- 2) introducerea unor elemente de rigidizare sistem cadre, care să preia în totalitate sau în cea mai mare parte încărcările orizontale (exemplul de mai sus);
- 3) introducerea unor elemente de rigidizare sistem diafragme, care să preia în totalitate sau în cea mai mare parte încărcările orizontale;
- 4) realizarea unor grinzi echivalente de grosimea dalei, pe ambele direcții în dreptul stâlpilor și a unor panouri de forfecare sau diafragme rare, formându-se două linii postelastice de disipare a energiei induse de seism, una a panourilor de forfecare sau a diaframelor rare și a doua cea a cadrelor echivalente.

Cu toate studiile teoretice și experimentale efectuate pe plan mondial prin programe internaționale există încă multe aspecte insuficient clarificate privind comportarea sistemelor structurale cu planșee dală, în special la acțiuni dinamice de tip seism. Cel mai facil mod de a contracara aceste aspecte insuficient clarificate este o concepție structurală plină de acuratețe, cât mai simplă, clară, cu mai multe linii de rezistență mecanică și de ductilitate ce se completează reciproc și intră în lucru progresiv la nevoie.

Începând din 1975 și în special după 1980, s-a remarcat și la noi în țară o creștere a interesului și preocupărilor cercetătorilor și proiectanților față de aceste tipuri de structuri, ceea ce a permis o serie de realizări practice și experimentale care justifică extinderea folosirii lor.

3.2 Sisteme de realizare și domenii de utilizare a structurilor cu planșee dală

Avantajele cunoscute și recunoscute a structurilor cu planșee dală explică și justifică largă lor aplicare în străinătate prin numeroase exemple din literatura de specialitate, precum și prin faptul că majoritatea țărilor dezvoltate au în codurile naționale de proiectare prevederi specifice pentru aceste tipuri de structuri și continuă să dezvolte largi programe de cercetare în acest domeniu.

În rândul țărilor avansate și vecine ce proiectează astfel de structuri cu planșee dală din beton armat sau precomprimat (pentru mărirea tramei clădirii) se numără: SUA, Australia, Noua Zeelandă, Elveția, Germania, Yugoslavia, Rusia și Bulgaria.

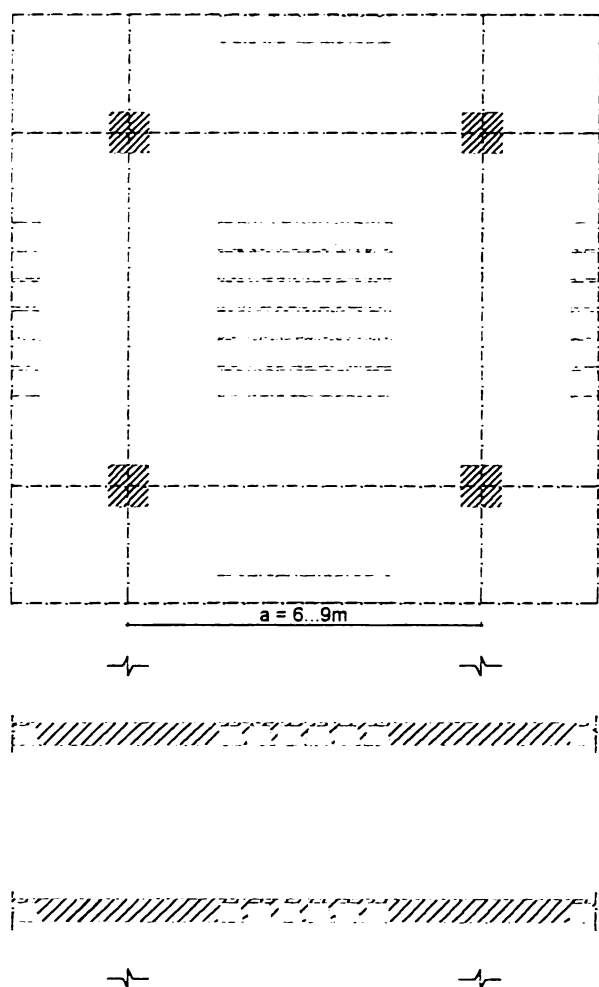
La noi în țară structurile cu planșee dală s-au folosit pe scară redusă (în special structuri cu planșee ciuperce), justificarea fiind lipsa unor prescripții de proiectare specifice oficializate (deși s-

au elaborat în faze avansate astfel de norme), dar mai ales a unor condiții conjuncturale de analiză limitată a eficienței tehnico-economice a acestor structuri, fără a se avea în vedere avantajele funcționale și simplitatea de execuție cu efecte favorabile indirecte și de loc neglijabile în timp. La acestea se mai adaugă, justificat, reținerea unor proiectanți în abordarea acestor structuri în condițiile seismice din țara noastră, fără a dispune de prescripții de proiectare fundamentate pe date experimentale proprii țării noastre.

În continuare se prezintă principalele caracteristici de conformare constructivă a unor sisteme structurale cu planșee dală din beton armat, executate la noi în țară începând cu anul 1975, în baza unor studii de proiectare și a unor cercetări experimentale efectuate de unități de proiectare și execuție și de unități de cercetare din țară.

3.2.1 Sisteme monolite

Aceste sisteme sunt sistemele clasice cu o conformare constructivă simplă, cele mai aplicate în străinătate. Aria largă de aplicare în străinătate se explică în principal prin gradul ridicat de



Exemple de aplicare în Cluj - Napoca

- Magazin Universal Central Cluj - Napoca
- Magazin BIG Mănăstur
- Hală agroalimentară

Fig. 3.1 Structura monolită cu dală nervurată în zona centrală.

industrializare a executării betonului armat sau precomprimat monolit, prin întrebuițarea cofrajelor re folosibile (ex. Firma Strikland – SUA), folosirea carcaselor de armătură executate în fabrici, turnarea betonului cu pompe de beton, folosirea precomprimării etc.

La noi în țară sunt puține exemple de structuri cu planșee dală până în 1975, datorită inconvenientelor ce au decurs din execuția monolită după metode tradiționale neindustrializate. Până la această vreme sunt de semnalat unele construcții de locuințe izolate (plombe, tronsoane de colț, clădiri unicate) executate în București și în țară.

Mai recent, odată cu creșterea gradului de industrializare a betonului monolit, acest sistem constructiv a început să fie aplicat la realizarea unor clădiri comerciale și administrative. Un exemplu sunt clădirile din Cluj-Napoca [1.2] unde s-au executat un număr de trei clădiri comerciale P + 3 (4) E (h nivel fiind de 4,5 m), cu stâlpi pe o rețea modulară de 9 × 9 m, având dala nervurată în zona centrală a fâșiilor de câmp; grosimea dalei este de 50 cm.

Structura este prezentată în figura 3.1 și a fost concepută să preia ea însăși încărcările orizontale, fără elemente distincte de contravântuire.

Un alt tip de structură cu planșeu dală în zona centrală este prezentat în figura 3.2.

Simplitatea execuției, gradul ridicat de industrializare (cofraje și susțineri re folosibile, armarea cu carcase preambalate uzinate, turnarea betonului cu pompa) a condus la obținerea unui ritm de execuție comparabil cu al unui sistem prefabricat, ce nu exclude

însă întreruperi datorită timpului sau a altor conjuncturi nefavorabile.

Avantajele tehnico-economice ale sistemului în condițiile industrializării execuției betonului monolit, probate cu aceste realizări, justifică pledarea pentru folosirea acestui sistem cel puțin în

domeniul clădirilor comerciale și administrative în zone cu seismicitate moderată (având în vedere grosimea mare a dalei rezultată pentru a putea prelua energia indusă de seisme).

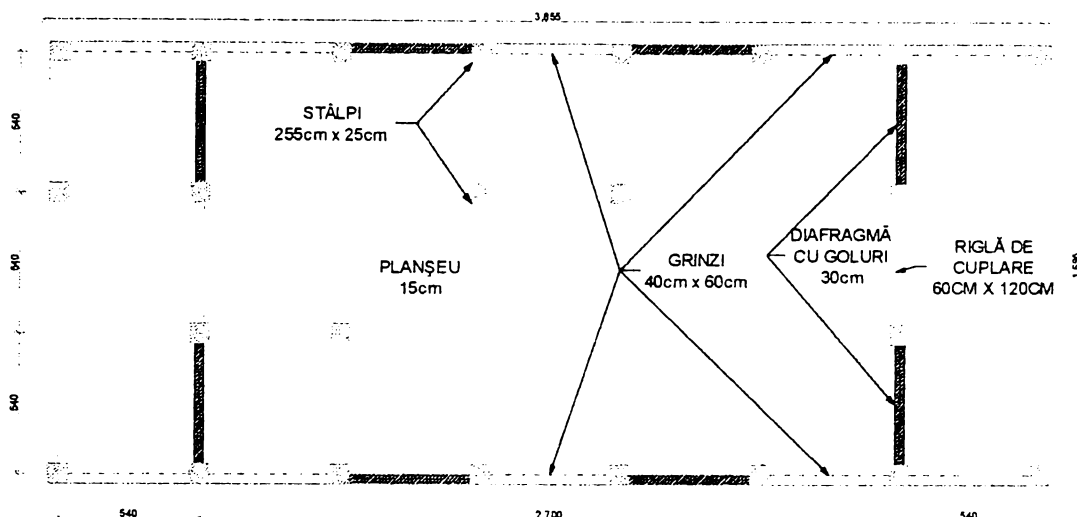


Fig. 3.2 Structura monolită cu dală în zona centrală.

3.2.2 Sisteme mixte

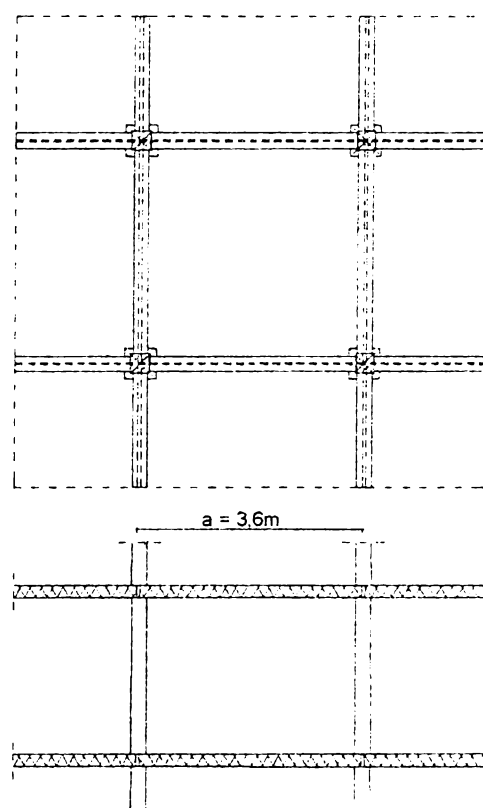
O primă încercare de a elimina dezavantajul suprafețelor mari de cofrat la realizarea dalelor din beton armat monolit, s-a făcut prin adoptarea unor sisteme mixte cu elemente monolite și prefabricate.

În scopul sporirii gradului de industrializare prin prefabricare, începând cu anul 1978, în baza unor cercetări proprii, IPCT București a elaborat proiectul tip nr. 1215. Partea structurală a acestui proiect este formată din stâlpi monoliți plasați la intersecția unei rețele modulare de $3,6 \times 3,6$ m și dale integral prefabricate rezemate pe stâlpi prin intermediul unor papuci metalici înglobați în dale la turnarea acestora. Caracteristicile de conformare constructivă se prezintă în figura 3.3.

După 1980 sistemul mixt cu dale prefabricate a început să fie aplicat la blocuri de locuințe din București, Miercurea-Ciuc, Bistrița-Năsăud, Botoșani, Argeș, Olt, Tulcea, Alba-Iulia etc., ca variante a proiectului tip 1215 sau pe baza unor proiecte unicate.

Într-o variantă îmbunătățită privind realizarea efectului de șabla rigidă a planșeului s-a conceput o structură mixtă cu stâlpi monoliți, predale prefabricate de dimensiunea axelor modulare ale sistemului și suprabetonare. Un exemplu este structura etajată P + 3E, proiectată și executată în Cluj-Napoca la începutul anilor 1970, pentru Filiala Bibliotecii Academiei R.S.R. Rețeaua modulară este de 5×5 m, cu înălțimea de nivel de 3,5 m, grosimea predalei de 7 cm și o suprabetonare de 13 cm.

Pe parcursul aplicării proiectului tip nr. 1215 s-au elaborat și s-au executat și alte variante de realizare a dalei prefabricate. Amintim un exemplu de sistem mixt /I.2/ cu dala realizată din chesoane cu cofraje pierdute, rezemate



Exemple de aplicare

Cladiri de locuit în jud. Harghita (Miercurea-Ciuc)
Bistrița Nasaud, Botosani, Arges etc.

Fig. 3.3 Structura prefabricată cu dală plină rezemată prin papuci metalici.

indirect pe stâlpi prin intermediul unor grinzi monolite având înălțimea egală cu grosimea dalei, dispuse în lungul axelor modulare, eliminându-se în acest mod rezemările pe papuci metalici înglobați în dale, figura 3.4.

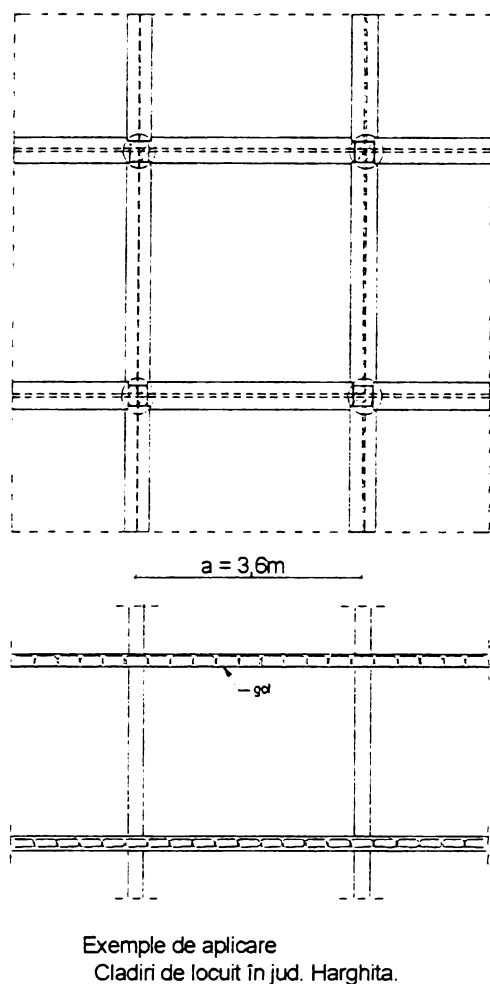


Fig. 3.4 Structură prefabricată cu dală chesonată.

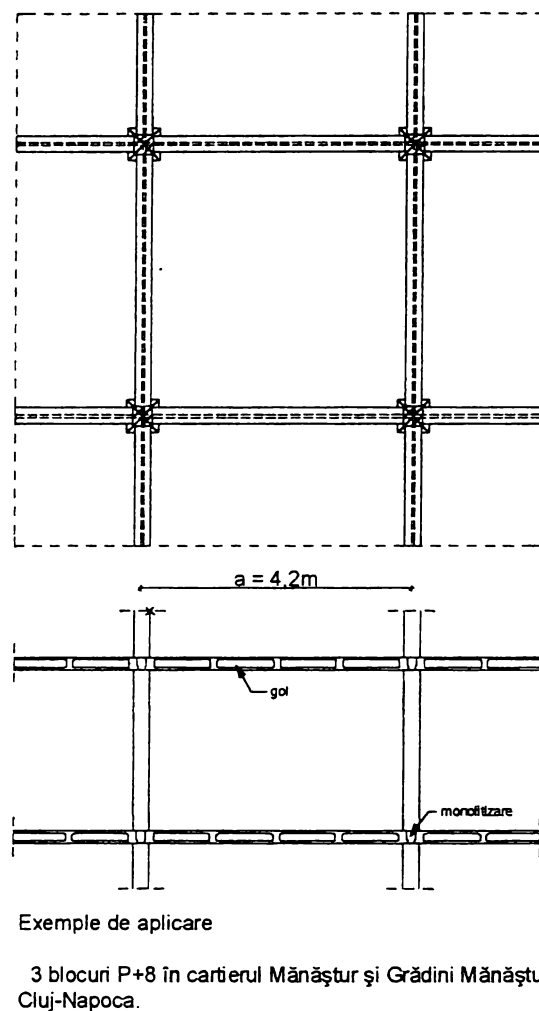


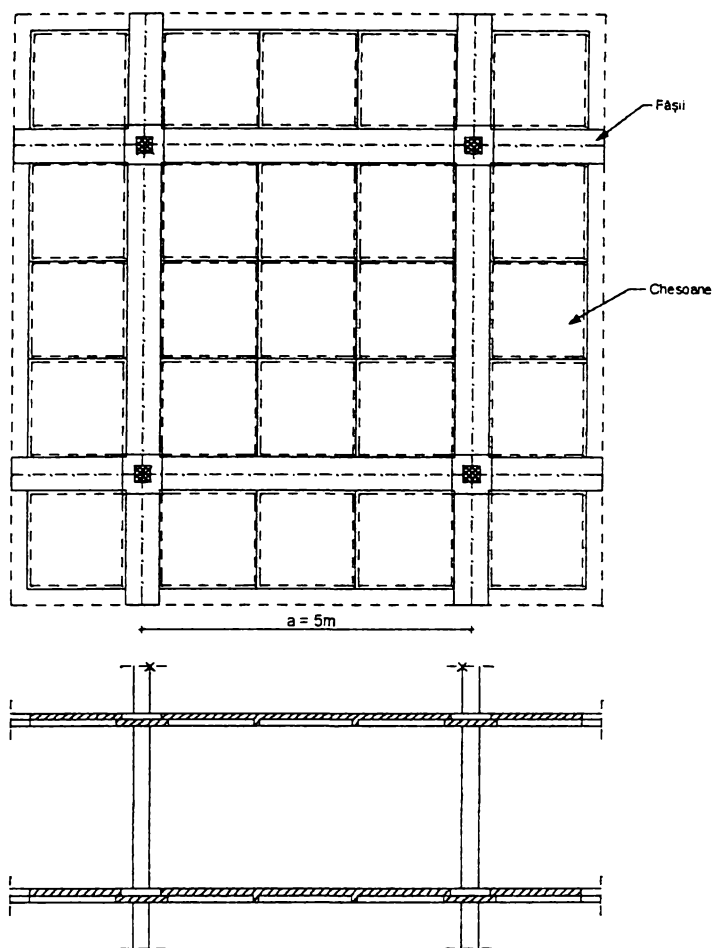
Fig. 3.5 Structură integral prefabricată cu dală chesonată rezemată prin papuci metalici.

3.2.3 Sisteme prefabricate

Din consultarea literaturii de specialitate, n-au rezultat semnalări privind existența unor preocupări, în țara noastră, pentru prefabricarea integrală a sistemelor structurale cu planșee dală înainte de anul 1975.

După acest an, în scopul realizării unor clădiri cu grad sporit de flexibilitate în timp (partiu flexibil) un grup de proiectanți și cercetători din Cluj-Napoca (IPC și ICCPDC) au inițiat un program de cercetare privind realizarea unui proiect de execuție pentru un sistem structural cu planșee dală, integral prefabricat, prezentat schematic în figura 3.5./I.2/.

Sistemul structural este dezvoltat pe o rețea modulară de $4,2 \times 4,2$ m, alcătuit din stâlpi prefabricați pe fiecare nivel și dale chesonate cu cofraje pierdute din cutii de carton, rezemate pe stâlpi prin intermediul unor papuci metalici (similar cu proiectul IPCT 1215). Pe linia axelor modulare se realizează continuitatea elementelor de planșeu prin centuri monolite cu bucle suprapuse, prevăzute pe tot conturul dalelor prefabricate chesonate.



Exemple de aplicare

Complexe comerciale în Cluj-Napoca, 20.000mp.

Fig. 3.6 Structură prefabricată cu fâșii semifabricate și chesoane nervurate.

colaborare cu Facultatea de Construcții din Timișoara, inițiază un vast și amplu program de cercetare a unei structuri integral prefabricate cu planșee dală numită în prezenta lucrare **Structură Duală Prefabricată Deva – SDPD**, prezentată schematic în figura 3.7.

Sistemul a fost aplicat în anii 1978 ÷ 1980 la realizarea unor blocuri de locuințe P + 8E, în Cluj-Napoca, dar a fost abandonat în favoarea altora, din cauza indicilor de consum de oțel și de manoperă dezavantajoși la aceea dată și a costului ridicat al cofrajelor pierdute la realizarea dalelor chesonate.

Un alt sistem, cu un grad de prefabricare de peste 90%, este prezentat în figura 3.6. A fost folosit la realizarea complexelor comerciale cu două sau trei niveluri de 3 ÷ 3,6 m înălțime și cu o rețea modulară de 5 × 5 m. Constructiv sistemul este alcătuit din următoarele elemente prefabricate: stâlpi, capiteluri, fâșii de 1 m lățime în lungul axelor modulare, pe care reazemă chesoane nervurate din beton ușor de 4 × 4 m. După montarea tuturor elementelor prefabricate peste capiteluri și fâșii se toarnă o suprabetonare de 10 cm grosime, care asigură continuitatea sistemului.

Conformarea tuturor sistemelor structurale prezentate până acum limitează aplicarea lor în zone cu grad de intensitate seismică de maxim 6 (echivalent cu zonele seismice D ÷ F din normativul P 100-92).

Începând cu anul 1985, un colectiv de ingineri din proiectare și execuție din Deva, în

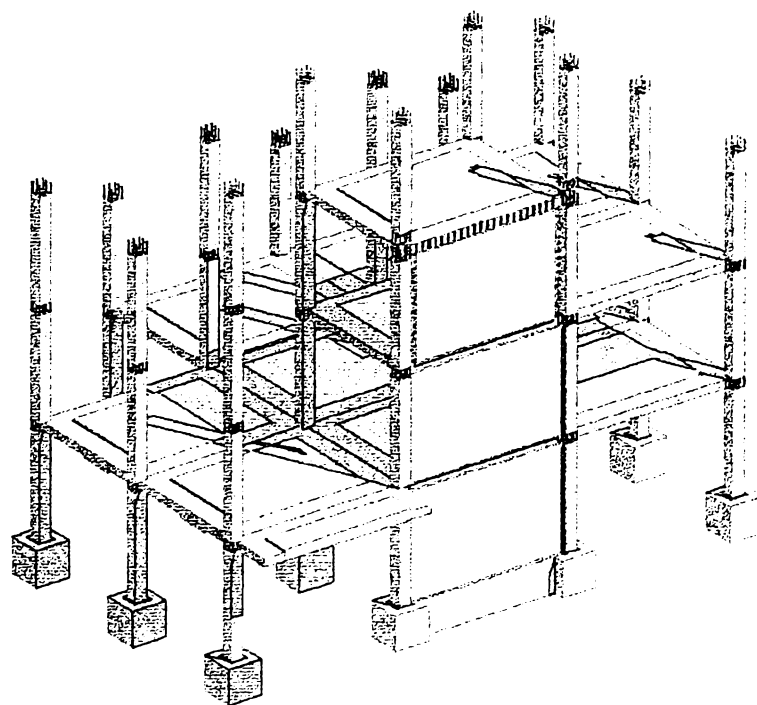


Fig.3.7 Schemă structură prefabricată SDPD

Sistemul structural este destinat clădirilor etajate de locuințe având la bază un modul constructiv pe o tramă pătrată cu deschideri mici sau mijlocii și se compune din următoarele elemente prefabricate din beton armat: stâlpi, placă dală și panou de perete.

Stâlpii au lungimea egală cu 3-4 niveluri, având zona de intersecție cu planșeele nebetonată, dar cu armătura longitudinală continuă pe toată această înălțime.

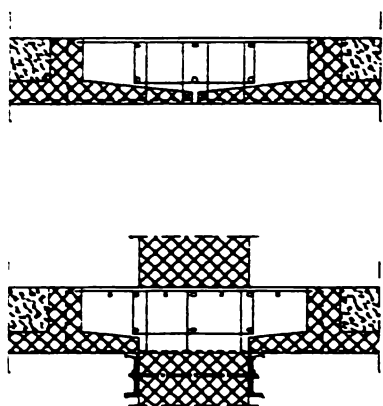


Fig. 3.8 Detaliu de
îmbinare a dalelor

Placa planșeului are dimensiunile axelor modulare și forma unei dale rigidizată cu nervuri incluse în grosimea sa. Rezemarea plăcilor pe stâlpi se face prin intermediul unor dispozitive metalice, reglabile, fixate prin intermediul unor buloane speciale ce se introduc în canalele lăsate în stâlpii prefabricați. Continuitatea sistemului structural se realizează prin bucle suprapuse, lăsate pe tot conturul plăcii. Prin bucle trece armătura de rezistență a riglelor echivalente, armătură ce traversează zona nebetonată a nodului, ca în figura 3.8.

Structura încorporează proprietățile antiseismice a sistemelor structurale în cadre, având înglobată în ea un sistem de cadre spațiale echivalent. Se poate folosi în orice zonă seismică. Surplusul de capacitate portantă la încărcări orizontale se obține prin formarea de diafragme rare, cu ajutorul panourilor de perete concepute ca panouri ce umplu spațiul dintre stâlpi și plăcile de planșeu. Structura se poate transforma astfel dintr-o structură în cadre echivalente într-o structură duală, însușindu-și toate avantajele acestui sistem structural.

3.3 Răspunsul structurilor cu planșee dală la solicitări exterioare

Structurile cu planșee dală se pot folosi la proiectarea unor clădiri de locuit și social-culturale, cât și a anumitor tipuri de construcții industriale (magazii, depozite, hale etajate) la care încărcarea temporară nu depășește $5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

Pentru ca răspunsul structurii la solicitările exterioare să fie eficient, se recomandă o conformare pertinentă cu dimensiunile rețelei modulare mai mici de $5 \text{ } 6 \text{ m}$ (pentru panouri din beton armat) și cu zveltețea panourilor λ - egală cu raportul laturilor – cât mai aproape de valoarea 1:

$$0,5 \leq \lambda = l_x / l_y \leq 2 \quad (3.1)$$

Calculul structurilor cu planșee dală se poate face admitându-se orice metodă sau procedeu de calcul static cu condiția ca ele să fie elaborate pe baza principiilor mecanicii construcțiilor, cu respectarea condițiilor de echilibru și compatibilitate geometrică. De asemenea se impune respectarea condițiilor de rezistență și de exploatare, inclusiv cele de deformație.

Structurile la care nu se prevăd elemente de rigidizare se modelează static printr-un cadru spațial echivalent, ce dezvoltă linii de cedare la limita rezistențelor mecanice, sub acțiunea încărcărilor din gruparea fundamentală, și linii de ductilitate asociate unui mecanism de cedare primar dorit sub acțiunea încărcărilor din gruparea specială.

Sub acțiunea încărcărilor din gruparea fundamentală se dezvoltă:

- linii de rezistență mecanică la încovoiere, în dalele groase panourile de placă; cedări la forțe tăietoare în secțiuni înclinate în panourile de placă nu se produc, de regulă, dalele fiind plăci groase cu o capacitate mare de preluare a eforturilor principale unitare de întindere σ_1 ;
- linii de rezistență mecanică la forțe axiale, încovoiere și forțe tăietoare, în lungul stâlpilor;
- linii de rezistență mecanică la lunecare în jurul stâlpilor sau a forțelor concentrate semnificative – străpungerea plăcii.

Sub acțiunea încărcărilor din gruparea specială, la o conformare elastică a nodurilor, se dezvoltă:

- linii ductile în zonele adiacente nodurilor ce au incursiuni postelastice.

3.3.1 Comportarea structurilor cu planșee dală sub acțiunea încărcărilor din gruparea fundamentală

În majoritatea țărilor /A.2/, /A.11/, /B.6/, /C.3/, /D.6/, /N.6/, /S.3/, /S.2/, răspunsul structurilor cu planșee dală la acțiunea încărcărilor statice gravitaționale și orizontale (structuri nerigidizate pentru preluarea încărcărilor orizontale dinamice), este evaluat de norme prin orice procedeu de calcul static, elaborat pe baza principiilor mecanicii construcțiilor, cu respectarea următoarelor condiții:

- de echilibru și compatibilitate geometrică;
- de rezistență mecanică;
- de exploatare, inclusiv cele de deformație.

Pentru a pune la îndemâna proiectanților procedee simplificate, în scopul reducerii volumului de calcul, aceste norme admit două procedee aproximative pentru evaluarea eforturilor în dalele planșeelor și, eventual și în stâlpi: **metoda directă** (sau metoda coeficienților, sau metoda empirică) și **metoda cadrului înlocuitor** (sau a cadrului echivalent sau a cadrului continuu).

Metoda directă, aplicabilă în niște condiții restrictive, se poate utiliza numai pentru determinarea solicitărilor în structuri cu planșee dală acționate doar de **încărcările grupării fundamentale**. Aplicarea acestei metode se face pe planșeul dală împărțit în fâșii ortogonale de reazem și de câmp, ca în figura 3.9. Se definește un moment încovoietor global, ce se distribuie prin intermediul unor coeficienți fâșiilor de câmp și de reazem.

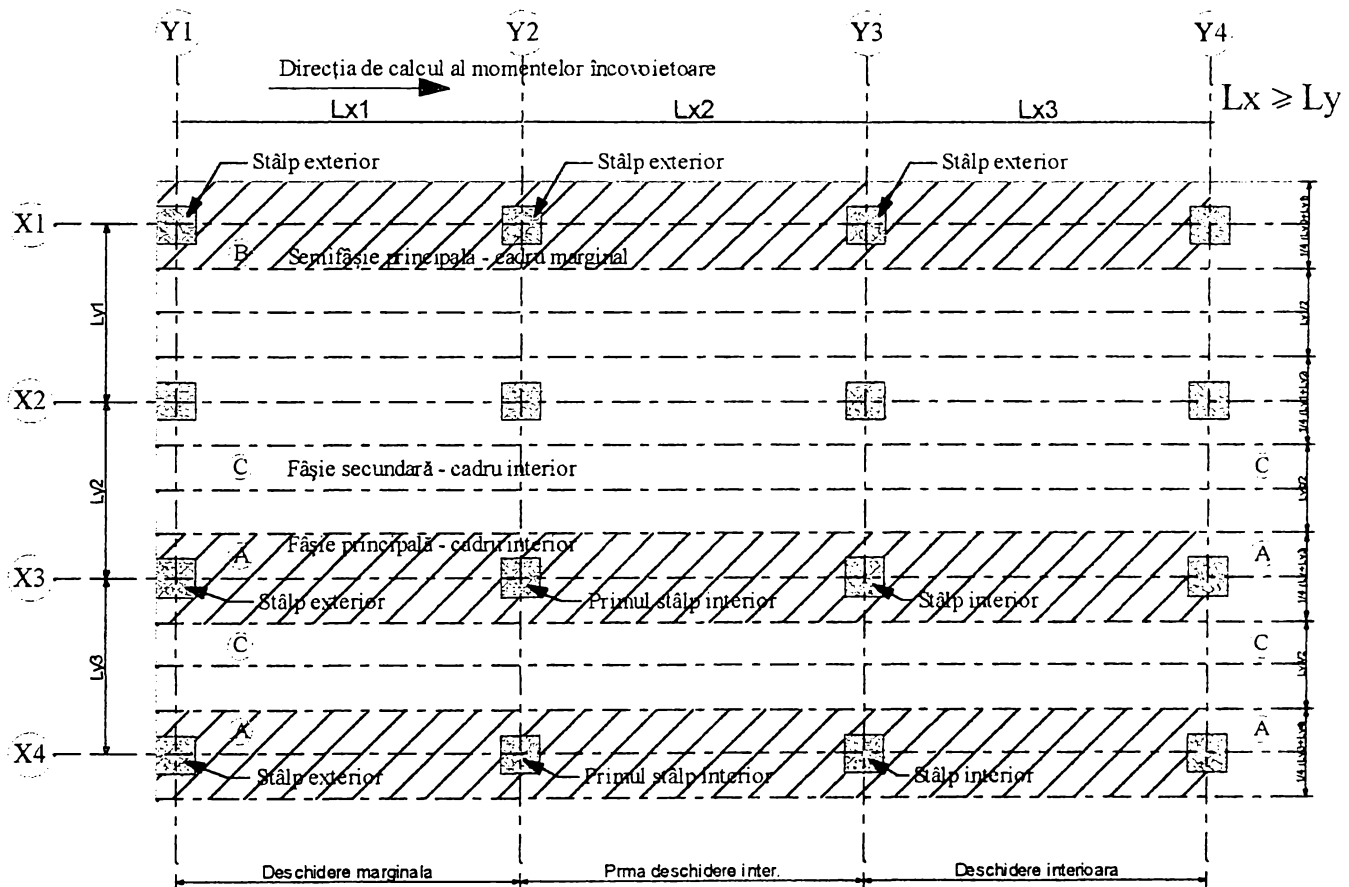


Fig. 3.9. Metoda directă de calcul

Metoda cadrului echivalent, se poate aplica atât pentru **încărcările grupării fundamentale** cât și pentru **încărcările grupării speciale** (vânt, seism). Lățimile dalei –riglă (rigla echivalentă de cadru) se apreciază, în principiu, ca în figura 3.10.

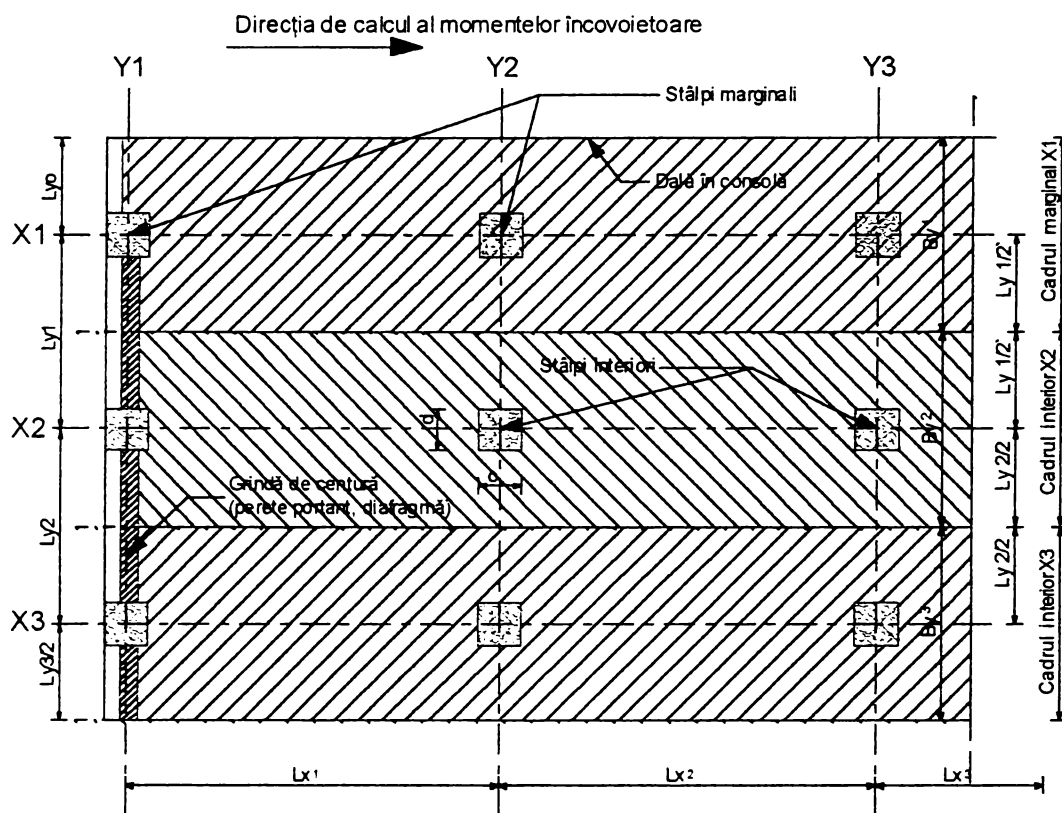


Fig. 3.10 Metoda cadrului echivalent

Unele norme consideră o rigiditate redusă a dalei-riglă la încărcări orizontale, luând în calcul o lățime redusă a dalei-riglă – B_0 – ca în figura 3.11.

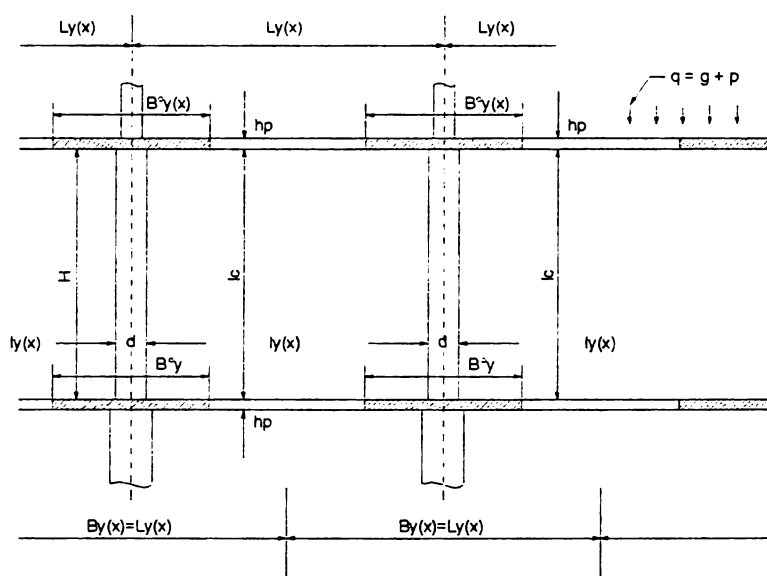


Fig. 3.11. Lățimile reduse a riglelor echivalente.

Analiza răspunsului structurii evaluat prin aceste două metode, ce se prezintă mai jos, se referă la proiectul de normativ românesc /N.6/, la normele americane /A.2/, britanice /B.6/, normele din Noua Zeelandă /S.3/ și germane /D.6/.

Normele rusești /S.2/ cuprind prevederi numai pentru calculul planșelor dală la străpungere, fără a face referiri la calculul de structură.

Normele japoneze tratează sumar planșeele cu dale groase, impunând existența capitulurilor la partea superioară a stâlpilor, realizându-se planșee ciuperci. Prevederile acestor norme nu intră în studiul de față.

Normele internaționale CEB-FIP cuprind prevederi detaliate pentru calculul la străpungere. Calculul structurii este comentat doar la nivel de principii generale, prezentându-se metodele de analiză (liniară, neliniară), fără a se trata în detaliu problemele de calcul specifice structurilor cu planșee dală.

Este de remarcat că prevederi detaliate privind calculul structurilor cu planșee dală la încărcări orizontale au numai propunerile de norme românești și normele americane. Normele englezești amintesc doar de calculul respectiv, iar normele neozeelandeze nu au nici o prevedere în acest sens.

Prevederile normelor germane sunt reduse ca extindere și se referă la o singură metodă aproximativă de calcul, ce ar corespunde metodei directe, adecvată unor încărcări preponderent verticale. Planșeul dală se echivalează cu o rețea de grinzi ortogonale, rezemată pe stâlpi.

3.3.1.1 Considerații privind metoda directă

Condiții restrictive

1. Domeniul de aplicabilitate a metodei directe se dă funcție de raportul deschiderilor modulare L_y / L_x (vezi fig.3.9). Transpunând într-un grafic aceste domenii (fig.3.12) se vede că cel mai restrictiv domeniu este impus de normele britanice și germane, iar cel mai larg de normele americane și neozeelandeze, propunerile românești situându-se între ele.

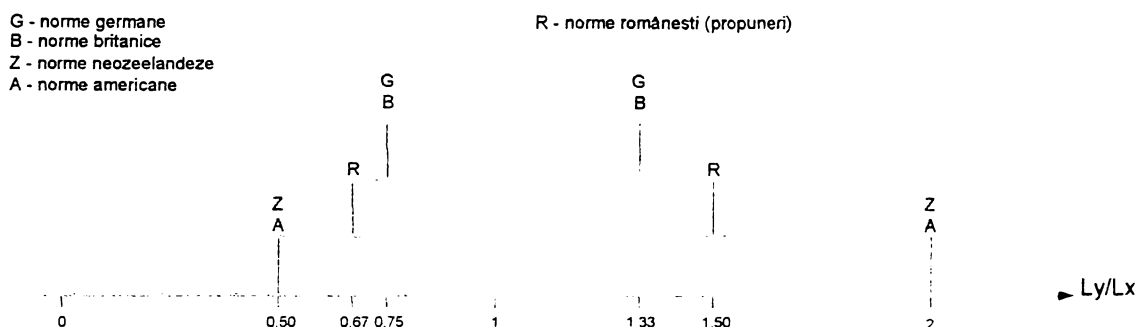


Fig. 3.12 Domeniul de aplicare al metodei directe

2. Diferența dintre deschiderile modulare L_x și L_y ($L_x \geq L_y$) se indică în tabelul 3.1:

Tabelul 3.1 Raportul L_{max} / L_{min} după diferite norme

Norme	A și Z	R	B	G
L_{max} / L_{min}	$\leq 1,50$	$\leq 1,25$	$\leq 1,10$	nu prevede nimic

3. Raportul dintre încărcarea temporară – p – și cea permanentă – g- se indică în tabelul 3.2:

Tabelul 3.2 Raportul P / g după diferite norme

Norme	A și Z	R	B	G
P / g	≤ 3	≤ 3	≤ 2	nu prevede nimic

Definirea momentului încovoietor global pe panou – M_o

Normele românești, cele americane și neozeelandeze indică aceeași relație de calcul pentru momentul M_o (rel.3.2). Normele britanice folosesc o relație similară, dar iau o deschidere de calcul ceva mai mare, micșorând dimensiunea modulară cu $2/3$ din dimensiunea stâlpului (rel.3.3). Relația (3.3) conduce la un moment global puțin mai mare decât relația (3.2).

$$M_{ox(oy)} = \frac{1}{8} q L_{y(x)} l_{x(y)}^2 \quad (\text{vezi fig.3.11}) \quad (3.2)$$

$$M_{ox(oy)} = \frac{q}{8} L_{y(x)} \left(L_{x(y)} - \frac{2h_c}{3} \right)^2 \quad (3.3)$$

în care:

- q este încărcarea totală de calcul $g + p$;
- $L_{y(x)}$ - dimensiunea modulară (deschiderea interax) pe direcția y, respectiv x;
- $l_{x(y)}$ - deschiderea de calcul (lumina) pe direcția x, respectiv y;
- h_c - dimensiunea secțiunii transversale a stâlpului pe direcția de calcul (c sau d, conform fig.3.11).

Normele germane consideră momentele calculate pe rețeaua de grinzi, precizând doar că încărcările pe planșeu se așează în pozițiile cele mai defavorabile pentru calculul momentelor pozitive din câmp și negative de pe reazeme.

Distribuția momentelor M_0

Normele românești, americane și neozeelandeze folosesc aceeași coeficienți de distribuție pe direcția de calcul, într-o deschidere interioară și anume 0,65 în câmp și 0,35 pe reazem (pe semifâșia de reazem indicată în fig.3.9). Pentru deschiderea marginală toate cele trei norme țin cont de modificarea momentelor față de cele dintr-un panou interior, datorită condițiilor de margine ale

dalei. Normele românești fac acest lucru prin coeficienți ce afectează momentul global, funcție de rigiditățile la încovoiere a elementelor de margine. În celelalte două norme coeficienții ce afectează momentul global sunt dați funcție de situațiile concrete (margine liberă, grindă, stâlpi, etc.).

Normele britanice distribuie momentul global cu coeficienți ușor diferiți, 0,62 în câmp și 0,38 pe reazem. După distribuirea momentului global va rezulta aproximativ același moment în câmp și un moment ceva mai mare pe reazem. Nu se ține cont de condițiile de margine ale dalei.

Distribuția momentelor de pe reazem și din câmp, în sens transversal direcției de calcul, se face prin coeficienții indicați în figura 3.13.

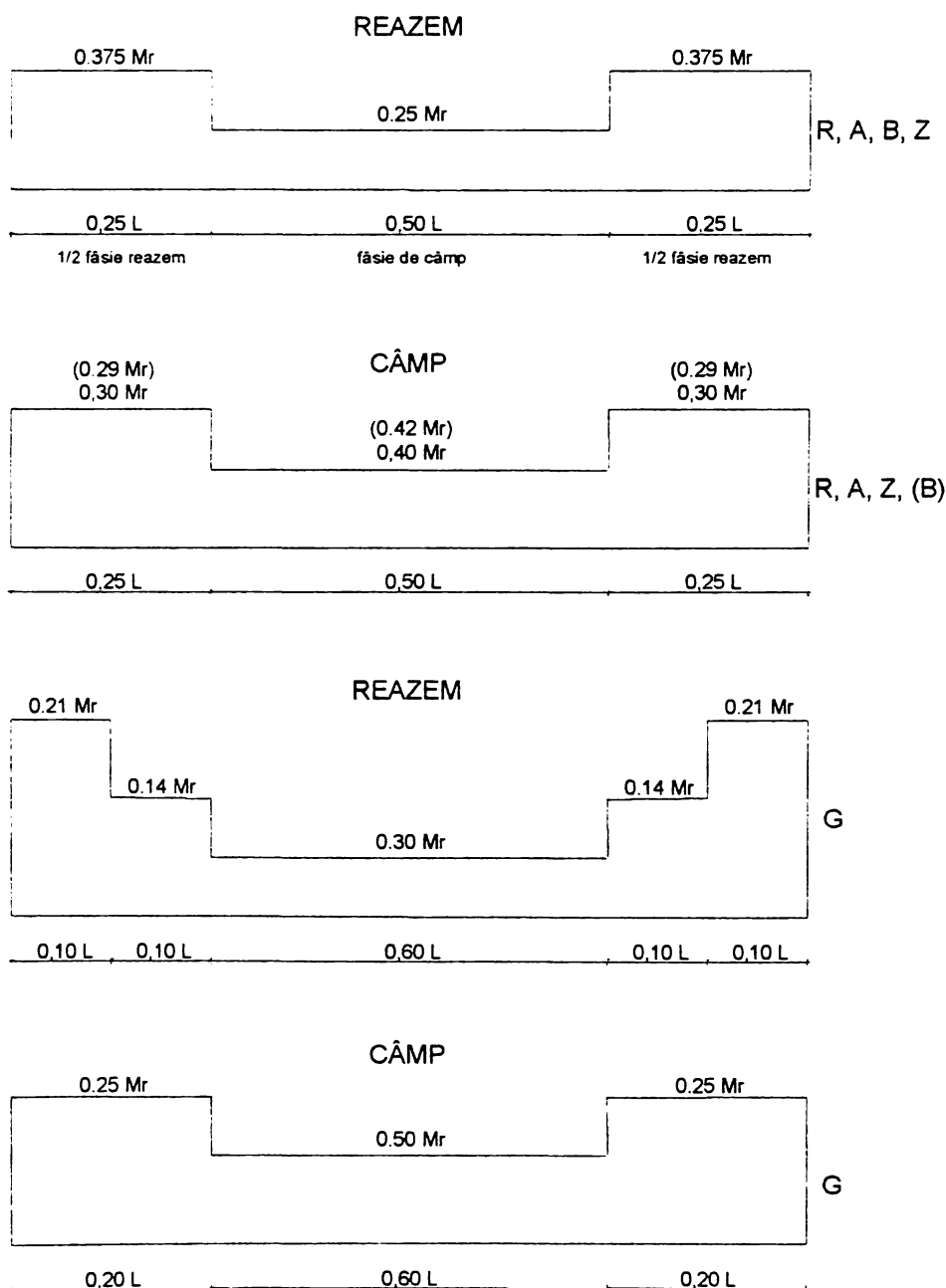


Fig. 3.13 Distribuția momentelor pe fâșii

Dimensionarea stâlpilor

Stâlpii se dimensionează la forță axială și la un moment M_s egal cu o fracțiune din momentul neechilibrat de pe reazem M_r . Restul momentului ($M_r - M_s$) se va prelua prin eforturi de forfecare locale produse în secțiunea critică de străpungere a dalei din dreptul stâlpilor.

Fracțiunea de moment neechilibrat de pe reazem M_s rezultă de aceeași valoare după normele românești, americane și neozeelandeze. Normele românești indică într-un tabel coeficientul $(1-\nu)$ funcție de raportul $(c + h_p) / (d + h_p)$, cu care se calculează momentul $M_s = (1-\nu) M_r$, h_p fiind grosimea dalei. Normele americane și neozeelandeze dau direct relația coeficientului γ_f cu care se calculează momentul $M_s = \gamma_f M_r$.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 \times \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c \text{ (sau } d) \times h_0}{d \text{ (sau } c) \times h_0}}} \quad (3.3)$$

în care:

γ_f este coeficientul ce definește fracțiunea de moment neechilibrat;

c și d - dimensiunile secțiunii transversale ale stâlpului;

h_0 - înălțimea utilă a secțiunii transversale a dalei.

Normele britanice dau o valoare constantă pentru momentul neechilibrat transmis stâlpilor și anume 50% din momentul de pe reazem se transmite stâlpului interior și 80%, stâlpului exterior.

Normele germane nu au prevederi în acest sens.

În toate normele, fracțiunea de moment neechilibrat se transmite stâlpului superior și inferior adiacent nodului, proporțional cu rigiditățile lor.

3.3.1.2 Considerații privind metoda cadrului echivalent

Metoda este inclusă în normele românești, americane, neozeelandeze și britanice, lipsind din normele germane. Prin acest procedeu sistemele structurale cu planșee dală pot fi calculate atât la încărcări verticale, cât și la încărcări orizontale. Calculul la acțiunea încărcărilor verticale este prezentat în toate normele amintite mai sus, cel la acțiunea încărcărilor orizontale este expus numai de normele românești și americane. În normele britanice se amintește doar de această posibilitate, iar în normele neozeelandeze nu există nici o prevedere în acest sens.

Metoda cadrului echivalent este tratată cel mai detaliat în normele românești, existând capitole diferite pentru calculul la încărcări verticale și orizontale.

Calculul la încărcări verticale

Normele prezintă deosebiri în ce privește valoarea și distribuția încărcării temporare pe deschiderile cadrului echivalent. Astfel, normele românești, americane și neozeelandeze indică două moduri de încărcare a deschiderilor cadrului pentru determinarea momentelor maxime, în funcție de raportul dintre încărcarea temporară p și cea permanentă g :

- dacă $p < 3/4 g$ sau acționează simultan pe toate panourile, încărcarea p se consideră distribuită pe toată suprafața planșeului;
- dacă $p \geq 3/4 g$ momentul maxim pozitiv din câmp se calculează încărcând deschiderea interesată și deschiderile alternante cu $3/4 p$; momentul maxim negativ de pe reazem se obține încărcând cu $3/4 p$ deschiderile adiacente reazemului respectiv
- în toate cazurile, momentul de calcul trebuie să fie cel puțin egal cu cel rezultat din acțiunea încărcării temporare pe toate deschiderile planșeului.

În normele britanice se indică un singur mod de distribuție a încărcării temporare, indiferent de valoarea raportului p/g și anume :

- pentru determinarea momentelor maxime pozitive se încarcă deschiderile alternative cu încărcarea totală maximă de calcul ($1,4g_k + 1,6p_k$, indicele k indicând valoarea încărcării caracteristice) și toate celelalte deschideri cu încărcarea permanentă minimă ($1,0g_k$);

- pentru determinarea momentelor maxime negative se încarcă cele două deschideri adiacente nodului interesat cu încărcarea totală maximă de calcul ($1,4g_k + 1,6p_k$) și toate celelalte deschideri cu încărcarea permanentă minimă ($1,0g_k$);

După toate normele, momentele din secțiunile critice ale grinzii-dală se distribuie fâșiei de reazem și fâșiei de câmp. Această distribuție este identică cu cea din metoda directă în normele românești, americane și neozeelandeze.

În normele britanice coeficienții de distribuție sunt diferiți față de metoda directă. Se dă mai jos tabelul 3.3 cu coeficienții de distribuție a momentelor; coeficienții sunt unici, fără a se ține cont de raportul laturilor panourilor de dală. Față de celelalte norme analizate, rezultă o repartizare identică a momentelor negative, însă momentele pozitive ce revin fâșiei de reazem (peste stâlpi) rezultă cu 5% mai mici.

Tabelul 3.3 Coeficienții de distribuție a momentelor după normele britanice

Distribuția momentelor totale pozitive și negative între fâșiile de reazem și de câmp		
Tipul fâșiei	Reazem	Câmp
Momente negative	75%	25%
Momente pozitive	55%	45%

Calculul la încărcări orizontale

Normele românești limitează utilizarea sistemelor structurale cu planșee dală nerigidizate la zonele seismice E și F și la maxim două niveluri. La amplasarea clădirilor în alte zone seismice și pentru un număr mai mare de niveluri se cere o justificare tehnico-economică, în conformitate cu respectarea prevederilor normativului P100-92.

Normele americane și britanice nu prevăd nici un fel de limitări.

În toate normele, în care se prevede calculul sub acțiunea încărcărilor grupării speciale, se ține cont de efectul fisurării reale și a armării asupra rigidității dalei-riglă, reducându-se lățimea dalei-riglă la un anumit procent din dimensiunile modulare ale structurii.

În normele românești și americane acest procent se evaluează funcție de raportul dintre dimensiunile stâlpilor și dimensiunile modulare. În lipsa unor calcule care să țină cont de efectul fisurării reale și a armării asupra rigidității dalei-riglă, normele românești dau un grafic din care se determină direct lățimea redusă a dalei-riglă. Normele americane dau o formulă pentru calculul momentului de inerție a secțiunii fisurate.

În normele britanice procentul de mai sus este unic – 50% - pentru toate situațiile.

3.3.2 Capacitatea portantă la străpungere a planșeelor dală

Plăcile plane supuse unei forțe concentrate sau a unor forțe și cupluri concentrate (momente neechilibrat) pot ceda printr-un efect de forfecare, înaintea atingerii capacității portante la încovoiere. Această cedare, cunoscută în literatura de specialitate sub denumirea de cedare la străpungere, caracteristică planșeelor dală, poate apărea și la alte tipuri de planșee solicitate la forțe concentrate fixe sau mobile și la fundații.

Toate normele admit, ca ipoteză, cedarea printr-un efect de străpungere a dalei de către stâlp, în lungul unei suprafețe în formă de trunchi de piramidă sau trunchi de con (la stâlpi circulari). Suprafața este localizată în jurul zonei de contact stâlp – dală, ca în figura 3.14, având generatoarea înclinată la un unghi $\alpha = 30^\circ \div 35^\circ$ față de orizontală.

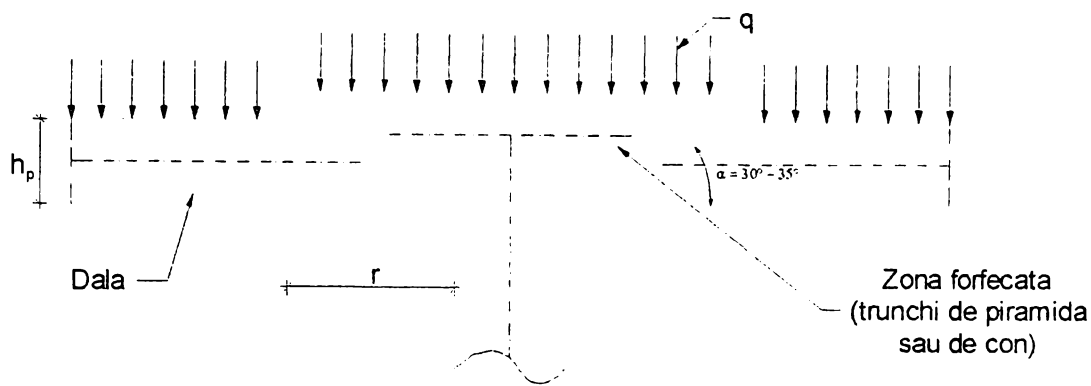


Fig. 3.14 Cedarea dalei prin efectul de străpunngere

Capacitatea portantă a suprafeței piramidale sau conice depinde de rezistența convențională la forfecare a betonului, de unghiul de înclinare a suprafeței piramidale față de orizontală și de raportul dintre dimensiunile stâlpului și grosimea plăcii.

Pentru a simplifica modul de calcul a capacității portante la străpunngere a dalei în jurul stâlpului, toate normele (românești sau străine) acceptă considerarea unei secțiuni critice de străpunngere perpendiculară pe planul median al dalei, situată la distanța r (vezi fig.3.14) de conturul real sau echivalent pe care se aplică încărcarea. În această abordare relația de calcul a capacității portante la străpunngere a dalei nu mai depinde de raportul dintre dimensiunile stâlpului și grosimea plăcii. Aria secțiunii critice se determina cu relația (3.4):

$$A_{cr} = p_{cr} h_0 \quad (3.4)$$

în care:

- h_0 este înălțimea utilă a secțiunii dalei (înălțimea secțiunii critice);
- p_{cr} - perimetrul critic, luat în considerare conform figurii 3.15.

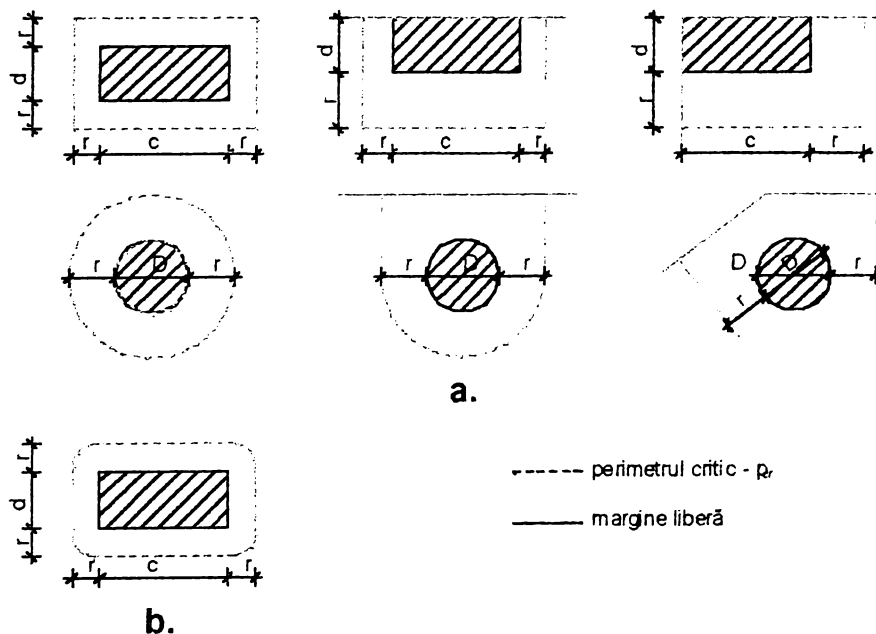


Fig.3.15 Luarea în considerare a perimetrului critic

Aprecierea perimetrului critic și a distanței r de diferite norme

STAS 10 107/0-90 și propunerile de norme românești /N.6/

$$r = 0.5h_p \quad (\alpha = 45^\circ)$$

$$p_{cr} = 2(c + d + 2h_p), \quad \text{conform fig.3.15.a}$$

$$p_{cr} = \pi (D + h_p), \quad \text{unde } D \text{ este diametrul stâlpului.}$$

ACI 318-95 /A.2/, SNIP /S.2/

$$r = 0,5h_0$$

$$p_{cr} = 2(c + d + 2h_0),$$

unde h_0 este înălțimea utilă a dalei conform fig.3.15.a

DIN 1045 /D.6/

$$r = 0,5h_0$$

$$p_{cr} = \pi (1,13 \sqrt{cd} + h_0)$$

$$p_{cr} = \pi (D + h_0),$$

$$(\alpha = 45^\circ)$$

conform fig.3.15.a

unde D este diametrul stâlpului.

CEB –FIP /C.3/, EuroCode 2 /E.1/

$$r = 1,5 h_0$$

$$p_{cr}$$

$$(\alpha = 33,7^\circ)$$

conform fig.3.15.b

Normele britanice CP 110 /B.6/

$$r = 1,5 h$$

$$p_{cr}$$

se apreciază ca în figura 3.16

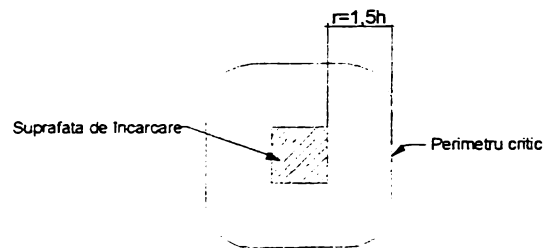


Fig. 3.16. Perimetrul critic în după normele britanice

În raport cu eforturile sectionale ce se transmit de la dală la stâlp, străpungerea poate fi centrică sau excentrică.

Străpungerea centrică este caracterizată de o forță concentrată P, ce acționează în axul stâlpului, ca în figura 3.17.a.

Străpungerea excentrică este caracterizată de o forță concentrată P și un moment M ce acționează în axul stâlpului, ca în figura 3.17.b. Momentele neechilibrate de pe stâlpi (din care o fracțiune se transmit prin străpungere) pot fi datorate deschiderilor inegale, încărcărilor verticale neuniform distribuite, acțiunii vântului sau a altor încărcări acționând lateral. Menționăm că seismele puternice nu pot fi preluate de sisteme structurale stâlpi – dale, fără elemente de rigidizare prevăzute în mod special pentru aceasta.

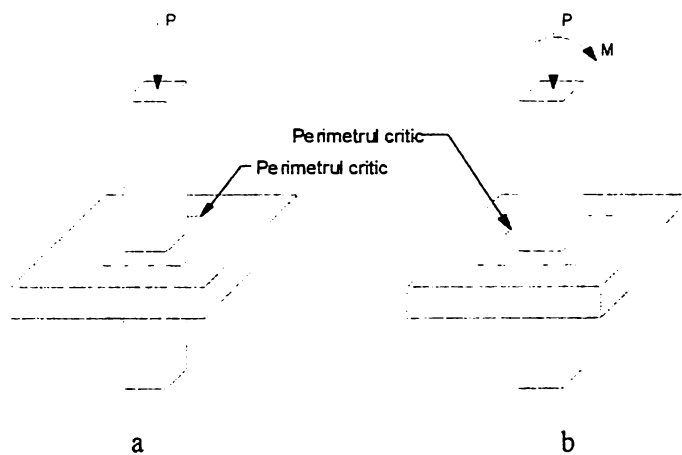


Fig. 3.17 Străpungerea dalelor
a - străpungere centrică; b - străpungere excentrică

3.3.2.1 Străpungerea centrică

Verificarea la străpungere centrică se face în metoda de calcul la stări limită, conform inegalității:

$$Q_c \leq Q_{cap} \quad (3.5)$$

în care:

Q_c este forța de străpungere de calcul;

Q_{cap} - capacitatea portantă la străpungere a secțiunii critice.

În continuare se prezintă modul de considerare a relației (3.5) de diferite norme, pentru dale fără armătură de forfecare (Q_{cap} fiind capacitatea portantă la forfecare a betonului).

□ STAS 107-107/0-90 și P100-92

$$Q_c \leq 0,75 p_{cr} h_0 R_t \quad (3.6)$$

pentru gruparea fundamentală de încărcări

$$Q_c = Q_{G:F} = q L_x L_y \quad (3.7)$$

pentru gruparea specială de încărcări

$$Q_c = Q_{G:S} = Q_{ld} + Q_{sv} \quad (3.8)$$

în care:

q - încărcarea de calcul totală (permanentă și variabilă);

L_x, L_y - deschiderile modulare;

Q_{ld} - fracțiunea de lungă durată din încărcarea $Q_{G:F}$;

Q_{sv} - componenta verticală a forței seismice, conform P100-92.

h_0 este înălțimea utilă a dalei;

R_t - rezistența de calcul la întindere a betonului.

□ Propunerile de norme românești /N.6/ exprimă relația (3.5) astfel:

$$Q_c \leq p_{cr} h_p R_t \quad (3.9)$$

în care h_p este grosimea dalei și Q_c se ia conform rel. (3.7).

□ Codul Model CEB-FIP /C.3/

$$Q_c \leq 1,6 \tau_{Rd} k (1 + 50\mu) h_0 \quad (3.10)$$

$$Q_c = P/u \quad (3.10.a)$$

$$k = 1,6 - h_0 \geq 1 \quad (h_0 \text{ în metri}) \quad (3.10.b)$$

$$\mu = \sqrt{\mu_x \mu_y} \leq 0,008 \quad (3.10.c)$$

în care:

Q_c este forța tăietoare determinată pe unitatea de lungime;

P - forța concentrată de calcul;

u - perimetrul critic;

μ_x (μ_y) - coeficienți de armare pe cele două direcții;

τ_{Rd} - rezistența convențională la forfecare, dată în tabele funcție de clasa betonului;

h_0 - înălțimea utilă medie a dalei - $h_0 = (h_{ox} + h_{oy})/2$.

□ EC2 /E.1/

$$Q_c \leq \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_l) h_0 \quad (3.11)$$

$$Q_c = \frac{V_{sd}\beta}{u} \quad (3.11a)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx}\rho_{ly}} \leq 0,015 \quad (3.11.b)$$

în care:

V_{sd} este forța concentrată de calcul;

u - perimetrul critic;

β - coeficient ce ține cont de eventuale excentricități ale forței V_{sd} , cu valorile 1,15 pentru stâlpii centrali, 1,40 pentru stâlpii de margine și 1,5 pentru stâlpii de colț;

$\rho_{lx}(\rho_{ly})$ - coeficienți de armare pe cele două direcții;
- ceilalți termeni au semnificațiile din rel.(3.10).

□ Normele americane ACI /A.2/ exprimă relația (3.5) astfel:

$$V_u \leq \phi V_c \quad (3.12)$$

$$V_c \leq \left(2 \times \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.12.a)$$

$$V_c \leq \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \times 2\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.12.b)$$

$$V_c \leq 4 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.12.c)$$

în care:

V_u este forța concentrată de calcul;

ϕ - factorul de reducere a capacității portante, funcție de felul solicitării, egal cu 0,85 pentru forfecare;

V_c - capacitatea portantă nominală a betonului la forfecare;

$\sqrt{f'_c}$ - rezistența convențională la forfecare, funcție de rezistența la compresiune a betonului;

d - înălțimea utilă a secțiunii transversale a dalei;

b_o - perimetrul critic;

β_c - raportul dintre latura mare și latura mică a stâlpului.

α_s - o constantă ce se ia 40 pentru stâlpi interiori, 30 pentru cei de margine și 20 pentru cei de colț;

□ Normele DIN 1045 /N.3/ exprimă relația (3.5) astfel:

$$Q_c \leq p_{cr} h_o \gamma_1 \tau_{011} \quad (3.13)$$

în care:

γ_1 este un coeficient funcție de procentul și tipul armăturilor de încovoiere din fâșiile de reazem ale dalei;

τ_{011} - rezistența convențională la forfecare a betonului, indicată în tabele.

□ Normele britanice CP 110 /B.6/

Aceste norme prevăd, chiar pentru încărcările din gruparea fundamentală, amplasarea de contravânturiri pentru preluarea încărcărilor orizontale și un raport mai mic de 1,25 între deschiderile adiacente nodurilor. Relația (3-5) se echivalează astfel:

$$Q_c \leq 0,8 p_{cr} h_o \xi_s v_c \quad (3.14)$$

în care:

- Q_c este forța concentrată determinată pentru cazul unei încărcări uniform distribuite pe toate panourile adiacente stâlpului;
- v_c - rezistența convențională la forfecare a betonului, precizată în normă funcție de calitatea betonului și de media procentelor de armare la încovoiere a panourilor aferente stâlpului, pe cele două direcții;
- ξ - coeficientul de majorare a rezistenței v_c , indicat în normă.

3.3.2 Străpungerea excentrică

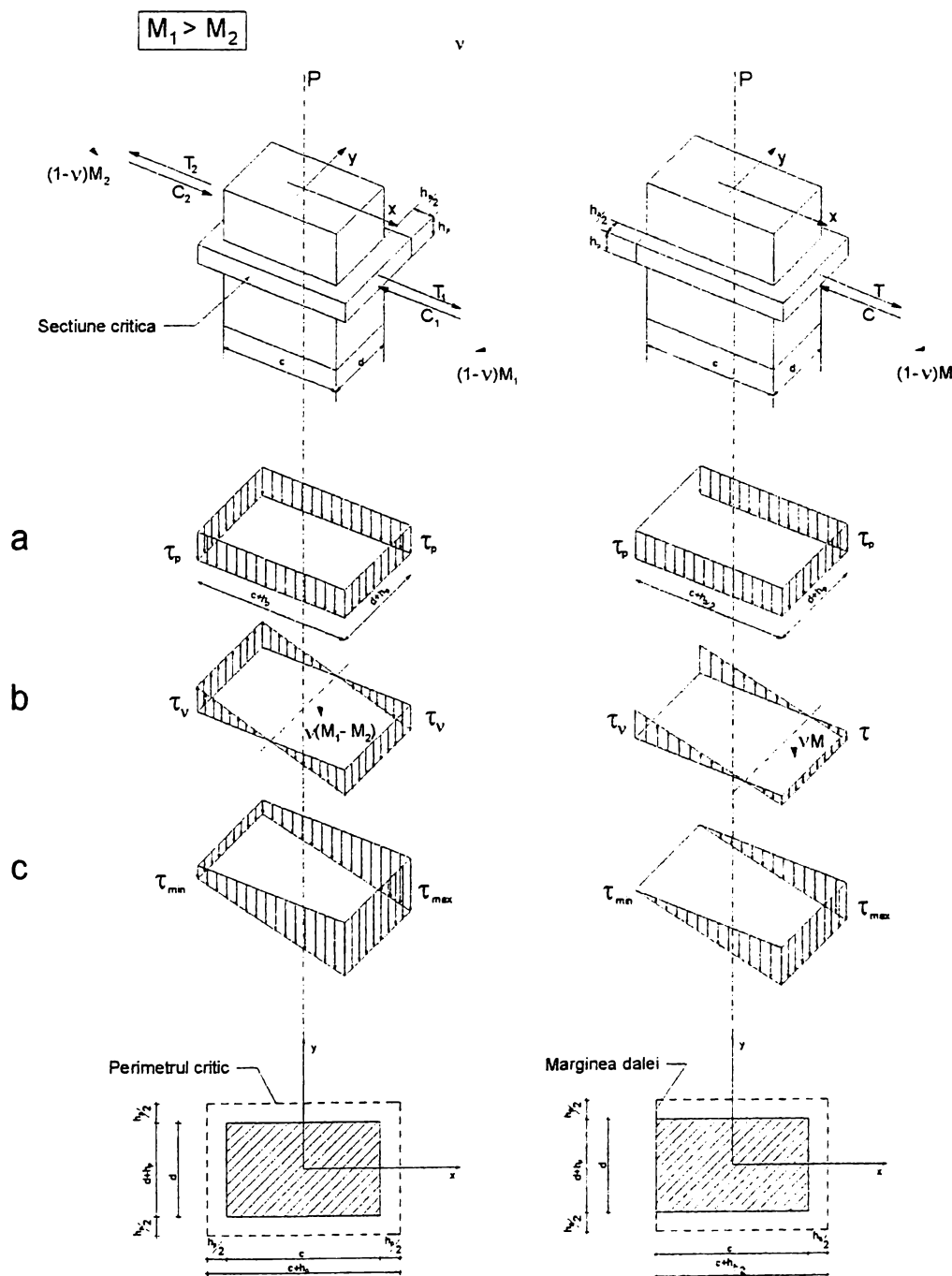


Fig. 3.18 Metoda distribuției liniare a tensiunilor tangențiale

Acțiunea unui moment concentrat concomitent cu a unei forțe concentrate în nodul stâlp-dală, fig.3.17.b, duce la cedarea prin străpungere excentrică a dalei. Capacitățile portante ale plăcilor solicitate la străpungere excentrică, determinate prin experiment /P.22/, /P.21/, /T.7/, T.8/, s-au dovedit a fi mai mici decât cele ale plăcilor solicitate la străpungere excentrică.

Pentru cedarea locală a plăcilor sub acțiunea unei forțe și a unui moment concentrat în normele americane ACI-Committee 426, se precizează trei metode de analiză:

- metoda bazată pe analogia cu grinda;
- metoda bazată pe teoria elasticității;
- metoda aproximativă a distribuției liniare a tensiunilor tangențiale pe laturile secțiunii critice

paralele cu planul de acțiune al momentului.

Ultima metodă a

fost preluată de normele americane ACI-318, de Codul Model CEB-FIP și de propunerile de norme românești /N.6/. Metoda admite următoarele ipoteze:

- transferarea unei fracțiuni vM din momentul neechilibrat M de pe nod printr-un efect de forfecare, restul de moment $(1-v)M$ fiind preluat prin încovoiere de dală;
- distribuția tensiunilor tangențiale pe secțiunea critică ca în figura 3.18 și anume: sub acțiunea forței concentrate P , eforturile tangențiale τ_p ca în fig.3.18.a și sub acțiunea momentului neechilibrat vM , eforturile tangențiale τ_v ca în fig.3.18.b;
- relații de apreciere a coeficientului v (propunerile românești), γ_v (ACI-318), η (CEB-FIP), care evaluează fracțiunea din momentul neechilibrat preluată printr-un efect de forfecare torsiune;
- limitarea tensiunilor tangențiale maxime (τ_{max} din fig.3.18.c) din acțiunea forței concentrate și a momentului neechilibrat la o rezistență convențională la forfecare (R_f).

Relația de calcul care exprimă principiile enunțate mai sus, pentru cazul general când momentul neechilibrat acționează într-un plan ce face un unghi oarecare cu axele stâlpului, este:

$$\tau_{max} = \frac{P}{A_{cr}} \times \frac{v_x}{I_{ox}} \frac{M_x}{x} + \frac{v_y}{I_{oy}} \frac{M_y}{y} \leq R_f \quad (3.15)$$

în care:

- P este forța verticală de calcul ce acționează în nod;
- $M_{x(y)}$ - momentele neechilibrate din nod, pe direcția x , respectiv y ;
- A_{cr} - aria secțiunii critice;
- v - coeficient ce evaluează fracțiunea din momentul neechilibrat preluată printr-un efect de forfecare;
- x, y - distanțele de la centrul de greutate a ariei critice la punctul unde se face verificarea;
- $I_{ox(oy)}$ - momentele de inerție polare ale secțiunii critice;
- R_f - rezistența convențională la forfecare.

Coeficientul ce evaluează fracțiunea din momentul neechilibrat preluată printr-un efect de forfecare și rezistența convențională la forfecare sunt apreciate în modul următor:

- în propunerile de norme românești /N.6/ se indică valoarea coeficientului v între 0,32 și 0,485 funcție de raportul c_{cr} / d_{cr} (vezi fig.3.15.a) și se apreciază rezistența convențională la forfecare egală cu rezistența la întindere a betonului R_t .
- în Codul Model CEB-FIP /C.3/ coeficientul ce evaluează fracțiunea de moment neechilibrat este notat cu η și este dat de relația (3.16), iar rezistența convențională la forfecare notată τ_{Rd} este dată în tabele funcție de clasa betonului:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{b_2}{b_1}} \quad (3.16)$$

în care b_1 și b_2 sunt laturile dreptunghiului circumscris conturului perimetrului critic, latura b_1 fiind paralelă cu direcția de calcul.

Se indică și o verificare globală la ambele solicitări, forță concentrată P și moment neechilibrat M , la nivelul forței tăietoare maxime determinată pe unitatea de lungime:

$$T_{max} = \frac{P}{u} \times \frac{\eta}{W} \frac{P}{e} h_0 \leq T_{cap} = 1,6 \tau_{Rd} k (1 + 50\mu) h_0 \quad (3.17)$$

în care:

- e este excentricitatea în raport cu centrul de greutate al secțiunii critice ($e = M / P$);
- u - perimetrul critic;

- W - modulul de rezistență la torsiune pe direcția excentricității e;
- h_0 - înălțimea utilă medie, exprimată funcție de înălțimile utile ale secțiunii dalei pe cele două direcții x și y;
- k - coeficient având expresia $k = 1,6 - h_0 \geq 1$ (h_0 în metri), ce ține cont de grosimea dalei;
- μ - coeficient de armare exprimat în funcție de coeficienții de armare pe cele două direcții ($\mu = \sqrt{\mu_x \mu_y} \leq 0,08$)

- În normele americane ACI 318-95 /A.2/ coeficientul ce evaluează fracțiunea de moment neechilibrat este notat cu γ_v și este dat de relația (3.18), iar rezistența convențională la forfecare se apreciază funcție de $\sqrt{f'_c}$, unde f'_c este rezistența la compresiune a betonului:

$$\gamma_v = 1 \times \frac{1}{1 \times \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (3.18)$$

în care b_1 și b_2 sunt laturile ariei critice, latura b_1 fiind paralelă cu direcția de calcul.
Efortul unitar tangențial maxim se limitează ca mai jos:

$$\tau_{\max} \leq \phi \left(2 \times \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \quad (3.19.a)$$

$$\tau_{\max} \leq \phi \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \times 2 \right) \sqrt{f'_c} \quad (3.19.b)$$

$$\tau_{\max} \leq \phi \ 4 \sqrt{f'_c} \quad (3.19.c)$$

în care:

- ϕ este factorul de reducere a capacității portante, funcție de felul solicitării, egal u 0,85 pentru forfecare;
- α_s - o constantă ce se ia 40 pentru stâlpi interiori, 30 pentru cei de margine și 20 pentru cei de colț;
- b_o - perimetrul critic;
- β_c - raportul dintre latura mare și latura mică a stâlpului.

Alte norme, ca cele germane, engleze și EC2, abordează problema transmiterii momentelor neechilibrate din încărcări gravitaționale în mod simplificat.

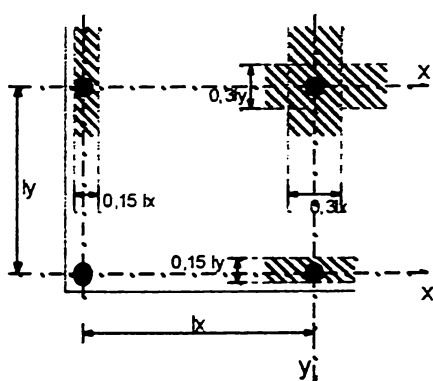


Fig. 3.19 Fâșiile ce preiau acțiunea momentelor neechilibrate

- Normele germane DIN 1045 /D.6/ recomandă reducerea cu 30% a capacității portante la străpungere centrică în cazul stâlpilor marginali solicitați la forță concentrată și moment neechilibrat (din încărcări gravitaționale). În zonele stâlpilor centrali se neglijează efectul momentului neechilibrat (normele impun contravântuirea structurii).

- În normele engleze CP 110 /B.6/, transmiterea momentului neechilibrat M se face cu aceeași relație ca și la străpungere centrică, dar cu majorarea forței concentrate cu un coeficient dependent de momentul neechilibrat:

$$Q_c = P \left(1 \times \frac{12,5 M}{P l} \right) \quad (3.20)$$

în care l este deschiderea cea mai mică dintre cele două deschideri adiacente nodului considerat.

- EC2 ține cont implicit de o eventuală excentricitate a forței concentrate (din încărcări gravitaționale) înmulțind forța concentrată cu un coeficient β (vezi rel. 3.11.a) și făcând verificarea la străpungere centrică.

Momentele neechilibrate (M_x, M_y) rezultate dintr-un calcul de structură, se predau în totalitate unor fâșii de reazem ortogonale, ce au lățimile l_{mx} , respectiv l_{my} ca în figura 3.19.

Momentele neechilibrate repartizate pe unitatea de lungime, nu se iau cu valori mai mici decât cele indicate în relațiile de mai jos:

$$m_x = M_x / l_{mx} \geq \eta V_{sd} \quad (3.20.a)$$

$$m_y = M_y / l_{my} \geq \eta V_{sd} \quad (3.20.b)$$

În care:

V_{sd} este forța concentrată de calcul la străpungere;

η - coeficient al momentului (în tabele), cu valorile $\pm 0,125$; $-0,25$; $\pm 0,5$, funcție de poziția stâlpului și de lățimea fâșiilor indicate în fig.3.19.

De armăturile rezultate din acest calcul se ține cont la verificarea la străpungere centrică prin intermediul procentelor de armare după cele două direcții (vezi rel. 3.11).

Dacă relația 3.5 nu este îndeplinită, toate normele prevăd dispunerea de armături verticale pentru mărirea capacității la străpungere centrică sau excentrică a secțiunii critice.

$$Q_c \leq Q_{cap} = Q_b + Q_{av} \quad (3.5.a)$$

în care:

Q_b este aportul dalei fără armătură de forfecare;

Q_{av} - aportul armăturilor de forfecare.

STAS-ul 10107/90 consideră armăturile verticale formate din etrieri verticali sau bare înclinate, fără a comenta dispunerea lor.

Normele americane ACI 318/318R (Building code requirement for reinforced concrete and Commentary/1998) prevăd dispunerea de etrieri verticali simpli sau dubli (fig.3.20) și aprecierea secțiunii critice ca în figura 3.21.

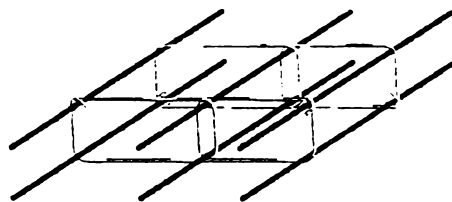


Fig. 3.20. Dispunerea etrierilor verticali

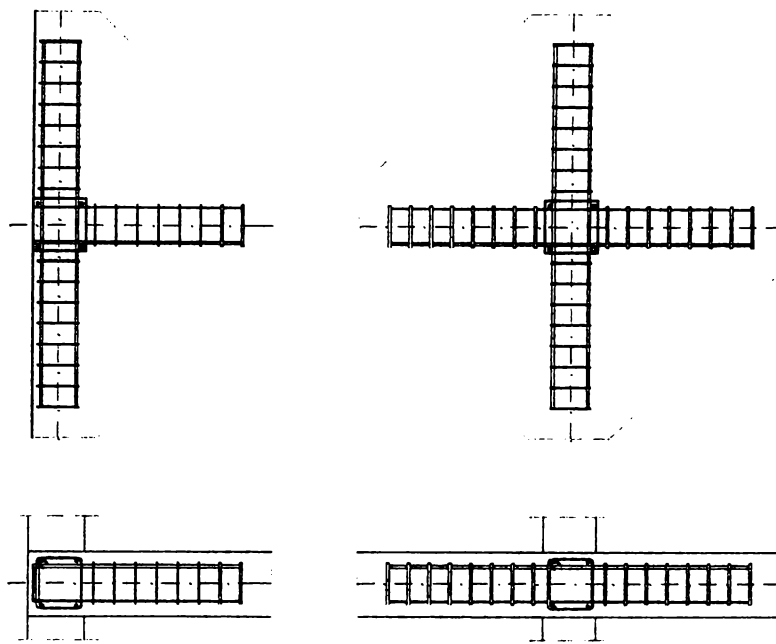


Fig.3.21 Dispunerea etrierilor în dală

Normele europene EC2 /E.1/ prevăd posibilitatea dispunerii atât a armăturilor verticale (etrieri sau armături tip cadru) cât și a barelor înclinate, dispuse ca în figura 3.22.

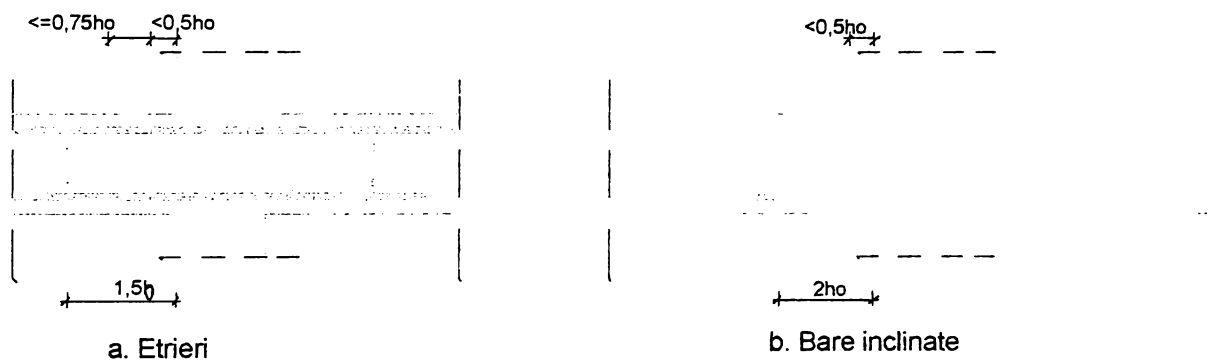


Fig. 3.22. Dispunerea armăturii transversale pentru străpungeri

În urma cercetărilor efectuate în America /G.1/, /M.18/, Germania /A.18/, /M.20/, Canada /H.1/ și Anglia /R.3/, normele americane ACI 421.1R-92 (reapproved 1997) propun dispunerea armăturilor verticale de tip conectori, figura 3.23 și 3.24.a.

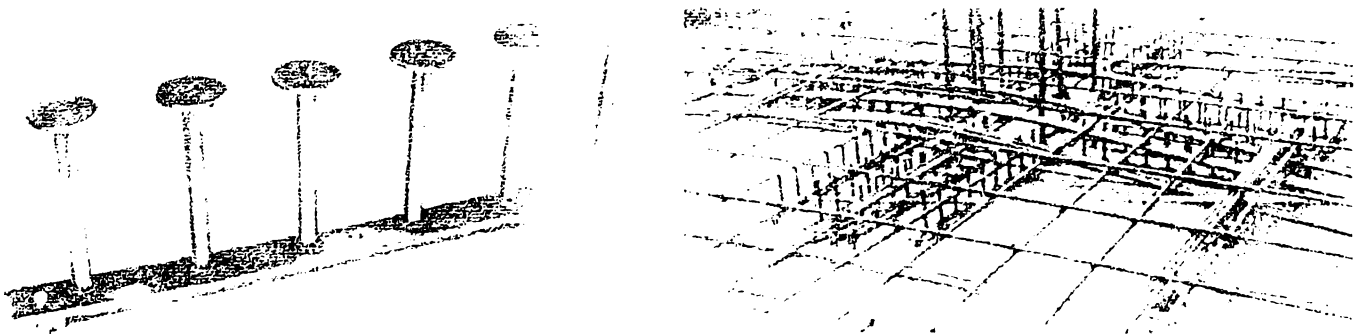


Fig.3.23. Armături verticale de tip conectori

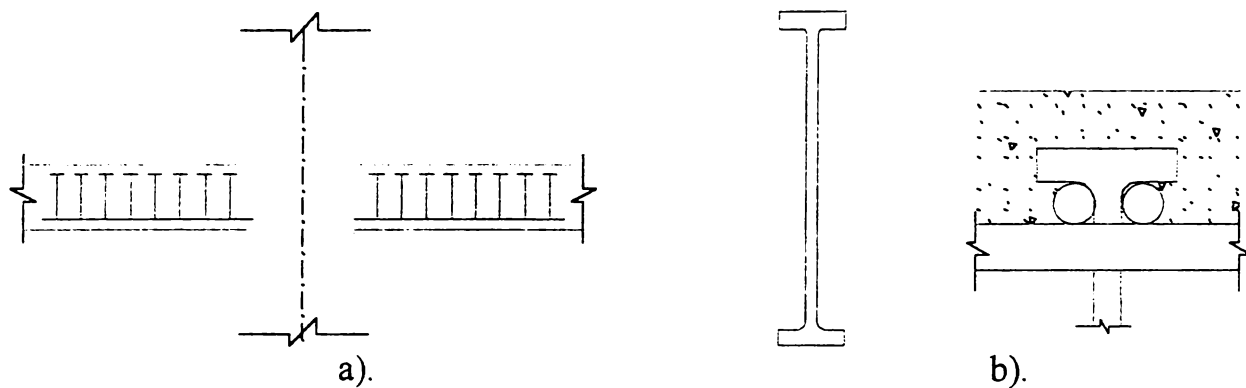


Fig.3.24. Dispunerea și ancorarea conectorilor

Conectorii sunt sudați la partea inferioară pe o platbandă lată, asigurându-se ancorarea lor la partea inferioară. Ancorarea la partea superioară se face prin capete plate circulare, sprijinite pe armătura longitudinală de încovoiere, ca în figura 3.24.b.

Dispunerea platbenzilor cu conectori se face ca în figura 3.25.

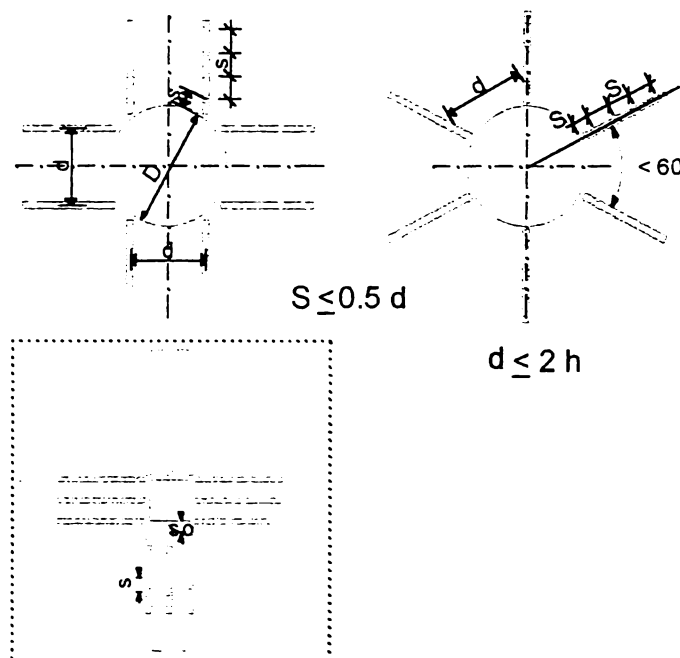


Fig.3.25 Dispunerea platbenzilor cu conectori

3.3.3 Comportarea structurilor cu planșee dală sub acțiunea încărcărilor din gruparea specială

3.3.3.1 Sisteme structurale stâlpi-planșee dală fără rigidizări laterale

În vederea stabilirii limitelor de utilizare a structurilor cu planșee dală în zone cu intensități diferite de activitate seismică, s-au inițiat în America vaste programe de cercetare a acestor tipuri de structuri /H.3/, /H.1/, /N.5/.

În programul experimental /H.3/ s-au încercat 42 de elemente la scară naturală, reproducând îmbinări între dală și stâlpi intermediari, de margine și de colț, utilizându-se două sisteme independente pentru aplicarea încărcărilor gravitaționale și laterale. Acest program, cât și celelalte, au pus în evidență apariția a trei sisteme de fisurare a zonelor de îmbinare dală-stâlp:

- Un sistem primar de cedare, precedat de fisuri inițiale de încovoiere la partea superioară a plăcii, ce apare la 10...15% din sarcina de rupere. Sistemul primar de cedare se dezvoltă pe fisurile inițiale, ele pătrunzând în placă până aproape de partea inferioară a ei. Acest prim sistem de cedare apare sub acțiunea încărcărilor gravitaționale.

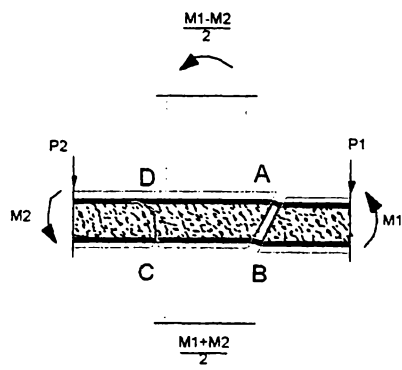


Fig. 3.26. Cedarea la momente de torsiune

- Un al doilea sistem de fisurare specific momentelor de torsiune, în jurul stâlpului, ce apar la acțiunea forțelor laterale ca în figura 3.26.

- Un sistem secundar de cedare cu fisuri specifice fenomenului de străpungere. Suprapunerea solicitării din încovoiere directă a stâlpului cu torsiunea și străpungerea duc la deformații inelastice în vecinătatea stâlpilor, la încărcări relativ reduse. Când fisurile din străpungere încep să se dezvolte capacitatea portantă a îmbinării dală-stâlp este epuizată, figura 3.27.

Relația moment-rotatie a unei astfel de îmbinări este prezentată în figura 3.28.

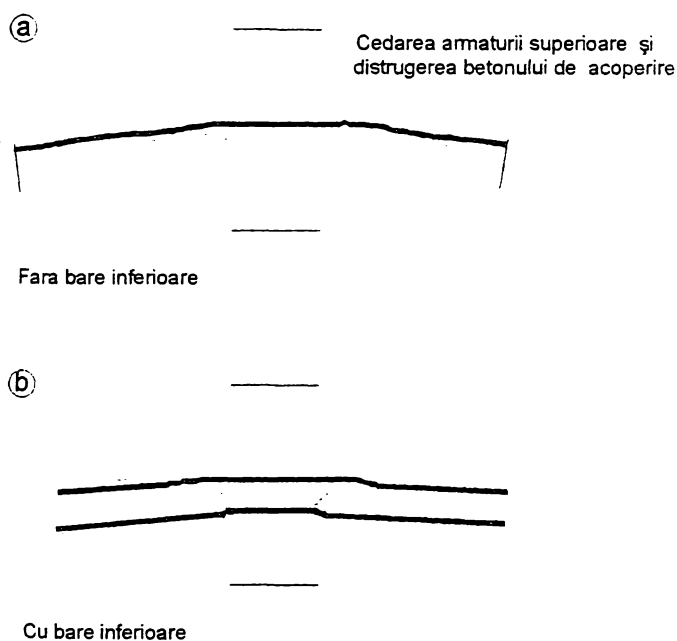


Fig. 3.27. Geometria deformării după cedarea prin străpungere la forța tăietoare în dală.

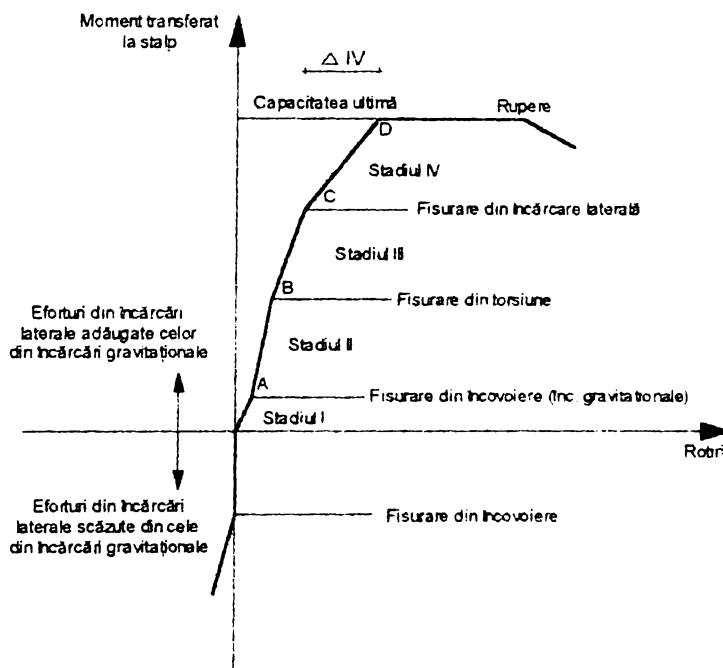


Fig. 3.28. Rotația idealizată moment-rotire

În evoluția acestei relații există 4 stadii de lucru:

- Stadiul I – până la apariția primelor fisuri din încovoiere (sistemul primar de cedare), specific încărcărilor gravitaționale. Rigiditatea îmbinării scade odată cu apariția primelor fisuri (frântura în punctul A).
- Stadiul II - până la apariția fisurilor de torsiune la creșterea încărcărilor laterale. Curba rămâne dreaptă dar scade rigiditatea îmbinării (frântura din punctul B).
- Stadiul III - până la inițierea curgerii din încovoiere în armăturile de la partea superioară, datorită creșterii încărcării laterale și a solicitării directe la încovoiere a stâlpului. Până la inițierea curgerii în armăturile superioare îmbinarea are o comportare elastică. Elementele la care nu au fost prevăzute armături de forfecare (armături longitudinale la partea inferioară a dalei, armături verticale sau înclinate) au cedat brusc, casant, după intrarea în curgere a armăturilor longitudinale superioare. Cedarea s-a produs datorită faptului că frecarea în zonele de beton comprimat nu este suficientă pentru a transmite prin forfecare încărcarea gravitațională concentrată și o parte din momentul neechilibrat de pe nod.

- Stadiul IV - până la atingerea capacității ultime la încovoiere cu forfecare, la elementele ce au prevăzute armături pentru preluarea forfecării, care transmit moment în continuare, până la cedarea la străpungere

Incursiunile postelastice timpurii, dezvoltate în fisurile sistemului primar de cedare, duc la formarea de articulații plastice, a căror moment capabil este dependent de raportul dintre momentul neechilibrat transmis și încărcarea gravitațională. Modul de lucru al îmbinării prezintă o anumită ductilitate (curba CD) până la apariția sistemului secundar de cedare la străpungere, ce are un caracter casant. Cedarea îmbinării este declanșată de fisurile sistemului secundar de cedare, ce se dezvoltă independent de fisurile de încovoiere.

Sistemele structurale stâlpi-dale sunt susceptibile de prăbușiri progresive dacă nu beneficiază de o proiectare, o execuție și o utilizare corespunzătoare.

Mărimea intervalului ΔIV , din fig. 3.28, precum și evitarea cedărilor casante și progresive depinde de abordarea corespunzătoare a patru obiective:

1. Rezistența limită la forfecare a unei îmbinări ce preia numai eforturi de forfecare - ce depinde de modul de apreciere în proiectare a rezistenței convenționale la forfecare.
2. Capacitatea la forfecare a grinzii late aferentă stâlpului.
3. Rezistența la forfecare și torsiune a îmbinării ce preia, pe lângă forța tăietoare și moment încovoiător.
4. Modul de luare în considerare a încărcărilor seismice de cod, orizontale și verticale.

Dezideratele incluse în punctele 2 și 3 presupun:

- Armarea corespunzătoare a grinzii late pentru preluarea fracțiunii de moment neechilibrat direct prin încovoiere, grinda având o lățime de $d + 2\Delta d$, unde d este lățimea stâlpului, iar Δd lățimea ce se consideră în plus de o parte și de cealaltă a stâlpului, egală cu $2h_p / H.3/$.

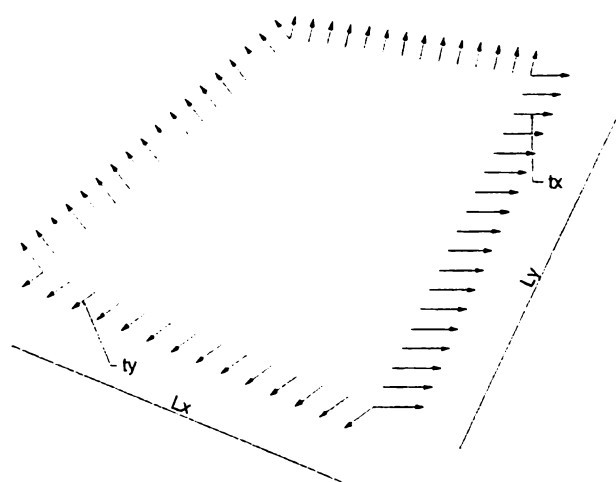


Fig. 3.29. Echilibrul membranei dreptunghiulare întinse.

- Prevederea de etrieri închiși în grinda lată, etrieri ce asigură posibilitatea dezvoltării de rotiri mari la fața stâlpului.

- Amplasarea de armături continue prin stâlpi, la partea inferioară, ceea ce evită cedarea casantă a ala partea inferioară e mult mai eficientă în dezvoltarea capacității de forfecare reziduală (după solicitarea la sarcini seismice) Armătura de la partea superioară tinde să fie smulsă (vezi fig.3.27).

- Prevederea unei membrane de tensiune în planul dalei /I.2/, care oferă un sistem secundar de rezistență, capabil să oprească cedarea progresivă, figura 3.29. Pentru asigurarea efectului de membrană de tensiune trebuie prevăzută o structură sau elemente suport

corespunzătoare – grinzi sau pereți marginali, etc. care să asigure restricții orizontale la deplasare.

Cu toate măsurile prevăzute de literatura de specialitate, rezultatele programelor experimentale scot în evidență rigiditatea laterală scăzută a îmbinărilor dală-stâlp, în special dacă apar fisuri din încovoiere, sub acțiunea încărcărilor gravitaționale (unii autori indică, din acest motiv, dublarea încărcării utile luate în considerare în calculele de proiectare).

Datorită lisei grinzilor pe linia stâlpilor, rigiditatea nodurilor este considerabil redusă, comparativ cu cea a unei structuri în cadre. O consecință imediată este scăderea rigidității de ansamblu a structurii, și o flexibilitate ridicată. Această flexibilitate ridicată a structurilor cu planșee dală limitează capacitatea acestora de-a prelua sarcini orizontale de tip seism. Încărcările orizontale excesive, induc în structură deformații și deplasări mari, ce depășesc valorile admisibile pentru clădiri de medie și mare înălțime.

Codurile moderne de proiectare a structurilor mixte, fără planșee dală, acceptă reducerea încărcărilor seismice de calcul pentru structurile ductile cum sunt cadrele din beton armat, care pot disipa o cantitate mare de energie prin deformații postelastice, în urma apariției articulațiilor plastice. În cazul structurilor cu planșee dală un mecanism posibil de cedare ductilă ar fi prin formarea unor linii de cedare în placă sub acțiunea momentelor încovoietoare. De obicei însă are loc un alt mecanism de cedare, caracteristic, de natură casantă, fără avertizare, prin forfecarea plăcii în jurul stâlpilor sub acțiunea forței tăietoare și momentelor neechilibrate, înainte ca liniile de cedare ductile să se poată dezvolta pe deplin. Deci capacitatea de disipare a energiei în stadiul postelastice la îmbinările dală-stâlp este considerabil mai redusă decât a îmbinărilor grindă-stâlp.

Lipsa de ductibilitate și rigiditate laterală redusă conduce la idea că la proiectarea structurilor cu planșee dală, nu se pot admite reduceri sensibile ale încărcărilor seismice, pe seama comportării inelastice, ceea ce le face utilizabile în anumite condiții restrictive. Aceste dezavantaje pot fi contractate prin introducerea în structură a unor elemente de rigidizare cum ar fi rigle de cadru sau pereți structurali (diafragme).

3.3.3.2 Sisteme structurale stâlpi-planșee dală cu rigidizări laterale

În general, normele ce se referă la calculul și alcătuirea sistemelor structurale stâlp-dală /A.2/, /B.6/, /D.6/, recomandă, acolo unde încărcările orizontale produc solicitări semnificative, prevederea pe toată înălțimea construcției a elementelor de rigidizare formate din diafragme, panouri de forfecare sau contravântuiri astfel concepute încât să fie capabile să preia efectul forțelor orizontale ce acționează în planul dalelor.

STAS 10107/0-90 indică calculul la străpungere centrică a planșeelor dală numai la stâlpii centrali la care forțele orizontale sunt preluate prin diafragme.

Propunerile de norme românești /N.6/ impun obligatoriu prevederea unui subsistem structural distinct (diafragme, panouri de forfecare, contravântuiri) destinat să preia eforturile datorită încărcărilor seismice, pentru structurile situate în zonele seismice A...E, indiferent de numărul de niveluri, iar la cele situate în zona seismică F la cele cu mai mult de două niveluri.

Normele americane /A.2/ prevăd realizarea unor rigle echivalente de cadru, prin armarea unor fâșii peste stâlpi cu armătură la partea inferioară ce trece continuu prin stâlpi, ca la riglele antiseismice și rigidizarea laterală a sistemului structural.

Sistemele structurale stâlpi-dală ideale din punct de vedere antiseismic sunt *sistemele structurale duale*. Ele prezintă următoarea conformare structurală:

- prevederea de elemente de rigidizare laterală (pereți structurali, panouri de forfecare) pentru a forma un subsistem structural de tip rigid;
- armarea corespunzătoare a fâșiilor de peste stâlpi pentru a se realiza un subsistem structural de tip flexibil - cadre spațiale cu ductilitate limitată;
- aprecierea ponderii rigidității subsistemului structural de tip rigid de așa manieră încât să conlucreze cu subsistemul de cadre spațiale cu ductilitate limitată și să formeze conlucrarea specifică sistemelor duale.

3.3.3.3 Răspunsul seismic al structurilor duale cu planșee dală

Din punct de vedere al comportării sub încărcările grupării speciale de încărcări, acest tip de sistem structural dezvoltă trei linii de cedare:

- o linie de cedare ductilă a subsistemului de tip rigid – diafragme;
- o linie de cedare ductilă a subsistemului de tip flexibil - cadre spațiale;
- o linie de cedare casantă a dalei la străpungere în dreptul stâlpilor.

Studiile seismice privind comportarea seismică a sistemelor structurale duale au arătat că diafragmele reduc simțitor momentele neechilibrate ce solicită stâlpii. Aceasta se bazează, în primul rând, pe faptul că formele proprii de oscilație ale diafragmelor relativ rigide împiedică apariția unor deformații extreme în stâlpii mult mai elastici. De aceea, creșterile momentelor încovoietoare datorită formelor proprii de vibrație mai înalte din stâlpi, deasupra sau dedesubtul nodurilor sunt mult mai mici decât în cazul cadrelor ductile.

Pe deasupra, având în vedere posibilitățile restrictive de ductilizare a cadrelor (riglele echivalente de cadru sunt formate din fâșiile de placă de deasupra stâlpilor, în care se dezvoltă secțiunile critice de străpungere și unde ductilizarea amplifică efectul torsiunilor – nefavorabil în diminuarea celei de a treia linii de cedare) dimensionarea cadrelor este decisă de forțele gravitaționale și mai puțin de acțiunile seismice. În acest context, prin proiectare se va realiza un subsistem de cadre spațiale cu ductilitate limitată - μ_{Δ} aproximativ între 3 și 4 /P.8/.

Sistemele structurale în cadre cu ductilitate limitată prezintă, sub acțiuni seismice, o comportare mixtă între cea elastică și cea a sistemelor ductile. Din păcate, până la ora actuală, cercetările necesare pentru stabilirea parametrilor hotărâtori și a cerințelor reduse privind alcătuirea constructivă a sistemelor structurale cu ductilitate limitată sunt insuficiente. Este însă evident că astfel de sisteme structurale pot satisface cerințele impuse lor, cu condiția de a fi alcătuite și executate în mod corespunzător. Din acest motiv, în prezent, se aplică condițiile constructive și de alcătuire ale cadrelor ductile și la cadrele cu ductilitate limitată.

Un alt mod de a diminua solicitarea la străpungere excentrică, caracterizată prin forfecare și torsiune, este de a depărta articulațiile plastice din riglele echivalente, de la fața stâlpului spre câmp, ceea ce duce la micșorarea torsiunii din secțiunea critică de străpungere. Această soluție este utilă și având în vedere faptul că, la cadrele la care predomină încărcările gravitaționale, este dificil să se amplaseze o articulație plastică, cu armătura de la partea inferioară în stadiul de curgere, în apropierea unui stâlp.

Ținând cont de considerațiile de mai sus, se poate afirma că la o conformare și alcătuire corespunzătoare a sistemelor duale cu planșee dală, a treia linie de cedare (casantă) nu ajunge la capacitatea ultimă, comportarea sistemului fiind ductilă, putând prelua în bune condiții încărcările gravitaționale și orizontale induse de seism.

Aprecierea contribuției tuturor diafragmelor, dintr-un sistem structural dual, la efortul capabil orizontal este luată în considerație în lucrarea /P.8/ prin raportul de forfecare a diafragmelor η_v , conform relației:

$$\eta_v = \frac{\sum V_{w,E}}{V_{E,tot}} \quad (3.21)$$

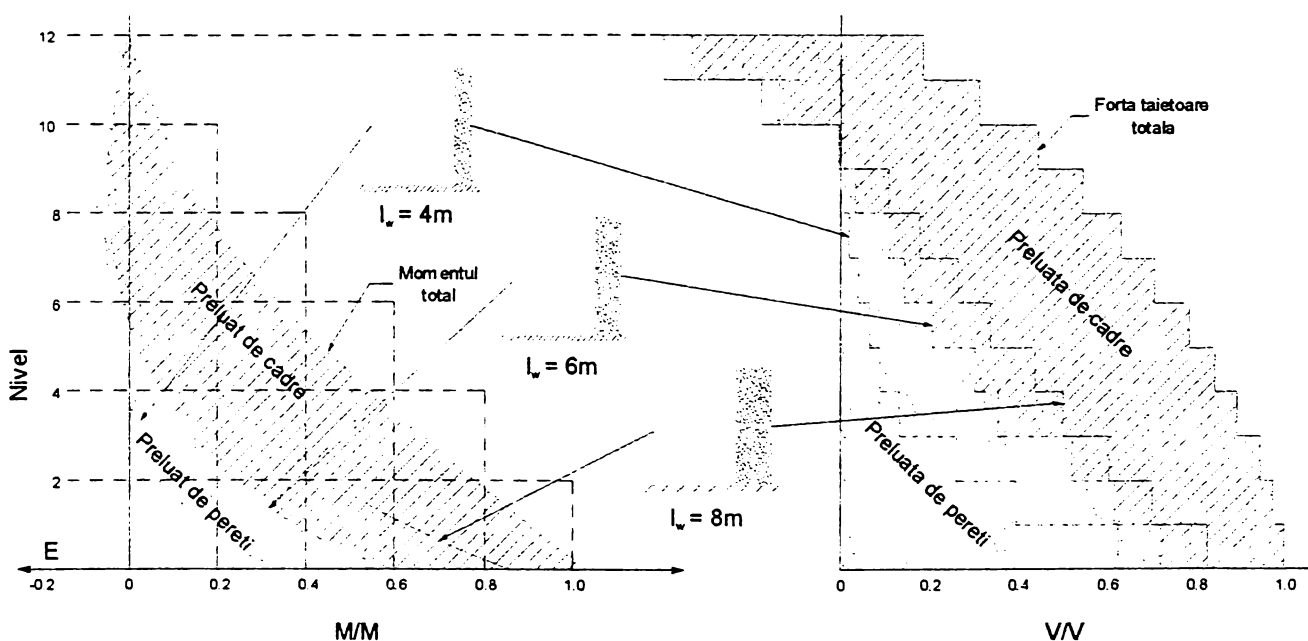


Fig. 3.30 Distribuția momentelor de răsturnare calculate static și a forțelor tăietoare de etaj, pe pereții structurali și cadrele unor sisteme duale.

în care:

$V_{w,E}$ este forța seismică echivalentă la baza diafragmei;

$V_{E,tot}$ - forța seismică totală pentru întreg sistemul structural.

Din figura 3.30 reiese că acest raport scade rapid cu înălțimea și ar putea deveni chiar negativ la nivelurile superioare. Din acest motiv, raportul η_v reprezintă o mărime semnificativă numai la baza sistemului structural.

ÎMBINĂRILE STRUCTURILOR DUALE PREFABRICATE

4.1 Prefabricarea structurilor

4.1.1 Scurt istoric al prefabricării

Procedeul prefabricării elementelor de construcții are o vechime de peste 100 de ani, primele elemente prefabricate portante fiind considerate grinzile din beton ale Cazinoului din Biaritz, construit în 1891 de firma Ed. Coignet din Paris. Această firmă continuă și astăzi tradiția construcțiilor industrializate, fiind specializată în clădiri de locuit.

În 1900 în America au fost fabricate primele elemente de acoperiș de dimensiuni mari, cu lungimi de 5,10 m, lățimi de 1,20 m și grosimi de 5 cm, pozate pe grinzi cu zăbrele din oțel. În 1905 se construiește la Reading Pennsylvania un imobil cu patru etaje cu stâlpii monoliți și celelalte elemente de rezistență prefabricate.

Din 1906 prefabricarea s-a extins mult în Europa. Au apărut grinzile cu zăbrele Visintini (folosite cu mare succes), prima aplicație a procedurii "Tilt Up" (betonarea la sol a pereților în poziție culcată și apoi ridicarea lor în poziție verticală, fabricarea piloților de firma Wayss și Freytag din Hamburg, firma ce există și astăzi.

În 1912 s-au construit stâlpi, elemente de pereți și planșee prefabricate după sistemul brevetat de John E. Conzelmann.

Prefabricarea caselor de locuit construite din beton armat a început în Europa după primul război mondial. Cele mai multe studii în acest domeniu au fost realizate în Germania la Brannheim, aproape de Frankfurt pe Main (sistemul May) și la Munchen (sistemul Katzenberger).

În Anglia au fost puse la punct numeroase procedee de realizare a elementelor din beton armat prefabricate, care erau de regulă pozate pe o osatură metalică.

Multe firme germane au pus la punct procedee de realizare a elementelor prefabricate din beton armat folosite în construcții industriale : firma Philipp Holzmann AG, Dyckerhoff și Widmann KG, Wayss și Freitag KG, Preussag, Löser, etc. Nici una din aceste sisteme nu a îmbătrânit deși rezistențele sporite ale betonului precomprimat ar putea permite realizarea de construcții mai zvelte și mai ușoare.

Și în celelalte țări ale Europei putem aminti mari constructori sau firme ce au pus la punct procedee de prefabricare : profesorul Pier Luigi Nervi din Italia, Coignet și Boussiron în Franța, "Schockbeton AG" din Olanda, "Strängbeton AB" din Suedia și altele.

Realizarea clădirilor din elemente prefabricate a început să ia avânt după cel de-al doilea război mondial, când în sectorul construcțiilor din Europa era o penurie de clădiri (locuințe, școli, clădiri industriale), de mână de lucru și de materiale de construcție. Trebuia construit repede și la un preț cât mai mic. Până să dispară această penurie, prefabricarea s-a extins așa de mult încât datorită acestei crize a apărut un procedeu de construcție care convine perfect industrializării și producției de masă. O expansiune de amploare au avut-o și clădirile de locuit din panouri mari prefabricate ce a creat o industrie a clădirilor de locuit și aproximativ 800 de uzine în Europa.

Procedeele de prefabricare au permis inginerilor să realizeze construcții deosebite în Suedia, Franța, Danemarca, Spania, Germania, Anglia și în țările din estul Europei.

Construcțiile din elemente prefabricate din beton armat au atins o mare dezvoltare, mai ales în țările unde volumul global al construcțiilor de locuințe nu s-a diminuat, datorită avantajelor pe care le oferă în comparație cu construcțiile tradiționale.

4.1.2 Principiile prefabricării

Ideea fundamentală a construcțiilor prefabricate constă în a le fragmenta în elemente realizabile în mod industrial și a le asambla apoi pe șantier, redând structurii un caracter unitar. Aceste două aspecte se interconstrucționează reciproc.

Astfel, o asamblare dificilă sau discutabilă poate fi evitată adoptând o altă fragmentare și invers, dacă din fragmentare a rezultat o piesă cu dificultăți de execuție, aceasta poate fi simplificată prin redistribuția îmbinărilor. În concluzie, problema fundamentală este amplasarea îmbinărilor având în vedere interdependența celor două probleme amintite.

Ansamblul elementelor structurii prefabricate formează un sistem, în care există o interconstrucționare directă între proprietățile globale ale sistemului și proprietățile locale ale fiecărui element. Este normal ca rezolvarea sistemului să primeze și să condiționeze rezolvările locale, astfel ca structura în ansamblu să nu fie afectată de unele rezolvări ale detaliilor.

Pentru structurile prefabricate, deși îmbinările au o importanță deosebită, aparent de prim rang, ele sunt și trebuie să rămână probleme locale, subordonate rezolvării conforme a întregii structurii. Este de preferat deci, amplasarea îmbinărilor în afara zonelor de maximă solicitare.

Acest lucru, de cele mai multe ori, complică forma și geometria elementelor, preferându-se îmbinările în nodurile cadrelor. Nodurile sunt însă elemente ce trebuie să fie protejate în mod deosebit, pentru a putea asigura redistribuția solicitărilor în elementele structurii. Din acest motiv, la cadre, a apărut tendința logică de înglobare a nodului într-un element prefabricat sau folosind un sistem mixt, în stâlpi monoliți turnați în situ. În felul acesta unele îmbinări se reduc la un rost între elementul prefabricat și betonul monolit.

Multitudinea sistemelor de prefabricare este întrecută numai de multitudinea tipurilor de îmbinări, care sunt larg tratate și exemplificate în literatura de specialitate. Ele trebuie astfel realizate încât să fie capabile ca în ansamblul structurii să-și îndeplinească rolul static, să corespundă cerințelor de rezistență, cerințelor tehnologice și economice.

1) Cerințe de rezistență :

- preluarea, transmiterea și redistribuirea eforturilor din solicitările exterioare M , N , T , M_t pentru asigurarea continuității elementelor și a omogenității sistemului ;
- asigurarea stabilității generale și locale a structurii, înainte cât și după formarea zonelor plastice potențiale (asigurarea mecanismului de disipare a energiei dorit, prin controlul absorbției de energie și a degradării rigidității în îmbinări) ;
- asigurarea ductilității adecvate a elementelor îmbinate : grinzi, stâlpi, diafragme ;
- evitarea cedării bruște a îmbinării, prin asigurarea incursiuni postelastice a zonei îmbinate, dacă îmbinarea este plasată într-o zonă plastică potențială ;
- evitarea concentrării de eforturi în anumite zone ;
- asigurarea comportării în exploatare a îmbinărilor prin :
 - ◆ intrarea în lucru a îmbinărilor la încărcări oricât de mici ;
 - ◆ formarea, distribuția și dezvoltarea avantajoasă de fisuri ;
 - ◆ asigurarea unei bune aderențe (evitarea lunecării barelor) ;
 - ◆ asigurarea durabilității zonei îmbinate ;
- asigurarea rezervelor de siguranță printr-o :
 - ◆ comportare elastică la încărcările grupării fundamentale ;
 - ◆ comportare fără avarii structurale și nestructurale la cutremure de intensitate redusă ;
 - ◆ comportare fără avarii structurale la cutremure de intensitate moderată ;
 - ◆ comportare fără prăbușiri la cutremure de intensitate mare ;

- asigurarea unei comportări sub încărcări, cel puțin egală cu a elementelor îmbinate ;
- comportarea îmbinării să nu împiedice dezvoltarea rezistenței totale a elementelor îmbinate ;
- asigurarea posibilităților de eventuale remedieri.

2) Cerințe tehnologice :

- realizarea de operații simple în ce privește fabricarea, transportul și depozitarea elementelor prefabricate ;
- asigurarea primelor legături și a stabilității elementelor prefabricate ;
- asigurarea de lucrări pregătitoare reduse (armări in situ și cofrări) ;
- asigurarea unui volum de beton monolit redus și ușor de turnat ;
- posibilitatea vibrării în totalitate a îmbinării ;
- toleranțele din proiect să fie în concordanță cu posibilitățile reale de execuție.

3) Cerințe economice :

- evitarea utilizării unor materiale deficitare ;
- realizarea toleranțelor admise în condiții economice avantajoase ;
- posibilități de realizare a remedierilor în condiții economice avantajoase;
- să existe la îndemână utilaje și personal corespunzător pentru realizarea lucrărilor de înaltă calificare.

Aceste cerințe sunt necesare deoarece, într-o structură gradul de rezistență precum și economicitatea acesteia depind în cea mai mare măsură de comportarea îmbinărilor.

4.1.3 Prefabricarea structurilor antiseismice

Pentru a asigura un răspuns seismic adecvat proiectarea structurilor prefabricate include următoarele aspecte:

- comportarea singulară a fiecărui element prefabricat;
- realizarea și comportarea spațială a îmbinărilor;
- stabilitatea laterală a sistemului structural;
- integritatea de ansamblu a clădirii în toată complexitatea ei (interacțiunea teren-fundație-sistem structural, interacțiunea sistem structural-închideri-finisaje, deformabilitate).

Realizarea comportării în exploatare și în eventualele incursiuni postelastice a îmbinărilor, la nivelul static considerat în proiectare, trebuie urmărită în mod deosebit la structurile prefabricate participante la preluarea solicitărilor induse de seism.

În structurile antiseismice, disiparea energiei sub acțiunea unui cutremur, se produce pe seama deformațiilor plastice, deformații ce apar în zonele cu concentrări de eforturi. La structurile monolite zonele în care apar aceste deformații plastice sunt mai întinse decât la structurile alcătuite din elemente prefabricate. La acestea din urmă, fisurile se concentrează, în general, în zonele de legătură beton prefabricat - beton monolit. Este evident că pentru încărcări dinamice, îmbinările sunt absorbatorii și disipatorii principali de energie ai structurii. Din acest motiv trebuie acordată o atenție deosebită proiectării și realizării îmbinărilor între elementele prefabricate.

În mod logic, proiectarea corectă a construcțiilor prefabricate în zone seismice trebuie să respecte toate cerințele proprii structurilor antiseismice monolite, precum și cerințele suplimentare specifice prefabricării, iar în cazul unor particularități favorabile, acestea să fie exploatate la maximum.

Nu există o teorie generală a fragmentării structurilor, cu atât mai puțin, a structurilor prefabricate amplasate în zone seismice. Este normal însă că aceste structuri trebuie să respecte atât condițiile de capacitate portantă, execuție și exploatare ale oricărei structuri de rezistență, cât și condițiile specifice pentru zone seismice și anume :

- realizarea continuității în noduri, pentru a obține structuri cu suficiente rezerve postelastice ;
- să suporte șocuri și cicluri de solicitări alternante, aplicate pe direcții diferite;
- deoarece solicitările seismice au valori similare după oricare din direcțiile de acționare, condițiile de conformare sunt valabile atât pe direcțiile transversale cât și longitudinale ;
- plasarea unei îmbinări într-o zonă plastică potențială să nu împiedice plasticizarea, pentru a asigura ductilitatea necesară în cazul solicitărilor ciclice alternante ;
- degradările inerente produse de plasticizare să nu afecteze capacitatea portantă a secțiunii la celelalte tipuri de solicitări (forțe axiale și forțe tăietoare) ;
- eventuala cedare a unei îmbinări să nu ducă la colapsul structurii ;
- realizarea unor condiții superioare de calitate ale execuției.

Structurile alcătuite din elemente prefabricate având îmbinări cu continuitate se calculează ca structuri monolite. Unde este cazul se ține seama de condițiile dificile de execuție a îmbinărilor, reducând rezistențele de calcul ale betonului din monolitizări (cu $\sim 20\%$ /M.2/), precum și rezistența de calcul a oțelului, în cazul când înădirea barelor se face prin sudură

Stabilitatea laterală a unui cadru prefabricate multietajat, într-un mecanism plasticizat, se poate obține prin două condiții, realizând stâlpi continui pe toată înălțimea structurii și :

- încastrând stâlpii cadrului în fundații, obținând un cadru flexibil, ca în figura 4.1.a;
- cuplând cadrul cu o diafragmă monolită sau prefabricată, ca în figura 4.1.b, obținând un cadru rigid; în acest caz legătura stâlp-fundație se poate realiza ca o încastrare parțială sau chiar de tip articulat;
- blocând deplasările laterale ale cadrului pe o anumită înălțime, ca în figura 4.1.c, obținând un cadru parțial rigid.

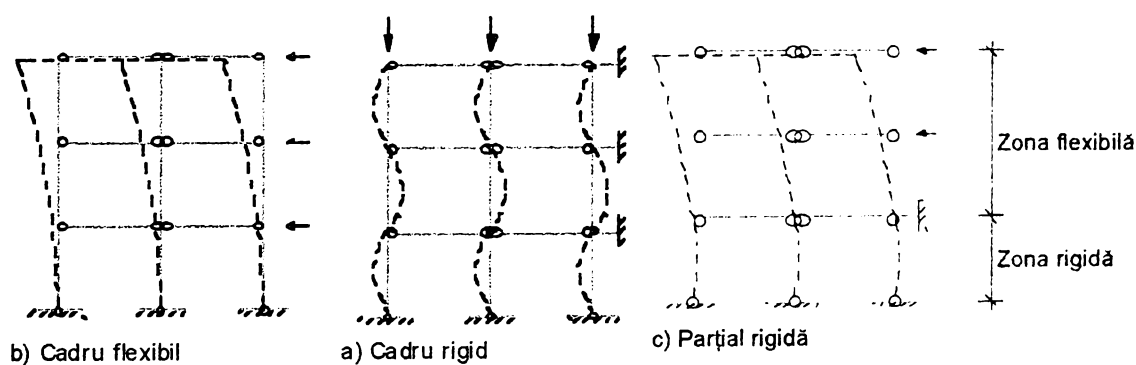


Fig.4.1 Scheme statice ale structurilor prefabricate

Stabilitatea laterală de ansamblu a unui sistem structural liniar, prefabricat, se poate obține fie prin crearea unor zone de cadru sau a unor cadre mult mai rigide decât celelalte, ca în figura 4.2, fie prin contravântuirea unor ochiuri de cadru sau prin dispunerea unor panouri de forfecare în unele ochiuri de cadru, ca în figura 4.3.

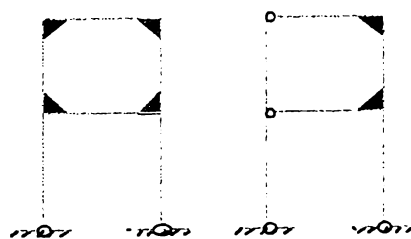
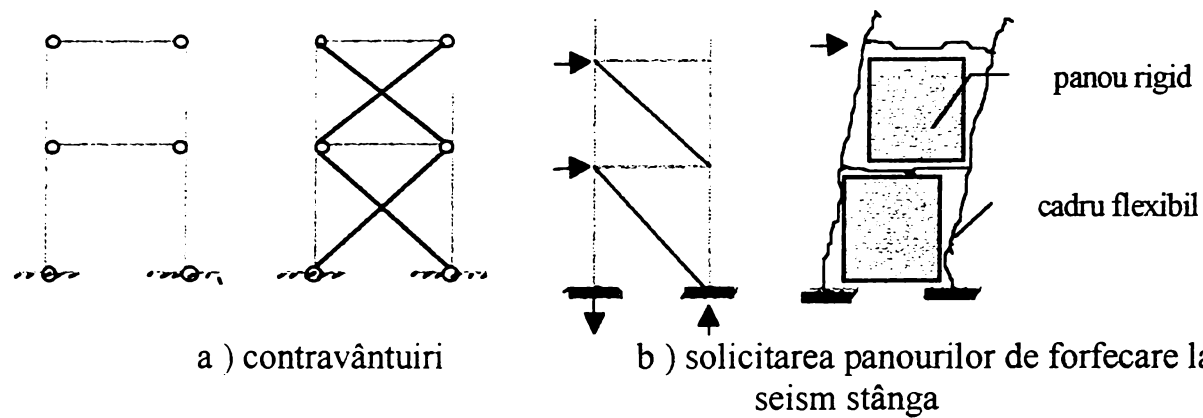
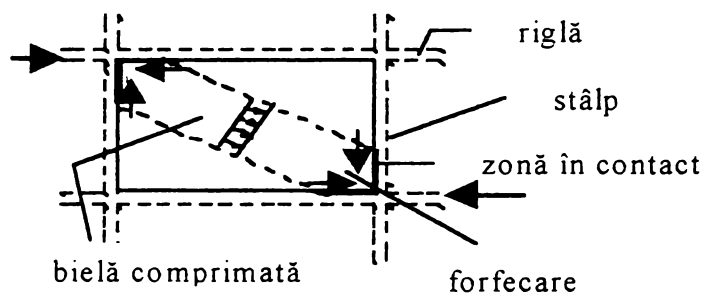


Fig.4.2 Zone de cadru rigidizate



a) contravântuiri

b) solicitarea panourilor de forfecare la seism stânga



c) solicitarea panoului de forfecare

Fig.4.3 Rigidizarea ochiurilor de cadru

Din punct de vedere al conformării antiseismice cel mai eficient și mai adecvat mod de a obține stabilitatea laterală necesară este realizarea unui sistem structural dual, prin realizarea unor diafragme rare, cu ajutorul îmbinărilor de continuitate orizontale și verticale, între panourile de forfecare și elementele adiacente (stâlpi și rigle).

Prefabricarea structurilor duale cuprinde toate sistemele de prefabricare a structurilor în cadre și în plus, toate sistemele de prefabricare a structurilor cu diafragme din panouri mari prefabricate.

Dacă îmbinările pe conturul panourilor mari sunt de continuitate și se poate conta pe realizarea unor diafragme cu bulbi (bulbii fiind constituiți din stâlpii ce mărginesc aceste panouri), structura intră în categoria structurilor duale cu diafragme de rigidizare. Dacă aceste îmbinări nu realizează continuitatea pe conturul panourilor mari, structura intră în categoria structurilor duale cu panouri de forfecare.

Pentru a avea însă certitudinea realizării unei îmbinări de continuitate și pentru a cunoaște comportarea ei în domeniul elastic și plastic, orice tip nou de îmbinare prefabricată trebuie studiată într-un program teoretic și experimental. Din același considerente, pentru a avea certitudinea unei comportări adecvate din punct de vedere al stabilității laterale și a integrității generale, orice structură prefabricată cu un concept nou conformare structurală și de asamblare va trebui studiată într-un program teoretic și experimental.

4.1.4 Avantajele prefabricării

Calitate și precizie

Elementele din beton prefabricate se realizează în fabrici de prefabricate, într-un mediu favorabil și cu un control de producție ferm. Acest lucru are ca urmare un randament sporit și un aspect al elementelor de înaltă calitate. Arhitectul poate alege dintr-o serie de elemente cu diferite finisaje și poate examina și accepta sau nu elementele înainte ca acestea să fie puse în operă.

Controlul de producție asigură o amplasare exactă a armăturilor și realizarea elementelor la toleranțe dimensionale minime. Se obțin dimensiuni modulare foarte precise, ceea ce duce la realizarea unor finisaje de calitate.

Costul structurii de rezistență

Costul structurii de rezistență este un factor ce poate fi avut în vedere în comparație cu structuri din alte materiale sau metode alternative proiectate să dea aceeași performanță.

În lucrarea /E.5/ au fost comparate diferite structuri de rezistență pentru realizarea unei clădiri comerciale cu 5 niveluri. Rezultatele au arătat că prețul de cost al unei structurii de rezistență din beton armat integral prefabricată a fost cu 21% mai mic decât al unei structurii de rezistență metalică cu planșee tip tablă metalică și cu 14% mai mic decât al unei structurii de rezistență metalică mai tradițională, cu planșee din elemente prefabricate din beton armat. O altă comparație pe o structură mai înaltă, de 7 niveluri, a relevat economii asemănătoare. Aceste economii pot să nu fie evidente în toate comparațiile deoarece apar parametrii specifici fiecărui proiect, dar ele demonstrează că există un potențial de reducere a cheltuielilor ce merită să fie luat în considerare.

Durata de execuție

Durata de execuție reprezintă un argument semnificativ pentru majoritatea investițiilor și din acest punct de vedere prefabricarea reprezintă un net avantaj. Acest avantaj se mărește dacă se raționalizează numărul de tipuri de elemente și de detalii de îmbinare.

Durata de execuție poate fi micșorată la un mod judicios de programare a operațiilor de lucru, începându-se lucrările de finisaj în anumite zone în paralel cu execuția structurii de rezistență în alte zone. Dacă montarea elementelor prefabricate se face etaj cu etaj, accesul la etajele inferioare și începerea lucrărilor de finisaj se poate realiza în două sau trei săptămâni.

Costul total al clădirii

Costul total al clădirii este asociat cu durata de execuție, cu prețul structurii de rezistență, cu alte cheltuieli de construcție, cu prețul terenului și cu rata dobânzii. Deși prețul structurii de rezistență este important, durata de execuție este adesea considerentul dominant, în special în perioadele în care rata dobânzii și valoarea terenurilor sunt mari și recuperarea investiției trebuie făcută într-un timp cât mai scurt.

Rezistența la incendii

Betonul își are o rezistență intrinsecă la incendii, prezentă în timpul tuturor fazelor de execuție. Obținerea unei rezistențe la incendiu de două până la patru ore presupune dificultăți ne semnificative. Având în vedere că structurile prefabricate au un volum minim de cofraje se elimină și pericolul de incendii asupra materialului lemnos.

Fiabilitatea

În comparație cu alte sisteme de execuție, prefabricarea mută operațiile de precizie de pe șantier în mediul mult mai stabil al fabricii, dependența și conștiinciozitatea echipelor de lucru de pe șantier fiind considerabil diminuată. Sistemele de îmbinare pot fi tipizate și aduse la o mare performanță, ele asigurând integritatea structurii, simplitatea și rapiditatea execuției.

Micșorarea numărului de antreprenori ce asigură execuția simplifică și reduce operațiunile de programare a lucrărilor, reducându-se greutățile echipei de conducere.

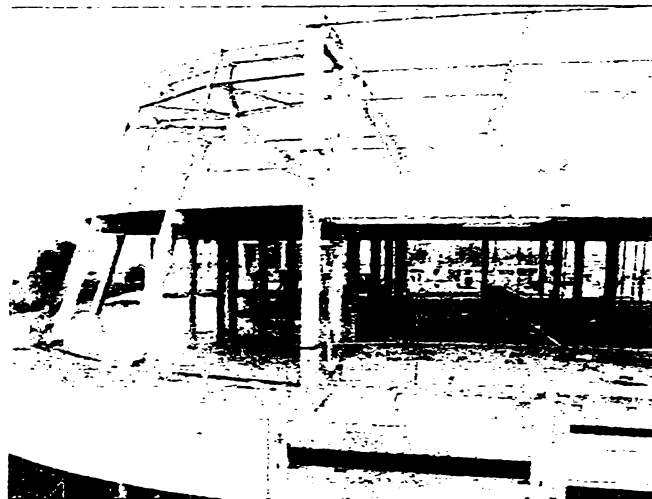
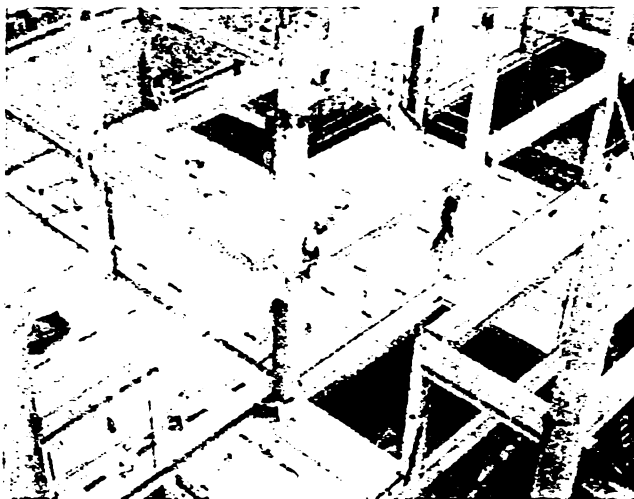


Fig.4.4 Soluții constructive de prefabricare

4.2 Comportarea îmbinărilor

4.2.1 Generalități și clasificări

De regulă, studiul îmbinărilor s-a canalizat pe trei mari categorii distincte : îmbinările elementelor liniare (specifice structurilor în cadre), îmbinările panourilor mari (specifice structurilor din panouri mari) și îmbinările elementelor de suprafață sau a semipanourilor ce formează planșeele.

Intr-o sferă foarte largă de percepere, structurile duale cuprind toate îmbinările celor trei categorii enumerate mai sus.

Îmbinările se execută între două sau mai multe elemente distincte, iar elementele distincte se include în două categorii:

- elemente de rezistență solicitate diferit - grinzi, stâlpi, diafragme, plăci, panouri, fundații;
- fragmente ce se asociază pentru a forma elemente prefabricate de rezistență - fragmente de grinzi, de stâlpi sau de panouri.

Îmbinările elementelor din categoria a doua au o doză mai redusă de dificultate în concepție și realizare, putând fi amplasate în zone cu solicitări reduse.

Îmbinările între elementele primei categorii, din condiții tehnologice, se amplasează în zone cu solicitări maxime mărind exigențele impuse la conceperea, proiectarea și realizarea lor. În plus, la structurile prefabricate antiseismice este necesară realizarea de îmbinări cu continuitate totală, care să asigure mecanismul primar de disipare a energiei. Îmbinările fără continuitate (articulații) se utilizează când sunt cerute de condiții speciale, cum ar fi tasarea diferită a fundațiilor, precomprimarea ulterioară a elementelor etc.

În continuare se propune o schemă de clasificare a îmbinărilor în cadre sau cadre diafragme.

Intr-o abordare cu caracter general, îmbinările se pot clasifica în trei grupe mari.

1) După geometria și tipul elementelor îmbinate :

- îmbinări între elemente liniare (grindă-stâlp, grindă-grindă, stâlp-stâlp) ;
- îmbinări între elemente liniare și plane (panou-grindă, panou-stâlp, panou-fundație continuă), specifice structurilor duale;
- îmbinări între elemente liniare și masive (stâlp-fundație) ;
- îmbinări orizontale între elemente plane (semipanouri de planșeu) ;
- îmbinările orizontale și verticale ale panourilor mari.

2) După modul de execuție sau soluția constructivă aleasă :

- îmbinări umede, prin betonare la fața locului ;
- îmbinări uscate, prin sudarea unor piese metalice ;

- îmbinări mixte ;
- îmbinări prin bulonare ;
- îmbinări tip baionetă, specifice pentru îmbinarea fragmentelor de stâlpi sau a stâlpilor cu fundațiile ;
- îmbinări precomprimate ;
- îmbinări cu șuruburi de înaltă rezistență;
- îmbinări cu rășini epoxidice.

3) După comportarea statică :

- îmbinări cu continuitate parțială (articulații plastice) ;
- îmbinări cu articulație temporară ;
- îmbinări cu continuitate totală ;
- îmbinări fără continuitate (articulații).

4.2.2 Comportarea sub încărcări a îmbinărilor

Îmbinările cu continuitate parțială pot prelua în exploatare un moment de valoare limitată. La solicitări ce depășesc momentele capabile a acestor legături constructive, îmbinările prin plasticizarea lor, se comportă în continuare ca articulații plastice. Acest tip de îmbinări are următoarele avantaje :

- o schemă statică clară a structurii ;
- tehnologii simple de montaj și execuție ;
- siguranța construcției la încărcări verticale și orizontale nu depinde, în mod esențial, de calitatea execuției îmbinărilor pe șantier.

Trebuie amintite însă și dezavantajele acestor îmbinări:

- rezerve de capacitate portantă a structurii reduse față de o structură cu un grad mai mare de nedeterminare statică ;
- distribuția mai dezavantajoasă a solicitărilor în grinzile static determinate față de cele cu o schemă statică de grindă continuă ;
- lungimi mari de flambaj pentru stâlpi, ce pot impune secțiunile stâlpilor din condiții de zveltețe, nu de rezistență.

Îmbinările cu articulație temporară realizează, indiferent de soluția constructivă aleasă, o continuitate totală la încărcările ce apar după intrarea în lucru a îmbinării (încărcări de exploatare și extraordinare).

Îmbinarea se comportă ca o articulație numai pentru încărcări specifice fazei de montaj (greutatea proprie a grinzilor, a elementelor de planșeu montate, încărcarea utilă de montaj etc.), fază în care grinzile se comportă ca elemente simplu rezemate. După realizarea continuității armăturilor și monolitizării îmbinării, zona prezintă o continuitate totală.

Îmbinările cu continuitate totală, sunt similare unor legături monolite, care transmit integral eforturile, inclusiv pentru încărcările din faza de montaj.

Aceste îmbinări se realizează numai la îmbinările cu șuruburi de înaltă rezistență sau precomprimate.

Îmbinările structurilor prefabricate etajate și în special a celor antiseismice se realizează ca îmbinări de continuitate. Acest lucru permite calculul structurii în faza de exploatare ca o structură monolită. Pentru a accepta acest mod de calcul al structurii este necesară testarea experimentală a oricărui tip de îmbinare propusă execuției.

Testarea experimentală are următoarele obiective:

- realizarea continuității în îmbinare, prin asigurarea transmiterii eforturilor unitare (σ_1 , σ_2 și τ) între elementele îmbinate;
- realizarea monolitismului îmbinării, ceea ce înseamnă neapariția fisurilor pe conturul zonelor de monolitizare și continuitatea sistemului de fisurare;
- urmărirea comportării îmbinării sub încărcări din punct de vedere al deformațiilor, a diminuării rigidității și a evoluției stării de eforturi până la pierderea capacității portante;
- urmărirea ductilității îmbinării în cazul structurilor antiseismice;
- urmărirea stabilității sudurilor până la pierderea capacității portante (la îmbinările uscate sau mixte);
- urmărirea ancorării pieselor metalice în elementele din beton, acolo unde se contează pe ancorări până la pierderea capacității portante (la îmbinările uscate sau mixte);
- urmărirea caracterului cedării;
- urmărirea coeficientului de siguranță a modului de proiectare (calculul teoretic al îmbinării) prin asigurarea unui raport supraunitar între capacitatea portantă experimentală (S_{cap}^{exp}) și cea teoretică (S_{cap}^{teor}):

$$\frac{S_{cap}^{exp}}{S_{cap}^{teor}} > 1 \quad (4.1)$$

Având în vedere rezultatele încercărilor experimentale și mai ales caracterul cedării, se va stabili stadiul la care se consideră capacitatea portantă a îmbinării epuizată și stabilirea condițiilor necesare de a fi îndeplinite în calculele de proiectare pentru a se asigura atingerea capacității portante maxime (stabilită anterior) fără a se ajunge la rupeți casante și dacă este cazul, delimitarea clară a domeniilor de folosire a îmbinării.

La structurile antiseismice ce conțin cadre (sau cadre echivalente), pentru a realiza mecanismul de plasticizare cel mai favorabil, proiectarea trebuie să cuprindă verificarea comportării elastice a nodurilor sub efectul momentelor capabile de la capetele barelor adiacente în nod. La îmbinările testate experimental această verificare se poate efectua ca la o structură monolită.

4.3 Îmbinările elementelor prefabricate liniare

4.3.1 Amplasarea îmbinărilor

Îmbinările elementelor prefabricate liniare pot fi plasate în câmpul elementelor (de regulă, în secțiunile cu eforturi minime) sau în zona nodurilor. Zona nodurilor este dificilă pentru asigurarea continuității, dar care oferă unele avantaje tehnologice în execuție.

În literatura de specialitate și între specialiști există puncte de vedere divergente privind problema amplasării îmbinărilor și argumentele aduse sunt tot atât de divergente.

În toate cazurile se recunoaște însă prioritatea concepției generale de alcătuire a structurii, cu sublinierea că particularitățile prefabricării pot conduce la rezolvări specifice. Îmbinările pot constitui însă porțiuni mai slabe ale structurii de rezistență, cu distribuții dezavantajoase ale eforturilor unitare și cu posibile concentrări de efecte /M.6/, /M.7/, /M.9/. În consecință, atunci când este necesară plasarea lor în “zonele critice” ale structurii, se impune o analiză deosebit de atentă.

La structurile duale, zonele critice sunt nodurile de cadru (sau cadru echivalent) și zonele potențiale de apariție a articulațiilor plastice (zonele riglelor și stâlpilor adiacente nodurilor și zona diafragmelor adiacentă fundațiilor).

4.3.2 Îmbinări de continuitate în noduri și fundații

La structurile antiseismice nodurile sunt elemente deosebit de importante /C.2/, /M.9/, impunându-se realizarea continuității totale în ele.

Rolul unui nod este de a coordona unitar deformațiile și deplasările tuturor capetelor barelor convergente în nod, precum și transferul integral al solicitărilor, chiar și în condițiile dezvoltării articulațiilor plastice la capetele barelor convergente în el. În caz contrar, controlul distribuției solicitărilor în barele cadrului devine anevoios, dacă nu chiar imposibil. În aceste condiții, există părerea unanimă a specialiștilor ca un nod de cadru antiseismic trebuie să rămână rigid, cu o comportare elastică, neintervenind în disiparea (sau acumularea) energiei induse de seism.

Cele spuse mai sus justifică formularea următoarelor cerințe /P.7/:

- nodul trebuie să aibă cel puțin capacitatea de rezistență a barelor convergente în el, la solicitările din cele mai severe combinații de încărcări suportate de elementele adiacente;
- rezistența nodului să nu dicteze rezistența de ansamblu a structurii și să nu împiedice formarea articulațiilor plastice în elementele adiacente;
- calitatea ireproșabilă a execuției; pentru aceasta proiectarea trebuie să asigure condiții convenabile pentru armare, pentru turnarea și compactarea betonului din nod.

Cercetări experimentale referitoare la îmbinările grinzi prefabricate-stâlpi s-au efectuat pe îmbinări umede /L.1/, /M.4/, /M.9/, /N.1/, /T.4/, /D.1/, /D.2/, /D.3/ cu stâlpi prefabricați sau din beton monolit, îmbinări precomprimate /M.9/, /D.1/, /D.2/, /D.3/, cât și îmbinări metalice /M.19/. Majoritatea încercărilor s-au făcut la încărcări statice (cicluri încărcare-descărcare), dar și la încărcări alternante /M.9/, /C.16/ sau la solicitări spațiale /M.4/.

Toate experimentările au demonstrat că procesul de fisurare este mai timpuriu decât la martorii monoliți, precum și deformațiile (săgețile) sunt mai mari, datorită unor concentrări și accentuări a fisurilor la interfața beton prefabricat – beton monolit (la interfața grindă-stâlp monolit sau monolitizare). În această interfață se formează o articulație plastică cu o rotire mai mare decât la structurile monolite. În îmbinările cu rezemare a grinzilor în nod, s-au constatat degradări ale nodului.

Experimentările au arătat că deformabilitatea mai mare a îmbinărilor cu elemente prefabricate se manifestă prin:

- începerea procesului de fisurare mai devreme decât la probele martor (monolite), la încărcări mai mici cu 30...50%;
- rotiri și săgeți mai mari uneori de 2...3 ori.

Pe baza acestor concluzii, unii autori înclină să creadă că structurile prefabricate au o comportare mai bună la seism, având o ductilitate mai mare. În realitate această comportare se datorează doar deformabilității mai mari a îmbinărilor.

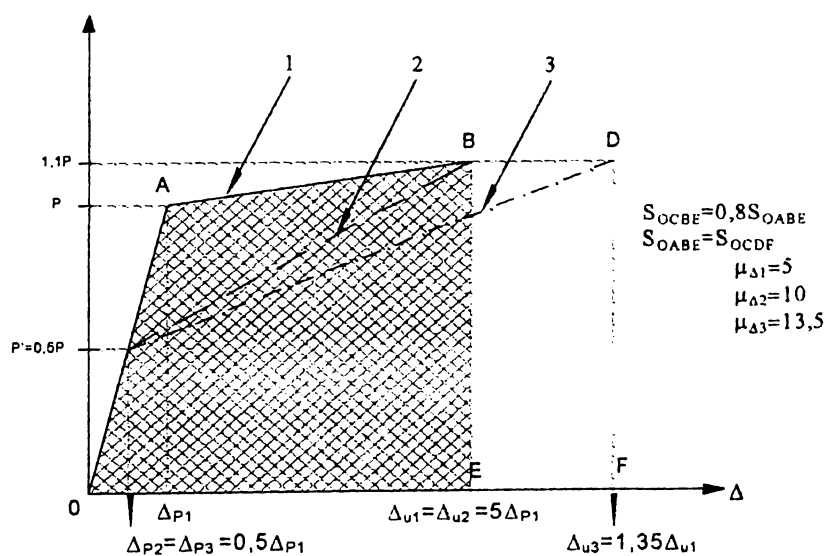


Fig. 4.5 Deformabilitatea îmbinărilor grindă prefabricată-stâlp /N.4/

Spre figura 4.5 curba (1) în diagrama deformabilitate-ductilitate, a unei probe martor, cu un factor de ductilitate de referință $\mu_{\Delta 1} = 5$. Energia înmagazinată de îmbinare este reprezentată de suprafața OABE. În condițiile unui proces timpuriu de plastifiere (la încărcarea $P' = 0,5 P$) curba (2) arată că pentru aceeași deplasare ultimă ($\Delta_{u2} = \Delta_{u1} = 5\Delta_{P1}$), deși factorul de ductilitate devine

dublu $\mu_{\Delta 2} = 10 = 2 \mu_{\Delta 1}$, energia înmagazinată de îmbinare (suprafața OCBE) este doar cca. 80%. Pentru disiparea aceleiași energii (suprafața OCDF) va trebui asigurată deplasarea ultimă $\Delta_{U3} = 1,35 \Delta_{U1}$ și factorul de ductilitate ar deveni $\mu_{\Delta 3} = 13,5$.

Îmbinările de continuitate stâlp-fundație se realizează cu clasică fundație pahar (figura 4.6.a), printr-o îmbinare tip “baionetă” redată schematic în figura 4.6.b sau prin modurile prezentate în figura 4.6.c...f.

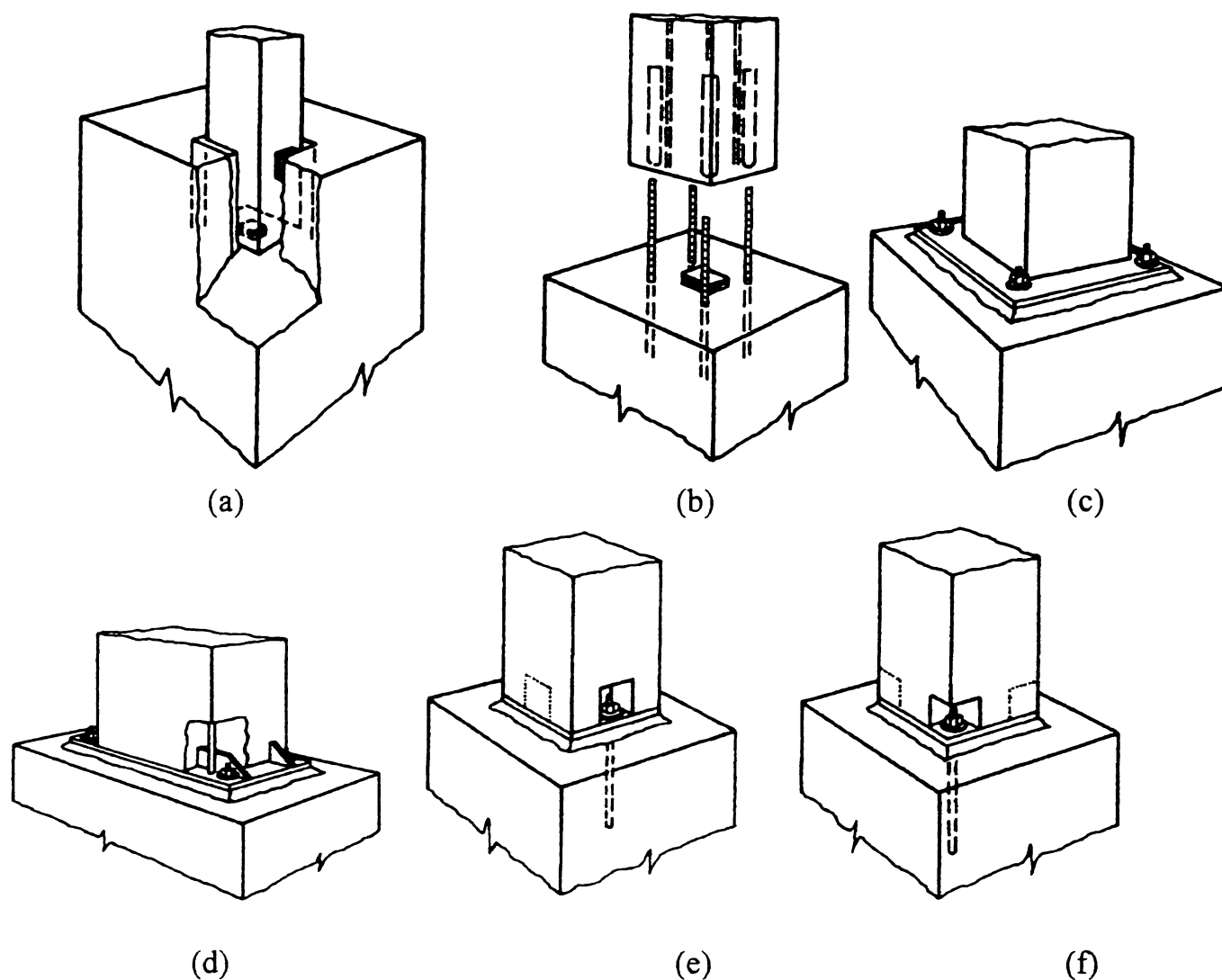


Fig.4.6. Îmbinări de continuitate stâlp-fundație

4.3.3 Îmbinări de continuitate în câmp

4.3.3.1 Îmbinări de continuitate grindă-grindă

Încercări experimentale /P.18/, /P.23/, au arătat că aceste îmbinări au o comportare foarte apropiată de cea a grinzilor monolite, articulațiile plastice dezvoltate în dreptul îmbinărilor având aceleași capacități de rotire ca și articulațiile plastice din grinzile monolite.

Erorile de execuție au însă o mare influență asupra acestor îmbinări.

4.3.3.2 Îmbinări de continuitate stâlp-stâlp

Aceste îmbinări au fost mult studiate, fiind necesar a cunoaște modul lor de comportare, pentru a preveni formarea nedorită a articulațiilor plastice în stâlpi. Se are în vedere mecanismul de

cedare a cadrelor impus de P100-91/92 cu riglele plasticizate și stâlpii elastici, eventual apariția articulațiilor plastice în zona adiacentă fundațiilor la seisme de mare intensitate.

Numeroase încercări s-au făcut atât în țară cât și în străinătate. Din cele făcute în țară subliniem pe cele făcute la Cluj-Napoca /T.4/, /T.6/, /C.13/, la Iași /D.5/, /L.1/ și la IPH-Deva /T.9/. În general studiile s-au axat pe îmbinări de continuitate cu pop (stâlpișor) central cu diferite moduri de înădare a armăturilor: prin petrecere /T.6/, cu eclise sudate /D.5/, etc., îmbinări tip baionetă /T.9/, precum și îmbinări cu rezemare pe pat din beton și cu continuitatea armăturilor prin sudare pe corniere /T.4/ sau în alveole pe conturul piesei /L.1/.

În figura 4.7 se dau îmbinările prezentate de British Cement Association, în periodicul pe anul 1992 dedicat construcțiilor prefabricate.

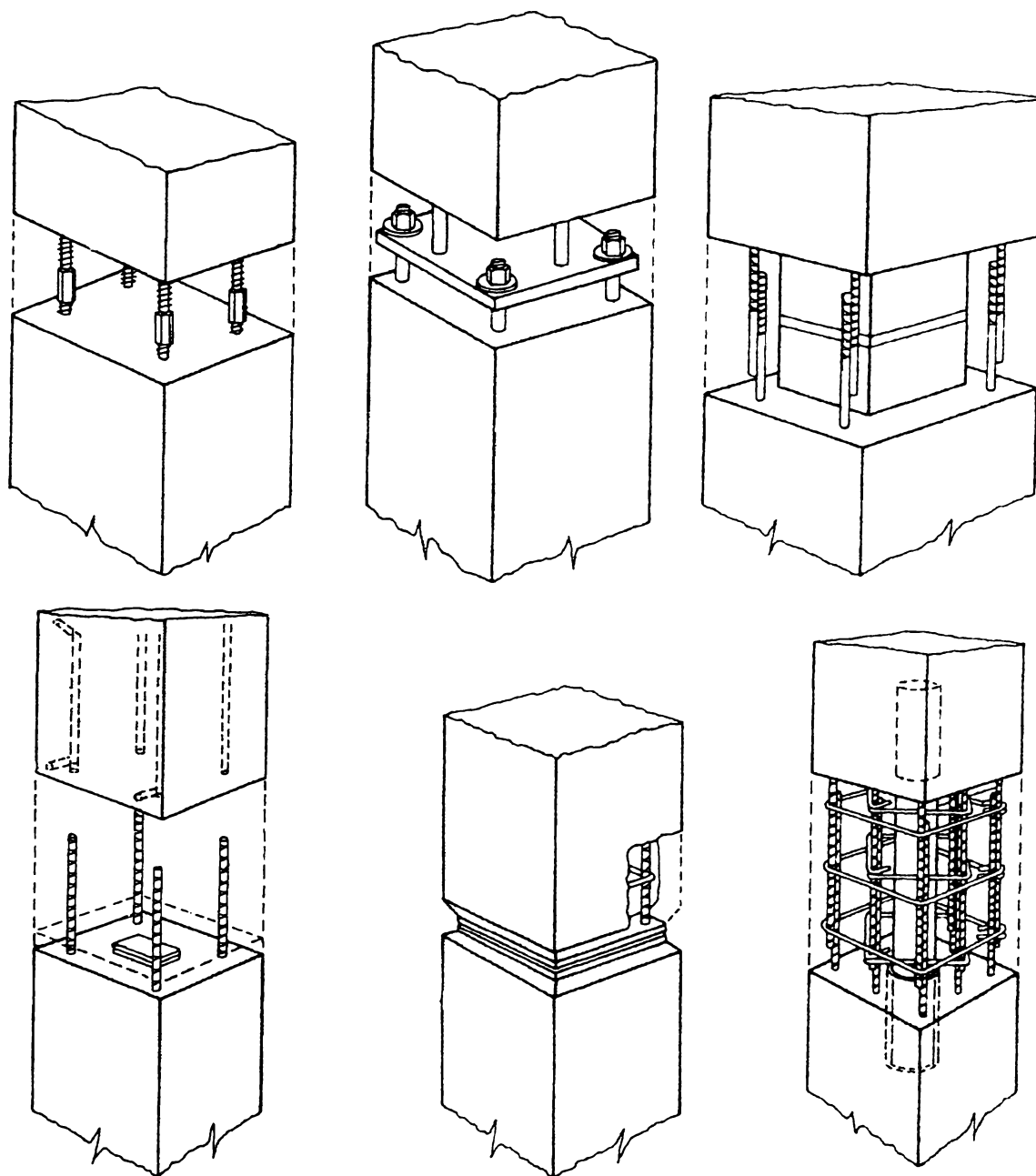


Fig.4.7. Îmbinări de continuitate stâlp-stâlp

Deși împrăștierea rezultatelor este mare, se pot distinge următoarele aspecte comune:

- la sarcini de exploatare, comportarea nu e mult diferită față de a stâlpilor monoliți martor;
- fisurarea începe mai devreme decât la stâlpii martor (la 30... 50% din încărcarea acestora), în apropierea ruperii constatându-se o generalizare a fisurii orizontale din secțiunea de bază a îmbinării, fisura având o deschidere pronunțată;

- deformabilitatea este mult mai mare decât la stâlpii etalon (de 2...3 ori) atât la rotire, cât și la deplasare;
- forța de rupere a fost în toate cazurile mai mică decât la probele martor (cu 5...20%, rezultatele cele mai dispersate obținându-se la îmbinările cu pat de mortar, după calitatea patului și după modul în care s-a realizat umplerea; s-a constatat, de asemenea, că la îmbinările cu popi subțiri se produc scăderi ale capacității portante a îmbinării din cauza efectului de pană a popului, dar nici îmbinările cu popi groși nu au dat rezultate corespunzătoare datorită acoperirilor prea mici cu beton a popilor.

4.4 Îmbinările elementelor prefabricate plane

În structurile duale îmbinările între panourile de forfecare și elementele adiacente (stâlpi, rigle sau centuri) se realizează pe aceleași principii ca la îmbinările panourilor mari. Îmbinările au rolul de a prelua integral eforturile ce apar în ele din solicitarea ansamblului structurii.

În cazul unui seism puternic îmbinările se pot deforma prin lunecarea elementelor îmbinate unul față de altul, prin deschiderea îmbinării, prin fisurarea sau strivirea betonului din îmbinare. În mod ideal, pentru a ajunge la un echilibru al rezistenței și ductilității, îmbinările ar trebui realizate în așa fel încât rezistența panourilor conectate să nu fie în exces, dar nici neutilizată suficient și deformațiile îmbinărilor să nu fie excesive.

4.4.1 Clasificarea îmbinărilor

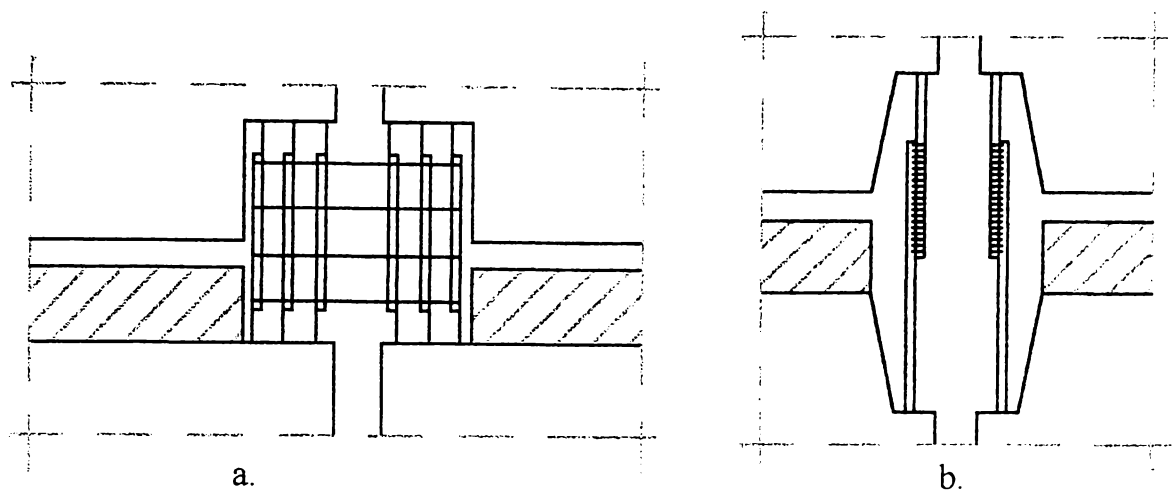
Soluțiile îmbinărilor de rezistență dintre panourile folosite în lume sunt multiple, dar putem distinge două grupe mari: îmbinări umede și îmbinări uscate.

Îmbinări umede

Îmbinările umede sunt realizate prin turnarea unui beton de monolitizare, de marcă superioară, între fețele care se îmbină ale elementelor. Funcție de poziția ocupată îmbinările pot fi verticale sau orizontale.

Îmbinările verticale, a căror principală funcție o constituie preluarea și transmiterea forțelor de lunecare de la un șir de panouri la altul adiacent, pot fi concentrate sau continue.

Îmbinările verticale concentrate (figura 4.8) au rolul de pene de contravântuire dispuse între console, la nivelul planșelor sau pe linia de contact a panourilor, eforturile tangențiale transmise prezentând caracterul unor forțe concentrate. În figura 4.8.a se prezintă pana armată cu bucle, ce poate parcurge deformații mari până la rupere și poate fi considerată ca o îmbinare plastifiabilă, iar în figura 4.8.b pana la care armarea se realizează prin sudură. Această pană prezintă o rigiditate mărită și îmbinarea poate fi considerată ca având o comportare elastică.



Îmbinările verticale continue (figura 4.9) sunt dispuse pe întreaga față laterală de contact a pragurilor, eforturile tangențiale transmise având caracterul unor forțe distribuite. După profilul suprafețelor ce se îmbină ele se împart în:

- îmbinări verticale continue netede - mai puțin avantajoase din punct de vedere al transmiterii eforturilor tangențiale (figura 4.9.a);
- îmbinări verticale continue cu fețe profilate - asigură o mai bună transmitere a eforturilor tangențiale datorită existenței reliefulurilor pe marginile verticale ale panourilor sub forma unor amprente sau alveole (figura 4.9.b, c, d).

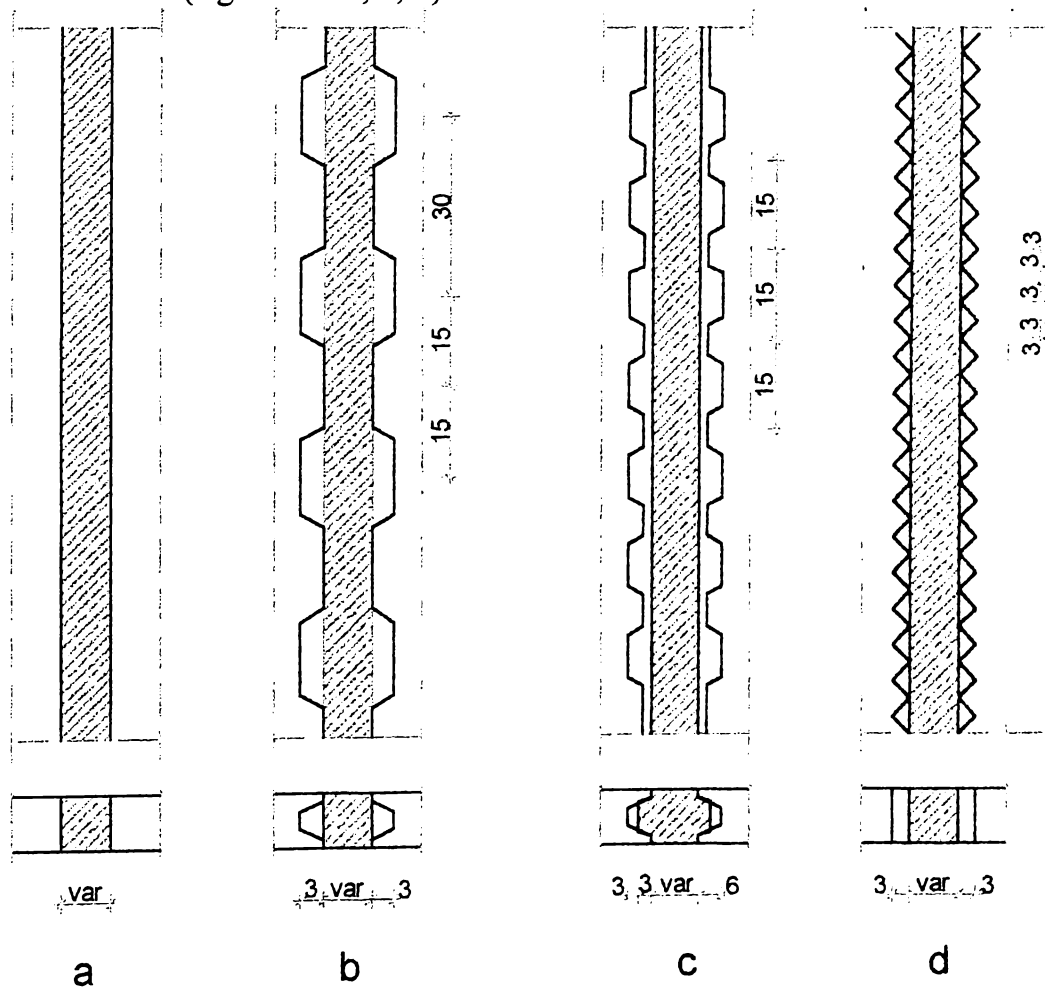


Fig. 4.9 Îmbinări verticale continue
 a - cu fețe netede; b - cu alveole rare pe fața laterală plană;
 c - cu profil cremalieră în șanț continuu; d - cu dinți de fierăstrău pe toată lățimea panoului

Îmbinările orizontale au rolul să asigure continuitatea pe verticală a diafragmei, continuitate care implică solicitarea simultană a îmbinărilor orizontale la eforturi de compresiune și eforturi tangențiale. Câteva soluții de alcătuire a acestor îmbinări sunt prezentate în figura 4.10.

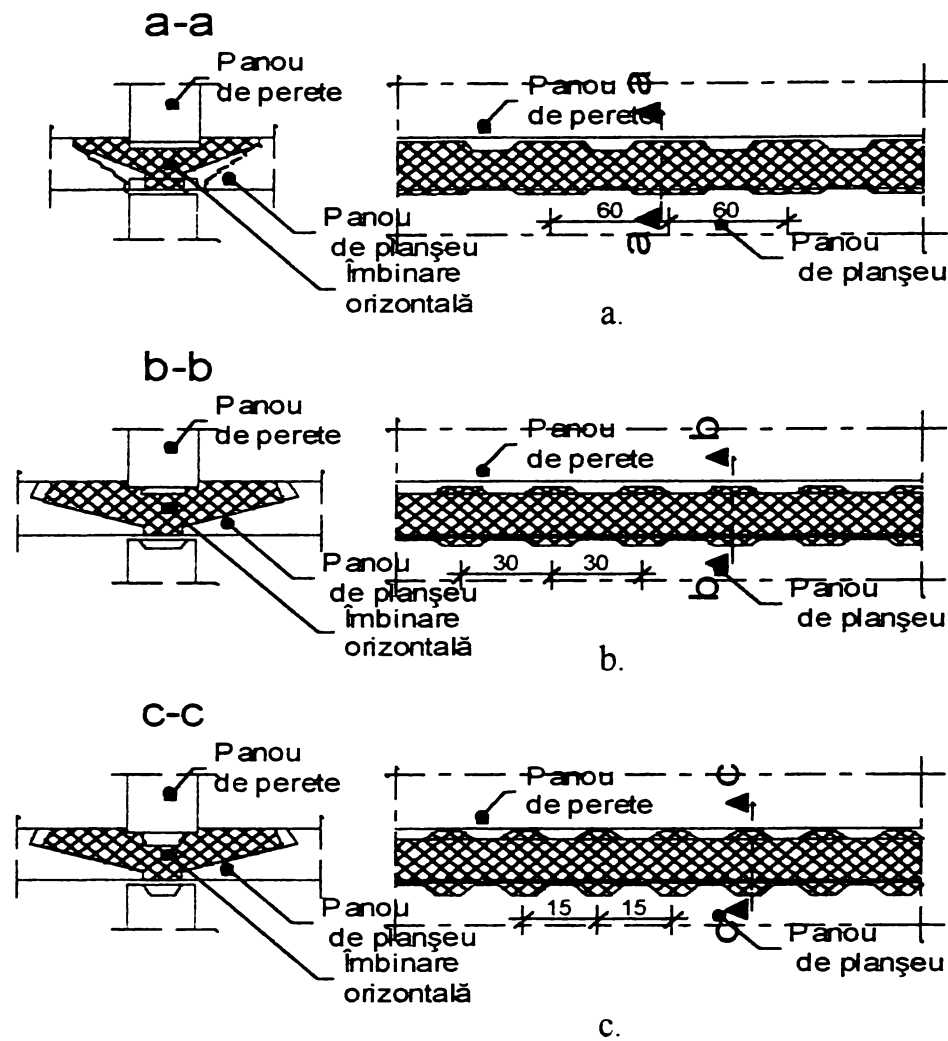


Fig.4.10 Îmbinări orizontale cu subbetonare cu diferite profile ale panourilor

a - cu praguri pe toată lungimea la 60cm; b - cu praguri și alveole la 30cm; c - cu praguri și alveole la 15cm

Îmbinări uscate

Îmbinările uscate sunt realizate prin intermediul unor plăcuțe metalice ancorate în panourile prefabricate și legate între ele prin piese metalice, sudură sau buloane.

Spences și Neille /S.3/ au studiat îmbinările uscate folosite îndeosebi în S.U.A, realizate prin intermediul unor plăci metalice ancorate în panourile prefabricate legate între ele prin sudură și au concluzionat că aceste conexiuni au o capacitate considerabilă de deformare în condițiile de solicitare ciclic alternantă. Neille a identificat trei tipuri de transmitere a forfecării pentru îmbinările uscate de tip conexiune:

- frecarea dintre plăcile metalice și beton;
- presiunea exercitată de plăcile metalice pe beton;
- presiunea betonului în jurul pragurilor de ancorare.

În urma unor serii de încercări destinate să separe aceste efecte, s-a ajuns la concluzia că primele două mecanisme de presiune sunt dominante.

4.4.2 Îmbinări umede nearmate și armate la elemente cu fețe profilate

În cazul îmbinărilor umede marginile panourilor pot fi plane sau profilate. Față de panourile cu marginile plane, panourile cu margini profilate (des folosite în cazul îmbinărilor verticale) asigură o rezistență sporită la forfecare între fețele interioare ale profilurilor.

Majoritatea încercărilor pe acest tip de îmbinări au fost realizate cu un regim de încărcare monoton-crescător. În figura 4.11 se prezintă modul de comportare a îmbinărilor netede comparativ cu îmbinările cu dinți.

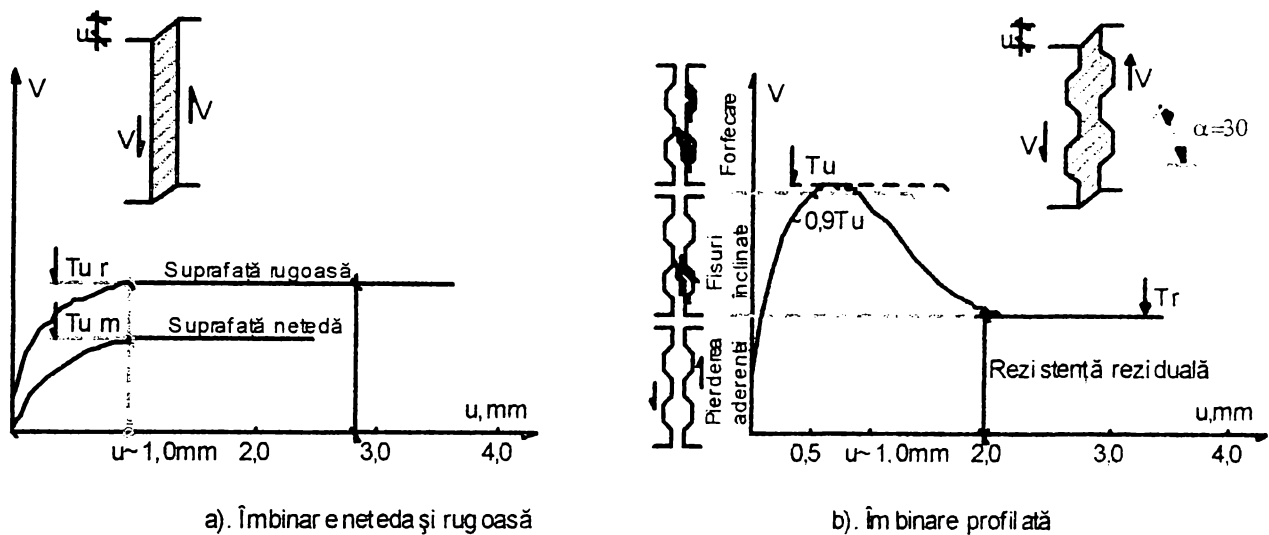


Fig.4.11 Comportarea îmbinărilor netede și cu dinți

Se observă că îmbinările cu dinți posedă o rezistență T_u substanțial îmbunătățită față de rezistența celor netede, notată cu T_{un} . Rezistența T_u scade însă o dată cu cedarea dinților, rămânând o rezistență "reziduală de forfecare - T_r ". Cedarea îmbinării se poate produce prin forfecarea sau zdrobirea dinților și de asemenea prin fisuri diagonale de întindere în betonul de monolitizare. Rezistența reziduală de forfecare depinde de frecarea dintre fețele rugoase ale betonului fisurat sau zdrobit din îmbinare, implicit de coeficientul de frecare dintre interfețele fisurilor. Referiri la valoarea coeficientului de frecare între interfețele fisurilor închise sunt puține în literatura de specialitate; Codul model CEB-FIP/1990 indică valoarea 0,9 pentru suprafețe rugoase (în care se include și fisurile închise), la încărcări statice monotone.

Coeficientul de frecare în timpul ciclurilor alternante scade cu până la 30%, deoarece închiderea și deschiderea repetată a fisurilor duce la aplatizarea asperităților de pe fețele lor.

În structurile antiseismice îmbinările sunt solicitate la o forță de lunecare ciclică alternantă de intensitate ridicată, ce depășește cu mult rezistența reziduală la forfecare a îmbinării. Pentru a mări rezistența reziduală de forfecare îmbinările se armează cu bare transversale pe planul îmbinării (conectori ce țes și strâng îmbinarea) și cu bare longitudinale. Barele transversale se dispun sub formă de bucle sau sub formă de mustăți ce se sudează, ca în figura 4.12.

Comportarea îmbinării va fi în mod semnificativ influențată de barele de armătură care traversează îmbinarea perpendicular pe planul ei, fie sub formă de

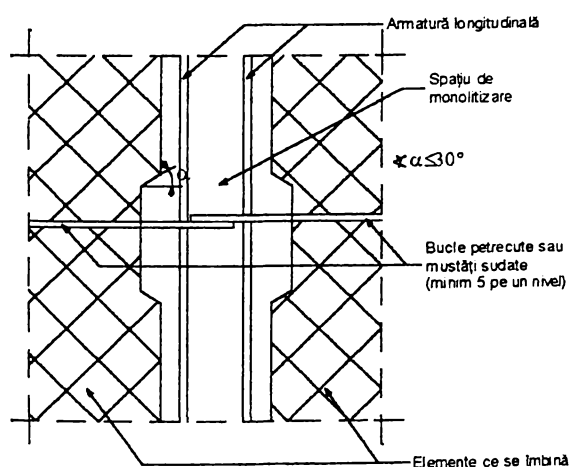


Fig.4.12 Armarea îmbinărilor profilate

mustăți care se sudează, fie sub formă de bucle care se petrec /P.12/, /V.1/.

Tassios și Tsoukantas /T.1/, /T.2/, analizând îmbinările profilate armate, pun în evidență că pe lângă mecanismul de forfecare pură, ce constituie capacitatea la lunecare a îmbinărilor profilate nearmate, armătura transversală activează încă două mecanisme : mecanismul de dorn sau efectul de dorn și mecanismul de strângere, așa cum se arată în figura 4.13 . Autorii analizează fiecare mecanism separat și se ajunge la capacitatea portantă la lunecare prin suprapunerea efectelor:

$$\tau_{cap} = \tau_0 + \tau_d + \tau_f \quad (4.2)$$

unde:

- τ_0 - este forfecarea pură;
- τ_d - efectul de dorn;
- τ_f - efectul de strângere.

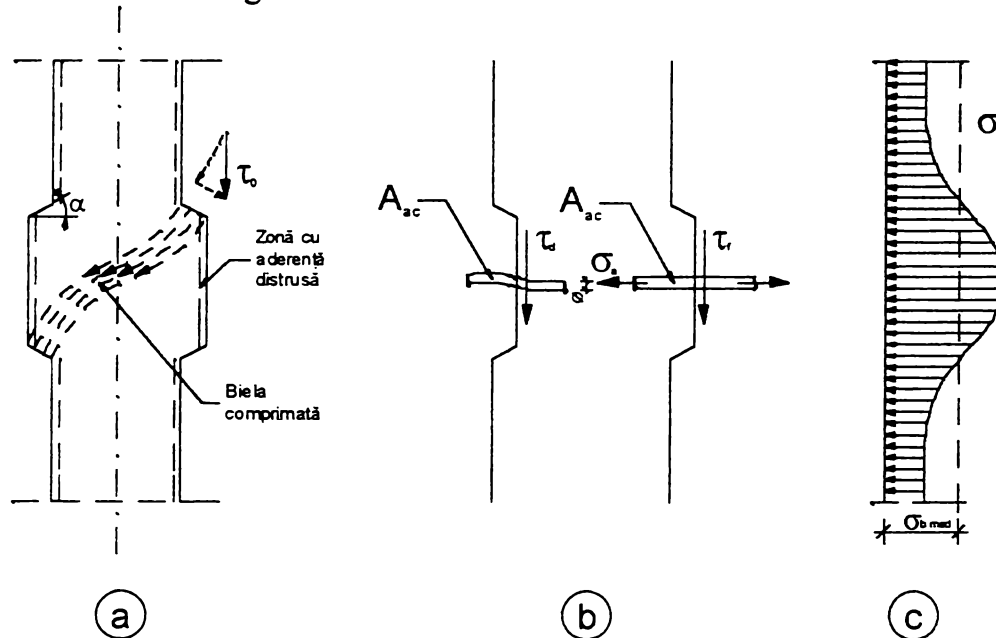


Fig. 4.13 Componentele capacității portante la lunecare
a. - forfecare pură; b. - efectul de dorn; c. - efectul de strângere

Forfecarea pură - τ_0 - are loc pe suprafața înclinată a dinților și este activată de biela din beton comprimat ce se dezvoltă în îmbinare (fig.4.13.a).

Efectul de dorn - τ_d - se activează odată cu deformația de deplasare liniară ce apare între cele două fețe ale îmbinării (fig.4.13.b).

Efectul de strângere - τ_f - (fig.4.13.c) apare datorită fisurării îmbinării, deschiderea acestor fisuri fiind controlată de armăturile transversale ce țin aceste fisuri, astfel că interfețele lor rămân în contact la nivelul asperităților date de rugozitatea lor. Local, în zonele de contact ale asperităților se dezvoltă eforturi de compresiune în beton - σ_b - echilibrate de eforturile de întindere - σ_a - ce iau naștere în armăturile ce țin fisurile. Dependența dintre aceste două eforturi se poate scrie prin intermediul coeficientului de armare ρ .

$$\sigma_{bm} = \rho \sigma_a \quad (4.3)$$

$$\rho = A_{ac} / A_i \quad (4.4)$$

unde:

- σ_{bm} este efortul unitar mediu de compresiune în beton (fig.4.13.c);
- σ_a - efortul unitar de întindere în conectori (armăturile transversale) ;

A_{ac} - aria conectorilor pe zona considerată;

A_i - aria îmbinării pe zona considerată.

Deși capacitatea la lunecare sau forfecare a acestui mecanism este dată de frecarea ce se produce între asperitățile în contact, practic de eforturile active de compresiune pe zonele de contact, toate normele apreciază capacitatea acestui mecanism de strângere printr-un efort tangențial de frecare luat ca o rezistență medie la forfecare, pe toată aria considerată a îmbinării - τ_f .

Efortul unitar maxim normal de compresiune σ_b ce poate fi dezvoltat este dictat de aria și de rezistența armăturii din îmbinare.

Influența secțiunii armăturii transversale (principale) asupra forței tăietoare capabile este ilustrată în figura 4.14 /M.17/. Se observă o creștere semnificativă a forței tăietoare capabile Q odată cu majorarea secțiunii de armătură A_a .

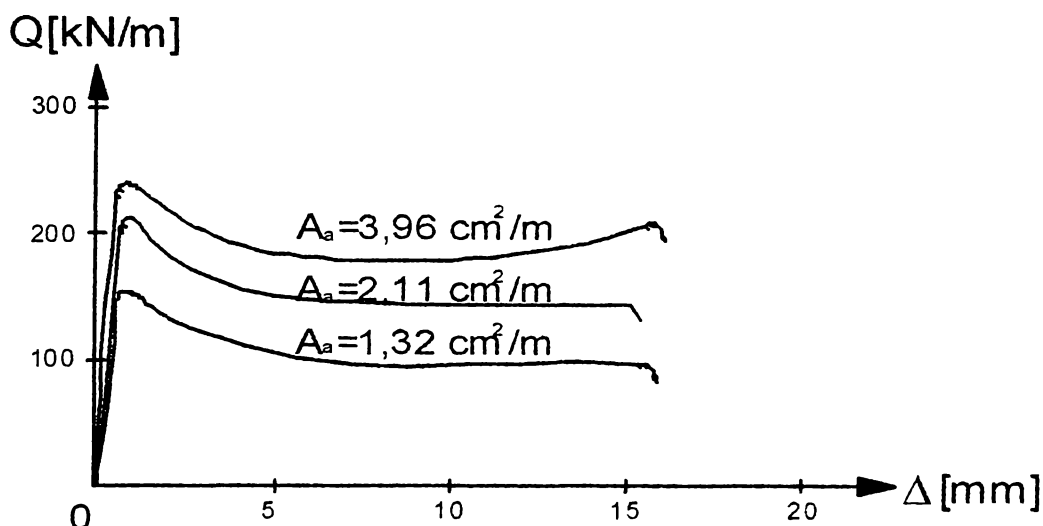


Fig.4.14 Influența armăturii transversale asupra capacității la lunecare a îmbinărilor verticale

Prelucrând rezultatele din lucrările /L.2/, /M.1/, Moga A /M.17/ a arătat că forma armăturilor transversale nu influențează în mod semnificativ forța tăietoare capabilă, dar pentru o asigurare a unei continuități mecanice corespunzătoare, este preferabilă armarea cu bucle.

Ancorarea corespunzătoare a armăturii de o parte și de alta a planului de contact este necesară pentru ca aceasta să poată acționa în mod eficient; armăturile insuficient ancorate nu vor prelua decât un efort inferior celui care ar putea produce plastificarea lor, ceea ce ar conduce la o încărcare de rupere net inferioară.

4.4.3 Concluzii privind comportarea de ansamblu a îmbinărilor

În general, încercările experimentale au pus în evidență faptul că:

- rezistența la forfecare, determinată prin încercări cu forțe alternante, este mai redusă decât cea obținută la încercări cu forțe monotone;
- prezența armăturii care traversează îmbinarea (sub formă de mustăți care se sudează sau bucle care se petrec) mărește rezistența la forfecare a îmbinării prin două efecte: "efectul de dorn" și "efectul de strângere";
- prezența "dinților pe fețele îmbinării", forma și mărimea acestora influențează substanțial rezistența la forfecare a îmbinării;

prezența forței de compresiune normale pe îmbinare mărește frecarea în planul de forfecare și deci îmbunătățește comportarea îmbinării;

- în condițiile încărcării alternante a îmbinării, s-a constatat că apare o reducere progresivă a rezistenței și rigidității ei, în urma succesiunii ciclurilor alternante; comportarea îmbinărilor umede (în special a celor nearmate) este influențată sensibil de aderența dintre fețele panourilor și betonul de monolitizare, distrugerea acestei aderențe ducând în general la o cedare rapidă a îmbinării.

STRUCTURA DUALĂ - SDPD PREZENTARE ȘI TEHNOLOGIA DE REALIZARE

5.1 Generalități

În ultimele decenii se remarcă o extindere deosebită a utilizării structurilor cu planșee dală în numeroase țări ale lumii. Această extindere a avut loc datorită multiplelor avantaje pe care le prezintă planșeele dală: adaptabilitatea și flexibilitatea funcțională în exploatare, ceea ce asigură o utilizare optimă a spațiului construit, simplitate și rapiditate în execuție prin metode industrializate inclusiv prefabricare, economii de cofraje și de manoperă la montarea armăturilor, reducerea finisajelor la tavane, obținerea unor tavane netede care corespund și cerințelor arhitecturale, reducerea înălțimii construcției.

Aplicarea în practică de-a lungul anilor a acestui sistem constructiv, a scos în evidență importanța proiectării, concepției și execuției corecte, din cauza sensibilității la străpungere și posibilității de prăbușire în lanț. Cu toate studiile teoretice și experimentale desfășurate pe plan mondial există încă multe aspecte insuficient clarificate privind comportarea structurilor cu planșee dală în special la acțiuni dinamice de tip seism; amintim doar structurile cu planșee dală ce s-au prăbușit în timpul cutremurului de la Atena din 2000.

În acest context, autorul acestei disertații, a elaborat un concept nou de realizare a unui sistem constructiv pentru o structură duală în cadre, formată din stâlpi, diafragme și planșee dală, integral prefabricată. Proiectul este conceput și materializat în cadrul I.P.H.- Deva, de un colectiv de proiectanți condus de autor, în colaborare cu T.A.G.C.M.H.- Deva, între anii 1985-1987.

Acest sistem constructiv, cu un procedeu de montaj propriu, are caracter de noutate tehnică și va fi numit în continuare :

“ Structură duală prefabricată Deva “ , prescurtat – SDPD .

Pe parcursul elaborării proiectului autorul a inițiat o largă colaborare cu institutele de cercetare din subordinea ICCPDC (INCERC-Timișoara, INCERC-București, INCERC-Iași), cu institute de învățământ superior din țară (Facultatea de Construcții din Timișoara, Institutul de Construcții din București, Institutul de Arhitectură Ion Mincu din București) prin profesorii lor de renume: prof. dr. ing. Ovidiu Mîrșu, prof. emerit ing. P. Mazilu, prof. ing. Alexandru Cișmigiu, prof. dr. ing. Alexandru Negoită, precum și alte cadre de specialitate cu preocupări în domeniu de la alte institute de proiectare din țară.

În proiectele elaborate s-a adoptat ideea tipizării celulei constructive, pentru a dispune de un modul general în asamblarea unor moduli funcționali de o gamă diversificată arhitectural, oferind spațiilor create o flexibilitate funcțională superioară tuturor sistemelor constructive aplicate la noi în țară la aceea dată.

Cei mai spectaculoși indicatori de eficiență economică ce se obțin prin aplicarea soluției constructive SDPD sunt :

- reducere a manoperei pe șantier;
- reducerea consumului de materiale;
- creșterea productivității muncii cu până la 30%;
- o maximă industrializare.

Sistemul constructiv SDPD a fost aplicat prima dată în 1985 la un bloc experimental de 4 apartamente din zona gării Deva. Pe baza primelor studii și cercetări elaborate în colaborare cu

INCERC-Timișoara și Facultatea de Construcții din Timișoara autorii soluției au adus o serie de perfecționări sistemului, corelate cu condițiile de execuție și necesitățile de ordin tehnologic care să elimine orice eroare în execuție ce ar afecta rezistența și stabilitatea clădirii.

5.2 Prezentarea sistemului structural SDPD

Structura de rezistență duală, în cadre-diafragme cu planșee dală, este destinată clădirilor etajate de locuințe având la bază un modul constructiv pe o tramă pătrată cu deschideri relativ mici sau mijlocii (3...6 metri). Modulul de bază se compune din trei elemente prefabricate din beton armat: stâlpi, placă și panou de perete, prezentate în figura 5.1.

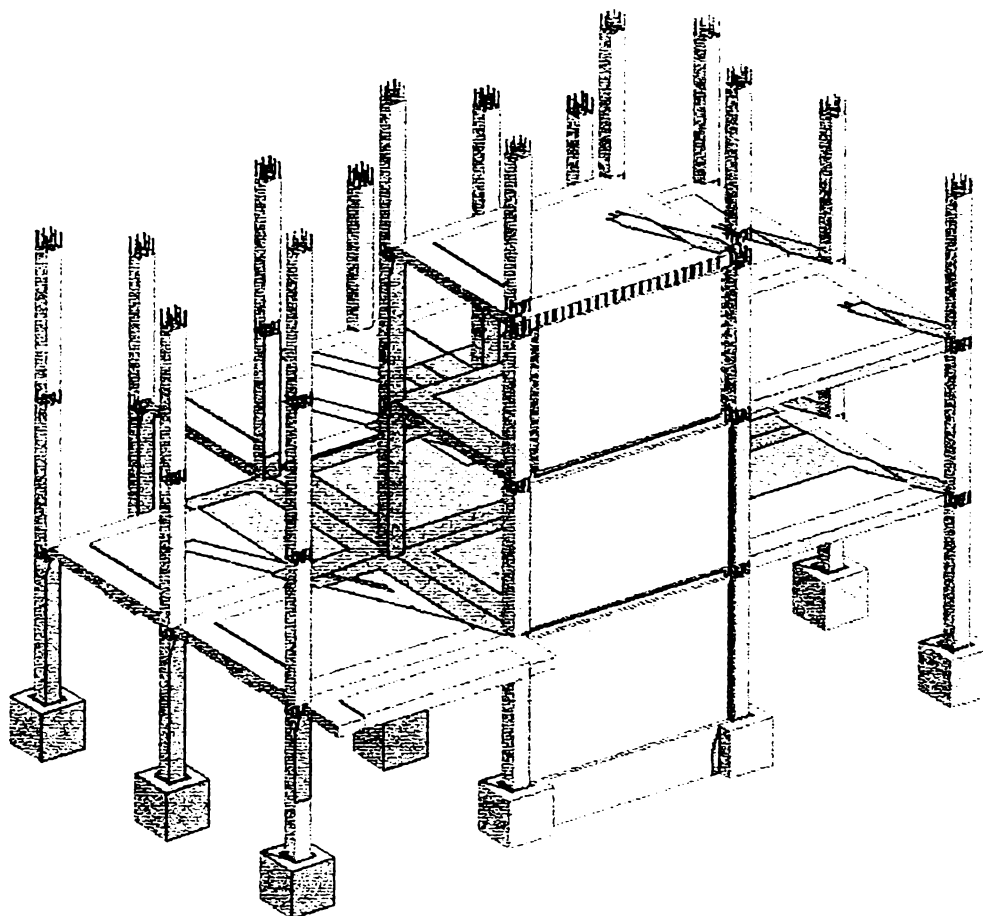


Fig.5.1 Structură prefabricată duală cu planșee dală

5.2.1 Stâlpii prefabricați

Stâlpii sunt elemente prefabricate ce se pot executa pe mai multe niveluri (de la unul până la cinci), așa cum se indică în figura 5.1.a. Specific acestor stâlpi prefabricați este faptul că zona de intersecție cu planșeele este nebetonată, cu armătura longitudinală de rezistență continuă pe toată lungimea acestei zone. Înălțimea zonei nebetonate la stâlpi este egală cu grosimea planșeului dală, și are rolul de a contribui la realizarea monolitizării planșeelor după montaj, oferind posibilitatea trecerii armăturii orizontale de rezistență prin stâlpi.

Extinderea stâlpilor pe mai multe niveluri se face pe baza criteriilor tehnologice, de rezistență și economice.

Criteriile tehnologice țin cont de condițiile de prelucrare, transport, manipulare și montajul elementelor precum și de limitarea sau reducerea la minim a numărului secțiunilor de îmbinare stâlp-stâlp. Din punct de vedere al limitării secțiunilor de îmbinare stâlp-stâlp pe ansamblul construcției etajate, se precizează că există și posibilitatea decalării pe niveluri a acestor îmbinări, evitând “jontarea” lor la același nivel, ceea ce ar putea conduce la așa numitul “nivel slab”.

Criteriile de rezistență urmăresc ca stâlpul curent utilizat să fie dimensionat la capacitatea cerințelor structurale, corespunzător poziției sale în ansamblul clădirii, fără ca tehnologia de transport și montaj să impună cerințe suplimentare. Există o limită superioară, peste care alegerea unei lungimi neadecvate ar duce la o dimensionare impusă de condițiile tehnologice de transport și montaj, soluție necorespunzătoare și neeconomică.

Criteriile economice conduc la studii comparative ce au în vedere cele două criterii enumerate mai sus. Din studiile și experimentele efectuate prin aplicarea mai multor soluții de stâlpi prefabricați cu un număr de 1-5 nivele, respectiv cu lungimi până la 14m, s-a ajuns la concluzia că cei mai eficienți stâlpi sunt cei care au lungimea de cca. 9,00m corespunzător la trei niveluri de maxim 3,00m nivelul.

Un număr prea redus de niveluri (la limită 1) ar fragmenta excesiv montajul din punct de vedere tehnologic, iar unul prea mare (maxim 5) ar deveni neeconomic datorită cerințelor impuse.

Caracteristica principală a stâlpilor prefabricați pe lungimea mai multor niveluri este lipsa betonului din zona de intersecție cu planșeul. Pe grosimea planșeului (grosimea dalei) armăturile longitudinale ale stâlpului sunt libere. Armăturile de rezistență care trec continuu prin aceste intersecții au și rolul de a prelua eforturile din secțiunea "slăbită" a stâlpului pe parcursul transportului, manipulării și montajului său, evitând fenomenul de flambaj.

Flambajul poate fi evitat prin sudarea unui etrier transversal de armăturile longitudinale încă din fabricație, cu rolul evident de reducere a lungimii de flambaj a acestora. Efortul maxim în aceste bare se obține din:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{\varphi A_a} \quad (5.1)$$

cu
$$N_{\max} = \frac{M}{d} \quad (5.2)$$

în care:

- A_a este secțiunea armăturilor pe o parte a secțiunii stâlpului;
- M - momentul încovoietor din secțiunea slăbită;
- d - distanța dintre centrele de greutate (axele) armăturilor;
- φ - coeficientul de flambaj.

Limitarea efortului σ_{\max} la cca. 80 N/mm² va evita apariția flambajului armăturilor sau exfolierea betonului de acoperire, prin depășirea limitei de rezistență la întindere a betonului de acoperire.

La clădiri cu mai mult de cinci niveluri stâlpii se realizează din două, trei tronsoane. Îmbinarea stâlpilor este de tip baionetă așa cum se indică în figura 5.2. Armăturile de rezistență ale stâlpului superior intră în golurile prevăzute la capătul stâlpului inferior, pe lungimea de ancoraj.

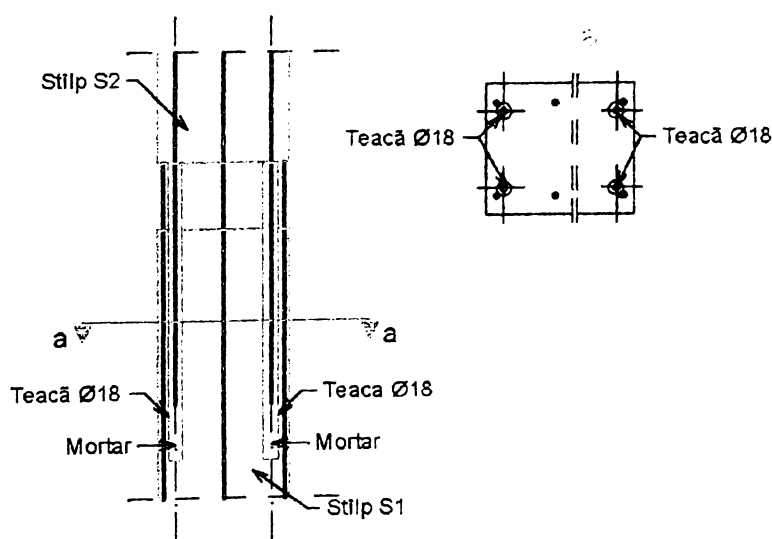


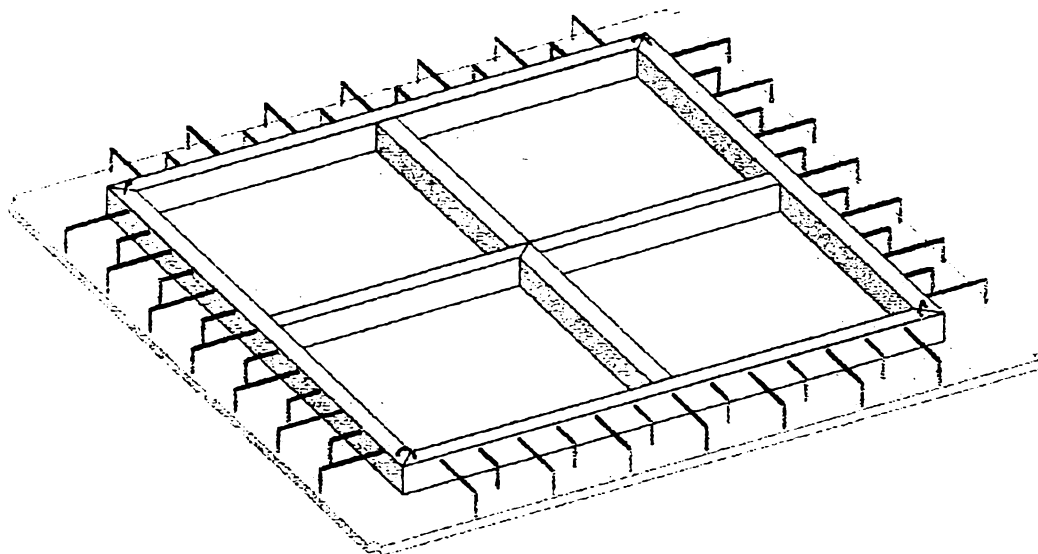
Fig.5.2 Îmbinarea stâlpilor - tip baionetă

5.2.2 Placa planșeului

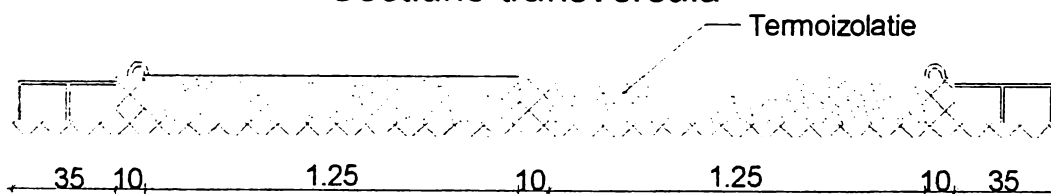
Placa de planșeu se alege cu dimensiunile geometrice în funcție de modul constructiv dat de interaxul dintre stâlpii structurali.

Prefabricarea dalei planșeului poate lua mai multe forme, în funcție de criteriile tehnologice, economice și de rezistență și vom menționa următoarele tipuri de dală:

- Dală plină din beton armat;
- Predală, formată dintr-o "coajă" cu rol de cofraj, ce include armăturile de rezistență în câmp și conectorii pentru monolitizare sau suprabetonare;
- Dală nervurată, cu nervuri întoarse ce pot avea diferite distribuții : nervuri ortogonale perimetrice sau sub formă de rețea ca în figura 5.3, nervuri diagonale, nervuri ce urmăresc liniile de rupere a plăcii etc.; în spațiile dintre nervuri se introduc materiale de umplură, ușoare, termoizolante.



Secțiune transversala



Armare dala

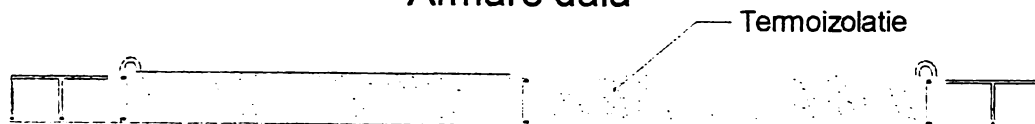


Fig.5.3 Vedere ansamblu a dalei și secțiunea ei

În toate situațiile, la montaj planșeul dală este conceput să reazeme în colțuri, pe dispozitive metalice reglabile fixate de stâlpii structurali. Dala prefabricată, indiferent de forma aleasă, acoperă numai zona centrală a fiecărui modul constructiv, lăsând libere traseele ortogonale ale axelor clădirii, ce intersectează stâlpii pe cele două direcții. După aceste direcții apar fâșiile de reazem caracteristice structurilor cu planșee dală. Ele constituie, din punct de vedere static, riglele echivalente ale cadrului spațial format pe traseele modulare ale structurii. Aceste zone se armează

special, ca rigle de cadru antiseismic, pe baza calculului făcut în gruparea fundamentală și specială de încărcări și în urma unei analize statice și dinamice.

Pentru asigurarea unei conlucrări eficiente între planșeul prefabricat și fâșia monolită de reazem ce se execută pe șantier, dalele au prevăzute perimetral pe fața de contact amprente și armături sub formă de bucle, cu rol de conectori, prin care trec armăturile orizontale de rezistență ale grinzilor monolite realizate după axele sistemului modular. Aceste armături se introduc după pozarea elementelor prefabricate de placă, traversând și zona nebetonată a stâlpilor (figura 5.4)

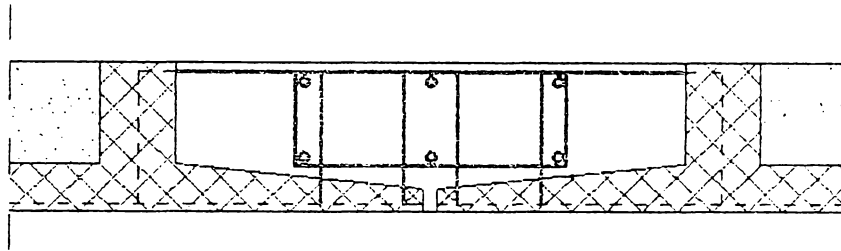


Fig.5.4 Zona de îmbinare în câmp a planșelor

Dalele vor fi dimensionate în condițiile de montaj, ca elemente rezemate pe cele 4 colțuri și supraîncărcare cu materialul de umplură dintre nervuri și cu betonul monolit turnat în fâșiile de reazem.

Ansamblul dală prefabricată-fâșii de reazem, după monolitizare, trebuie să lucreze ca o șaiabă rigidă orizontală, elementul principal de asigurare a deplasării orizontale comune a stâlpilor și a pereților structurali.

5.2.3 Panoul de perete

Panoul de perete prefabricat s-a conceput ca panou ce umple, pe o deschidere modulară, spațiul dintre doi stâlpi și două plăci de planșeu (figura 5.1, element 4). Pe tot conturul panoul are marginile profilate, cu amprente de tip alveolă specifice panourilor din structurile cu panouri mari prefabricate. De asemenea panoul de perete este prevăzut perimetral cu bucle din armături de rezistență, cu rol de conectori, prin intermediul cărora se monolitizează de stâlpii adiacenți, ce au rol de bulbi. În aceste zone de îmbinare, stâlpii sunt prevăzuți și ei cu amprente sub formă de trunchiuri de piramidă și cu conectori (mustăți) sub formă de bucle. Îmbinarea panou de perete-stâlp este prezentată în figura 5.5.

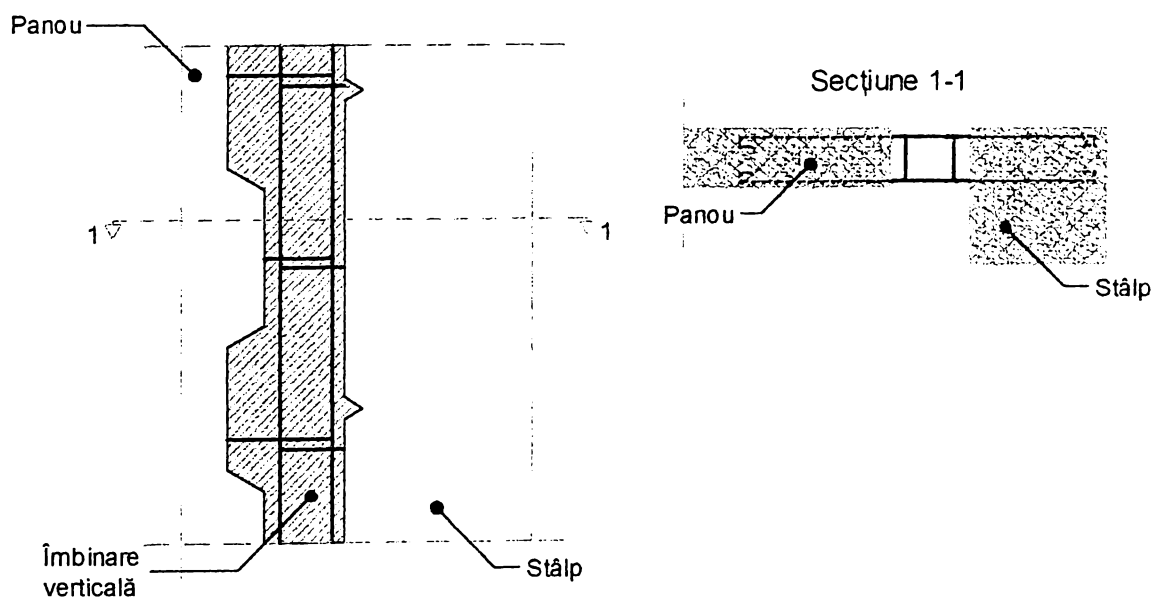


Fig.5.5 Îmbinarea verticală stâlp-panou perete

Diafragmele verticale obținute completează ansamblul structural și au rolul de a asigura rigiditatea transversală pe cele două direcții ale clădirii. Panourile de pereți constituie inima diafragmelor cu bulbi de tip "halteră", în care bulbii sunt executați la fel cu stâlpii curenți din structură și amprentați pe fețele de contact cu monolitizarea.

Refacerea monolitismului ansamblului perete-bulb este vitală pentru rezistența structurii multietajate amplasată într-o zonă cu activitate seismică intensă, având menirea să se opună unei cedări de natură casantă datorită forței tăietoare de nivel și respectiv fenomenului de lunecare între cele două elemente componente de vârste diferite.

Distribuția diafragmelor se face în funcție de cerințele de rigiditate ale ansamblului structural supus unor acțiuni seismice puternice. Ele au rolul de a limita deplasările orizontale ale nivelurilor (driftul), dar cel mai important rol structural al diafragmelor în acest ansamblu mixt este asigurarea primei linii de cedare plastică a structurii la solicitări puternice orizontale, cu scopul protejării subsistemului cadre, format din stâlpi și dale, cu cerințe de ductilitate reduse, datorită posibilității apariției fenomenului de poansonare a dalelor în jurul stâlpilor (cedare prin forfecare) cu colaps iminent. Pentru a putea prelua ansamblul dală-stâlp străpungerea excentrică, dată de acțiunile seismice puternice, ductilitatea dalelor în jurul stâlpilor (riglele echivalente de cadru) nu trebuie să fie mai mare de valoarea $4/T.10/$.

Diafragmele se amplasează, de regulă, în zona de separare a apartamentelor, la fațade sau în zona casei scârilor.

Îmbinările dintre elementele prefabricate asigură continuitatea structurii. Toate elementele prefabricate au suprafețe de contact cu betonul de monolitizare prevăzute cu amprente și conectori din armături sub formă de bucle. Simplitatea și ușurința de asamblare a structurii, conduce la obținerea unui nivel de performanță superior soluțiilor tradiționale, cu rezultate economice bune.

5.3 Tehnologia de realizare a structurii - SDPD

Cele trei elemente componente ale modulului constructiv, odată realizate în atelierul de prefabricate, se assemblează pe șantier într-o ordine cronologică impusă de cerințele de calitate și funcția îndeplinită de fiecare în ansamblul structural. Astfel, "pașii" tehnologici prin care se assemblează sunt următorii:

1. Executarea fundațiilor, la care se va ține seama de cerințele de rezemare a fiecărui prefabricat structural ce se descarcă pe acestea:
 - Pentru stâlpii aflați izolat ca stâlpi ai cadrelor, se alege soluția de fundație pahar ușor de realizat, cu aplicarea variantelor de fundații întâlnite la clădirile industriale,
 - Pentru stâlpii cu rol de bulbi, ce vor constitui diafragma, se vor proiecta fundații speciale cu ancorarea la smulgere a acestor stâlpi. Acest mod de îmbinare între stâlp și fundație va trebui să satisfacă cerințele de lucru în postelastice ale diafragmei, la solicitări puternice alternante de tip seismic. Ancorarea se va face printr-o monolitizare cu subbetonare, după montajul stâlpului și susținerea lui provizorie până la întărirea îmbinării. Aplicarea tehnologiei de subbetonare pe șantier duce la rezultate foarte bune, în măsura în care bulbului i se va asigura (printr-o susținere de siguranță) o deviere mai mică decât cea prescrisă în proiect.
 - Pentru panourile verticale cu rol de inimă a diafragmei, fundațiile se execută sub formă de grindă din beton armat, în variantă monolită sau prefabricată, prevăzută cu armături sub formă de bucle sau conectori verticali ce asigură continuitatea în refacerea monolitismului structural.
2. Montarea stâlpilor și bulbilor diafragmelor se face prin metode cunoscute și aplicate la clădirile industriale. Stâlpii (inclusiv bulbii) vor fi prevăzuți la fabricație cu goluri de montaj cu diametrul de 5cm, prin care se vor introduce dornuri metalice Ø30, speciale, de care se vor suspenda cârligele de montaj ale macaralei. Poziția golurilor de montaj se stabilește din faza de concepție pe baza unui calcul de rezistență la transport și manipulare. În acest calcul se ține seama de schema statică reală a fiecărui element și se verifică efortul din armăturile libere din zona decupată a nodurilor, astfel încât să nu se depășească un efort mediu de 80 N/mm^2 , pentru a nu apărea deformații sau dezaxări ale stâlpilor. De obicei manipularea stâlpilor până la montaj

se face din două puncte, astfel că pentru aceste operații stâlpul va putea fi considerat din punct de vedere static o grindă continuă cu două console la capete. În faza de montaj însă, el va fi suspendat numai la capătul superior iar jos va fi rezemat, ceea ce-l va face să lucreze ca o grindă cu o consolă la un capăt. Evident, starea de eforturi din secțiunile slăbite ale stâlpului diferă de la o situație la alta, motiv pentru care se va adopta soluția optimă de fixare a poziției golurilor. La montaj se vor utiliza cabluri cu siguranță și dispozitiv de desprindere la înălțime iar verticalitatea stâlpilor se va verifica cu un teodolit de precizie. Stâlpii se vor fixa în fundații cu pene din lemn de esență tare iar după calare se vor împănă cu beton de înaltă rezistență, preparat cu sorturi de agregate de maxim 7 mm. Împănarea se face în două etape, pentru a oferi posibilitatea eliminării penelor de lemn. După poziționarea stâlpilor, susținerea lor în poziție verticală până la întărirea betonului de monolitizare se va face cu tiranți metalici rigizi, ancorați de fundațiile alăturate.

3. Montarea pereților structurali sau inima diafragmelor se face la fel cu pereții verticali ai structurilor cu panouri mari. Manipularea și transportul acestor pereți se face în poziție verticală pe treilere echipate special pentru acest transport. În funcție de detaliile de îmbinare adoptate, pereții structurali (inima) se vor executa pe un nivel, între doi bulbi, astfel:

- cu refacerea continuității pe verticală și orizontală, situație în care se prevăd armături specifice asigurării monolitizării după montaj și anume, verticala și orizontale, ce leagă conectorii între ei;
- fără continuitate, cu funcția de pereți de forfecare, ce constituie o rigidizare transversală și longitudinală a structurii la preluarea șocului seismic inițial, lăsând structura să se adapteze seismului printr-o absorbție de energie în zonele plasticizate;
- fără continuitate pe verticală și continuitate pe orizontală la fixarea de bulbi.

Pentru fiecare caz adoptat se aleg și dispozitivele adecvate pentru montaj, susținere și monolitizare, în vederea asigurării cerințelor de calitate pe care trebuie să le îndeplinească diafragmele în ansamblul structural. În general montarea pereților structurali se face după montarea stâlpilor și a bulbilor, motiv pentru care, până la monolitizarea îmbinărilor dintre pereți și bulbi, panourile de pereți se pot ancora direct de bulbii rigidizați.

O situație mai complicată apare la pereții cu continuitate pe verticală, pentru care prezența armăturilor pe latura de "așezare" (de jos) poate fi rezolvată cel mai eficient aplicând metoda subbetonării. Aceasta presupune ca monolitizarea fâșiei de planșeu pe care se află peretele să se facă după montarea peretelui superior, ceea ce presupune rezemarea "provizorie de așezare" a peretelui direct pe dala planșeului prin intermediul unor distanțieri transversali din oțel beton sau țevă, dispuși într-un lăcaș special prevăzut la turnarea în fabrică a panoului de perete. În toate celelalte situații, panoul de perete se montează pe un strat suport din mortar de egalizare.

4. Montarea planșeelor dală se face asemănător cu orice prefabricat de planșeu, prin suspendarea de cele patru puncte prevăzute din fabricație cu agrafe speciale de montaj. Planșeul dală are de obicei dimensiunea unei celule constructive, astfel că va putea rezema la montaj pe niște dispozitive provizorii, fixate direct pe stâlpii structurii ca în figura 5.6.

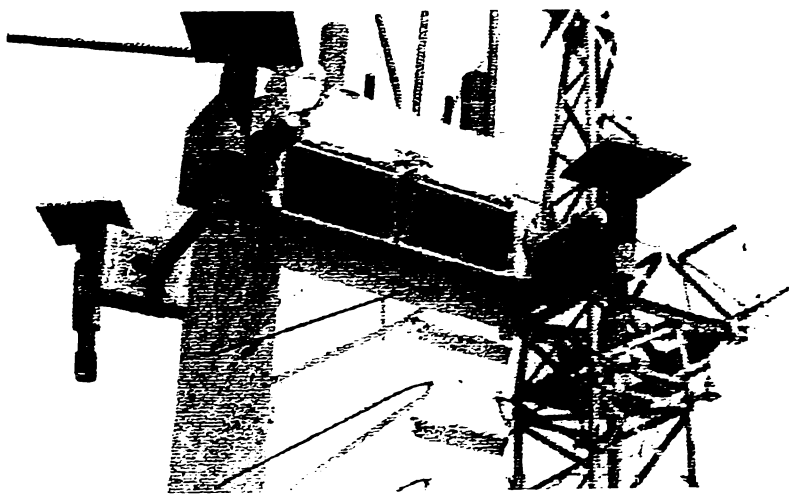


Fig.5.6 Dispozitiv de fixare a planșeelor pe stâlpi

Întrucât după monolitizare va trebui să obținem o suprafață perfect plană a intradosului planșeului, se cere ca rezemarea fiecare colț de planșeu să fie la aceeași cotă de nivel. Aceasta se poate obține folosind dispozitive provizorii de rezemare reglabile. Dispozitivele sunt prevăzute cu patru papuci de rezemare de 150x150mm din tablă groasă pe care se

sudează un cupon de țevă ce intră în dornul reglabil al dispozitivului. Fiecare dispozitiv se compune din două profile laminate U 16 ce se aplică pe capul stâlpului cu buloane M 24, prin strângere manuală. Pentru a se asigura rezistența și siguranța la montaj, fiecare bulon este fixat la un capăt cu piuliță și contrapiuliță iar pentru un contact mai intim cu stâlpul se așează un material elastic din cauciuc sau PVC. Stâlpii sunt prevăzuți la fiecare nivel de montaj al dispozitivelor cu o ușoară profilatură (amprentă) în beton de maxim 1cm adâncime pe buza căreia reazemă dispozitivul metalic.

Înainte de montarea dalelor, se execută o operațiune de nivelment general al dispozitivelor, pentru a se aduce toate la cotă de nivel (pe fiecare tronson de clădire). Operațiunea se face cu o nivelă topografică pentru a reduce la minim erorile de transmitere.

Dispozitivele metalice sunt dimensionate pentru a prelua încărcările statice din greutatea proprie a planșelor, a betonului de monolitizare din fâșiile de reazem și alte acțiuni accidentale de depozitare a diverse materiale direct pe planșeu.

În cazul când planșeele sunt predale, de dimensiuni mai reduse decât o tramă completă, la montaj se pot utiliza grinzi metalice extensibile rezemate pe dispozitivele special concepute, fixate pe stâlpi. Soluția poate fi adoptată și pentru planșee cu grinzișoare și corpuri de umplură. În toate situațiile, dispozitivele și accesoriile utilizate vor trebui să asigure preluarea acțiunilor tranzitorii datorate încărcărilor de ordin tehnologic și înlăturarea lor cu ușurință după atingerea maturității betonului.

Trecerea succesivă prin cele patru faze tehnologice principale de montaj, presupune efectuarea unei serii de operațiuni specifice finalizării structuri duale cu planșee dală de tip – SDPD.

5.4 Cronologia operațiunilor tehnologice

1. Trasarea clădirii, materializarea cotei $\pm 0,00$;
2. Trasarea și săparea fundațiilor continue și a celor izolate;
3. Turnarea betoanelor simple și a betoanelor armate, după caz;
4. Montarea fundațiilor prefabricate de tip pahar sau grinzi de fundație, pe un strat de mortar de poză;
5. Executarea nivelmentului general de "fund de pahar" pentru pregătirea condițiilor de montare a stâlpilor. În această operațiune se completează fundul de pahar cu mortar M 100 până la nivelul general stabilit prin măsurători;
6. Montarea stâlpilor prefabricați (inclusiv cei cu rol de bulbi ai diaframelor) și ancorarea lor pentru montaj, la verticală;
7. Turnarea betonului de pană la stâlpii cadrelor și subbetonarea bulbilor de fundații;
8. Poziționarea dispozitivelor de rezemare a dale la primul nivel al stâlpilor și bulbilor și aducerea lor la aceeași cotă de nivel;
9. Montarea panourilor de pereți ai diaframelor;
10. Armarea, cofrarea și monolitizarea îmbinării verticale dintre panourile de pereți și stâlpi pe întreaga înălțime liberă a primului nivel (până sub planșeu);
11. Montarea planșelor dală prin rezemare direct pe dispozitivele fixate de stâlpi sau predale pe grinzile metalice extensibile montate odată cu dispozitivele de rezemare și calare;
12. Realizarea cofrajului fâșiilor monolite dintre dale;
13. Armarea îmbinărilor la nivelul planșeului;
14. Încheierea cofrajului perimetral, ancorarea lui și introducerea pieselor de protecție a instalațiilor ce traversează îmbinările monolite;
15. Realizarea betonărilor tuturor monolitizărilor dintre planșee, diafragme, etc.;

Prin repetarea și reluarea tuturor operațiunilor de mai sus în ordinea enumerată, nivel cu nivel, se obține structura de rezistență prezentată de tip SDPD.

Complementar la aceste operațiuni s-ar putea intercala și următoarele, care nu fac parte însă din structura de bază:

16. Montarea sau turnarea cajelor de lift;

17. Montarea sau turnarea balcoanelor sau alte elemente de fațadă autoportante sau pe console scoase din structură;

18. Montarea pereților autoportanți direct pe planșeu la interior sau cei de fațadă perimetral, prin ancorarea lor direct de fâșia perimetrală a clădirii.

O operațiune foarte importantă apare suplimentar la nivelul de îmbinare (jontare) a stâlpilor și bulbilor, înainte de faza tehnologica 15 prezentată mai sus. Înainte de monolitizările orizontale sau verticale, în canalele de la partea superioară a stâlpilor (specifice îmbinărilor tip baionetă a stâlpilor) se introduc dopuri metalice, pentru a le proteja împotriva pătrunderii betonului proaspăt. Pentru ciclul tehnologic de montaj a nivelului următor, prima operațiune va fi scoaterea dopurilor și montarea stâlpilor prin introducerea armăturilor libere de la partea inferioară a stâlpilor în canalele de la capătul superior a stâlpilor nivelului deja montat și reluarea operațiunilor de la faza nr.8. Aceste operațiuni definesc ciclul tehnologic de montaj al structurii prefabricate tip - SDPD.

ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE SUBANSAMBLURI STRUCTURALE LA CLĂDIRILE DE TIP SDPD

Din punct de vedere structural, sistemul constructiv de tip SDPD este un sistem dual cu planșee dală, integral prefabricat. În practica curentă de proiectare din țara noastră, calculul în fază finală a structurilor cu elemente prefabricate se asimilează cu cele monolite prin “ajustarea” rezultatelor obținute ținând seama de o diminuare a modulelor de elasticitate pe diferite trepte de încărcare, în concordanță cu tehnologia de montaj. Diminuarea rigidității de ansamblu datorită prezenței unor deformații de “așezare” a îmbinărilor, precum și gradul de conlucrare a betoanelor turnate în etape diferite, impune o serie de cercetări teoretice susținute de experimente care să răspundă la problematica ridicată. În acest context, din lipsa unor prescripții de proiectare specifice sistemului adoptat, față de îmbinările propuse, apare necesitatea elaborării unor experimente pe elemente, ansambluri sau subansambluri structurale, cum ar fi următoarele :

- Verificarea îmbinărilor orizontale ale planșeului dală (vezi fig.5.4 și fig.5.6) la acțiuni statice verticale.
- Verificarea poansonării planșeului dală prefabricat în jurul stâlpilor.
- Verificarea îmbinării stâlp-stâlp la smulgere, situație întâlnită la bulbii diaframelor, întinși din acțiuni orizontale alternante de tip seism.
- Verificarea la lunecare a conexiunii diafragmei (panou de perete - stâlp), la acțiuni orizontale alternante de tip seism.
- Determinarea ductilității de deplasare a diafragmei și caracterul ruperii diafragmei.

6.1 Ansamblul stâlpi – planșeu dală

Transpunerea în practică a sistemului SDPD a necesitat efectuarea experimentărilor pe ansamblul stâlpi – planșeu dală, cu scopul urmăririi comportării sub încărcări gravitaționale a dalelor, a îmbinărilor de continuitate între dalele prefabricate, a îmbinărilor stâlp – dală cât și a comportării sistemului în ansamblu .

6.1.1 Prezentarea ansamblului încercat

Pentru efectuarea experimentelor a fost executat pe teren, la scară naturală 1:1, un tronson structural din clădirile de tip SDPD cu un nivel, având 4 deschideri modulare pe direcție longitudinală și două pe cea transversală, fiecare de 3,6 m. Ansamblul este compus din 8 panouri și stâlpii aferenți ce au secțiunea transversală de 35×35 cm, așa cum se prezintă în figura 6.1.

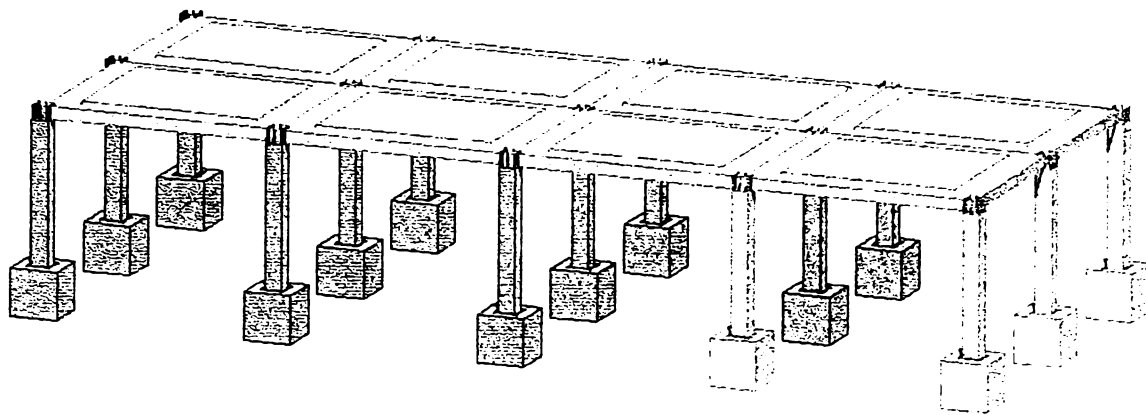


Fig.6.1 Vedere de ansamblu

Panourile prefabricate au o placă de 5 cm grosime și un sistem de nervuri la partea superioară, așa cum se arată în figura 6.2. Placa are și rol de cofraj pentru îmbinările realizate prin monolitizări în lungul axelor modulare. Îmbinările dintre dale și dintre dale și stâlpi sunt prezentate în figura 6.3.

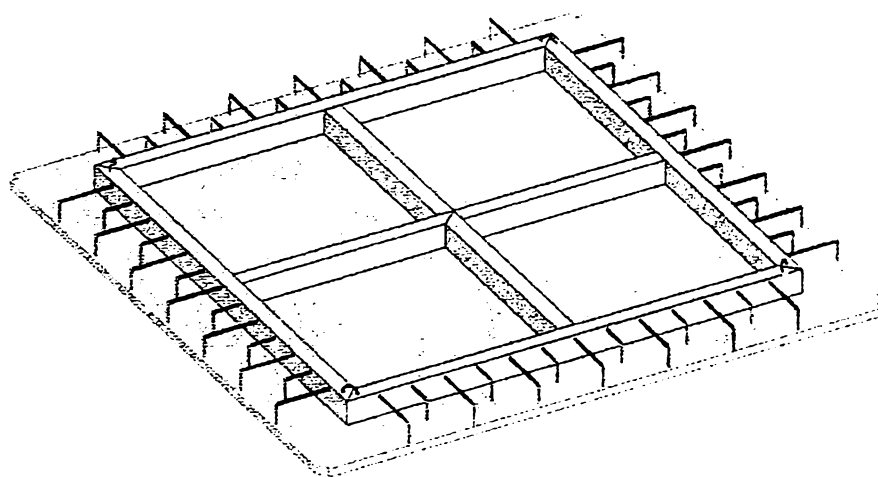


Fig.6.2 Placa prefabricată

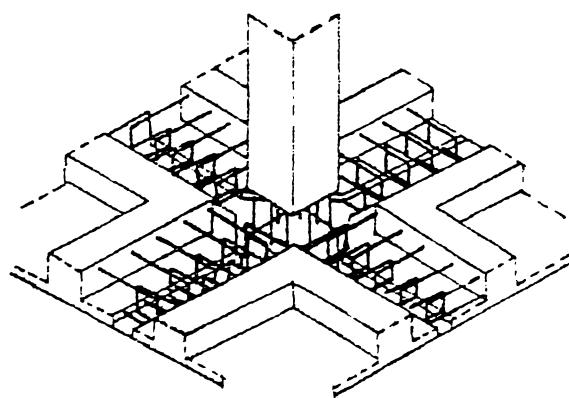


Fig.6.3 Îmbinarea dintre dală și stâlp

S-a folosit un beton marca B200 în elementele prefabricate și în monolitizări. Dalele s-au armat în câmp cu plase STNB iar stâlpii și nervurile dalelor s-au armat cu oțel PC52. Pentru etrieri s-a folosit oțel OB37.

Calculul structurii s-a făcut prin metoda cadrului înlocuitor, elementele cadrului fiind perfect delimitate de conformarea structurală. Ansamblul structural s-a executat după un proiect de execuție realizat un colectiv de la IPH – Deva coordonat de autor. Încărcarea teoretică de fisurare – P_r^l , respectiv de rupere – P_r^l - a rezultat de $5,5 \text{ KN/m}^2$, respectiv de $7,7 \text{ KN/m}^2$.

Asamblarea și monolitizarea îmbinărilor structurii s-a făcut conform tehnologiei prezentate în capitolul 5, în următoarea ordine de montaj:

1. Montarea stâlpilor prefabricați în fundațiile pahar;
2. Montarea dispozitivelor metalice de rezemare a dalelor pe capul stâlpilor prefabricați;
3. Realizarea nivelmentului general al dispozitivelor de rezemare ale dalelor;
4. Montarea planșeelor dale rezemate în colțuri pe dispozitivele de montaj ale dalelor;
5. Armarea îmbinărilor orizontale dintre dale;
6. Turnarea betonului de monolitizare.

După maturizarea betonului din monolitizări, încercările au fost conduse pe jumătate din structură (4trame).

6.1.2 Dispunerea aparatelor de măsură și modul de încărcare a structurii

Amplasarea aparatelor de măsură, microcomparatoare de precizie 1:100 și 1:1000 mm, este arătată în figura 6.1. Aparatele de măsură au monitorizat deformațiile din încovoiere a dalelor (săgeata la mijlocul dalelor), deformațiile din încovoiere a riglelor echivalente de cadru, formate prin monolitizarea îmbinărilor dintre dale (săgeata la mijlocul lor) și fenomenul de poansonare în jurul stâlpilor.

Concomitent cu înregistrarea deformațiilor s-a observat modul de fisurare a elementelor ansamblului structural.

Încărcarea structurii s-a făcut în trepte prin lestare cu straturi din greutate de beton (blocuri prefabricate din beton), așezate pe un pat din zgură granulată. Greutatea proprie a dalei a fost de $2,2 \text{ KN/m}^2$, a patului de zgură (de 10 cm grosime) de $0,5 \text{ KN/m}^2$, iar a unui strat de lestare de $1,1 \text{ KN/m}^2$.

Inițial a fost făcută o încărcare de control pentru “așezare” cu două straturi de lest (greutăți din beton de $2,2 \text{ KN/m}^2$ distribuite uniform pe suprafața celor 4 trame), după care a început încărcarea propriu-zisă.

6.1.3 Încercarea experimentală și comportarea structurii

Încărcarea ansamblului, prezentată în figura 6.4, s-a făcut în 3 etape astfel:

- Etapa I – încărcare uniform distribuită simetrică pe suprafața celor 4 câmpuri, efectuată în 4 trepte, până la încărcarea de exploatare de $5,5 \text{ KN/m}^2$;
- Etapa II - încărcare uniform distribuită, antisimetrică pe suprafața planșeului (prin încărcarea a două trame în diagonală), efectuată în 5 trepte de încărcare, până la încărcarea maximă de 11 KN/m^2 ;
- Etapa III - încărcarea uniform distribuită, nesimetrică până la o fază în care deformațiile marcau începutul poansonării, la încărcarea maximă de $13,2 \text{ KN/m}^2$.

ETAPA	I				II				III		
TREAPTA DE ÎNCĂRCARE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
SCHEMA DE ÎNCĂRCARE	2.2 2.2	3.3 3.3	4.4 4.4	5.5 5.5	4.4 6.6	3.3 7.7	2.2 8.8	1.1 9.9	0.0 11.0	0.0 9.9	0.0 8.8
	2.2 2.2	3.3 3.3	4.4 4.4	5.5 5.5	6.6 4.4	7.7 3.3	8.8 2.2	9.9 1.1	11.0 0.0	12.1 0.0	13.2 0.0

Fig.6.4 Etapele de încărcare

Încărcarea corespunzătoare treptei a 11-a a fost menținută 48 de ore, după care structura a fost descărcată, măsurându-se deformațiile remanente după 24 de ore (treapta a 12-a din etapa III).

Comportarea ansamblului încercat

Relevul fisurilor este prezentat în figura 6.5.

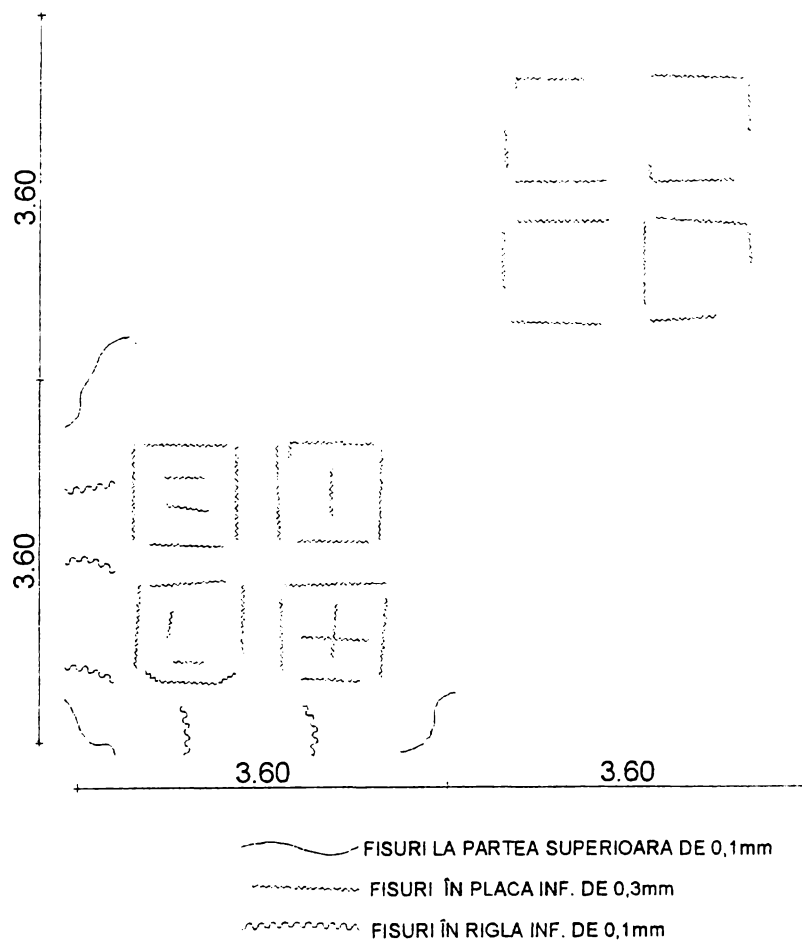


Fig.6.5 Aspectul fisurării planșeului

Primele fisuri s-au semnalat în treapta a 3-a de încărcare simetrică ($4,4 \text{ KN/m}^2$) în rigla marginală longitudinală, iar în treapta a 8-a de încărcare antisimetrică (la o forță maximă de $9,9 \text{ KN/m}^2$) au apărut primele fisuri și la partea inferioară din zona centrală a panourilor încărcate la această valoare.

Fisurarea mai accentuată a structurii s-a produs în panoul de colț în ultima fază a încărcării fără să se remarce cedări (zone plasticizate), la o încărcare de $13,2 \text{ KN/m}^2$. În această fază au apărut fisuri la partea inferioară a dalelor de-a lungul rețelei de nervuri, ce s-au deschis până la $0,3\text{mm}$. După 48 de ore de menținere a încărcării ultime de $13,2 \text{ KN/m}^2$ au apărut fisuri suplimentare în placă la partea superioară de-a lungul conturului stâlpilor, caracteristice inițierii fenomenului de poansonare.

În acest stadiu s-a considerat că ansamblul structural și-a atins capacitatea portantă minimă sub acțiunea încărcărilor gravitaționale din gruparea fundamentală, fenomenul de poansonare fiind un fenomen ce duce la o cedare casantă, nedorită.

$$P_{\text{cap.min}}^{\text{exp}} = 13,2 + 2,2 + 0,5 = 15,9 \text{ KN/mp}$$

Valorile deformațiilor în punctele caracteristice ale structurii la diferite trepte ale încărcării sunt redată în diagramele P – Δ:

- În centrul câmpurilor încărcate (microcomparatoarele M17 și M27) în figura 6.6;
- În câmpurile riglei centrale longitudinale (M13 și M6) în figura 6.7;
- În câmpurile riglei centrale transversale (M11 și M22) în figura 6.8;
- În câmpurile riglelor marginale (M15 și M25) în figura 6.9.

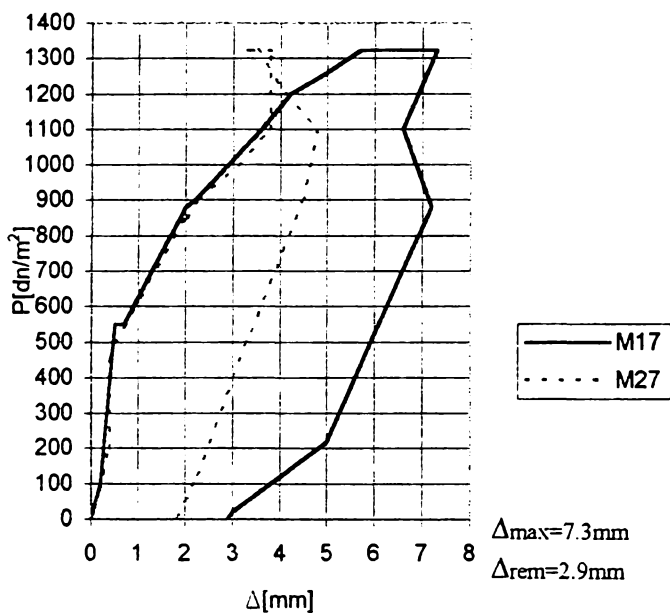


Fig 6.6 Diagrama P/Δ centru câmpurilor încărcate M17 și M 27

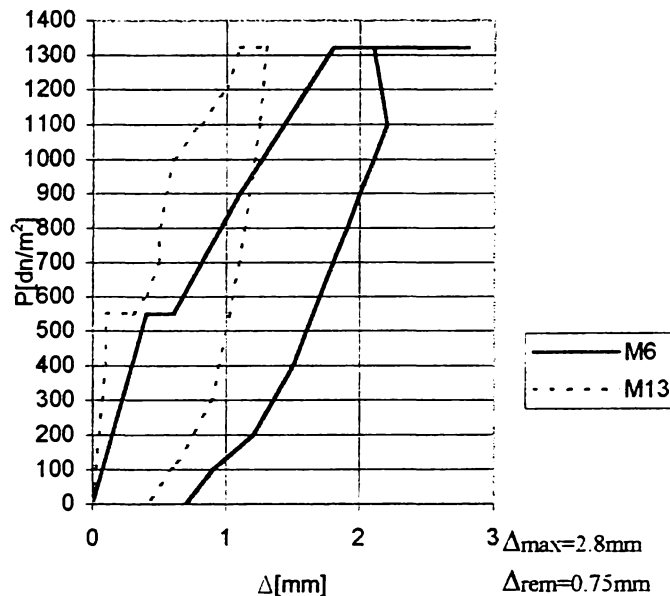


Fig 6.7 Diagrame P/D centrul câmpurilor încărcate M6 și M13

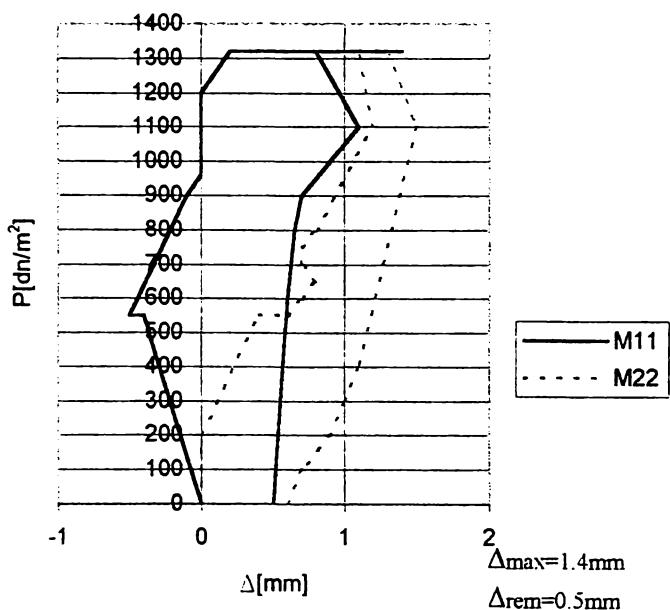


Fig 6.8 Diagrame P/Δ centru câmpurilor încărcate M11 și M 22

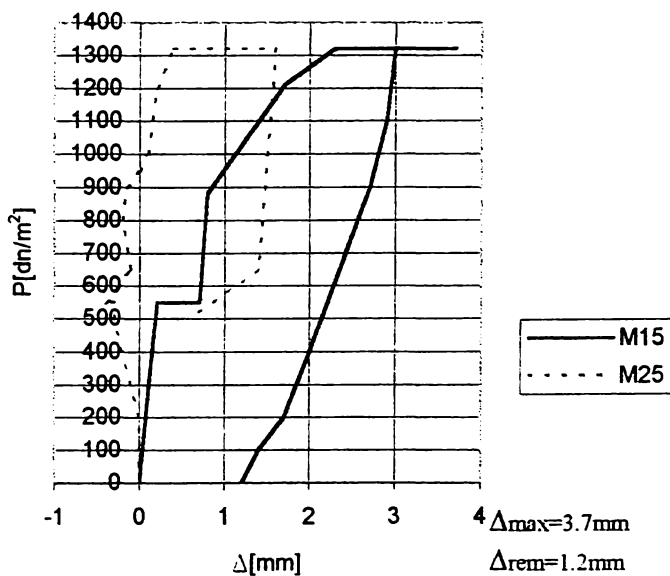


Fig. 6.9 Diagrame P/Δ centru câmpurilor încărcate M15 și M 25

Săgețile din toate elementele planșului rămân sub valorile maxime admise de norme. La valorile maxime ale încărcării ele nu depășește 0,73 cm, în care se cuprinde și săgeata corespunzătoare încărcării din greutatea proprie a planșului de 0,25cm.

$$f_{\max}^{\text{exp}} = 0,73 \text{ cm} < f_{\text{ad}} \quad (6.1)$$

$$\text{cu } f_{\text{ad}} = \frac{l_c}{350} = \frac{325}{350} = 0,93 \text{ cm} \quad (6.1.a)$$

unde:

f_{\max}^{exp} este săgeata maximă experimentală a ansamblului în centrul dalelor;

f_{ad} săgeata admisă de norme pentru elementele planșeelor, în situația cea mai severă;

l_c deschiderea de calcul a dalei egală cu 325 cm;

La reazemele plăcii, în dreptul stâlpilor nu au fost înregistrate tasări.

6.1.4 Interpretarea rezultatelor experimentale

La inițierea fenomenului de poansonare, considerat punctul de atingere a capacității portante minime a ansamblului sub acțiunea încărcărilor gravitaționale totale, forța capabilă experimentală depășește cu 210 % forța de rupere teoretică, ceea ce corespunde unui coeficient de siguranță de 2,1:

$$\frac{P_{\text{cap.min}}^{\text{exp}}}{P_r^t} = \frac{15,9 \text{ KN/mp}}{7,7 \text{ KN/mp}} = 2,1$$

Pentru acest coeficient de siguranță, considerat față de forța teoretică de rupere, ansamblul structural lucrează în stadiul de exploatare cu deschideri de fisuri (0,3 mm cele maxime) și săgeți sub cele admise de norme. Comportarea elastică a structurii este pusă în evidență și de deformațiile remanente cuprinse între (26,8 - 39,7)% din deformațiile maxime (vezi diagramele P - Δ), revenirea elastică fiind cuprinsă între (73,2... 60,3)%.

Îmbinările monolite cu bucle din bare Ø6 ÷ Ø8 mm la 15 cm de-a lungul nervurilor laterale ale panourilor asigură conclucrarea acestora. Ca urmare se poate conta pe formarea unei rigle echivalente în lungul axelor modulare (axele stâlpilor), de lățime egală cu lățimea celor două nervuri prefabricate plus lățimea monolitizării dintre dale.

Îmbinările în dreptul nodului între dale și stâlp s-au comportat satisfăcător, în grosimea planșeului dală obținându-se efectul de capitel înglobat.

6.1.5 Concluzii

Structura cadru stâlpi-dale din elemente prefabricate cu alcătuirea și asamblarea descrisă, formează un ansamblu structural cu caracteristici de rezistență și rigiditate corespunzătoare. Chiar la valori maxime ale încărcării după scheme nesimetrice dezavantajoase, nu se remarcă deformații excesive, fisuri și cedări ce pot periclita siguranța construcției.

Din observațiile directe privind fisurarea și deformațiilor elementelor rezultă că structura are o comportare de ansamblu corespunzătoare calculului teoretic adoptat (calculul static cu metoda cadrelor înlocuitoare), având rezerve de capacitate portantă foarte mari.

Prin sistemele de îmbinare între dale, respectiv între dale și stâlpi se asigură refacerea continuității structurii, ea lucrând ca o structură monolită.

Dalele de planșeu realizate ca panouri cu rețele de nervuri cu placa la partea inferioară având spații umplute cu materiale termoizolante, prezintă avantaje sub aspectul simplității execuției și al siguranței sub încărcările de exploatare.

Programul experimental s-a desfășurat la Deva, coordonat de autor, sub conducerea Facultății de Construcții și Filiala INCERC Timișoara.

6.2 Subansamblul diafragmă : panouri de perete - bulbi

Programul experimental ce vizează acest subansamblu s-a desfășurat la INCERC - Filiala CLUJ-NAPOCA /C.13/ și a urmărit două obiective principale:

- Comportarea de ansamblu a diafragmelor la solicitări ciclice alternate în toate stadiile de lucru: elastic, postelastice și rupere.
- Urmărirea concomitentă a comportării îmbinărilor dintre elementele componente prefabricate ale diafragmelor: îmbinarea verticală inimă-bulb, îmbinarea orizontală diafragmă-diafragmă și îmbinarea stâlp-stâlp (bulb-bulb).
- Refacerea continuității elementelor componente pentru a conta pe o diafragmă cu bulbi (secțiune dublu T) și nu pe panouri de forfecare amplasate între stâlpi.

Paralel cu programul experimental de la Cluj-Napoca, s-a inițiat un studiu de cercetare în colaborare cu Catedra de Beton Armat a Facultății de Construcții din Timișoara, cu tema: "Analiza stării de eforturi în domeniul elastic și postelastice a diafragmelor prefabricate", asamblate pe baza tehnologiei elaborată de autor și prezentată în capitolul 5.

6.2.1 Modelul experimental

Pentru modelare în vederea experimentării s-a ales, pe baza unei analize structurale, diafragma cea mai solicitată dintr-un proiect pentru clădiri de locuit de tip SDPD cu regimul de înălțime P + 7E, realizat la IPH – Deva sub conducerea autorului /P.27/. Diafragma are o înălțime totală de 23,28m și o lățime de 4,05m cu un raport L/H = 5,74, ceea ce o include în categoria diafragmelor lungi și are următoarele caracteristici geometrice:

- bulbi prefabricați pe 2 și 3 niveluri, de secțiune 45x45 cm la primul nivel și 40x40 cm în rest;
- panourile ce formează inima prefabricate, de înălțimea unui nivel, cu grosimea de 20 cm la parter și de 15 cm la celelalte niveluri.

Îmbinarea acestor elemente se face prin îmbinări umede pe șantier astfel: îmbinările verticale dintre bulbi și panourile de diafragmă și cele orizontale dintre panourile de diafragme se realizează prin petrecerea armăturilor; îmbinarea dintre bulbi se face prin armături de continuitate, lăsate ca mustăți din bulbul superior și înglobate în teci metalice, cu mortar de ciment, teci prevăzute la partea superioară a bulbului inferior.

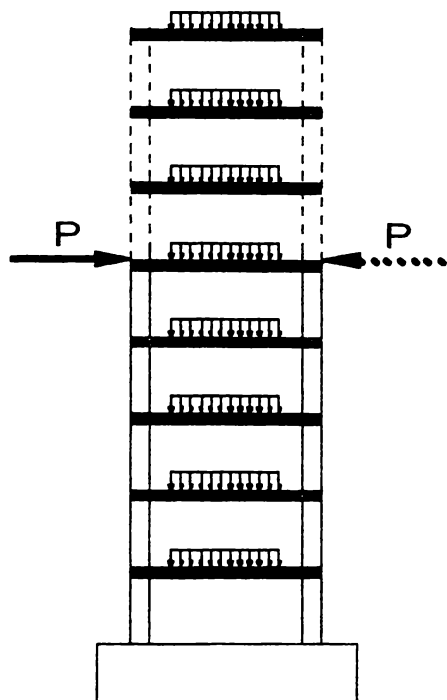


Fig.6.10 Schema de încărcare

Pentru a se obține rezultate cât mai concludente, modelul a fost conceput din două diafragme, cuplate la fiecare nivel cu planșee dală pline. În acest fel, diafragmele vor avea o comportare mai apropiată de cele din structura reală. În același timp, prezența planșeelor permite încărcarea gravitațională pe niveluri și creșterea în trepte a efortului de compresiune, similară cu situația reală (fig.6.10).

Față de situația din structura reală s-au acceptat următoarele la realizarea modelului experimental:

1. Încărcarea orizontală să se efectueze cu o forță concentrată la nivelul planșeei cel mai apropiate de $2/3 H$, H fiind lungimea (înălțimea) diafragmei.
2. Suprimarea diafragmei peste nivelul la care acționează forța concentrată, cu introducerea însă a eforturilor din acțiunile gravitaționale ale porțiunii îndepărtate, prin încărcări statice echivalente.
3. Încărcarea gravitațională să se realizeze cu sarcini distribuite liniar pe planșeu.
4. Planșeele se vor executa pline nu nervurate ca în proiect.
5. La cota $\pm 0,00$ nu se va executa planșeu, diafragmele fiind

încastate direct în fundații.

Referitor la primele două simplificări, din practica încercărilor anterioare /P.16/ se cunoaște că zona pe care se dezvoltă fisurile în cazul solicitării alternante de tip seism, este treimea inferioară, adică jumătatea inferioară a porțiunii ce se reține pentru încercare.

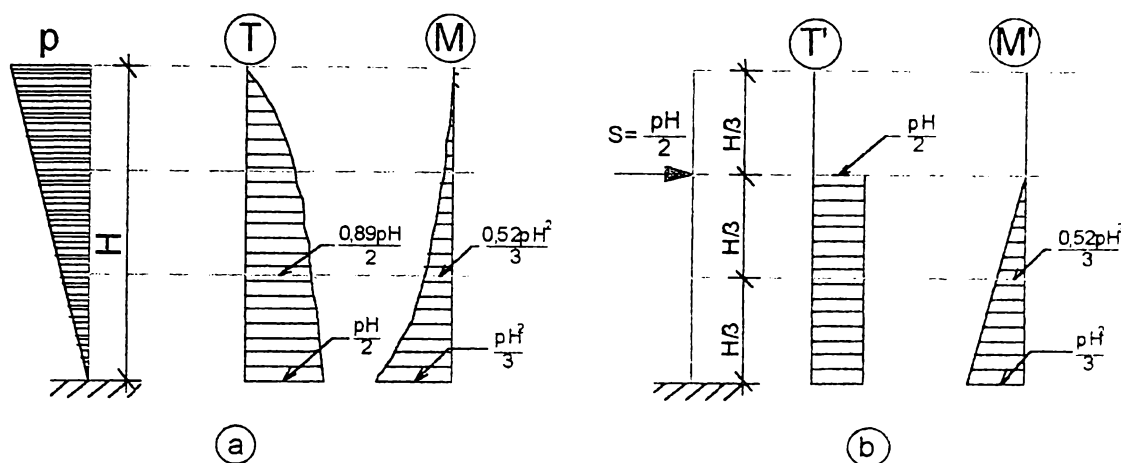


Fig.6.11 Ipoteze de încărcare cu efecte similare

După cum rezultă din diafragmele M și T trasate în cele două situații de solicitare, cu sarcină distribuită triunghiular cu baza la vârf (figura 6.11.a) și cea cu sarcină concentrată – $S = pH/2$ - la nivelul $2/3 H$ (figura 6.11.b), se deduce că, eforturile la bază sunt egale, iar la o treime din înălțime diferențele sunt de 4% în minus la moment și de 11% în plus la forța tăietoare, în cazul încărcării cu forță concentrată. Deci, pe porțiunea care va prezenta interes maxim la încercare vom avea o solicitare la moment practic egală, iar la forța tăietoare ușor superioară față de situația reală.

Deoarece în obiectivele programului experimental nu intră urmărirea comportării planșelor, s-au admis abaterile menționate la punctele 4 și 5 de mai sus.

Scara de 1:2,5 la care s-a realizat modelul experimental este determinată de două condiții :

- mărimea scării să fie minim 1:4 pentru a reduce la minim influența efectului de scară asupra rezultatelor încercării /P.13/;
- înălțimea liberă maxim disponibilă în hala de încercări pentru activitatea curentă și accesul podului rulant.

Materialul ales pentru proiectarea modelului a fost beton fin cu agregat 0-7mm, de clasă B20 (B250). Acest material are proprietăți și o comportare foarte asemănătoare cu ale betonului obișnuit, având același modul de elasticitate și aceeași deformație specifică /A.9/. Armătura utilizată la execuția modelului a fost oțelul PC52 și OB37.

La proiectarea modelului s-a urmărit, pe lângă reducerea corectă la scară prin aplicarea teoriei similitudinii /P.13/ a caracteristicilor geometrice, secțiune de beton și de armătură și respectarea tuturor detaliilor de îmbinare caracteristice tehnologiei prototipului real.

Modelul este alcătuit din două diafragme cuplate cu planșee pline, având 5 niveluri ($P + 4E$), cu următoarele elemente constitutive :

Fundațiile

Sunt alcătuite din două grinzi rigide din beton armat, turnate monolit sub fiecare diafragmă. Dimensionarea și armarea lor /C.13/ s-a făcut la momentul și forța tăietoare capabile ale diafragmelor, astfel ca ele să lucreze elastic până la cedarea diafragmelor. Cele două grinzi au fost fixate în dala de rezistență a standului de încercare, așa cum se prezintă schematic în figura 6.12.

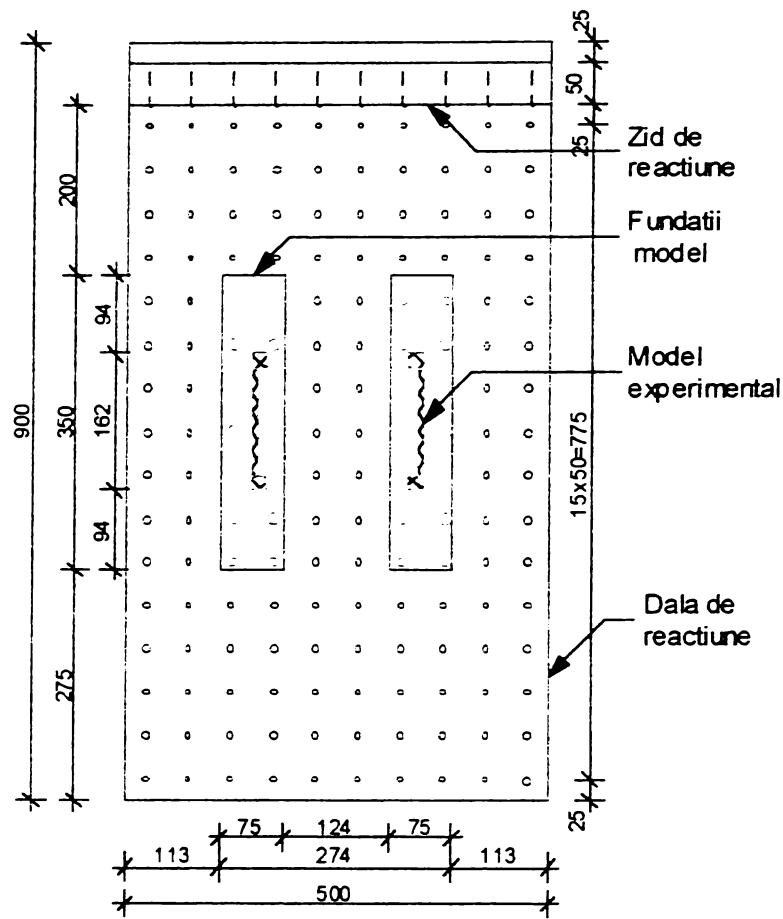


Fig.6.12 Plan fundații model experimental

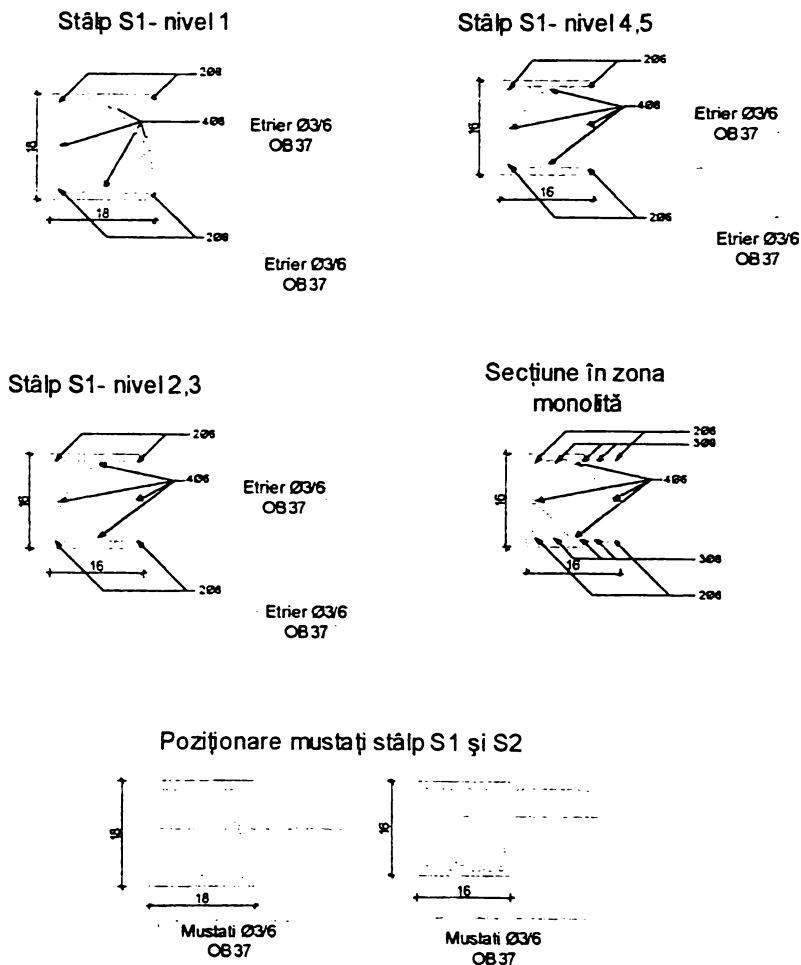


Fig.6.13 Detalii armare stâlpi

Bulbii diafragmei (stâlpii).

Fiecare bulb este realizat din doi stâlpi prefabricați: stâlpul inferior – S1 – pe primele trei niveluri și stâlpul superior – S2 – pe următoarele două niveluri (nivelul 4 și 5). În figura 6.13. sunt prezentate, conform planșelor din /C.13/, secțiunile transversale ale celor doi stâlpi.

Atât la S1 cât și la S2 în dreptul planșelor betonul este întrerupt pe o porțiune de 8 cm, pentru îmbinarea cu panourile dală. În vederea asigurării rigidității la manipulare și montaj, în aceste zone s-au prevăzut armături suplimentare, așa cum se arată în figura 6.13.

Pe fețele laterale ale stâlpilor situate la montaj spre panourile de diafragmă, sunt lăsate mustați rezultate din calcul și alveole prevăzute constructiv. Armarea stâlpilor modelului s-a realizat, ca și în cazul prototipului, cu PC 52 ca bare de rezistență și cu OB 37 ca etrieri și mustați.



Fig.6.14 Stâlpi poziționați în grindă de fundație

În figura 6.14 sunt prezentați doi stâlpi S1 poziționați într-o grindă de fundație.

Panourile de diafragmă

Armarea acestor panouri s-a realizat cu plase din bare $\phi 3$ mm din OB37. Ele sunt prevăzute cu bucle și cu alveole pe fețele laterale, cu mustăți și alveole la partea superioară și cu mustăți și ieșinduri la partea inferioară. Două panouri astfel executate sunt prezentate în figura 6.15.

Panourile de planșeu – dală

Aceste panouri nu au o corespondență directă cu dalele din structura reală. Dimensionarea armături din câmp s-a efectuat astfel ca panoul să poată transmite încărcările aferente diafragmelor.

Ceea ce s-a respectat întocmai prin reducerea la scară, a fost configurația fețelor laterale, cu alveole, praguri și bucle similare cu cele ale panoului real. S-a asigurat astfel realizarea de principiu a îmbinărilor dintre dale și diafragme, precum și dintre dale și stâlpi, identică cu cea la scară naturală. În figura 6. 16 este prezentat un detaliu din marginile acestor dale, iar în figura 6.17 sunt prezentați cei 4 stâlpi S1, cu cele două diafragme și dala de peste parter montați în fundații, înainte de monolitizare.

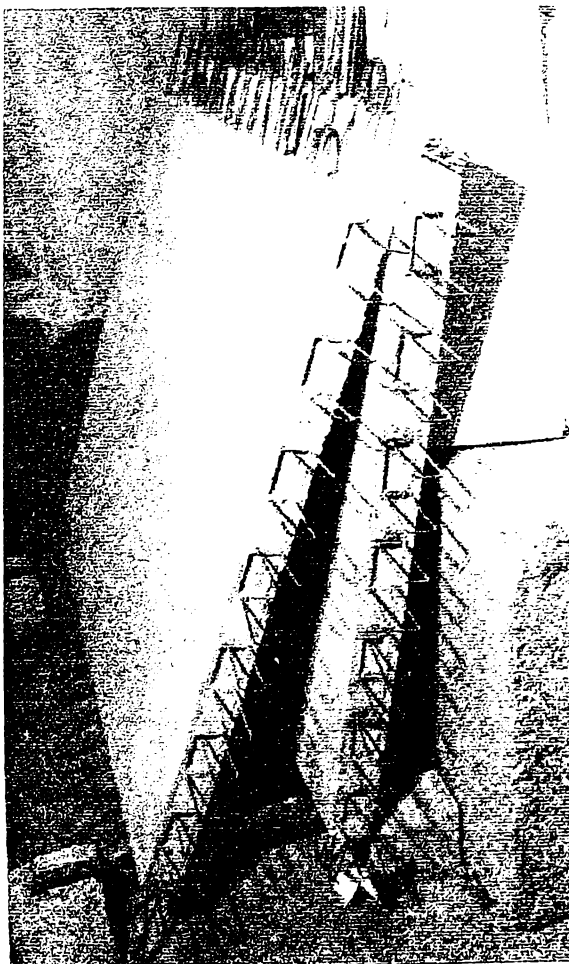


Fig.6.15 Panouri de diafragmă



Fig.6.16 Detaliu de margine a dalei

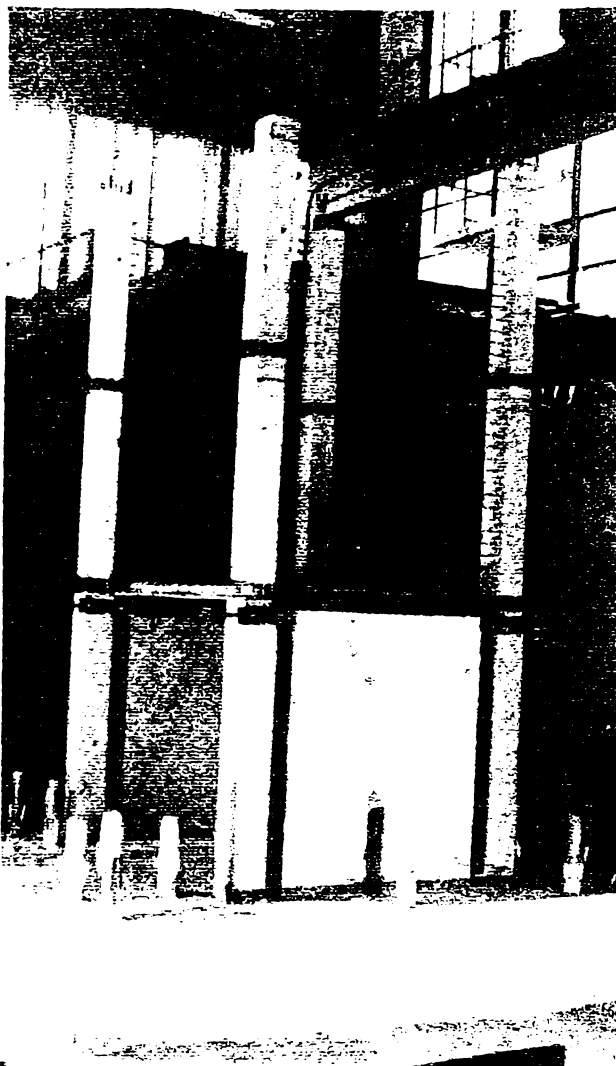


Fig 6.17 Aspect privind realizarea modelului experimental

6.2.2 Realizarea îmbinărilor

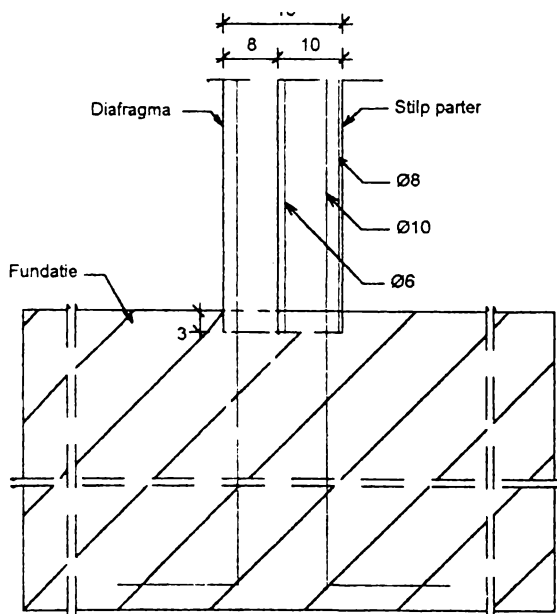


Fig.6.18 Încadrarea stâlpilor în fundație

Stâlpii S1 și panourile de diafragmă parter s-au încadrat în fundații prin mustățile lăsate din aceste elemente la partea lor inferioară și prin introducerea lor pe o adâncime de 3 cm în betonul grinzilor de fundație, așa cum se arată în figura 6.18.

Îmbinările verticale dintre bulbi și inima diafragmei s-au realizat prin petrecerea mustăților din stâlpi cu conectorii sub formă de bucle din diafragme și introducerea în interiorul acestora a 6 bare longitudinale de ϕ 3 mm din OB37. Îmbinarea este prezentată în figura 6.19.

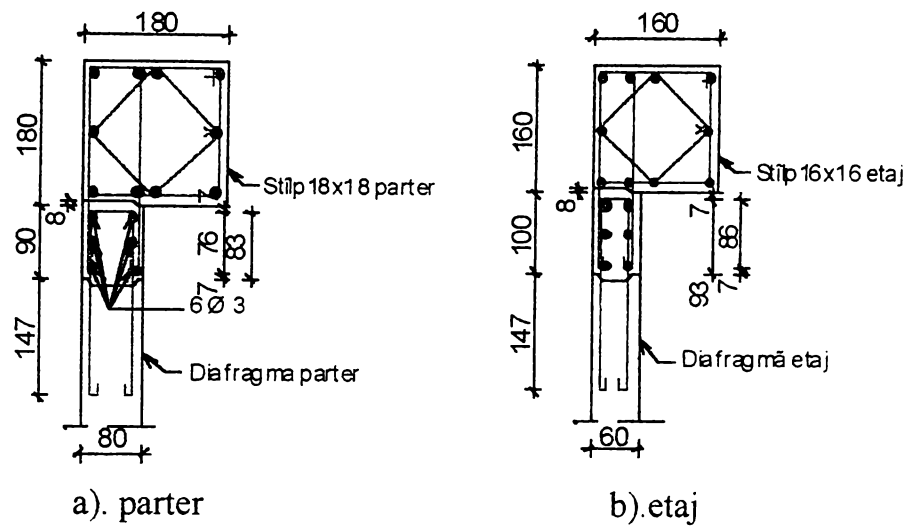


Fig.6.19 Detalii de îmbinare stâlp diafragmă

Îmbinările dintre planșee și stâlpi s-au realizat cu bare colțar și bare înclinate la 45° față de laturile stâlpilor și sunt prezentate în figura 6.20.

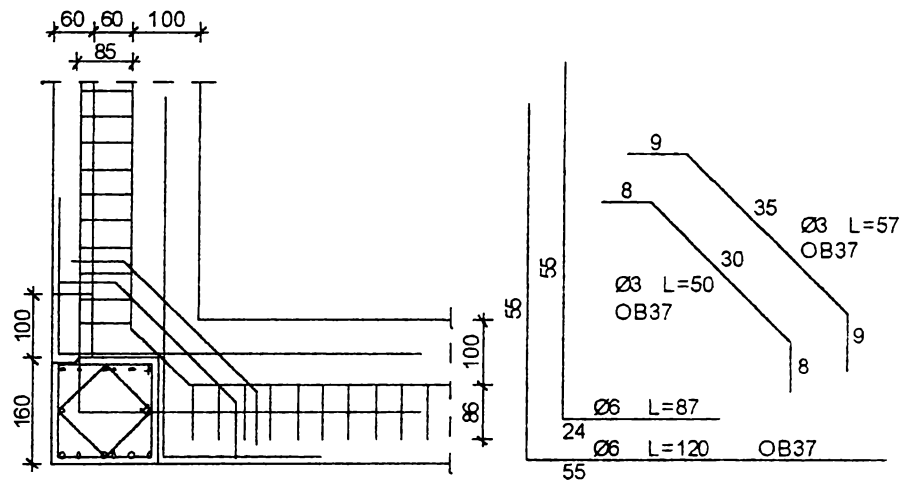


Fig.6.20 Detaliu de îmbinare între dală și stâlpi

Îmbinările orizontale dintre panourile de diafragmă și dale s-au realizat prin petrecerea mustăților din diafragme și buclele din dale și introducerea de armături longitudinale în lungul îmbinării, $\varnothing 6$ din PC 52 și $\varnothing 3$ din OB 37, așa cum se arată în figura 6.21.

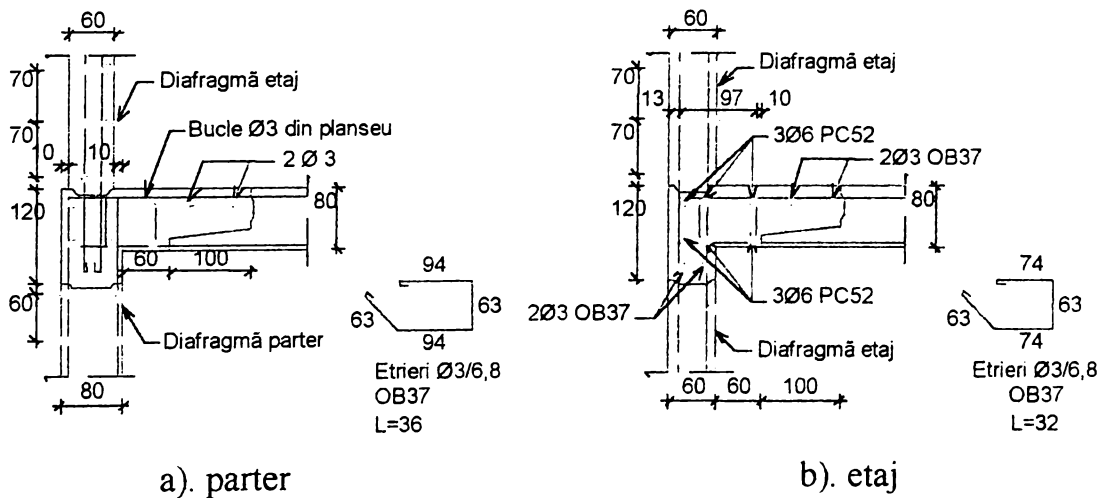


Fig.6.21 Detalii de îmbinare dală diafragmă

Pe laturile dalelor perpendiculare pe diafragme s-au creat centuri monolite, ca în detaliul din figura 6.22.

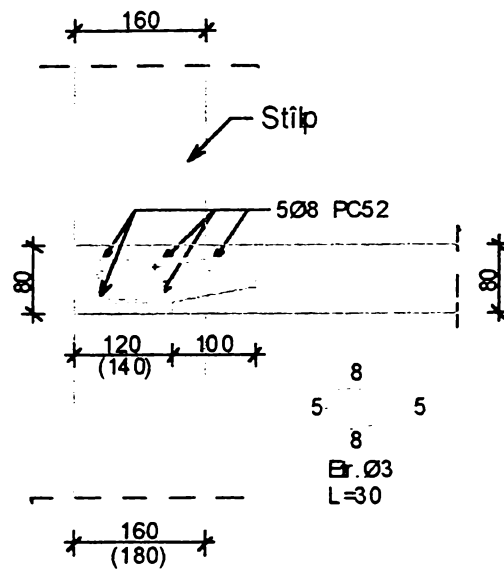
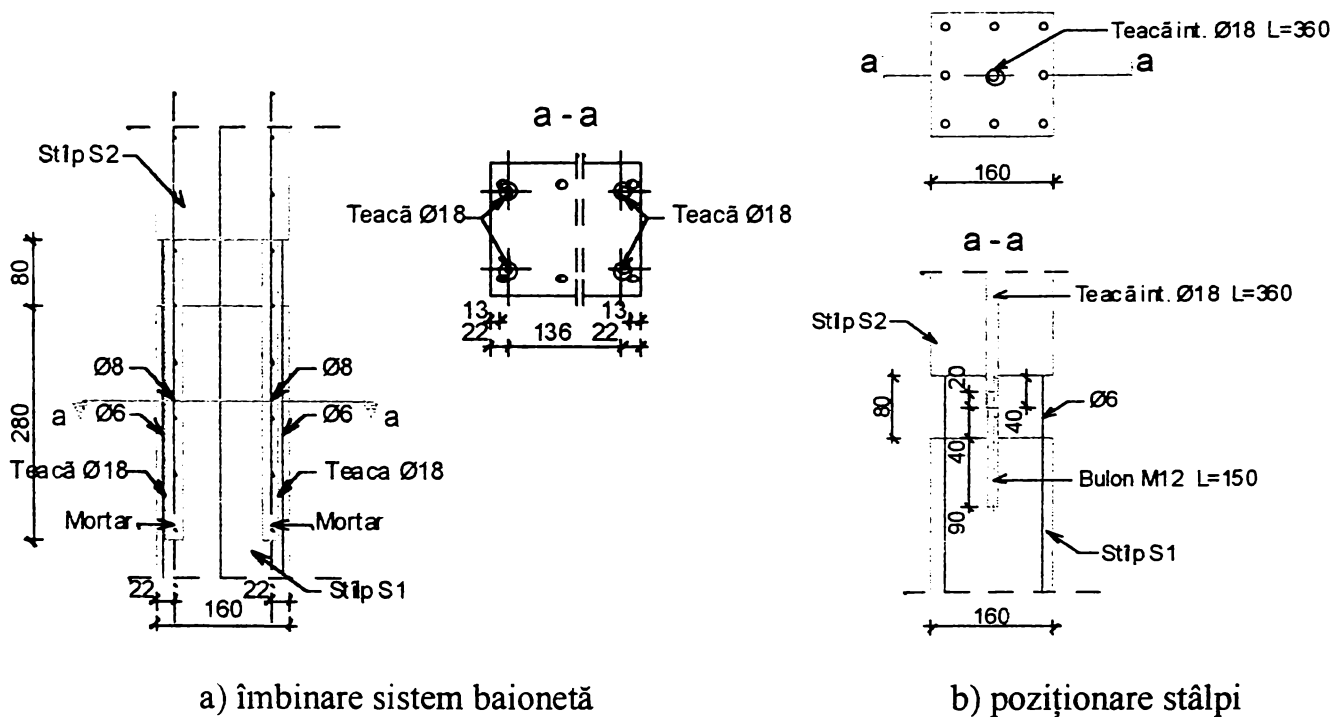


Fig.6.22 Detaliu de centură monolită

Stâlpii S1 și S2 s-au îmbinat în sistem baionetă, ca în figura 6.23. Stâlpii S1 au înglobate la partea lor superioară 4 țevi (teci) pentru îmbinarea cu stâlpii S2. În aceste teци umplute cu mortar intră mustățile lăsate la partea inferioară a stâlpilor S2. Poziționarea stâlpilor se face prin intermediul unei teци și a unui bulon central (vezi figura 6.23.b).



a) îmbinare sistem baionetă

b) poziționare stâlpi

Fig.6.23 Detaliu de poziționare și de îmbinare a stâlpilor în sistem baionetă

6.2.3 Încercări preliminare pentru realizarea îmbinării stâlpilor S1 și S2

Îmbinarea stâlpilor se realizează prin penetrarea armăturilor 4Ø8 de la partea inferioară a stâlpilor S2 în tecile înglobate la partea superioară a stâlpilor S1, umplute în prealabil cu mortar de ciment. Aspecte din timpul montajului stâlpului S2 sunt prezentate în figura 6.24.



Fig.6.24. Aspecte din timpul montajului stâlpilor

Pentru alegerea potrivită a rețelei mortarului ce se introduce în teacă pentru ancorarea armăturii, au fost efectuate încercări la smulgerea armăturii din teacă, separat, în 3 variante de mortar:

- 1.- 3 probe cu nisip 0 – 1mm
- 2.- 5 probe cu rețeta stabilită pentru prototipul real
- 3- 3 probe cu rețeta stabilită pentru prototipul real și adaus de plastifiant

În primul caz, barele s-au smuls din teci la toate probele.

În al doilea caz, toate barele s-au rupt la întindere.

În al treilea caz, la două probe barele s-au rupt și una s-a smuls.

Rezultatele încercărilor sunt prezentate sintetic în tabelul 6.1.

Tabelul 6.1 Rezultatele încercărilor

Nr. Crt.	Proba	Felul mortarului	Forța de rupere (smulgere) [daN]	Observații
1	1	cu nisip 0-1 mm	700	bara smulsă
2	2		1500	bara smulsă
3	3		1500	bara smulsă
4	1	cu nisip 0-3 mm	2100	bara rupta
5	2		2200	bara rupta
6	3		2100	bara rupta
7	4		2050	bara rupta
8	5		1950	bara rupta
9	1	cu nisip 0-3 mm și plastifiant	2150	bara rupta
10	2		2300	bara smulsă
11	3		2200	bara rupta

Pe baza încercărilor și rezultatelor obținute s-a optat pe soluția de utilizare a mortarului obținut în cazul 2, care a dus la ruperea tuturor probelor.

În figurile 6.25 și 6.26 se prezintă aspecte de la realizarea probelor de teci cu armătură înglobată, iar în figurile 6.27 și 6.28 încercarea la smulgere a armăturilor din teci, respectiv încercarea preliminară asupra îmbinării stâlp – stâlp.



Fig.6.26 Turnarea betonului în teci

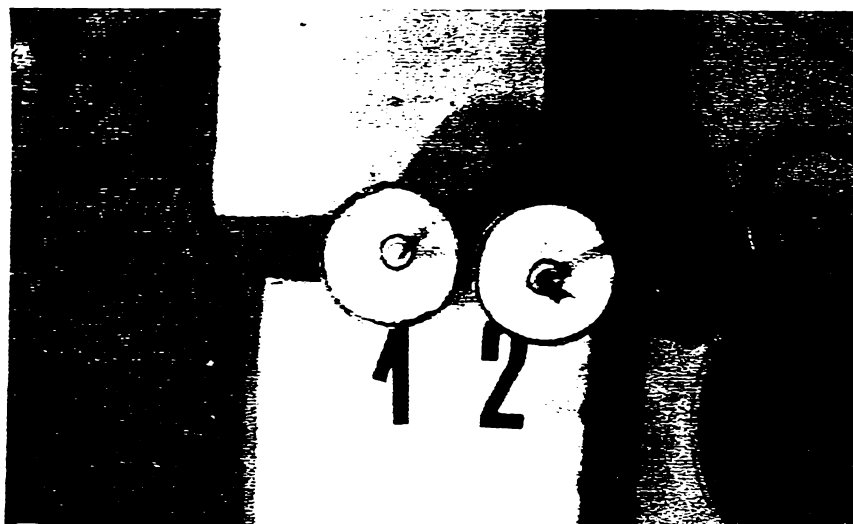


Fig.6.25 Teci cu armătură înglobată

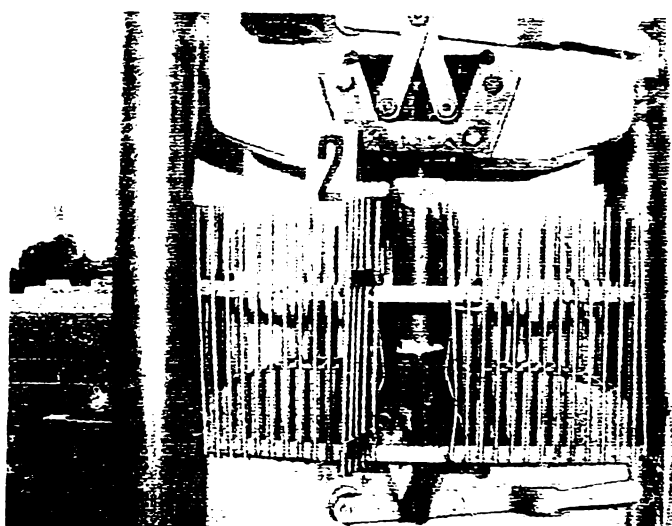


Fig.6.27 Încercarea la smulgere a armăturii din teacă



Fig.6.28 Realizarea îmbinării stâlp-stâlp

6.2.4 Încărcări asupra modelului

Modelul redus la scară trebuie să fie astfel solicitat încât în secțiunile sale să se obțină aceleași eforturi ca și în diafragma prototip. Pentru aceasta s-a pornind de la scările de similitudine ale materialelor /D.7/ și au rezultat scările pentru similitudinea forțelor, a eforturilor secționale (M, N, T) și a eforturilor unitare (σ și τ).

6.2.4.1 Încărcarea gravitațională

După cum s-a mai arătat din diafragma prototip de 8 niveluri s-au suprimat ultimele trei niveluri, modelul având doar 5 niveluri. Pentru a se obține aceeași stare de eforturi în model ca și în prototip, s-a calculat efortul unitar de compresiune σ_c din diafragma prototip la nivelul și la bază, pe baza încărcărilor gravitaționale de cod. Pe baza scărilor de similitudine pentru eforturi și forțe s-a dedus încărcarea gravitațională suplimentară ce trebuie aplicată pe ultimul planșeu a modelului, pentru a se obține la baza modelului un efort unitar similar cu cel din prototip, respectiv:

$$\sigma_c = 1,640 \text{ N/mm}^2 \quad \text{la prototip}$$

$$\sigma_c = 1,613 \text{ N/mm}^2 \quad \text{la model}$$

În plus, înainte efectuarea ciclurilor de încărcări orizontale, modelul a fost încărcat la ultimul nivel și la nivelurile intermediare cu forțe gravitaționale constante, reprezentând fracțiunea de lungă durată din încărcarea utilă.

Încărcarea gravitațională totală de la nivelul fiecărui planșeu a avut valoarea de 54,8 kN, iar la ultimul nivel de 256 kN.

Sistemul de încărcarea vertical a modelului experimental este prezentat în figura 6.29.



Fig.6.29 Încărcarea gravitațională a modelului

6.2.4.2 Încărcarea orizontală

Încărcarea orizontală s-a aplicat în cicluri alternante printr-o forță orizontală la nivelul ultimului planșeu. Forța orizontală seismică de cod, de 330 kN, a fost redusă la scara modelului aplicând criteriile de similitudine. Încercarea modelului s-a efectuat prin aplicarea forțelor orizontale, după metoda "deplasări impuse" la vârful diafragmelor. Schema de încărcare a modelului este prezentată în figura 6.30.

Fiecare treaptă de forță orizontală a reprezentat 10% din valoarea forței de rupere teoretică. Celelalte trepte de încărcare s-au realizat impunându-se la vârful diafragmei deplasarea înregistrată în timpul primei trepte. Treptele și ciclurile de încărcare sunt prezentate în tabelul 6.2. Experimentarea până la cilul de rupere a cuprins 27 de cicluri.

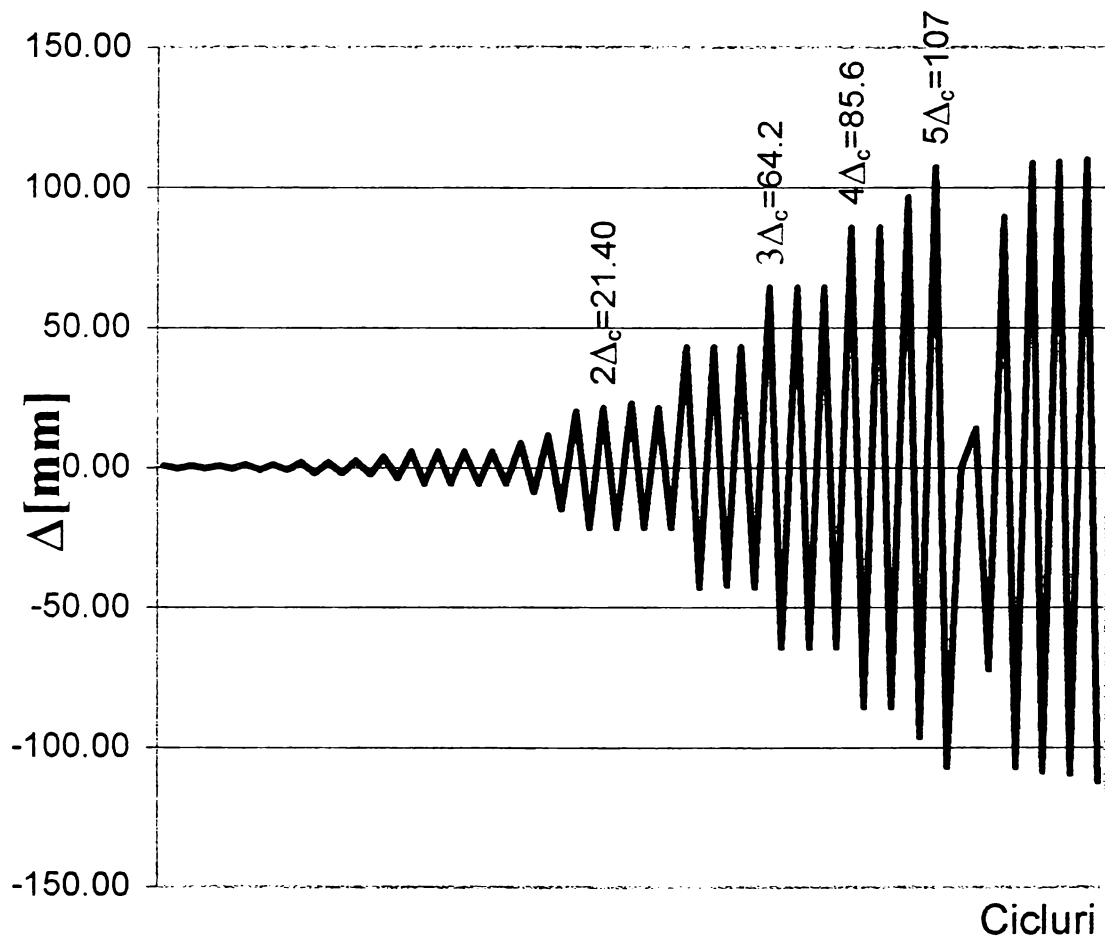


Fig.6.30 Cicluri de încărcare a modelului experimental

Tabelul 6.2 Ciclurile de încărcare
a modelului experimental

Ciclu	H [to]	Δ [mm]	Obs.	Ciclu	H [to]	Δ [mm]	Obs.
Is	1.50	0,44		XVIIIs	14.4	21.4	
Id	1.50	0,44		XVIIId	13.7	21.4	
IIIs	1.25	0,44		XVIIIIs	17.3	42.8	2 Δc
IIId	1.70	0,44		XVIIIId	16.6	42.8	
IIIIs	1.35	0,44		XIXs	17	42.8	
IIIId	1.65	0,44		XIXd	16.05	42	
IVs	3.00	1.12		XXs	16.2	42.8	
IVd	2.75	1.02		XXd	16.25	42.8	
Vs	2.75	1.12		XXIs	17.4	64.2	3 Δc
Vd	3.20	1.02		XXId	16.8	64.2	
VIIs	4.50	1.80		XXIIs	16.6	64.2	
VIId	5.30	1.82		XXIId	16.4	64.2	
VIIIs	4.15	1.80		XXIIIs	16.65	64.2	
VIIId	5.00	1.82		XXIIId	16.1	64.2	
VIIIIs	6.00	2.60		XXIVs	16.5	85.6	4 Δc
VIIIId	6.15	2.60		XXIVd	16.6	85.6	
IXs	8.00	3.78		XXVs	16.3	85.6	
IXd	7.90	3.78		XXVd	16.3	85.6	
Xs	9.73	5.67	Δ_{fis}	XXVIIs	16.5	96.3	4.5 Δc
Xd	10.00	5.67		XXVIId	16.2	96.3	
XIIs	9.80	5.67		XXVIIIs	16	107	5 Δc
XIId	9.46	5.67		XXVIIId	16	107	
XIIIs	9.45	5.67		Rupere	3.5	0	
XIIId	9.32	5.67			6	13.7	
XIIIIs	9.42	5.68			12	72.2	
XIIIId	9.18	5.67			13	89.2	
XIVs	11.00	8.78	$\sim 1.5\Delta_{fis}$		14	107.3	Hrup
XIVd	11.60	8.78			13.5	108.4	
XVs	12.00	11.30			13.6	108.7	
	13.20	14.80			13.7	109.1	
	15.00	19.78			13.7	109.5	
	15.15	21.40	Δc		13.7	109.9	
XVd	15.30	21.40	Δc	13.6	112.3	Δu^{exp}	
XVIs	14.60	21.40					
XVIId	16.00	23.00					
	12.70	21.40					

Echivalența dintre deplasările impuse, luând ca modul deplasarea Δ_c (deplasarea asociată curgerii primelor armături) și forțele horizontale H este prezentată grafic în figura 6.31.

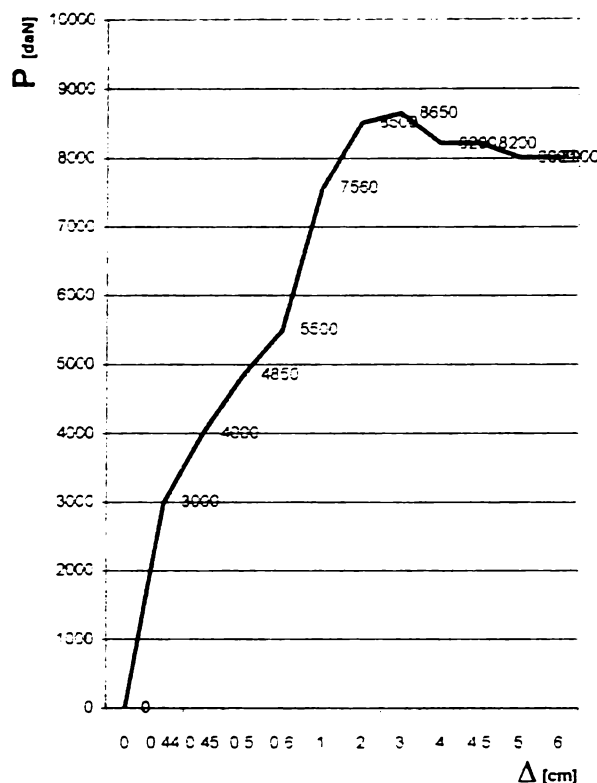


Fig.6.31 Deschiderea fisurilor în funcție de încărcare

6.2.5 Echiparea modelului experimental

În funcție de obiectivele urmărite, pe parcursul experimentării, modelul a fost echipat cu:



- comparatoare cu tijă de precizia 0,01 mm pentru urmărirea deformațiilor betonului din bulbi și diafragmă la bază;
- comparatoare cu tijă așezate după direcții 45° și perpendicular pe acestea pentru urmărirea deformațiilor pe direcția diafragmelor a diafragmelor;
- comparatoare cu fir pentru urmărirea modificării geometriei diafragmei sub acțiunea forței tăietoare;
- comparatoare pentru urmărirea lunecărilor verticale la limita îmbinării bulb-panou;
- comparatoare cu tijă pentru urmărirea deformațiilor longitudinale ale prefabricatelor, respectiv desprinderea prin smulgere a îmbinării bulbilor;
- comparatoare cu tijă pentru urmărirea lunecărilor orizontale în îmbinările dintre diafragmele prefabricate;
- comparatoare cu fir așezate în dreptul fiecărui nivel pentru urmărirea deplasărilor acestuia pe verticală;
- comparatoare cu tijă pentru urmărirea lunecărilor diafragmei de fundație;

Fig.6.32 Modelul experimental echipat în vederea încercării

De asemenea, pentru urmărirea eforturilor secționale caracteristice pe armăturile din bulbi, s-au montat traductoare electrorezistive cu baza de 20mm.

În secțiunile de la partea superioară a bulbului prefabricat S1, de la partea inferioară a bulbului prefabricat S2 și pe armăturile din tecile îmbinării bulb-bulb s-au montat TER-uri. Aceste de traductoare electrorezistive s-au montat pentru urmărirea transmiterii eforturilor dintre bulbii prefabricați, prin îmbinarea lor de tip baionetă.

Modelul experimental echipat în vederea încercării este prezentat în figura 6.32.

6.2.6 Comportarea modelului experimental

6.2.6.1 Apariția și evoluția fisurilor

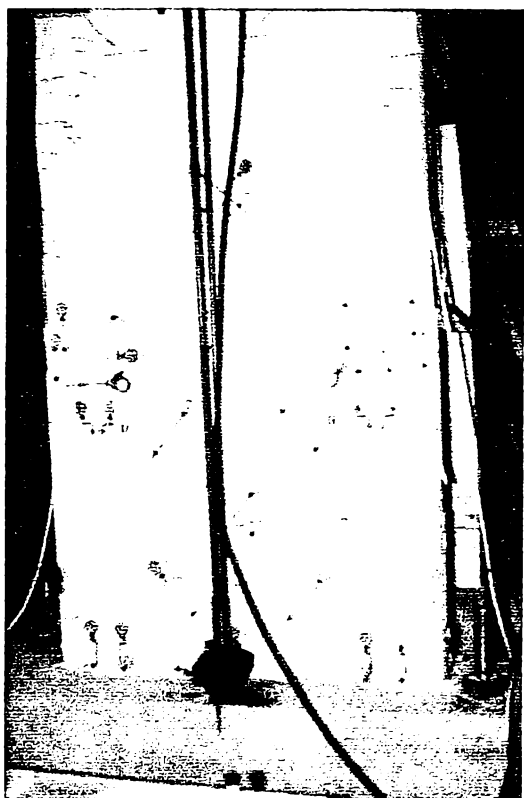


Fig.6.33 Releveul fisurilor

Releveul fisurilor este prezentată în fig. 6.33.

Fisurarea s-a declanșat în ciclul al 10-lea (la forța orizontală $H = 9,7$ t) în vecinătatea secțiunii unde se întrerup barele $\varnothing 10$ ce ancorează stâlpii (bulbii) în fundație. Raportul dintre momentul de fisurare experimental și cel calculat este:

$$\frac{M_{fis}^{exp}}{M_{fis}^{calc}} = \frac{26.58}{22.91} = 1.16$$

Pe măsura creșterii treptelor de încărcare și a desfășurării ciclurilor de încărcări alternante, s-au dezvoltat în bulbii ambelor diafragme fisuri de încovoiere. Traseul fisurilor trece prin zona de monolitizare verticală, înclinându-se ușor odată cu avansarea lor spre mijlocul diafragmelor.

Se remarcă faptul că fisurile din bulbi sunt mai dese, având deschideri mai mici, pe când cele din diafragme sunt mai rare, cu deschideri mai mari. Spre exemplu, la inițierea curgerii în ciclul XV-S, la forța $H = 15,15$ t, fisura maximă în bulb are deschiderea de $0,20$ mm, iar în inima

diafragmei de $0,65$ mm.

Prin trecerea la ciclurile cu deplasări impuse multiplu de Δ_c , au apărut fisuri noi, în special la nivelurile superioare parterului, respectiv 2 și 3, fisurile vechi avansând spre interiorul diafragmelor sau mărindu-și deschiderea.

Spre exemplificare, se dau mai jos deschiderile câtorva fisuri la ciclul $2 \Delta_c$ (prima valoare – deschiderea în bulb, a doua – în inimă):

Fisura 12	0,9 mm	1,9 mm;
Fisura 17	0,7 mm	3,0 mm;
Fisura 34	0,55 mm	2,0 mm;
Fisura 6	1,15 mm	2,9 mm.

Modelul experimental cu încărcarea la treapta $2 \Delta_c$ este prezentat în figura 6.34.

Începând de la ciclu $3 \Delta_c$, au apărut fisuri la baza stâlpilor, pe traseul armăturilor longitudinale, datorită eforturilor mari de compresiune. Betonul s-a dislocat în zona de întrerupere a armăturilor $\varnothing 10$ de ancorare la fundație.

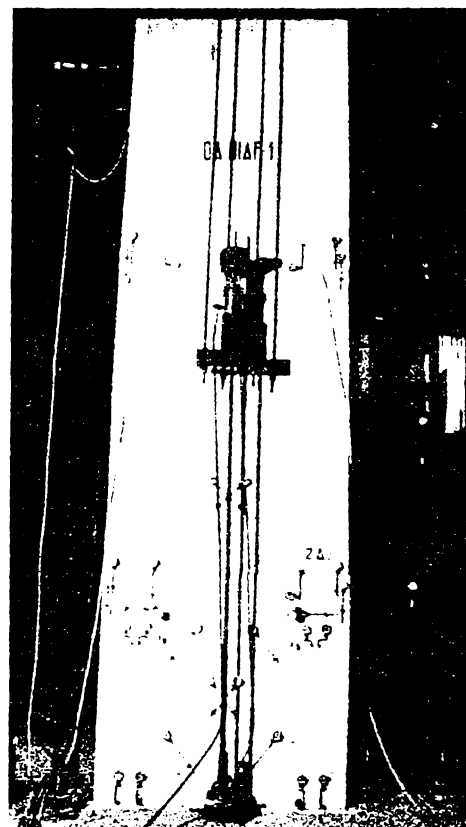


Fig.6.34 Treapta de încărcare $2 \Delta_c$

La ciclul 4 Δ_c , fisurile de încovoiere din stâlpi ajung la 1,5-2mm deschidere, iar cele din diafragme la 7,5mm. Un detaliu de degradare a bulbului 4 la treapta 4 Δ_c , este prezentat în figura 6.35.

Procesul de fisurare s-a extins pe înălțimea a 3 niveluri, însă fisurile de la nivelurile 2 și 3 nu au depășit 0,25mm deschidere până la cedare.

Fisurile longitudinale verticale (între bulbul S1 și betonul de monolitizare) au apărut la ciclul XV (13,2 tf). Ele au fost puțin extinse, rămânând astfel până la sfârșitul încercării. Nu au apărut alte fisuri longitudinale în monolitizările verticale.

În monolitizările orizontale au apărut fisuri de desprindere la ciclurile:

- XIVD (11,6 tf) - în îmbinarea dintre nivelul 1 și 2;
- XVS (15tf) - în îmbinarea dintre nivelul 2 și 3;
- XVIIID (13,7 tf) - în îmbinarea dintre nivelul 3 și 4.

Fisurile din monolitizări au avut deschiderea maximă de 0.20 mm, în finalul încercării.

În zona îmbinării stâlp – stâlp, fisurile au rămas în starea incipientă sau n-au apărut deloc, până la cedare.

La intersecția diafragmelor cu fundațiile, fisurile au apărut la ciclul XI. Deschiderea maximă a lor a fost în preajma cedării de circa 0,5 mm.

Releveul fisurilor în ciclul de rupere este arătat în figura 6.36.

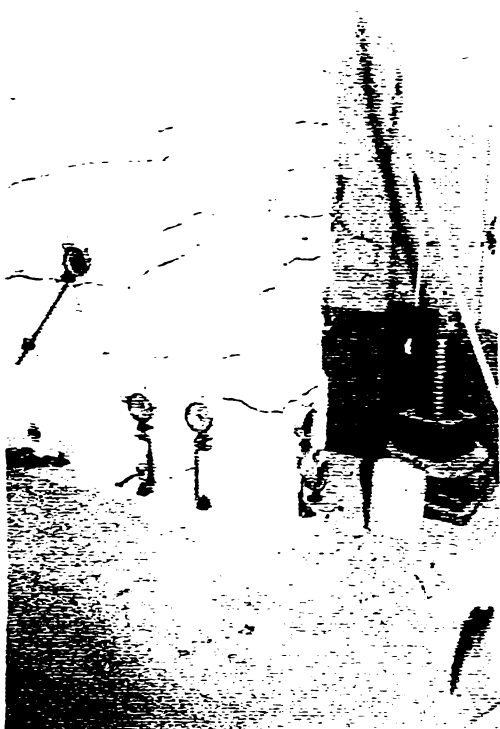


Fig.6.35 Degradarea bulbului

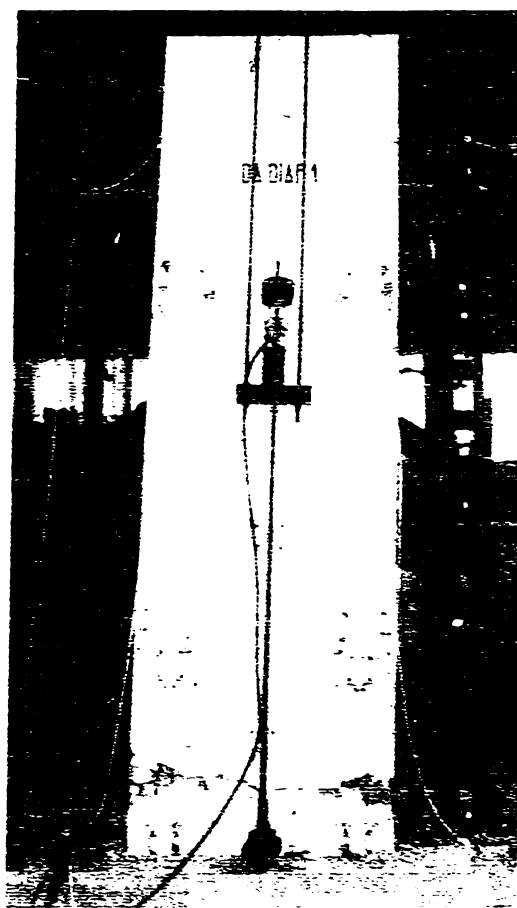


Fig.6.36 Fisurarea în ciclu de rupere

6.2.6.2 Deformațiile și ductilitatea diafragmelor

În figura 6.37 sunt prezentate diagramele forță orizontală-deplasare ($H - \Delta$) pentru cele două diafragme. După cum se vede, alura curbelor este convexă, fără intrânduri, caracteristic diafragmelor lungi, la care solicitarea preponderentă este încovoierea. Nu apare fenomenul de

“ciupire” (pinching) la nici una dintre curbe nici chiar în ultimele cicluri ale încercării cu deplasări impuse de $5 \Delta_c$.

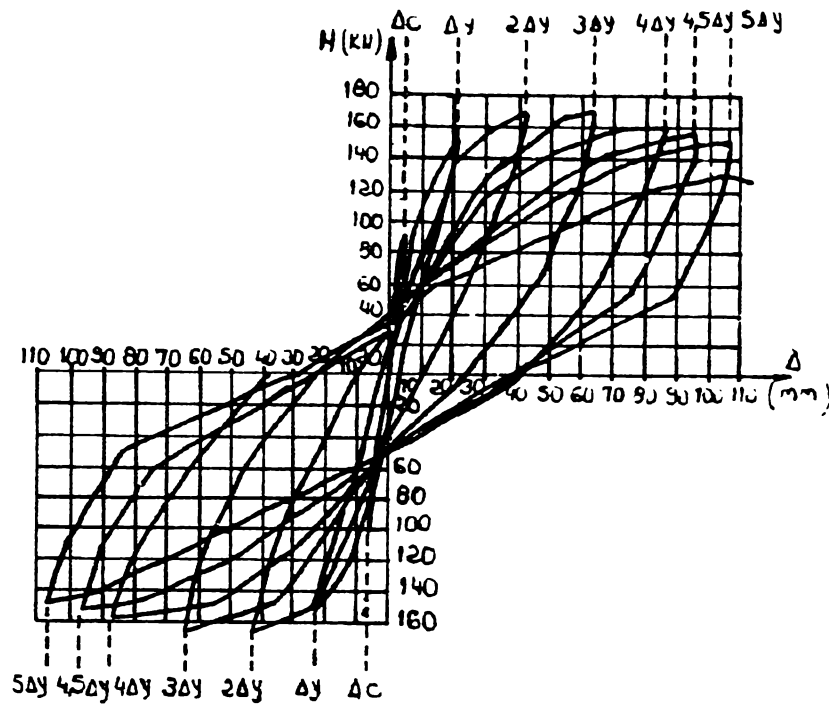


Fig.6.37 Diagrama P-Δ
(forță orizontală - deplasare)

Ariile cuprinse între ramurile ascendente și descendente ale curbelor H-Δ indică faptul că diafragmele au o capacitate mare de disipare a energiei induse de solicitări ciclice alternate. Scăderea valorii maxime a forței orizontale ce poate fi preluată de diafragmă spre ciclurile finale, este un indicator al diminuării rigidității diafragmei.

În cazul nostru diminuarea rigidității unei diafragme, în procente, a fost următoarea:

- la 4 cicluri $\Delta_{fis}^{st} \Rightarrow 3\%$ și $\Delta_{fis}^{dr} \Rightarrow 8\%$;

- la 3 cicluri $\Delta_c^{st} \Rightarrow 4\%$ și $\Delta_c^{dr} \Rightarrow 10\%$;

- la 3 cicluri $2 \Delta_c^{st} \Rightarrow 6\%$ și $2 \Delta_c^{dr} \Rightarrow 2\%$;

- la 3 cicluri $3 \Delta_c^{st} \Rightarrow 4\%$ și $3 \Delta_c^{dr} \Rightarrow 8\%$ ceea ce dovedește că

această diminuare nu depășește 10%, și înseamnă că avem o ductilitate bună.

În /A.10/ se propune un criteriu de interpretare a datelor experimentale, după care o diafragmă are o ductilitate satisfăcătoare, dacă după 4 cicluri de încărcare-descărcare duse la $4 \Delta_c$, capacitatea ei portantă nu se micșorează cu mai mult de 20%. În cazul nostru, în ultimele 4 cicluri (2 cicluri $4 \Delta_c$, un ciclu $4,5 \Delta_c$ și $5 \Delta_c$) diminuarea forței orizontale a fost de numai 10%, ceea ce indică, ținând cont de criteriul amintit, o foarte bună ductilitate a diafragmelor.

Factorul de ductilitate de deplasare, calculat ca raport între deplasarea ultimă și deplasarea corespunzătoare intrării în curgere a armăturii, are valoarea:

$$\mu_s = \frac{112,3\text{mm}}{21,4\text{mm}} = 5,25$$

Lunecări între elementele prefabricate ale diafragmelor au fost indicate de comparatoare doar începând de la ciclul Δ_c , valorile maxime ale acestora la ciclul $4\Delta_c$ fiind 0,30 mm în rostul vertical și 0,095 mm în cel orizontal. În tabelul 6.3 se dau lunecările la diferite cicluri de încărcare.

Tabel 6.3 Lunecări între elementele prefabricate ale diafragmelor

Rost	Poziție	Deplasări la ciclul(x 10 ⁻²)			
		Δ_c	$2\Delta_c$	$3\Delta_c$	$4\Delta_c$
Orizontal	1. D.P. – D.E.1	2	4,5	6,5	9,5
	2. D.E.2 – D.E.3	3,2	5,7	8	-
Vertical	3. B. – M.P.	1	10	21	22
	4. M. – D.P.	1	4,8	8	8
	5. M – D.P.	2	2	2	2
	6. B. – M.P.	1	1	1	1

unde: D - diafragmă
P - parter;
E – etaj;
B - bulb;
M - monolitizare

În privința armăturilor de continuitate din îmbinarea stâlp – stâlp, TER-urile au indicat că ele au intrat în lucru de la primele trepte de încărcare asigurând, continuitatea bulbilor îmbinați până în momentul cedării. Numărul foarte redus al fisurilor din zona de îmbinare și deschiderea lor mică indică faptul că nu au existat lunecări, ale barelor de continuitate din stâlpii S₂, în tecile din stâlpii S₁.

6.2.6.3 Capacitatea portantă

Începând cu solicitările corespunzătoare deplasării impuse de $3\Delta_c$, au apărut fisuri de despicare longitudinală în zona comprimată a bulbilor, care au condus la exfolierea betonului și flambarea locală a armăturilor Ø8. Dislocarea a avut loc în zona unde se întrerup armăturile Ø10 de ancorare în fundație (vezi fig.6.35).

Fenomenul s-a produs la ciclul XXI la solicitarea din stânga și ciclul XXIV la cea din dreapta. În ciclurile următoare, exfolierea s-a extins pe toată lățimea bulbilor, ajungând până la diafragme (vezi fig.6.36)

Datorită ciclurilor alternante armătura din bulbi s-a întins și s-a comprimat succesiv îndoindu-se datorită flambajului.

În cadrul ciclului de rupere, datorită îndoirilor repetate s-au rupt două armături din unul din bulbi, la o forță orizontală de 12,3 t, respectiv 12,7 t.

Momentul experimental de rupere, față de cel calculat a fost:

$$\frac{M_{rup}^{exp}}{M_{rup}^{calc}} = \frac{36,03}{35,41} = 1.02$$

Deplasarea la sfârșitul ciclului de rupere la ultimul nivel al diafragmei D1 (la care s-au efectuat măsurători în timpul ciclului de rupere) a fost mai mică cu 26% decât cea de calcul :

$$\Delta_n^{exp} = 11,23 \text{ cm}; \quad \Delta_n^{calc} = 15,30 \text{ cm}$$

Ambele diafragme ale modelului s-au comportat asemănător, modul de cedare al lor fiind caracteristic diafragmelor lungi, solicitate la încovoiere (cedare prin strivirea betonului comprimat și curgerea armăturilor întinse).

6.2.7 Concluzii

Interpretarea rezultatelor experimentale au pus în evidență următoarele concluzii :

1. Modul de fisurare a diafragmelor a fost similar cu fisurarea unor diafragme monolite, solicitare preponderent la încovoiere (diafragme lungi).
2. În îmbinările verticale și orizontale dintre elementele prefabricate componente ale diafragmelor, fisurile au fost puține și cu deschideri mici (sub 0,2 mm).
3. În zona de îmbinare stâlp-stâlp, fisurarea a fost foarte redusă sau inexistentă.
4. Factorul de ductilitate de deplasare a fost 5,25.
5. Aria curbelor histeretice indică faptul că diafragmele prin alcătuirea propusă, au o capacitate importantă de absorbție de energie la solicitări alternante de tip seismic. Capacitatea de energie disipată crește odată cu creșterea deplasărilor impuse.
6. Degradarea rigidității diafragmelor, după 3-4 cicluri consecutive la aceeași deplasare impusă nu depășește 10%.
7. Forma convexă a buclelor histeretice indică absența unor lunecări în rosturile dintre elementele prefabricate, îmbinate prin monolitizări propuse, ceea ce dovedesc o comportare asemănătoare cu cele monolite.
8. Deplasările experimentale în stadiul elastic, au fost mai mari ca și cele calculate după relațiile propuse pentru diafragme monolite.
9. Deplasarea experimentală la sarcina de cod a fost apropiată de cea calculată.
10. Cedarea diafragmelor a avut loc prin strivirea zonei comprimate, concomitent cu curgerea armăturii din zona întinsă, caracteristic ruperii din încovoiere. Ruperea s-a produs la un moment încovoietor superior celui calculat.
11. Deplasarea ultimă a fost de 11,23 cm, adică 1/52, din înălțimea diafragmei.
12. Modul de fisurare și cedare a fost asemănător cu cel cunoscut din alte încercări și din literatura de specialitate pentru diafragme lungi, monolite din beton armat.

6.3 Analiza stării de eforturi în domeniul elastic și postelastice a diafragmei

Paralel cu programul experimental a diafragmei s-a întreprins și un studiu al stării de eforturi în domeniul elastic și postelastice a zonelor de îmbinare verticală dintre cei doi stâlpi (bulbi) și panoul de perete (inimă). Studiul s-a făcut cu un program de calcul asistat de calculator, în colaborare cu catedra CCIA a Facultății de Construcții din Timișoara pe același prototip și în aceleași condiții cu diafragmele supuse încercărilor la Cluj-Napoca. La fel ca în programul experimental, se urmărește evaluarea stării de eforturi din îmbinările menționate, spre a putea fi comparate cu rezultatele încercărilor, pentru identificarea modelului de calcul aplicat și al gradului de precizie obținut și

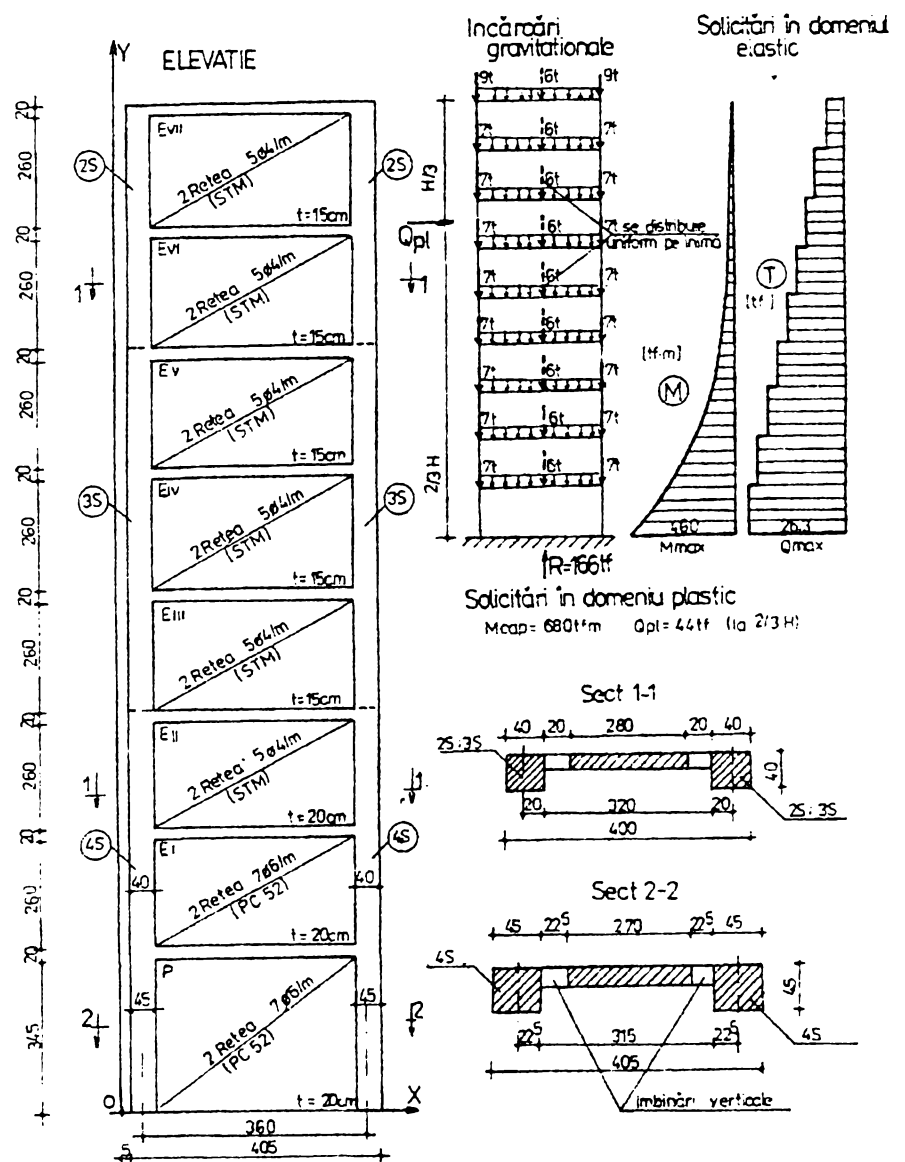


Fig.6.38 Caracteristicile geometrice și modul de solicitare

pentru urmărirea monolitismului diafragmei prefabricate.

Caracteristicile geometrice și schema statică a diafragmei sunt prezentate în figura 6.38.

6.3.1 Prezentarea programului de calcul PANEL - 02

Programul PANEL – 02 efectuează calculul elementelor plane monolite sau prefabricate în domeniul elastic sau postelastice. Se consideră că cedarea ansamblurilor prefabricate se produce în îmbinări. Prin urmare, calculul în domeniul postelastic se efectuează doar în îmbinări, elementele prefabricate rămânând în stadiul de comportare elastic. Programul calculează ansambluri cu contururi paralele, cu un sistem de axe ortogonale, îmbinările fiind de asemenea paralele cu aceste axe.

Calculul se conduce în metoda elementelor finite, discretizarea elementelor prefabricate făcându-se prin elemente finite dreptunghiulare cu 8 grade de libertate, iar îmbinările prin resorturi normale și tangențiale.

Comportarea materialului îmbinărilor sub acțiunea tensiunilor normale σ și tangențiale τ este caracterizată prin cele două curbe caracteristice corespunzătoare $-\varepsilon$ și $\tau-\gamma$. Acțiunea combinată a acestor curbe este definită prin curba caracteristică de interacțiune $\sigma-\tau$. Programul conține curba caracteristică de interacțiune $\sigma-\tau$ în trei variante extrase din literatura de specialitate sau se poate introduce și o curbă caracteristică de interacțiune experimentală prin perechi de valori (σ , τ).

Programul oferă eforturile unitare plane σ_x , σ_y și τ_{xy} calculate în centrul fiecărui element finit și forțele normale și de lunecare N , respectiv T , ce au direcțiile în concordanță cu orientarea îmbinării. Forța normală N este perpendiculară pe direcția îmbinării, iar forța de lunecare T este orientată în lungul acesteia.

6.3.2 Determinarea stării de eforturi

Studiul stării de eforturi a diafragmei cu programul automat PANEL O2 s-a făcut în patru etape, la încărcări statice monotone:

- etapa I-a E1 - în care se consideră diafragma monolită acționată de încărcările gravitaționale pe niveluri și încărcarea totală de cod $Q_e = 26,3$ tf (la limita domeniului elastic);
- etapa II-a E2 - considerând diafragma prefabricată (D.P.) încărcată cu încărcările gravitaționale pe niveluri și încărcarea orizontală de cod $Q_e = 26,3$ tf;
- etapa III-a E3 - considerând diafragma prefabricată încărcată pe niveluri și încărcarea totală de plasticizare $Q_{p1} = 44$ tf (la intrarea în curgere a armăturii);
- etapa IV-a E4 - considerând diafragma prefabricată încărcată cu încărcările gravitaționale pe niveluri și încărcarea orizontală echivalentă ruperii modelului $Q_r = 54$ tf (echivalentă momentului capabil la baza diafragmei).

Diafragma a fost discretizată în 368 de elemente finite dreptunghiulare, având 423 de noduri.

În toate cele patru etape de calcul, încărcarea gravitațională și distribuția ei este identică, concentrându-se în dreptul fiecărui nivel în nodurile diafragmei. Încărcarea seismică totală Q se consideră distribuită triunghiular pe înălțimea diafragmei și concentrată apoi pe niveluri - P_i . Forțele concentrate P_i acționează la cota inferioară a fiecărui planșeu. Distribuția forțelor P_i este prezentată în tabelul 6.4.

Tabelul 6.4 Distribuția forțelor concentrate P_i

Q [kN]	P_i [kN]	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
$Q_e=263$		5.88	13.42	21.18	28.94	36.70	44.43	52.20	64.54
$Q_{pl}=440$		9.68	22.08	34.82	47.58	60.33	73.03	85.82	106.10
$Q_r=540$		11.88	27.10	42.73	58.38	74.03	89.66	105.30	130.19

Distribuția încărcărilor verticale și orizontale pe diafragma discretizată este prezentată în figura 6.39.

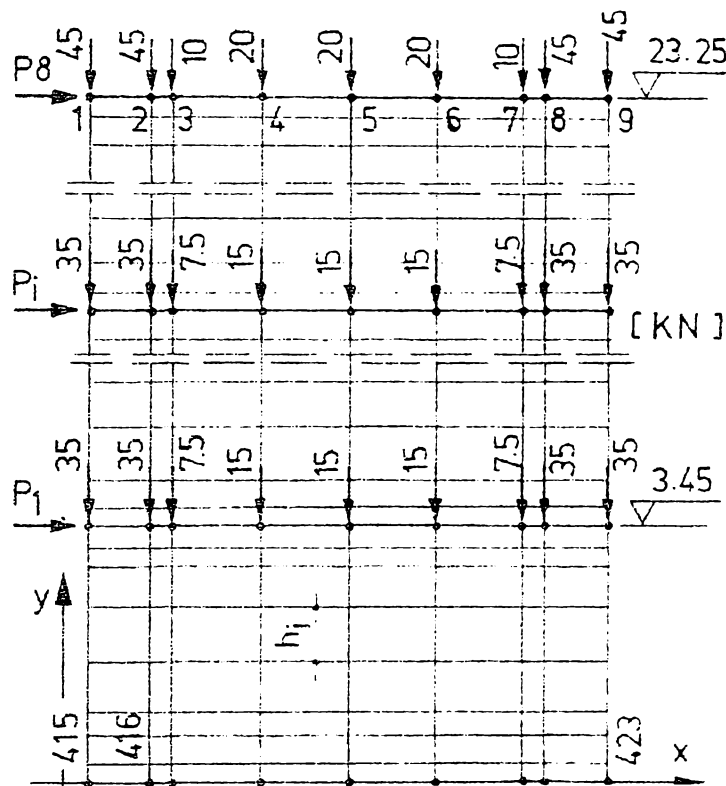


Fig.6.39 Distribuția încărcărilor pe diafragma discretizată

În figura 6.40 se indică secțiunile de calcul luate în considerare de program în cele 4 etape și alura diagramei τ_{xy} pe înălțimea secțiunii transversale, în teoria de bară (diafragma considerată o consolă încastrată în fundație).

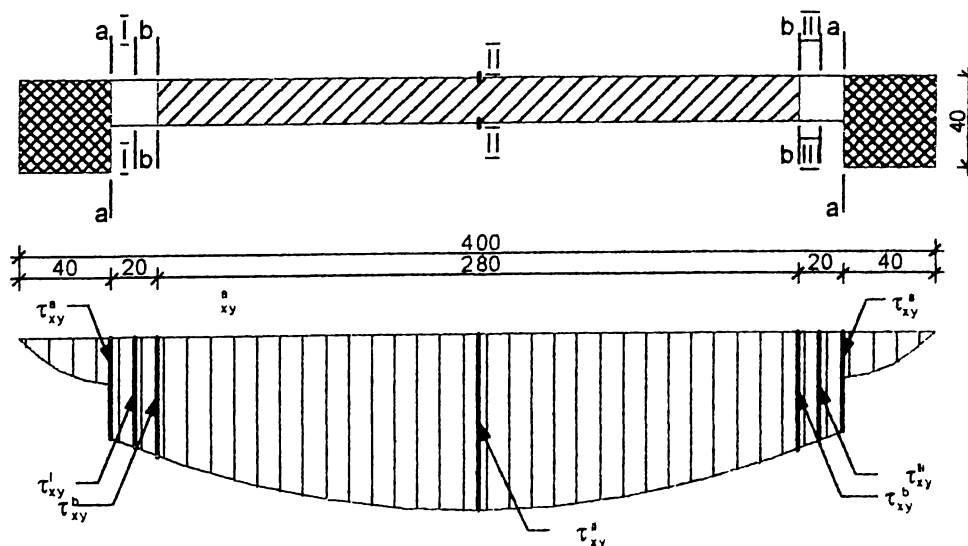


Fig.6.40 Secțiunile luate în considerare și diagrama τ_{xy}

Eforturile unitare tangențiale în secțiuni verticale τ_{xy} și normale în secțiunea transversală de la baza diafragmei σ_y , calculate în cele 4 etape sunt prezentate în următoarele figuri :

- Anexa A.6.41 - $\tau_{xy}^I, \tau_{xy}^{II}, \tau_{xy}^{III}$ în etapa E1 (DM, $Q_e = 26,3$ tf);
- Anexa A.6.42 - $\tau_{xy}^I, \tau_{xy}^{II}, \tau_{xy}^{III}$ în etapa E2 (DP, $Q_e = 26,3$ tf);
- Anexa A.6.43 - $\tau_{xy}^I, \tau_{xy}^{II}, \tau_{xy}^{III}$ în etapa E3 (DP, $Q_p = 44,0$ tf);
- Anexa A.6.44 - $\tau_{xy}^I, \tau_{xy}^{III}$ în etapa E4 (DP, $Q_r = 54,0$ tf);
- figura 6.45 - eforturile unitare σ_y în cele 4 etape;
- figura 6.46 - L^I forțele de alunecare pe nivel în etapele E1...E3;
- figura 6.47 - L^{III} forțele de alunecare pe nivel în etapele E1...E3;
- figura 6.48 - forțele de alunecare L^I și L^{III} în etapa E4.

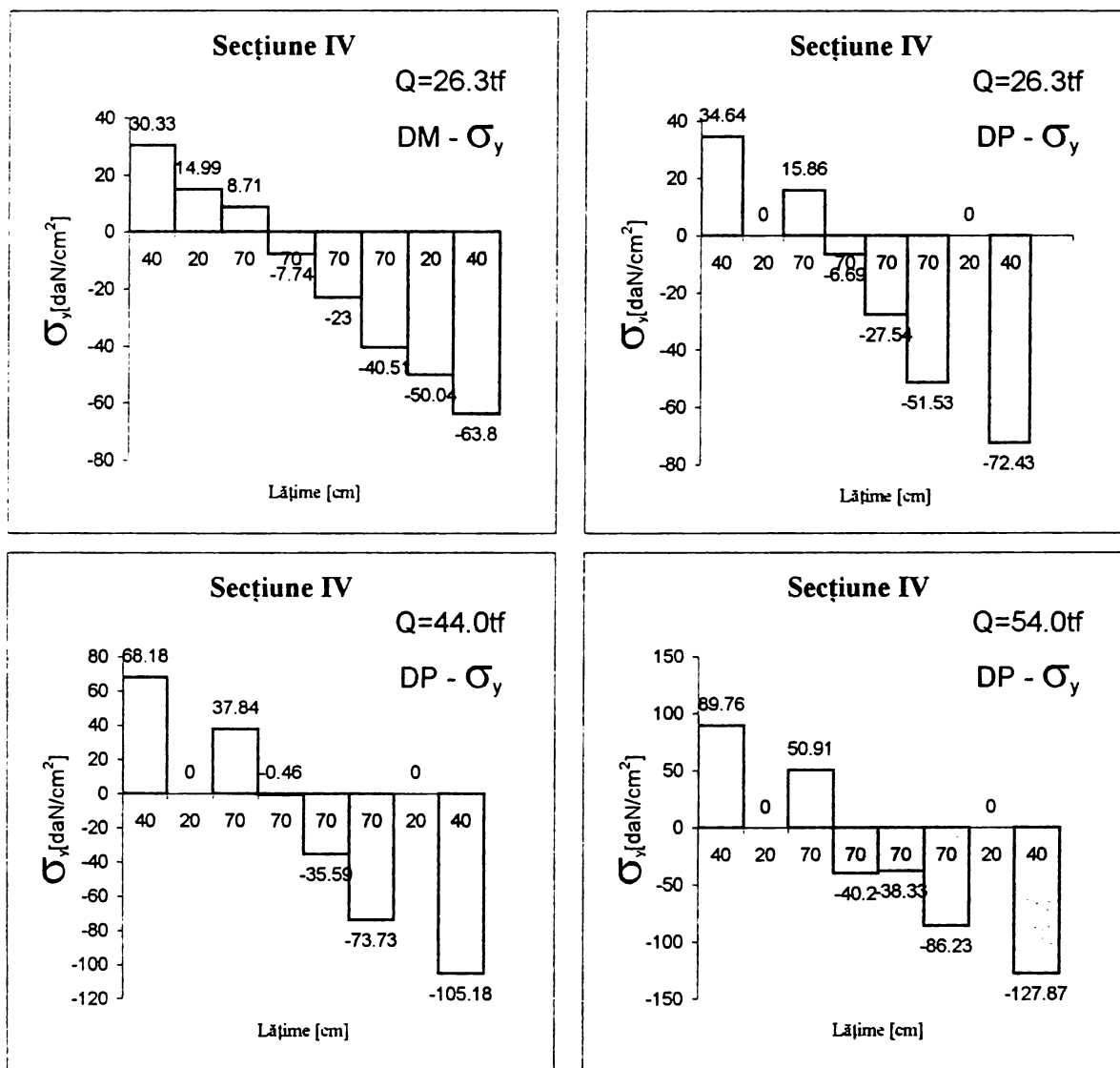


Fig.6.45 Eforturile unitare σ_y la diferite trepte de încărcare

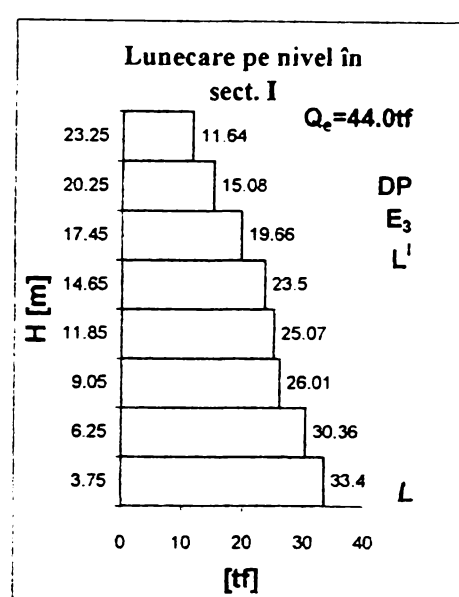
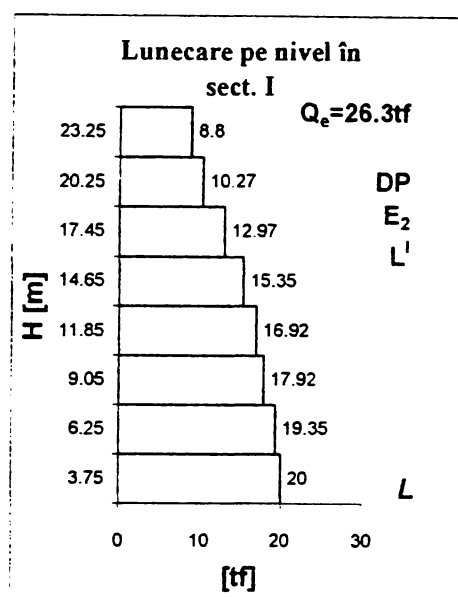
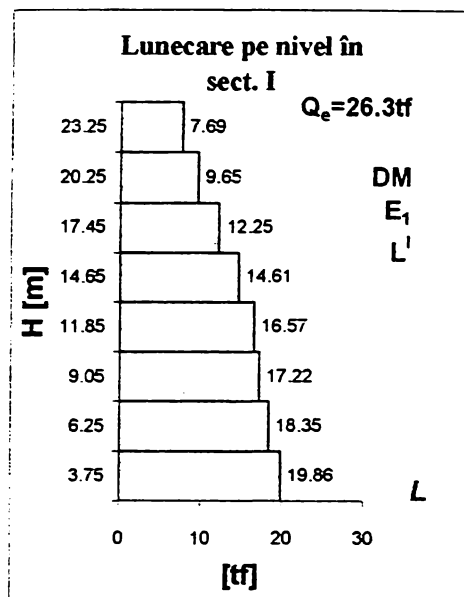


Fig.6.46 Forțele de lunecare pe nivel în etapele E₁...E₃ în secțiunea I

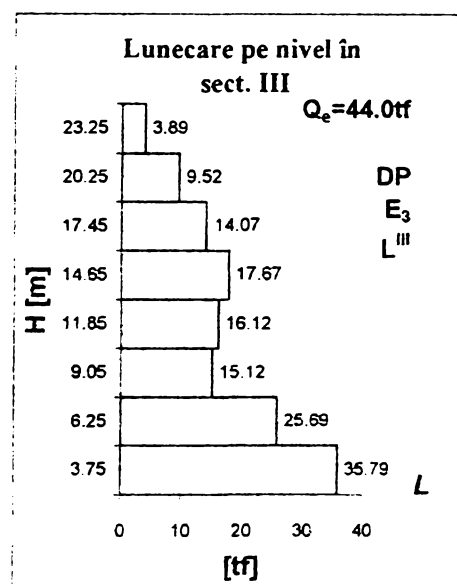
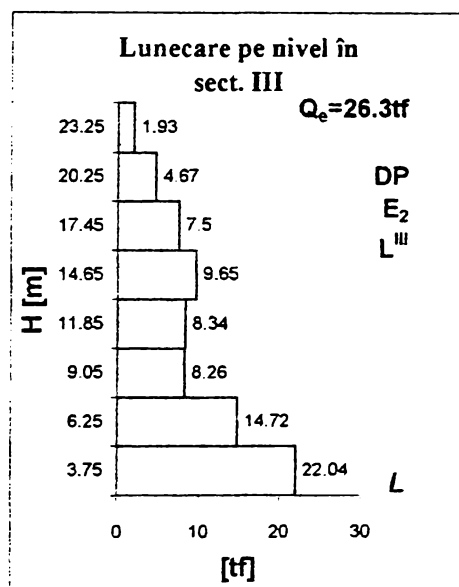
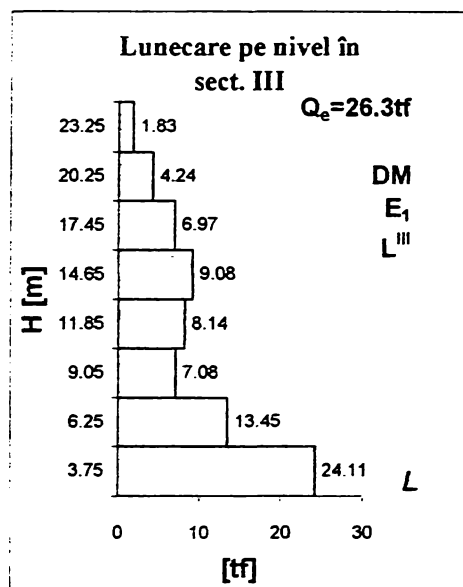


Fig.6.47 Forțele de lunecare pe nivel în etapele E₁...E₃ în secțiunea III

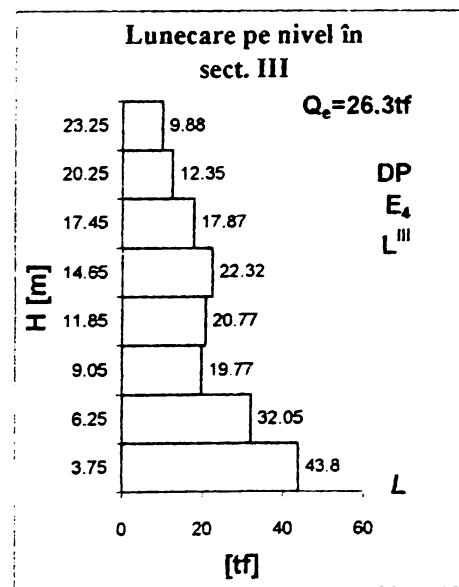
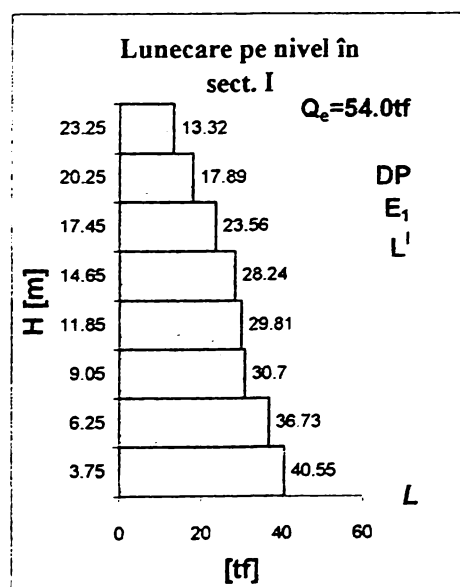


Fig.6.48 Forțele de lunecare L^I și L^{III} în etapa E₄

6.3.3 Interpretarea rezultatelor oferite de program

6.3.3.1 Monolitismul diafragmei prefabricate

Urmărind în paralel diagramele τ_{xy} , în secțiunile I; II și III la diafragma monolită și cea prefabricată, se constată că alura diafragmelor nu se schimbă de la una la alta. Acest fapt denotă o comportare calitativă identică a diafragmei prefabricate cu cea monolită. Prezența îmbinărilor verticale la diafragma prefabricată duce la o schimbare cantitativă a valorilor eforturilor τ_{xy} . În secțiunea II, de mijloc, valorile τ_{xy} ale diafragmei prefabricate cresc constant cu aproximativ 7%, față de diafragma monolită.

În îmbinările verticale creșterile eforturilor unitare τ_{xy} nu mai păstrează un caracter constant. Valorile maxime scad la diafragma prefabricată față de cea monolită, de la 4,32 daN/cm² la 4,18 daN/cm² la îmbinarea întinsă (secțiunea I) și de la 7,17 daN/cm² la 5,14 daN/cm² la îmbinarea comprimată (secțiunea III).

În general în îmbinarea comprimată eforturile unitare tangențiale cresc în diafragma prefabricată față de cea monolită.

Deși eforturile unitare τ_{xy} nu prezintă o creștere uniformă în îmbinările verticale, pentru aceeași încărcare orizontală, forțele de alunecare pe nivel – L - cresc continuu la diafragma prefabricată față de cea monolită. Aceste creșteri sunt cuprinse între (0,7 – 11,5)% în îmbinarea întinsă și între (2,4 – 16,7)% în cea comprimată.

Urmărind alura diagramelor forțelor de alunecare L, ca și la eforturile unitare τ_{xy} , la diafragma monolită și cea prefabricată se constată aceeași comportare calitativă. Acest fapt demonstrează că diafragma prefabricată se comportă ca și cea monolită.

6.3.3.2 Comportarea diafragmei la încărcări orizontale

Diafragmele de eforturi σ_y , arată comportarea diafragmei până la încărcarea orizontală totală $Q_r = 54$ tf. Rezistența la compresiune maximă în beton a atins valoarea 128 daN/cm² la încărcarea orizontală de 54 tf, corespunzătoare ruperii modelului. Conform valorii indicate de program rezistența la compresiune maximă (128 daN/cm²) este mai mică decât rezistența normală la compresiune a betonului de clasă Bc20, de 166 daN/cm². Acest efort este indicat de program la mijlocul elementului finit (la mijlocul stâlpului de 40 cm). Efortul unitar de compresiune în fibra cea mai comprimată a secțiunii este mai mare, comportarea reală indicând zdrobirea betonului în această zonă.

6.3.3.3 Comportarea îmbinărilor verticale

Spre deosebire de un calcul al îmbinărilor în teoria de bază, unde eforturile unitare τ_{xy} și forțele de alunecare pe nivel L, rezultă identice, într-un calcul bidimensional distribuția eforturilor unitare τ_{xy} în cele două îmbinări este diferită. În îmbinarea întinsă (secțiunea I) diafragmele τ_{xy} prezintă o scădere globală a eforturilor pe primele 3 niveluri, datorită schimbării grosimii îmbinării de la 15cm la 20cm.

În toate cele 4 etape de calcul, există o zonă de eforturi unitare maxime pe înălțimea nivelului IV.

Izolată, elementul finit cu efortul unitar τ_{xy} maxim este situat la cota superioară a primului nivel. Valorile maxime ale eforturilor unitare τ_{xy} pentru cele 4 etape de calcul sunt date în tabelul 6.5 următoarele:

Tabel 6.5 Valorile maxime ale eforturilor unitare τ_{xy} , în îmbinarea întinsă

Etapa de calcul	E ₁ Q=26,3 tf	E ₂ Q=26,3 tf	E ₃ Q=44 tf	E ₄ Q=54 tf.
$\tau_{xy \max}$ [daN/cm ²] în sect. I	4,32	4,30	6,80	8,24

La îmbinarea comprimată (secțiunea III) diagramele τ_{xy} prezintă aceeași scădere globală a eforturilor pe primele trei niveluri, datorită creșterii grosimii îmbinării. La această îmbinare însă, scăderea de efort locală între cota inferioară a nivelului IV și cea superioară a nivelului III este mult mai accentuată.

Zona de eforturi maxime spre deosebire de îmbinarea întinsă este situată pe jumătatea inferioară a primului nivel, iar local, elementul finit cu efort maxim este la baza îmbinării. Valorile maxime ale eforturilor unitare τ_{xy} în cele patru etape de calcul sunt date în tabelul 6.6.

Tabel 6.6 Valorile maxime ale eforturilor unitare τ_{xy} , în îmbinarea comprimată

Etapa de calcul	E ₁ Q=26,3 tf	E ₂ Q=26,3 tf	E ₃ Q=44 tf	E ₄ Q=54 tf.
$\tau_{xy \max}$ [daN/cm ²] în sect. III	7,17	5,14	7,77	9,34

Urmărind valorile din cele două tabele de mai sus, se constată că valorile maxime ale eforturilor unitare tangențiale τ_{xy} apar la îmbinarea comprimată.

6.3.4 Concluzii

1. Diafragma prefabricată se comportă similar cu o diafragmă monolită în toate cele trei etape studiate E2, E3 și E4;
2. În calculul în teoria de bară, eforturile unitare tangențiale τ_{xy} , cât și forțele de lunecare L, rezultă identice la același nivel în cele două îmbinări verticale, diagrama efortului unitar tangențial τ_{xy} pe înălțimea secțiunii transversale, prezentând o axă de simetrie la mijloc. Într-un calcul bidimensional, cu metoda elementelor finite, eforturile unitare tangențiale τ_{xy} și forța de lunecare L nu mai sunt simetrice la același nivel. Alura diagramelor τ_{xy} și L diferă de la o îmbinare la alta. Valorile maxime se obțin la baza îmbinării comprimate;
3. Efortul unitar maxim τ_{xy} la încărcarea orizontală de 54 tf, este de 9,34 daN/cm² în îmbinarea comprimată, deci rămâne sub rezistențele normată la forfecare a betonului Bc20, egală cu 20 daN/cm², ceea ce înseamnă că îmbinările verticale vor avea o comportare elastică

Conform datelor prezentate, în diafragma prefabricată până la încărcarea orizontală totală de 54 tf nu apar fisuri în îmbinările verticale, și nici cedări prin lunecare. Îmbinările se comportă elastic, asigurându-se monolitismul diafragmei.

ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE IN SITU PE STRUCTURI DE TIP SDPD ETAJATE, SOLICITATE LA ÎNCĂRCĂRI DINAMICE

7.1 Generalități

Tematica acestui capitol se referă la studiul teoretic și experimental a clădirilor de tip SDPD privite în ansamblu, într-o perspectivă spațială de comportare la solicitări seismice.

Structura prototip ce stă la baza acestor cercetări /P.28/, face parte dintr-un ansamblu de locuințe executat în municipiul Deva (proiectat sub conducerea autorului), de regim P+4E și se compune din: 5 deschideri modulare (travei) pe direcția longitudinală de 3,90 m (cea centrală de 3,60 m) și 3 deschideri modulare de 3,60 m, pe direcția transversală, așa cum se indică în figura 7.1. Înălțimea nivelurilor este de 2,80 m.

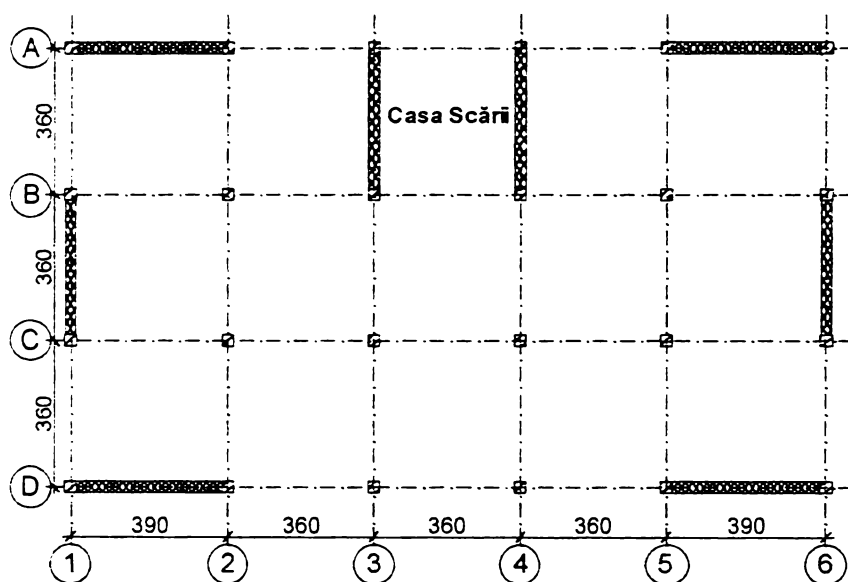


FIG.7.1. Plan structură

Structura de rezistență este formată din 4 diafragme transversale și 4 diafragme longitudinale, 24 de stâlpi (16 stâlpi - bulbi de bordare a diafragmelor și 8 stâlpi singurari) și planșee dală. Structura este integral prefabricată și realizată conform tehnologiei prezentate în capitolul 5. Evaluarea încărcărilor și dimensionările au fost făcute pentru gradul 8 de intensitate seismică.

Proiectul structurii prototip a fost analizat și acceptat de CPCP-București (la vremea respectivă) pentru testare și expertizare, în vederea extinderii clădirilor de tip SDPD în proiectarea curentă.

Modelul acestui prototip, executat la scara 1:4, cu regim de înălțime P + 4E a fost încercat pe platforma seismică de 140 tf de la Iași, pentru a se analiza comportarea la acțiuni dinamice de diferite forme și intensități în diferite stadii de lucru.

Testarea clădirilor de tip DSPD s-a făcut și in situ, pe un bloc executat și anume blocul nr. 15 din ansamblul de locuințe Bulevardul Nicolae Bălcescu din Deva (coordonator al proiectului și a execuției fiind autorul). Aceste testări s-au efectuat de INCERC-București în colaborare cu IPH-Deva în baza contractului nr. 4344/1986 și au avut ca obiectiv determinarea in situ a caracteristicilor dinamice a structurii de rezistență, ținând cont de conlucrarea ei spațială și cu elementele nestructurale.

7.2 Prezentarea modelului experimental

Modelul experimental a fost realizat pe baza proiectului structurii prototip. Având ca reper gabaritele și capacitatea de 140tf a platformei seismice de la Iași s-au aplicat următoarelor scări de similitudine:

- scara lungimilor

4

• scara modulilor de elasticitate	1
• scara coeficienților Poisson	1
• scara mesei specifice	1
• scara timp	2
• scara forțe concentrate	16
• scara deplasării	4
• scara deformații specifice	1
• scara eforturi unitare	1
• scara accelerații	1
• scara viteze	2
• scara procente din amortizarea critică	1
• scara forțe distribuite pe unitatea de suprafață	1

Modelul are elementele structurale verticale de la parter încastrate în fundații. Nu s-au practicat golurile pentru instalații prevăzute în planșee și nici pereții interiori de compartimentare și cei exteriori de fațadă, neportanți.

Tehnologia de execuție a modelului a respectat întocmai tehnologia proiectului structurii prototip, folosind dispozitive de montaj simplificate.

Detaliile specifice sunt următoarele:

- Stâlpi prefabricați dintr-o bucată pe întreaga înălțime a clădirii, cu zona de îmbinare placă-stâlp nebetonată.
- Dalele prefabricate de tip casetă, cu nervurile întoarse, înglobate în grosimea planșeului și monolitizate perimetral, pe contur, cu nervuri principale ortogonale dispuse în axele construcției pe cele două direcții.
- Diafragmele plane, cu bulbi la capete (de tip halteră) au monolitizări pe contur cu asigurarea continuității pe verticală și prin bucle laterale de stâlpii cu rol de bulbi.
- Îmbinarea placă – stâlp se execută odată cu monolitizarea planșeelor pe contur, prin subbetonare obținând nervurile principale pe cele două direcții.

Aspecte de la execuția modelului sunt prezentate în figura 7.2.

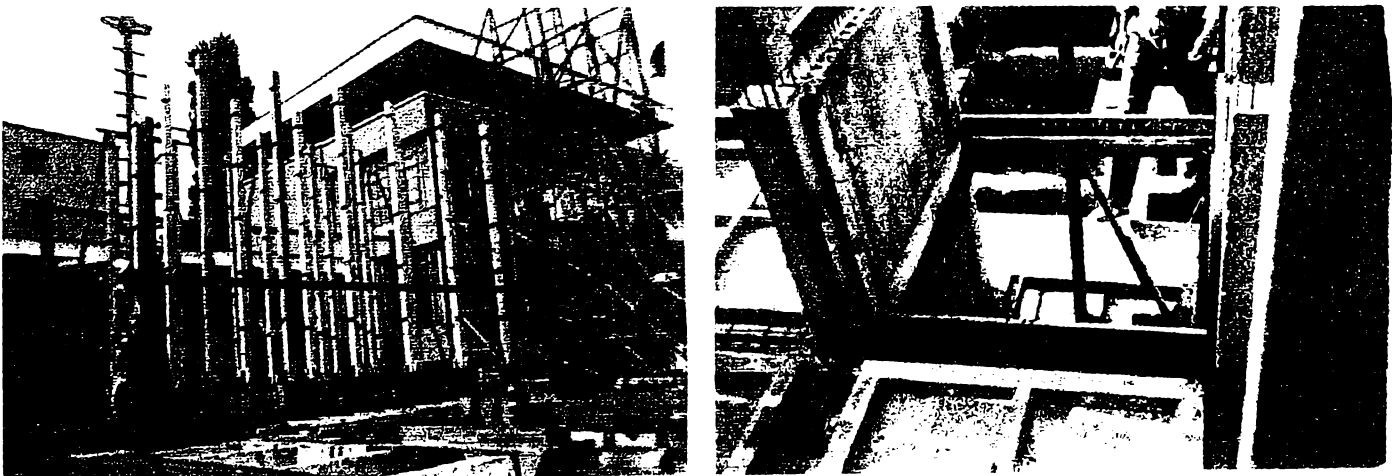


Fig.7.2 Aspecte din timpul execuției modelului

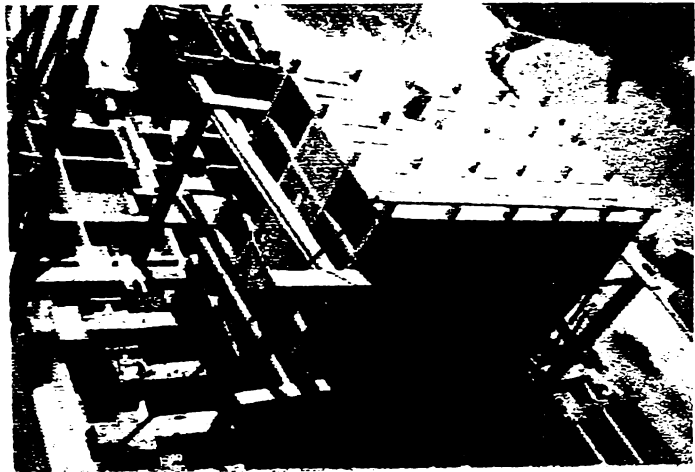


Fig.7.2 Aspecte din timpul execuției modelului

Modelul experimental a fost conceput pentru intensitatea seismică de gradul 8 pe scara MM.

Pentru a se obține scara eforturilor și a alungirilor specifice, modelul a trebuit să fie lestat astfel încât sarcina pe 1mp de suprafață desfășurată a modelului să fie egală cu sarcina corespunzătoare a prototipului, respectiv cu 1000kgf/mp.

7.3 Cercetări teoretice

7.3.1 Modelarea structurii spațiale prototip

Pentru analiza structurii spațiale prototip s-a utilizat programul CASE 06.

Ansamblul structural alcătuit din stâlpi, dala elastică și diafragme s-a considerat ca fiind compus dintr-un singur cadru spațial discretizat în elemente liniare raportate la sistemul de axe xoy, ca în figura 7.3.

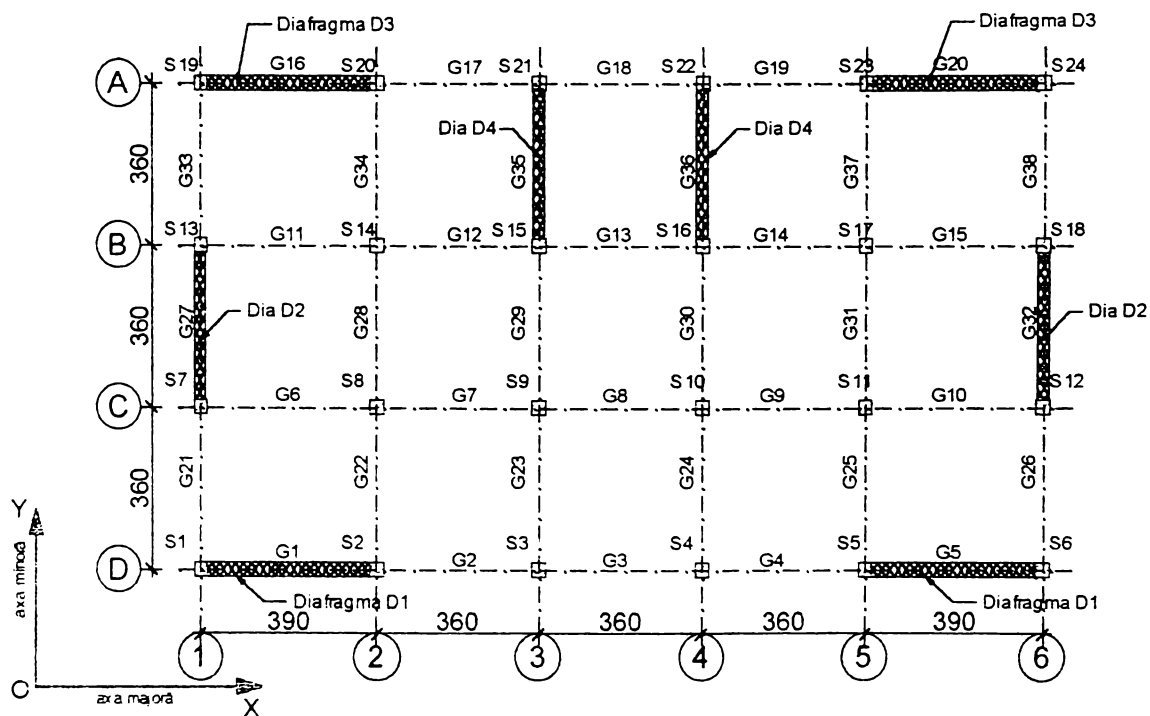


Fig.7.3 Schema de calcul

Elementele verticale ale structurii de rezistență sunt stâlpii și diafragmele continue pe înălțime celor 5 niveluri. Corespunzător ipotezelor teoretice ale programului CASE 06, planșeele sunt considerate indeformabile în plan orizontal, având rolul de șaibă rigidă, fiind continue pe toată suprafața fiecărui etaj.

Pentru toate tipurile de elemente structurale ale cadrului spațial este valabilă legea lui Hooke, valorile caracteristicilor mecanice adoptate fiind: $E=27 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ și $G=11,25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.

Deoarece structura este alcătuită din elemente prefabricate analiza s-a efectuat în trei cazuri ce urmăresc investigarea posibilităților extreme de realizare a conlucrării spațiale între elementele portante verticale prin intermediul planșeelor.

Cazul A - În această ipoteză se consideră că s-a asigurat o monolitizare perfectă între elementele prefabricate, betonul din zonele de îmbinare având aceleași caracteristici mecanice ca și cel din elementele executate industrializat. Zonele de îmbinare dintre stâlpi se consideră grinzi având înălțimea de 20cm, egală cu cea a planșeului dală. Dimensiunile secțiunilor grinzilor sînt date în tabelul 7.1.

Tabel 7.1 Dimensiunile grinzilor

Grinda	Caz	b[m]	h[m]	Nr. din fig. 7.3
G1	A	0.7	0.2	2,3,4,17,
	B	0.3	0.2	18,19,21,
	C	0.3	0.2	26,33,38
G2	A	1	0.2	1,5,16,20, 27,32,35,36
	B	0.6	0.2	
	C	0.6	0.2	
G3	A			6÷15, 28÷31, 22÷25, 34, 37
	B	0.15	0.38	
	C	0.15	0.38	

Programul are posibilitatea luării în considerare a unor noduri de lungime finită, în locul nodurilor punctuale teoretice folosite în mod curent, astfel că deschiderile de calcul ale grinzilor se pot considera egale cu :

$$L_c = L_{ax} - (W_i + W_j) \quad (7.1)$$

unde:

L_c este descrierea de calcul a grinzii;

L_{ax} - distanța dintre axele stâlpilor;

W_i, W_j - lungimea zonelor rigide teoretice existente în încastrarea reală grindă – stâlp

În cazul A s-a considerat $W_i = W_j = 0,50\text{m}$.

Cazul B - În această abordare se consideră că monolitizarea nu este perfectă, grinzile fiind încastrate la fața stâlpului, astfel încât $W_i = W_j = 0,2 \text{ m}$ (latura stâlpului fiind de 40 cm).

Lățimea grinzilor a fost redusă (tab.7.1) conform detaliilor de îmbinare. Deoarece dala nu este monolită, ci prefabricată, nu s-a luat în calcul ca lățime de grindă lățimea activă de placă, ci o lățime redusă. Bazele teoretice ale programului utilizat ca stâlpii să fie încastrați perfect în fundații.

În cele două cazuri A și B, diafragmele alcătuite în realitate din panouri prefabricate cu înălțimea egală cu a unui singur nivel, au fost considerate continue pe toată înălțimea structurii, lucrând ca și console încastrate în fundații și având rigiditate la încovoiere.

Cazul C - Ipotezele de pornire sunt considerate ca și în cazul B (monolitizare parțială) cu $W_i = W_j = 0,2\text{m}$, dar se consideră diafragmele formate din panouri de forfecare, fără rigiditate la încovoiere pe toată înălțimea structurii.

Calculul static și dinamic s-a efectuat pentru două ipoteze de încărcare cu următoarele combinații de încărcări :

- Ipoteza 1 - I_1 - combinația dintre acțiunea uniform distribuită $p=10 \text{ kN/m}^2$ și acțiunea seismică de gradul 8, aplicată paralel cu axa O_y , cu coeficienții de simultaneitate 1;
- Ipoteza 2 - I_2 - acțiunea seismică de gradul 8, pentru care programul furnizează și media pătratică a eforturilor pentru modurile de vibrație cerute. În calcul s-a luat influența primelor 3 moduri de vibrație.

Deoarece răspunsul teoretic al structurii urmează a se compara cu cel experimental, termenul de fundație s-a considerat rigid, modelul fiind încastrat în platforma seismică.

7.3.2 Rezultatele analizei teoretice

Din calculele teoretice efectuate cu programul CASE 06 s-au reținut următoarele informații, corespunzător ipotezelor prezentate:

1. caracteristicile dinamice ale structurii în cazul A, B și C, pentru primele trei moduri de vibrație, ce sunt prezentate în tabelul 7.2. Perioadele proprii în primul mod de vibrație sunt de 0,26 sec. la structura idealizată și în jurul valorii de 0,35 sec. la cele apropiate de realitate, ceea ce încadrează structura în zona structurilor semirigide, structurile rigide fiind considerate cu perioadele proprii cuprinse între 0,2...0 5 sec. /M.13/.

Tabel 7.2. Caracteristicile dinamice

Mod	Perioada	Caz
1	0.268066	A
	0.39114	B
	0.3389	C
2	0.110091	A
	0.120886	B
	0.11237	C
3	0.061499	A
	0.066007	B
	0.06655	C

2. formele modale pentru primele trei moduri de vibrație în sensul axei O_y , date în tabelul următor:

Tabel 7.3 Moduri de vibrație în sensul axei O_y

Nivel	Mod			Mod			Mod		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
5	0.143272	-0.117632	-0.092170	0.146107	0.117354	-0.091250	0.140800	-0.128100	-0.099400
4	0.122741	-0.014226	0.091697	0.122590	-0.007988	0.098330	0.127000	-0.024400	0.098800
3	0.094546	0.093069	0.109660	0.092576	0.097713	0.103809	0.103500	0.090170	0.112000
2	0.061747	0.137156	-0.064560	0.589680	0.137517	-0.073423	0.071400	0.141100	0.069000
1	0.027399	0.089597	-0.129610	0.024823	0.085150	-0.125472	0.032500	0.089700	0.127400
Caz	A – Monolitizare completă			B – Monolitizare parțială			C - Monolitizare parțială numai cu preluarea forfecării		

3. forțele seismice convenționale conform normativului P100, pentru gradul 8, pentru primele trei moduri de vibrație, ce sunt indicate în tabelul următor:

Tabel 7.4 Forțe seismice
de nivel cf. P100-92

Nivel	Mod			Caz
	1	2	3	
5	216.3	-69.65	27.61	A
	218.44	-72.22	28.22	B
	21.662	-6.503	2.959	C
4	173.72	-7.9	-25.75	A
	171.83	-4.61	-28.51	B
	19.361	-1.16	-2.746	C
3	133.89	51.66	-30.8	A
	129.76	56.38	-30.1	B
	14.936	4.292	-3.11	C
2	87.39	76.14	18.13	A
	82.65	79.34	21.29	B
	10.295	6.716	1.947	C
1	28.78	49.74	36.4	A
	34.79	49.13	36.38	B
	4.697	4.272	3.54	C

4. forțele tăietoare de bază, prezentate în tabelul 7.5:

Tabel 7.5. Forțe tăietoare
de nivel

Nivel	Mod			Caz
	1	2	3	
5	216.3	-69.65	27.61	A
	218.44	-72.22	28.22	B
	21.662	-6.503	2.959	C
4	390.02	-77.55	1.86	A
	390.28	-76.83	-0.029	B
	41.023	-7.663	0.213	C
3	523.84	-25.89	-28.94	A
	520.04	-20.46	-30.39	B
	55.959	-3.371	-2.896	C
2	611.23	50.25	-10.81	A
	602.6	58.89	-9.1	B
	66.234	3.345	0.949	C
1	650.01	99.99	25.59	A
	637.48	101.02	27.28	B
	70.951	7.617	2.59	C

5. deplasările orizontale ale centrului masiv, prezentate grafic în figura 7.4, în ipoteza a 2-a de încărcare (numai seism de gradul 8) pentru cazul A (diagrama 2A) și cazul B (diagrama 2B). Se observă o creștere a deplasărilor, deci și a flexibilității structurii, în cazul A față de cazul B (cu un monolitism parțial).

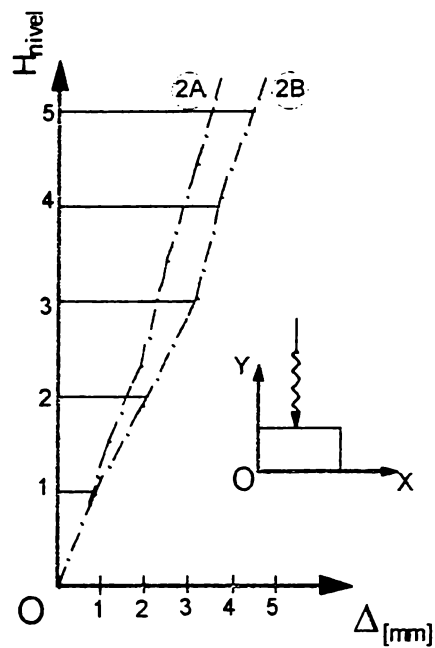


Fig.7.4 Deplasările centrului masic pe dir. Oy la acțiunea seismică

6. deplasările orizontale ale colțului "O" al structurii care reprezintă originea sistemului de axe, prezentate în figura 7.5, în cazul A în cele două ipoteze (1A și 2A) și în cazul B în cele două ipoteze (1B și 2B). În aceeași figură, în tabelul 7.6 se dau deplasările relative de nivel în aceleași ipoteze și cazuri.

Tabel 7.7. Deplasările în pct. O

Nivel	Ipoteza 1		Ipoteza 2	
	1A	1B	2A	2B
1	0.27	0.39	0.39	0.56
2	0.42	0.56	0.52	0.71
3	0.57	0.72	0.66	0.84
4	0.73	0.898	0.785	0.984

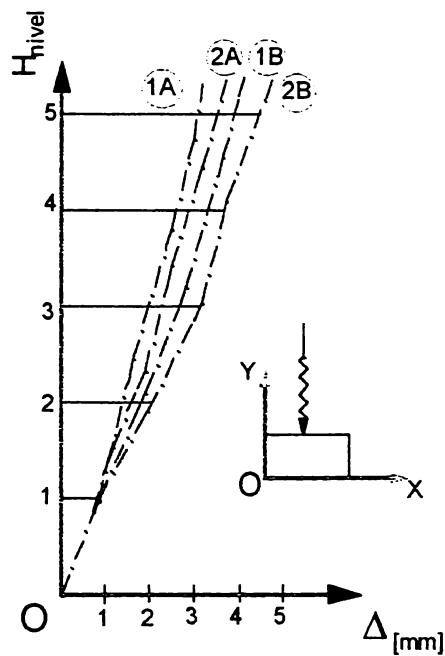


Fig.7.5 Deplasarea structurii în punctul O

7. eforturile secționale în elementele structurale pe ipoteze; menționăm că eforturile secționale la extremitățile i și j ale fiecărei grinzi sunt date nu în axul stâlpilor ci la limita zonei rigide. În figurile 7.6 și 7.7 se dau diagramele înfășurătoare ale eforturilor secționale M, N, T maxime, în cele două diafragme D1 și D2 (vezi fig. 7.2) aflate pe direcția de acțiune a seismului.

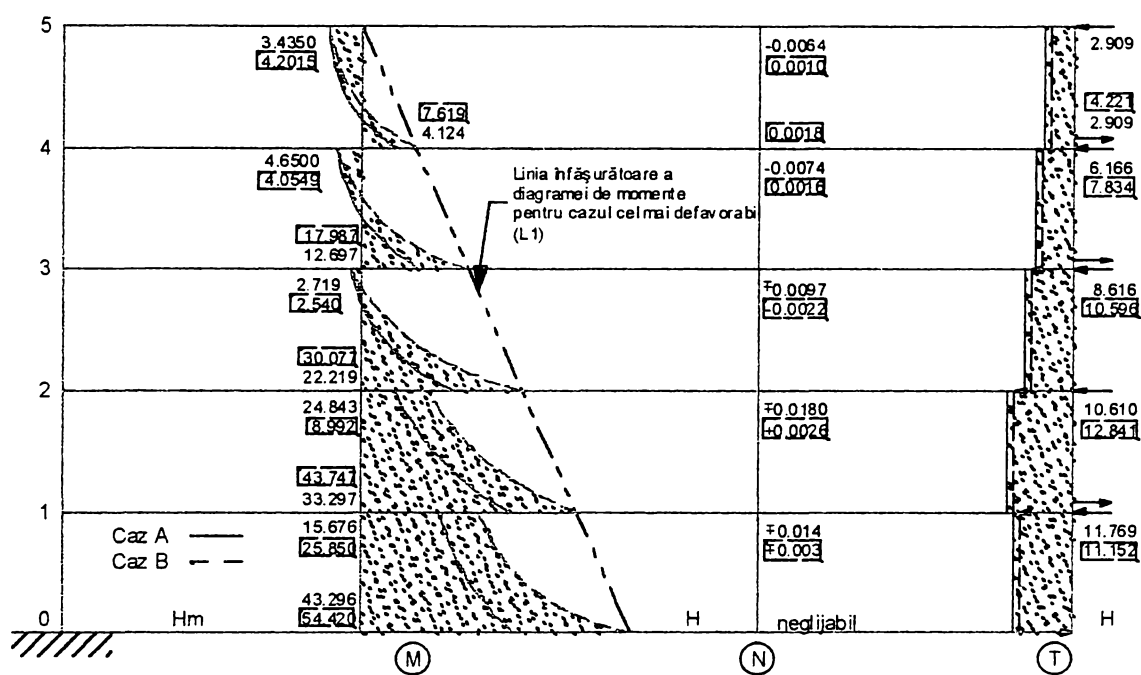


Fig.7.6 Eforturi din seism în diafragma D2

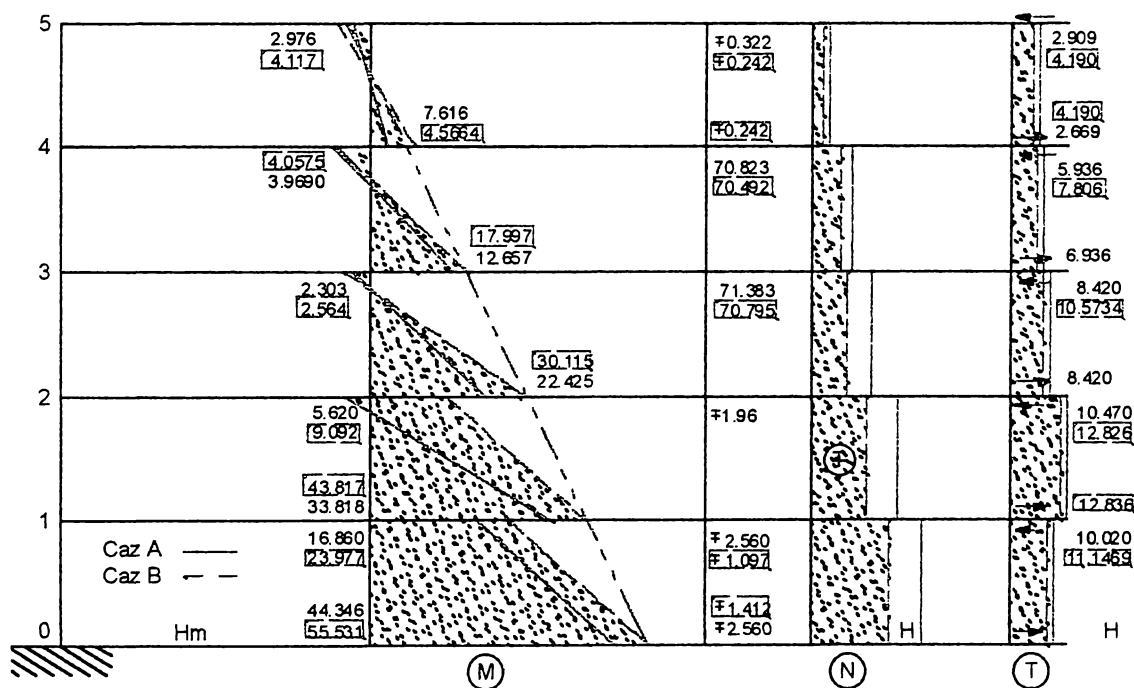


Fig.7.7. Eforturi din seism în diafragma D4

În tabelul 7.7 se arată procentual repartiția forțelor tăietoare de nivel diafragmelor și stâlpilor în cele trei cazuri luate în considerare.

Tabel 7.7. Procent de participare a forțelor tăietoare de nivel a stâlpilor și diafragmelor

Caz	Nivel	1	2	3	4	5
	Element					
A	Diafragme	69	70	73	68	47
	Stâlpi	31	30	27	32	53
B	Diafragme	76	84	85.5	95	69
	Stâlpi	24	14	14.5	7	31
C	Diafragme	77	90	77	72	78
	Stâlpi	23	10	23	28	22

Datele de mai sus arată că în toate cele trei cazuri luate în considerare, cele 4 diafragme de pe direcția de acțiune a seismului, preiau marea majoritate a forței tăietoare la fiecare nivel (valorile sunt cuprinse între 69% și 93%).

Din analiza rezultatelor se observă că este necesară corectarea modelării teoretice idealizate (caz A), corespunzător situației concrete legată de modul de execuție al structurii (caz B sau C). Structura perfect monolită, analizată de către proiectant cu programul CASE 06 a rezultat foarte rigidă, având perioada modului fundamental $T_1 = 0,26$ sec (vezi tab.7.2). În modelul respectiv riglele structurii au fost reprezentate de porțiunile de dală dintre stâlpi având lățimea egală cu lățimea activă a dalei.

Celelalte două cazuri prezentate în acest capitol au căutat să corecteze ipoteza inițială, potrivit însă cu modul de exploatare al programului CASE 06. Apreciind îmbinările cu un monolitism parțial (caz B și C) structura devine mai flexibilă, perioada modului fundamental T_1 rezultând în jur de 0,35 sec.

Din tabelul 7.2 se mai observă că ipoteza în care se consideră diafragmele ca panouri forfecate (având moment de inerție zero – caz C) conduce la o rigidizare mai mare a structurii ($T_1 = 0,34$ sec.) față de ipoteza diafragmelor flexibile, cu rigiditate la încovoiere ($T_1 = 0,39$ sec).

Datele de mai sus arată că în toate cele trei cazuri luate în considerare, cele 4 diafragme de pe direcția de acțiune a seismului, preiau marea majoritate a forței tăietoare la fiecare nivel (valorile sunt cuprinse între 69% și 93%).

Deformatele laterale teoretice (fig.7.3 și fig.7.4) indică faptul că efectul de consolă este pronunțat pe înălțimea primelor 2 nivele, ulterior conlucrarea cu stâlpii prin intermediul planșeelor rigide atenuând deplasările laterale, preponderent devenind efectul de cadru.

Modificarea rigidității riglelor structurii în cazul B a condus la majorarea eforturilor în elementele structurale, de la nivelurile inferioare mai ales, față de cazul A. Pentru ipoteza 2, efortul axial în stâlpul 10 de la parter a crescut cu 26,54% față de cazul A, iar în diafragme (la parter) crește cu 16% în cazul B față de cazul A. O creștere semnificativă are loc și în privința momentului încovoiator preluat de diafragmele de la parter, cu 24% în cazul B față de A, pentru aceeași ipoteză a acțiunii seismice de grad 8.

Deplasările relative de nivel se află în limitele prescrise de norme, existând însă o neuniformitate pe verticală, care se va accentua în realitate, datorită abaterilor de la ipoteza de șaibă rigidă specifică planșeelor realizate din elemente prefabricate

Programul CASE 06 nu ia în considerare efectul $P - \Delta$ care în cazul unor deplasări laterale mari devine important.

Ipoteza șaibei rigide adoptată unanim în calculul static și dinamic este valabilă în cazul structurilor cu diafragme dese, dispuse simetric în plan, în sens longitudinal și transversal. În cazul structurilor cu diafragme rare, studiile teoretice și experimentale au arătat că distribuția acțiunilor orizontale la diafragme este afectată de influența deformabilității planșeului în plan orizontal.

Planșeul reprezintă o grindă continuă pe reazeme elastice amplasate numai în dreptul diafragmelor verticale, așa cum se arată în figura 7.8. Din punct de vedere al modelării teoretice,

această rezemare elastică este asigurată de resorturi elastice uniform repartizate pe înălțimea clădirii în dreptul diafragmelor, stâlpii urmând să preia numai acțiunile gravitaționale.

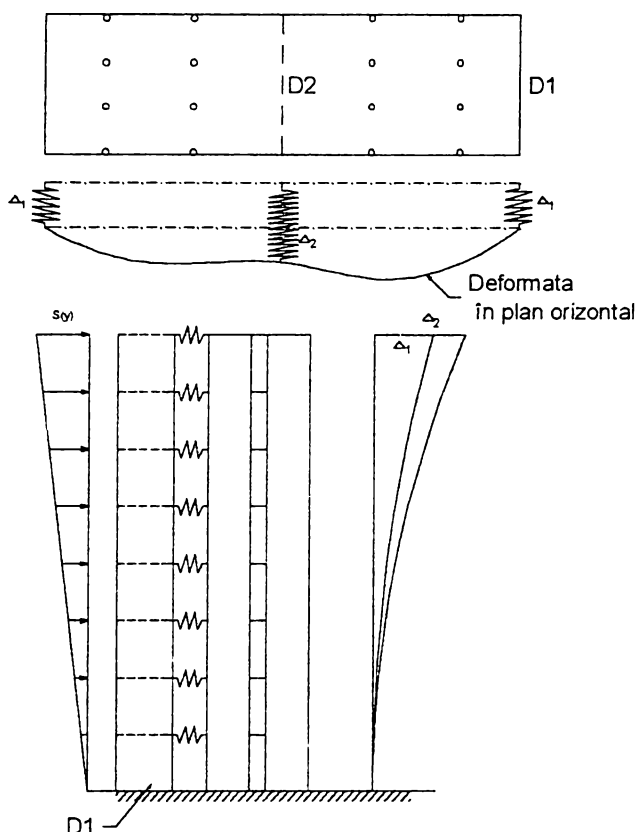


Fig.7.8. Deformata în plan orizontal și vertical

Pentru patul din fig.7.8, a rezultat o majorare cu (25-36)% a momentelor încovoietoare maxime din diafragme în cazul planșeelor elastice față de cel al planșeelor rigide, ceea ce înseamnă că aportul diafragmelor la preluarea efectului seismic scade, crescând aportul stâlpilor.

7.4 Cercetări experimentale

7.4.1 Obiectivele cercetărilor experimentale

În esență obiectivul principal este analiza comportării la acțiuni dinamice și statice a modelului experimental, în domeniile elastice și postelastice de comportare, în scopul precizării posibilităților de aplicare a sistemului structural propus în zone seismice.

Pentru a se răspunde la acest mare obiectiv a fost necesar să se analizeze în detaliu următoarele probleme:

- comportarea în diferite stadii a tuturor elementelor structurale (deformabilitate, eforturi, apariție și dezvoltare fisuri, conlucrare cu celelalte elemente);
- comportarea în diferite stadii a îmbinărilor orizontale și verticale dintre elemente;
- comportarea în diferite stadii a planșelor de contact dintre betoanele prefabricate și betoanele monolite;
- modul cum elementul de planșeu asigură efectul de șaibă necesar conlucrării între elementele verticale (deformabilitate, eforturi, mod fisurare);
- efecte secundare care eventual pot deveni periculoase (torsiuni, efecte de ordinul doi etc).

Nu s-a analizat influența deformabilității terenului de fundare. De asemenea nu s-a analizat sistemul structural pentru diferite densități ale diafragmelor, considerându-se o singură dispoziție a diafragmelor în structură.

7.4.2 Metodologia de încercare

Modelul experimental a fost supus la un program complex prezentat în tabelul 7.8. Din analiza acestui tabel rezultă că s-au făcut încercări statice și dinamice, într-o succesiune și la mărimi care să permită ca încercările dinamice să dicteze comportarea modelului.

De asemenea s-au făcut încercări pentru determinarea caracteristicilor dinamice în diferite etape de comportare, folosind șocuri de mică intensitate. În general încercările seismice au fost de intensitate progresivă, iar încercările statice, la diferite niveluri, s-au făcut la aceleași încărcări pentru a fi comparabile între ele.

În totalitate s-au efectuat 4 încercări statice, 5 încercări pentru determinarea caracteristicilor dinamice și 17 încercări dinamice din care 16 seismice și una de tip armonic.

Încercările statice și dinamice s-au făcut pe direcția transversală a modelului experimental.

Tabel 7.8. Cazurile de încărcare

Nr. Crt.	Simbol Încărcare	Tipul Încercării	Observații
1	2	3	4
1	I	Caracteristici dinamice	
2	A	Static, F=600kgf în trepte	
3	1	Seismic D1 artificial Housner $a_{0max}=0.170 \text{ m/s}^2$	
4	2	Seismic D1 artificial Housner $a_{0max}=0.250 \text{ m/s}^2$	
5	3	Seismic D1 artificial Housner $a_{0max}=0.722 \text{ m/s}^2$	
6	4	Seismic D1 artificial Housner $a_{0max}=1.108 \text{ m/s}^2$	
7	5	Seismic D2 artificial Housner $a_{0max}=1.385 \text{ m/s}^2$	
8	6	Seismic D2 artificial Housner $a_{0max}=1.110 \text{ m/s}^2$	
9	7	Seismic C1 artificial Housner $a_{0max}=1.939 \text{ m/s}^2$	
10	8	Seismic B1 artificial Housner $a_{0max}=1.717 \text{ m/s}^2$	Apariție microfisuri
11	9	Seismic A2 artificial Housner $a_{0max}=2.632 \text{ m/s}^2$	Noi microfisuri
12	10	Seismic El Centro 1940 $a_{0max}=2.775 \text{ m/s}^2$	Noi microfisuri
13	II	Caracteristici dinamice	
14	B	Static, F=600kgf în trepte	
15	11	Seismic Vrancea 1977 N-S $a_{0max}=2.775 \text{ m/s}^2$	
16	12	Seismic artificial Iași $a_{0max}=4.718 \text{ m/s}^2$	Apariție fisuri vizibile la diafragme
17	III	Caracteristici dinamice	
18	13	Seismic Vrancea 1977 N-S $a_{0max}=3.885 \text{ m/s}^2$	Apariție fisuri vizibile la stâlpi, Dezvoltat fisuri diafragme,
19	14	Seismic artificial Iași $a_{0max}=4.163 \text{ m/s}^2$	Fisuri deschise la stâlpi și diafragme parter
20	IV	Caracteristici dinamice	

1	2	3	4
21	C	Static, F=600kgf în trepte	
22	15	Seismic artificial Iași $a_{0max}=4.440 \text{ m/s}^2$	Fisuri deschise la stâlpi și diafragme parter
23	16	Armonic $a_{0max}=1.943 \text{ m/s}^2$	Deschiderea fisurilor la stâlpi și Diafragme
24	17	Seismic artificial Iași $a_{0max}=6.383 \text{ m/s}^3$	Deschiderea fisurilor la stâlpi și Diafragme
25	V	Caracteristici dinamice	
26	D	Static, F=600kgf în trepte	

Poziționare punctelor și a aparatelor de măsurare s-a făcut în concordanță cu obiectivele experimentale urmărite:

- accelerația pe direcția transversală a platformei;
- accelerația pe direcția transversală a modelului la nivelurile 1...5;
- deplasarea orizontală pe direcția transversală a platformei;
- deplasările orizontale pe direcția transversală a elementelor structurale la diferite niveluri;
- deplasările relative verticale între stâlpi (bulbi) și diafragme la nivelul 5;
- deplasările relative orizontale între dale și diafragme la nivelul doi;
- deplasările unghiulare dintre stâlpii marginali, dale și diafragme la nivelul unu;
- alungiri pe direcție verticală la baza stâlpilor;
- alungiri pe direcție orizontală la partea inferioară a dalelor, în deschideri centrale și marginale, cu și fără diafragme.

Pentru determinarea caracteristicilor dinamice s-au folosit seismometre pe direcție transversală, longitudinală sau seismometre cuplate pentru torsiune

7.4.3 Rezultate experimentale

7.4.3.1 Încercări de laborator

Aceste încercări au avut drept scop testarea unor probe preliminare pentru stabilirea unor rețete adecvate a betoanelor utilizate în modelul experimental, precum și pentru a testa betonul pus în operă și a se verifica calitățile oțelului folosit.

Rezultatele obținute sînt prezentate sintetic în tabelul 7.9. Analizând acest tabel se constată că mărcile prescrise în proiectul de model au fost realizate.

Tabel 7.9. Caracteristici măsurate ale betonului

Oțel beton STNB	Beton Bc20 (B250)			
	Stâlpi	Diafragme	Dale	Monolitizări
Rezistență de rupere [N/mm ²]	Rezistență cubică [N/mm ²]			
587	26.9	26.3	27.6	26.3
Alungire la rupere	Modul de elasticitate [N/mm ²]			
14%	27100	27000	27300	26900

7.4.3.2 Încercări statice

Încărcarea modelului cu forțe orizontale s-a realizat după aplicarea prin lestare a încărcării gravitaționale în conformitate cu ipoteza I₁ de încărcare prezentată în încercările teoretice (punctul

7.3 1), încărcare ce a rămas constantă pe parcursul acțiunilor orizontale. Două fotografii reprezentând modelul experimental lestat sunt prezentate în figura 7.9.

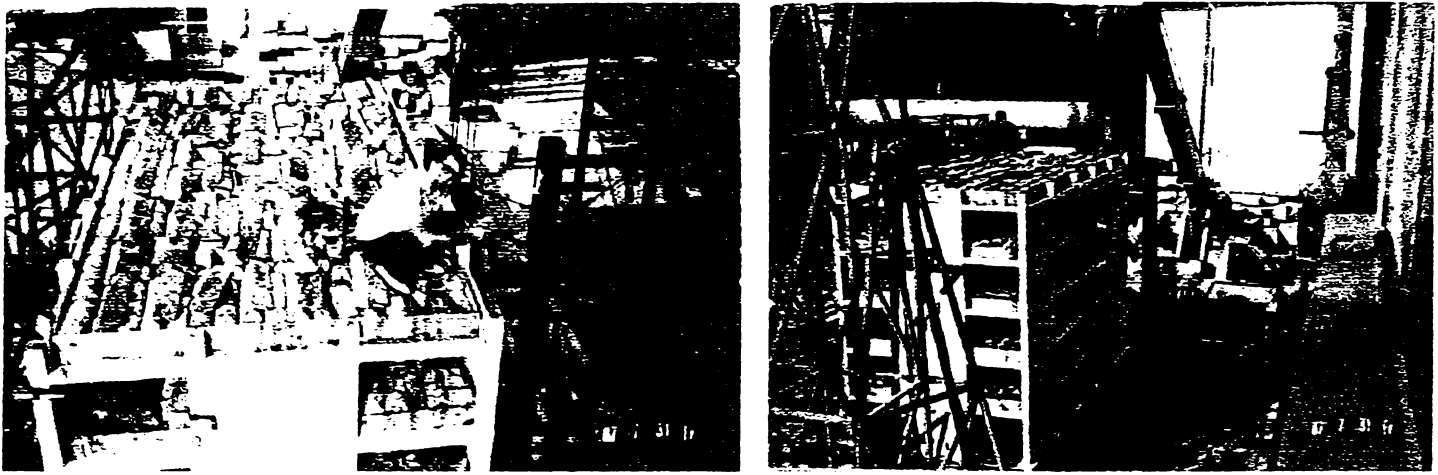


Fig.7.9 Modelul experimental lestat

Încărcarea orizontală s-a realizat cu ajutorul unei prese hidraulice, prin intermediul unor grinzi metalice rigide, ce se descarcă la nivelul planșeelor, însă punctiform, în dreptul axelor modulare verticale, asigurându-se astfel forțe egale în dreptul fiecărui ax și o deformabilitate liberă a planșeului între axe. Forțele au fost aplicate consecutiv în dreptul planșeului de la fiecare nivel, în trepte și de valori maxime egale.

Urmărind etapele de încercare prezentate în tabelul 7.8 se desprinde concepția de abordare a încărcărilor statice. Ele s-au aplicat în diferite stadii de lucru ale structurii (stadii de lucru provocate de efectele dinamice), pentru a urmări și compara degradarea rigidității structurii sub efectele acțiunilor seismice repetate :

- încercarea A (etapa a dou-a) s-a efectuat în domeniul elastic de comportare al structurii;
- încercarea B (etapa a 14-a) s-a efectuat după apariția microfisurilor în structură (etapele 10, 11 și 12);
- încercarea C (etapa a 21-a) s-a efectuat în domeniul elasto-plastic de comportare al structurii, după deschiderea fisurilor în stâlpi și diafragme (stadiul de exploatare);
- încercarea D (etapa a 26-a) s-a efectuat în etapa finală, după apariția zonelor plasticizate în structură.

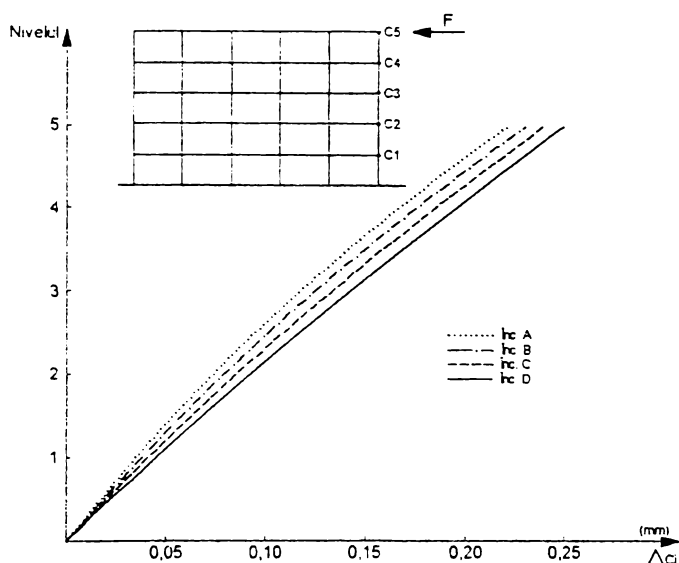


Fig.7.10 Deformate statice pentru $F_s=600\text{kgf}$

Etapele de aplicare a încercării statice s-au stabilit după modul de apariție și dezvoltare a fisurilor sub acțiunile dinamice.

Deplasările laterale ale structurii, în dreptul fiecărui nivel, pentru cele 4 încercări sunt date în tabelele A.7.1 ÷ A.7.5 din ANEXĂ.

În figura 7.10 s-au reprezentat grafic deformatele statice ale structurii în diferite stadii de comportare (A...D) pentru forța maximă de 6 KN. Din comparația lor rezultă degradarea rigidității laterale a structurii sub efectele încărcărilor dinamice, deoarece prin încercările statice nu s-au produs degradări în modelul experimental. Degradările au apărut numai la încercările dinamice.

7.4.3.3 Caracteristici dinamice

Pentru determinarea frecvenței și a procentelor din amortizarea critică (v %) pe direcție transversală, longitudinală și la torsiune, s-au efectuat încercări notate cu I...V în tabelul 7.8, în diferite stadii de lucru ale modelului (elastic – etapa 1, fisurare – etapa 13, exploatare – etapa 20 și plastic – etapa 25).

Rezultatele obținute sunt prezentate în tabelul 7.10.

Tabel 7.10. Caracteristici dinamice

Simbol Încărcare	Longitudinal		Transversal		Torsiune	
	Frecv. [Hz]	V [%]	Frecv. [Hz]	V [%]	Frecv. [Hz]	V [%]
I	6.00	1.00	6.50	1.38	5.83	1.62
II	5.67	2.08	6.50	1.73	5.67	1.81
III	5.31	2.17	6.00	3.00	5.37	2.06
IV	5.25	2.29	5.97	3.00	5.33	2.30
V	5.03	3.02	5.00	3.10	4.10	2.59

Din analiza acestor valori se constată că frecvențele au scăzut treptat, ceea ce indică o diminuare a rigidității structurii, și anume:

- pe direcție transversală de la 6,50 Hz la 5,00 Hz;
- pe direcție longitudinală de la 6,00 Hz la 5,03 Hz,
- la torsiune de la 5,83 Hz la 4,10 Hz, ceea ce reprezintă scăderi de 23% pe direcție transversală, de 16% pe direcție longitudinală și de 30% la torsiune.

În ceea ce privește procentul din amortizarea critică, acesta a prezentat creșteri cuprinse între:

- 1,38...3,10 pe direcție transversală;
- 1,00...3,02 pe direcție longitudinală și
- 1,62...2,59 la torsiune.

Aceste creșteri reprezintă mărimi de 2,24 ori pe direcție transversală, de 3,02 ori pe direcție longitudinală și de 1,60 ori la torsiune.

7.4.3.4 Încercări dinamice

Conform metodologiei expuse anterior în tabelul 7.8 s-au efectuat 17 încercări dinamice notate cu 1...17, totalizând ca durată de acționare 900 secunde și circa 70 vârfuri de accelerație peste 1 m/s^2 (în total au fost aproximativ 1200 vârfuri de accelerație). Programul experimental a cuprins încercări dinamice cu cutremure artificiale de tip Housner – Jennings, Vrancea – 1977, El Centro – 1940, artificial Iași și de tip armonic. Încercările dinamice au fost realizate cu intensități progresive. Valorile maxime a fiecărei încercări au fost:

- încercările 1 și 2 au avut gradul de intensitate seismică 5 pe scara MM;
- încercarea 3 - gradul de intensitate seismică 6 pe scara MM;
- încercarea 4 - gradul de intensitate seismică 7 pe scara MM;
- încercările 5...8 - gradul de intensitate seismică 8 pe scara MM;
- încercările 9...11 - gradul de intensitate seismică 9 pe scara MM;
- încercările 12...17 - gradul de intensitate seismică 10 pe scara MM.

Încercările au furnizat un important volum de date la toate punctele unde a fost prevăzută aparatură de măsură.

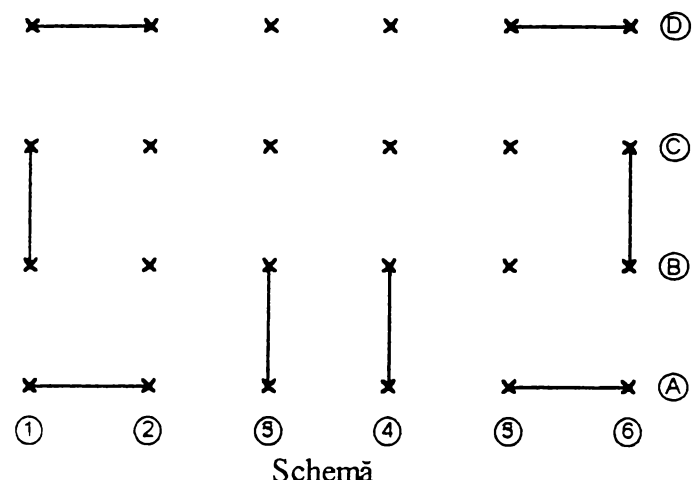
Cu valorile înregistrate se obțin răspunsurile dinamice în deplasări, accelerații, etc.

Seleționarea datelor s-a făcut pentru fiecare încercare, având în vedere parametrii reprezentativi ai răspunsului seismic global: accelerația la baza modelului și accelerațiile sau deplasările la diferite niveluri.

Se menționează faptul că răspunsul maxim în deplasări sau accelerații nu se obține la valorile maxime ale accelerațiilor sau deplasărilor platformei, ci atunci când faza și frecvența modelului sunt apropiate ca mărime de valorile corespunzătoare din mișcarea programată, după care urmează un vârf de accelerație.

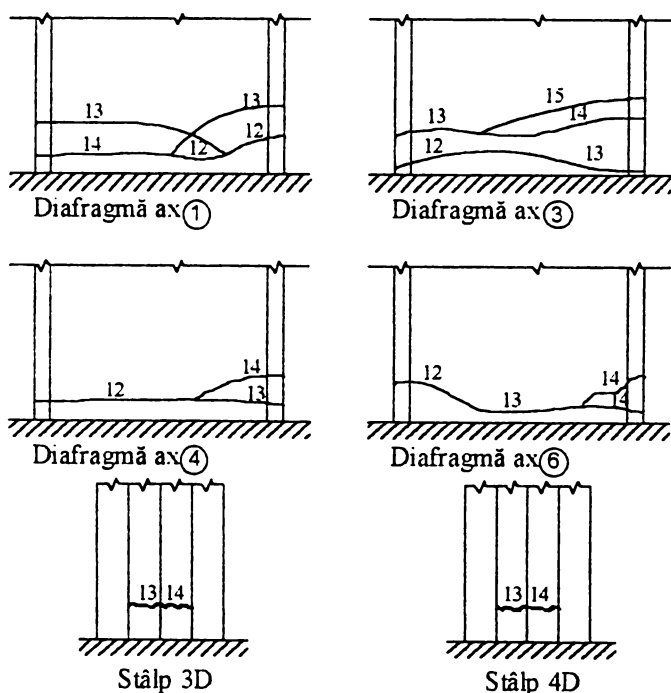
Rezultatele experimentale sintetizate după criteriile menționate sunt prezentate în tabelele A.7.6... A.7.8, ale ANEXEI.

Modul de apariție și dezvoltarea fisurilor, ce au putut fi vizualizate, este prezentat în releveul fisurilor din figura 7.11.



Microfisurarea, fisurarea și dezvoltarea fisurării s-a produs numai în elementele portante verticale, la nivelul 1, în jumătatea inferioară a lor. În restul structurii microfisurile nu s-au observat vizual. Primele fisuri au apărut la încercările 12 (la gradul de intensitate seismică 8 pe scara MM) și 13. Dezvoltarea acestor fisuri a avut loc la încercarea 13 și 14 (gradul de intensitate seismică 10 pe scara MM), pentru ca la încercările 15, 16 și 17 (gradul de intensitate seismică 10 pe scara MM) să aibă loc o mărire a deschiderii fisurilor apărute anterior. Fisurile nu au avut deschideri mai mare de 1 mm.

În figura 7.12 s-au prezentat fotografiile ale elementelor portante verticale fisurate.



Notă: Numărul de pe fisuri reprezintă nr. încercării

Fig.7.11 Releveele fisurilor la elementele verticale parter

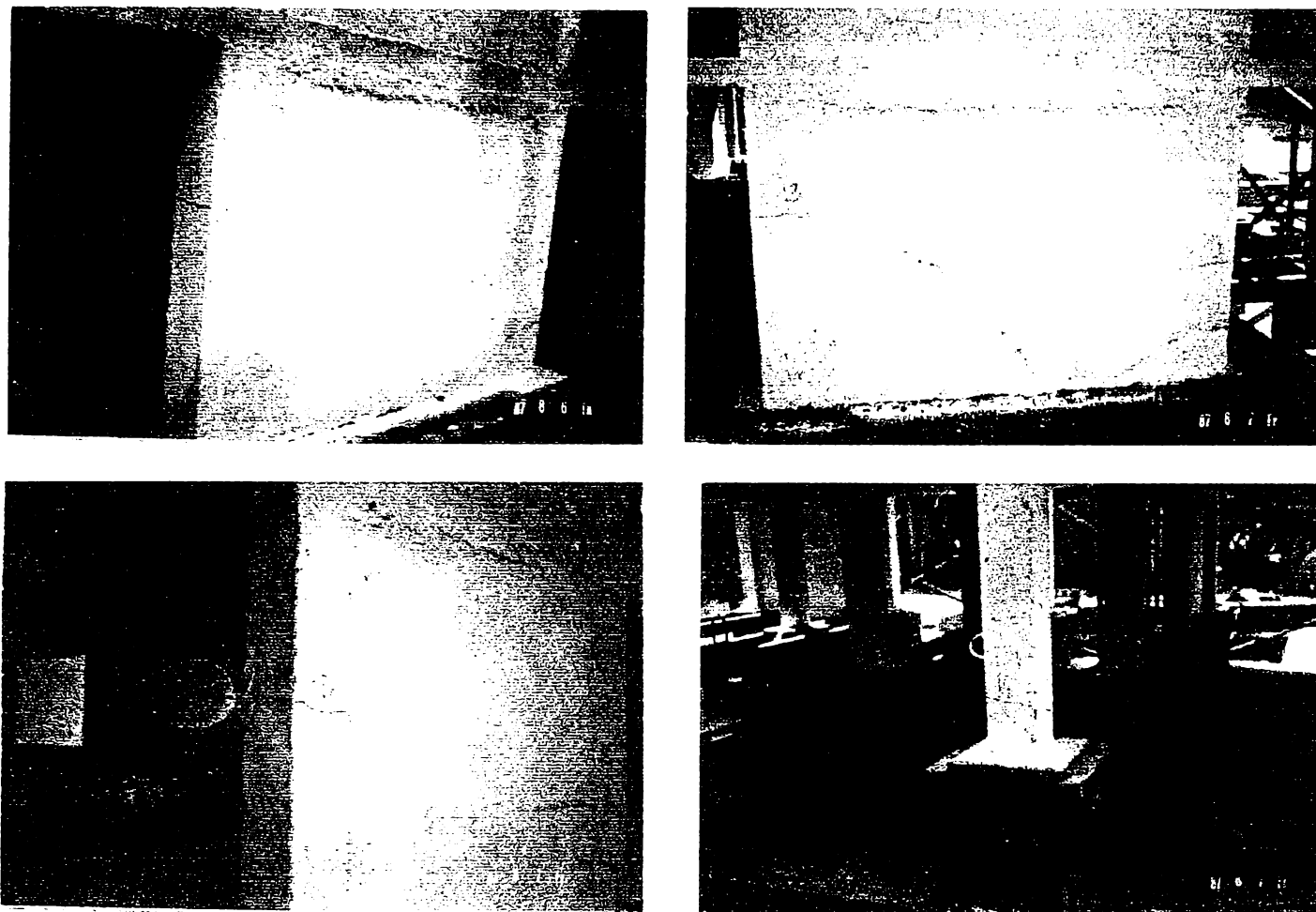


Fig.7.12 Elemente verticale fisurate

7.4.4 Interpretarea rezultatelor experimentale

La clădirile reale, la interpretarea rezultatelor se va ține cont de densitatea diafragmelor, precum și de sarcina de lezare a modelului în raport cu sarcina totală uniform distribuită pe m^2 de suprafață desfășurată a clădirii reale.

Deformatele obținute la încercările statice ne demonstrează că structura, în domeniul elastic și în exploatare (prezența microfisurilor), este o structură rigidă, planșeul lucrând ca șaibă rigidă și antrenând egal toate elemente structurale verticale ce preiau efectele încărcărilor orizontale.

După dezvoltarea fisurilor apărute la încercările seismice (etapa a 16 -a, a 12 -lea ciclu de încercări dinamice) se observă influența degradărilor la diafragmele și stâlpii de la parter. În diafragme fisurile sunt în general orizontale, cu panta de pînă la 30° spre bulbii acestora. Aceste fisuri nu au schimbat calitativ deformatele statice. Schimbările sunt doar de natură cantitativă și sunt prezentate în figura 7.13.

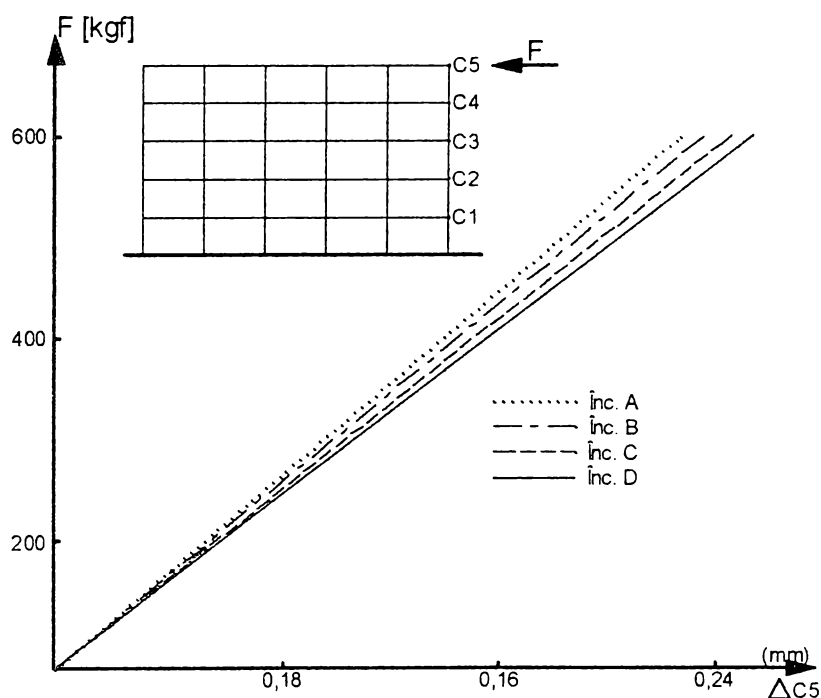


Fig.7.13. Înfășurătoarea deformatelor statice pentru forțe aplicate în trepte la nivelul 5

Deplasarea maximă a nivelului 5 reprezintă 0,11% din înălțimea modelului la apariția microfisurilor, 0,51% la apariția fisurilor și 0,92% la dezvoltarea fisurilor.

Deplasarea maximă relativă dintre niveluri reprezintă din înălțimea nivelului:

$$\frac{1}{600} \div \frac{1}{450} \quad \text{la gradul 8 de intensitate seismică;}$$

$$\frac{1}{275} \div \frac{1}{125} \quad \text{la gradul 9 de intensitate seismică;}$$

$$\frac{1}{122} \div \frac{1}{80} \quad \text{la gradul 10 de intensitate seismică.}$$

Deplasarea maximă relativă a planșeului de la nivelul 5, reprezintă din lungimea planșeului:

$$\frac{1}{4364} \div \frac{1}{2330} \quad \text{la gradul 8 de intensitate seismică;}$$

$$\frac{1}{2069} \div \frac{1}{1375} \quad \text{la gradul 9 de intensitate seismică;}$$

$$\frac{1}{918} \div \frac{1}{309} \quad \text{la gradul 10 de intensitate seismică.}$$

Toate valorile deplasărilor sunt sub limitele admise.

Degradarea rigidității pe structură în stadiul final de comportare, a rezultat de 12,5%, din care la nivelul parterului s-a produs un quantum de 31%. Acest lucru demonstrează că plasticizarea structurii se realizează, în primul rând la baza diafragmelor și apoi la baza câtorva stâlpi, cea ce denotă existența unei structuri destul de rigidă cu o deformare în preponderență de consolă – concluzia : o rigiditate prea mare a diafragmelor (se poate dispune o rețea mai rară de diafragme).

Din încercările privind determinarea variației caracteristicilor dinamice (notate cu I, II, III, IV, V în tabelul 7.9) s-au sintetizat următoarele date:

- frecvența pentru stadiul final a scăzut cu 23% pe direcție transversală, cu 16% pe direcția longitudinală și cu 29% la torsiune;
- procentul din amortizarea critică pentru stadiul final a crescut cu 125% pe direcție transversală, cu 202% pe direcția longitudinală și cu 56% la torsiune.

Rezultă că deși modelul a fost acționat transversal, el a prezentat influențe importante și pe direcția longitudinală. De asemenea, se remarcă sensibilitatea la torsiune a structurii.

Din analiza globală a rezultatelor obținute la încercările seismice sintetizăm următoarele concluzii:

1. În planșee și în suprafețele de contact beton prefabricat - beton monolit nu au apărut microfisuri, monolitismul îmbinărilor fiind foarte bun;
2. La primele 8 încercări dinamice modelul prezintă la ultimul nivel o accelerație amplificată a accelerației de bază; această amplificare reprezintă în medie 22% din accelerația de bază. Începând cu încercarea 9 amplificarea scade, pentru ca de la încercarea 12 accelerația la nivelul 5 să fie apropiată de accelerația de bază. Acest lucru arată că structura se apropie de o structură rigidă;
3. Zonele plasticizate au apărut doar la baza diafragmelor și a stâlpilor din aceleași axe cu diafragmele transversale;

7.5 Determinarea in situ a caracteristicilor dinamice la clădirea de tip SDPD a blocului nr. 15 din ansamblul de locuințe B-dul N. Bălcescu din Deva

Cercetările prezentate s-au efectuat de către INCERC-București în colaborare cu IPH-Deva (reprezentat prin autor) în baza contractului nr. 4344/1986.

Având în vedere limitele ipotezelor de calcul cât și limitele încercărilor experimentale pe platforma seismică de la Iași, în ce privește modelarea statică și efectele de reducere la scară și din dorința de a extinde utilizarea clădirilor tip SDPD, datorită avantajelor pe care le prezintă, s-a considerat oportună o investigare experimentală a caracteristicilor dinamice ale structurii de rezistență.

Măsurătorile s-au executat în două etape, pentru a pune în evidență și aportul elementelor nestructurale în comportarea dinamică de ansamblu a structurii. Prima etapă experimentală s-a desfășurat după executarea structurii de rezistență. Iar a doua după executarea pereților de închidere și de compartimentare.

7.5.1 Prezentarea structurii

Structura expertizată este o structură complet prefabricată, de tip SDPD, realizată conform tehnologiei prezentate în capitolul 5, cu un regim de înălțime de P+4E. Dalele prefabricate au intradosul plan și extradadosul nervurat, spațiile dintre nervuri fiind umplute cu termoizolație.

Este o structură de tip bară având 10 travei de 3,90m și 3,60m în sens longitudinal și trei deschideri de 3,90m în sens transversal, așa cum se vede în figura 7.14 și acoperiș de tip terasă.

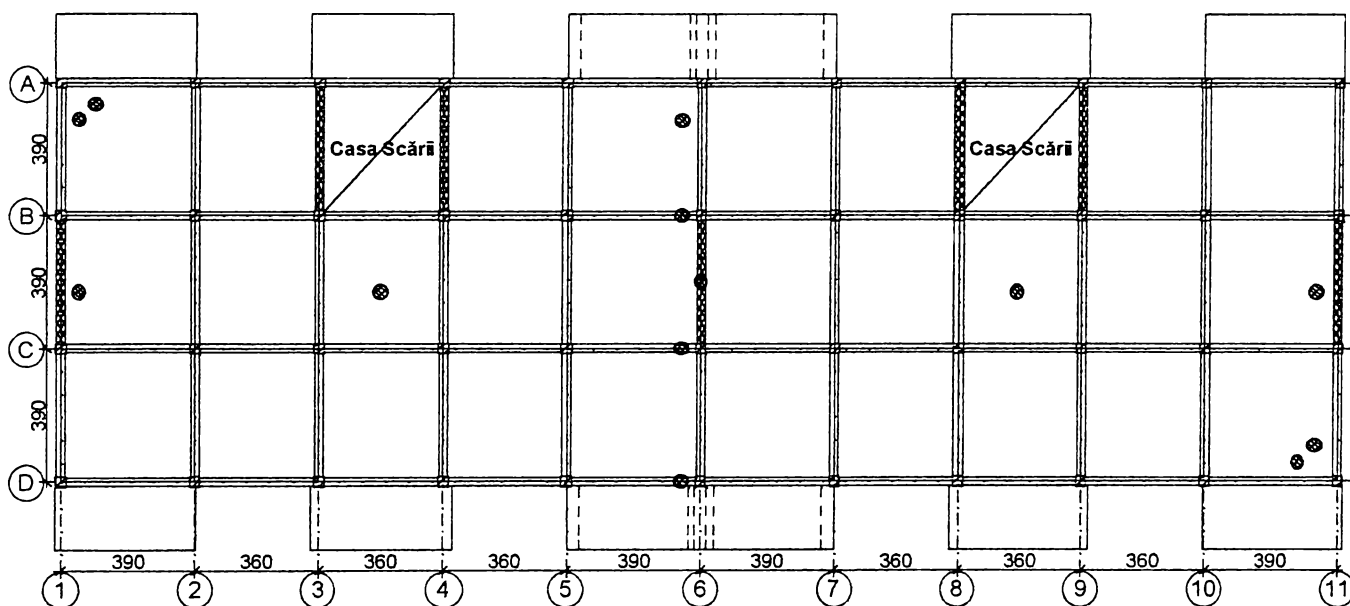


Fig.7.14 Schema de amplasare a captatorilor

Structura duală este realizată prin amplasarea a 7 diafragme prefabricate pe direcția transversală, în cei doi pereți de calcan (axele 1 și 11) în pereții ce mărginesc casa scării (axele 3, 4, 8, 9) și în peretele median (ax 6). Această amplasare a diafragmelor a rezultat din rațiuni de conformare duală și arhitecturale.

Pe direcție longitudinală sunt amplasate diafragme moi pe cele două fațade, constituite din panouri mari de închidere din zidărie de BCA cămășuite în fabrică pe ambele fețe cu un strat din beton armat de 5cm grosime. Conlucrarea dintre pereți și planșee se realizează prin conectări din oțel beton sub formă de bucle și suprafețe amprentate.

Efectul conlucrării se evidențiază prin măsurătorile înregistrate la acțiunea agitației microseismice și a perturbațiilor în teren pe structura de rezistență asociată cu panourile de închidere și fără ele.

Conlucrarea dintre panourile de fațadă și stâlpii cadrelor s-a realizat prin simple monolitizări verticale fără conectorii din armătură sub formă de bucle.

7.5.2 Metodologia de lucru și aparatura utilizată la măsurarea și prelucrarea datelor

Metodologia de lucru a constat în înregistrarea și prelucrarea răspunsului structurii, exprimat în deplasări de oscilație, la 4 tipuri de acțiuni:

1. acțiunea agitației microseismice induse de teren (măsurători efectuate când nu se lucrează pe șantier);
2. acțiunea agitației microseismice și a perturbațiilor induse în teren de activitatea industrială din zona șantierului;
3. aplicarea unor șocuri la nivelul planșeului terasei prin lovirea clădirii cu un planșeu suspendat în macara;
4. excitarea vibrațiilor proprii în modul fundamental cu ajutorul energiei umane, prin balansarea corpului a două persoane în fază cu oscilația structurii, oscilație pusă în evidență de un aparat înregistrator de vibrații.

Agitația microseismică a terenului reprezintă un factor important pentru studiile privind caracteristicile dinamice ale unei structuri. Clădirea este antrenată prin intermediul fundațiilor în procesul de oscilație permanentă de slabă intensitate, cunoscut sub denumirea de oscilație microseismică. Oscilația microseismică la nivelul terenului are un caracter aproape staționar în absența unei excitații seismice acute. Aceste oscilații pot fi modelate ca mișcări aleatoare staționare cu spectru continuu (combinație liniară continuă de mișcări sinusoidale ce reprezintă componentele spectrale ale terenului).

Construcția antrenată în mișcare se comportă ca un filtru dinamic, amplificând componentele spectrale de frecvențe apropiate celor proprii și atenuându-le pe cele depărtate de frecvențele proprii.

Din punct de vedere energetic, la nivelul terenului energia de oscilație este distribuită relativ uniform într-un domeniu larg de frecvențe, în timp ce la diferitele niveluri ale construcției energia de oscilație este distribuită în vecinătatea frecvențelor proprii. În consecință, analiza înregistrărilor mișcării unei construcții excitate de agitația microseismică permite să se identifice direct frecvențele proprii ale acesteia.

Al treilea tip de acțiuni s-a aplicat pentru determinarea amortizării sistemului oscilant format de structură – teren, prin utilizarea unei excitații mai puternice asupra clădirii. S-au aplicat șocuri la nivelul planșeului terasei prin lovirea clădirii cu un planșeu suspendat în macara. Aceste șocuri produc un răspuns tip vibrație liberă amortizată pentru un sistem cu un grad de libertate, care permite determinarea directă (din domeniul timp), atât a perioadei proprii de vibrație cât și a fracțiunii din amortizarea critică a sistemului oscilant.

Al 4-lea tip de acțiuni, prin excitarea vibrațiilor proprii în modul fundamental cu ajutorul energiei umane, realizează o excitație de cvasirezonanță, care produce un răspuns mult amplificat al clădirii. După oprirea excitației umane se produce vibrația liberă a sistemului oscilant care permite calcularea perioadei proprii fundamentale și a fracțiunii din amortizarea critică.

Această metodă a dat rezultate numai în cadrul primei etape (structura neechipată cu pereți de închidere și de compartimentare) pe direcție longitudinală, când forța de amortizare, ce echilibrează acțiunea exterioară în regim de rezonanță, a fost minimă.

Aparatura necesară interceptării și prelucrării semnalelor electrice care reprezintă vibrațiile sistemului oscilant structură-teren este de mare sensibilitate și complexitate. Captatorii de vibrații amplasați pe structură livrează o tensiune electrică proporțională cu viteza de oscilație a punctului

unde sunt amplasați. Semnalul electric este introdus într-un sistem de condiționare, unde este filtrat, amplificat și integrat, în funcție de necesitățile lanțului de achiziție – prelucrare.

Semnalele condiționate sunt înregistrate pe bandă magnetică. În timpul înregistrării oscilațiile pot fi vizualizate pe un osciloscop sau redade pe un înregistrator cu hârtie.

Datele înregistrate pe teren se prelucrează în laborator cu sistemul de prelucrare în domeniul timp și/sau în domeniul frecvență.

Prelucrarea în domeniul timp constă în redarea semnalului pe un inductor cu hârtie, pe care există o bază de timp adecvată.

Este foarte util să se redea sincron mai multe canale, pentru a avea o imagine completă a modului de deformare spațial a structurii. De asemenea, în domeniul timp se mai pot face prelucrări pentru punerea în evidență a tipurilor caracteristice de oscilații prin efectuarea de sume sau/și diferențe ale semnalelor înregistrate sincron în diferite puncte. Astfel se pot decupla din oscilațiile de translație-torsiune prin efectuarea sumei - translația, iar prin efectuarea diferenței - torsiunea.

Prelucrarea în domeniul frecvență constă în analizarea semnalelor, devenite periodice, prin ciclare într-o memorie magnetică într-un analizator spectral, pentru identificarea componentelor Fourier dominante, care corespund principalelor moduri de oscilație ale sistemului.

Principalele caracteristici tehnice pentru aparatura utilizată sunt:

Captator seismic de viteze RANGER SS-1

- perioada proprie $T_n = 1$ secundă;
- sensibilitatea în circuit deschis 340 Vs/M;
- domeniul de frecvență 1 ... 100 Hz;
- fracțiunea din amortizarea critică 0,70;
- semnalul electric furnizat este direct proporțional cu viteza de oscilație a punctului de măsurare.

Condiționator de semnal SC-1 KINEMATRICS

- domeniul de frecvență 1 ... 100 Hz;
- semnalul electric venit de la captator poate fi amplificat cu de 200... 100 000 de ori, în trepte de câte 6 dB, cu posibilități de integrare și derivare simultană pe 4 canale;
- posibilități de filtrare cu filtre reglabile în trepte.

Casetofon TEAC R-81

- domeniul de frecvență 0,1... 5 000 Hz;
- 7 canale simultane de înregistrare și redare.

Analizator spectral HP 3580 A

- posibilități de analiză în diferite domenii de frecvență (spectre Fourier);
- ieșiri pentru redarea grafică a spectrelor.

Oscilograf POB 12-M

- 6 canale simultane cu galvanometre GB III integratoare;
- investigare pe hârtie foto ;
- posibilități de atenuare a semnalului de 2, 5, 10, 20, 50 și 100 de ori;
- baza de timp 0,1 secunde.

7.5.3 Programul măsurătorilor experimentale

Având în vedere importanța anticipată a rezultatelor pentru evidențierea instrumentală a aportului elementelor nestructurale în caracteristicile dinamice finale ale construcției, s-a alcătuit un program de măsurători care să ofere un grad ridicat de încredere valorilor obținute experimental.

În acest sens, pe lângă modurile de amplasare a captatorilor pentru evidențierea cât mai clară a diferitelor tipuri de oscilații corespunzătoare principalelor proprietăți dinamice ale structurii s-au utilizat și surse de excitație artificială a vibrațiilor structurii, de o intensitate mult mai mare decât cea oferită de agitația microseismică permanentă a terenului (acțiunile de tip 3 și 4).

Astfel, în cadrul etapei I pentru determinarea deformabilității structurii de rezistență s-au efectuat 11 măsurători utilizându-se captatori seismici care au permis înregistrarea sincronă a oscilațiilor în șapte puncte diferite.

Planul amplasării captatorilor este prezentat schematic în figura 7.14. În figurile 7.15, 7.16, 7.17 și 7.18 sunt arătate montajele utilizate pentru determinarea deformabilității structurii atât în plan orizontal cât și în plan vertical.

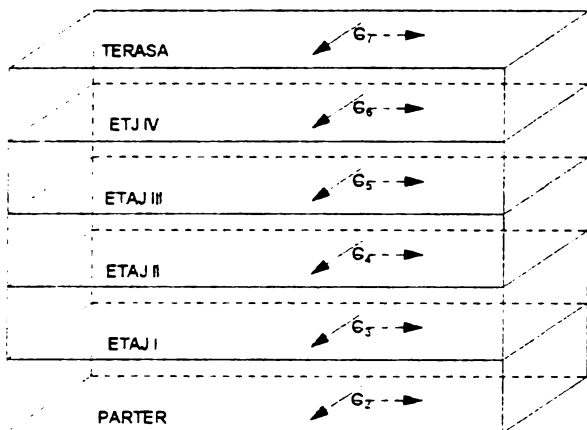


Fig. 7.15 Amplasarea captatorilor pentru determinarea formelor proprii de vibrații - Etapa I

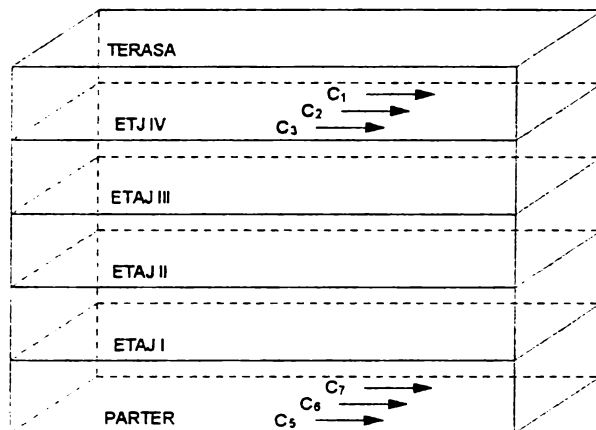


Fig. 7.16 Amplasarea captatorilor pentru determinarea translației longitudinale și componente de torsiune - Etapa I

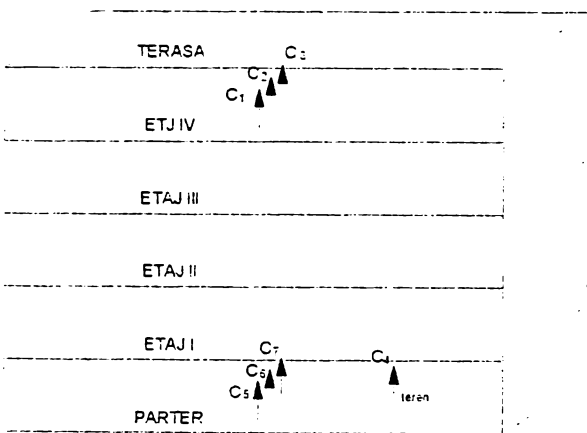


Fig. 7.17 Amplasarea captatorilor pentru determinarea translației transversale și componente de torsiune - Etapa I

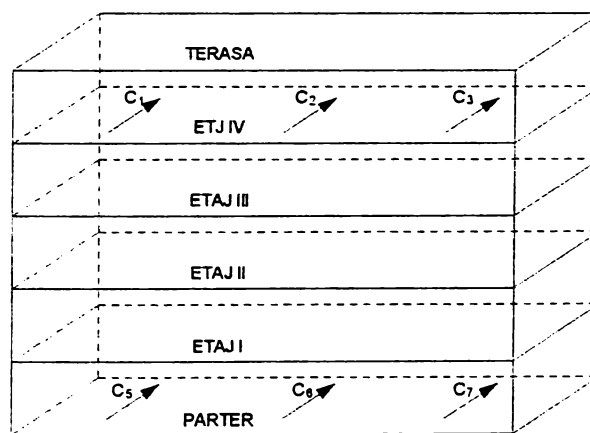


Fig. 7.18 Amplasarea captatorilor pentru determinarea rotirii în plan vertical-transversal - Etapa I

Aceste montaje permit identificarea următoarelor caracteristici dinamice ale structurii:

- formele proprii de oscilație de translație pe direcțiile principale de rezistență (transversală și longitudinală);
- perioadele proprii de oscilație corespunzătoare formelor proprii;
- perioada proprie de rotire în plan orizontal (torsiune de ansamblu);
- perioada proprie de rotire în plan vertical;
- fracțiunea din amortizarea critică a oscilațiilor structurii.

Măsurătorile în cadrul etapei a II-a s-au efectuat cu patru captatori datorită indisponibilității aparentelor cauzate de efectuarea simultană de măsurători în București după seismul din 31 august 1986.

Numărul mai redus de aparate nu a influențat nefavorabil programul de determinare, mai ales că în această etapă clădirea era practic completă, cu zidurile exterioare și de compartimentare executate.

Schemele de amplasare a aparatelor de măsură utilizate în etapa a II-a, suplimentar față de cele din prima etapă sunt prezentate în figurile 7.19, 7.20, 7.21 și 7.22.

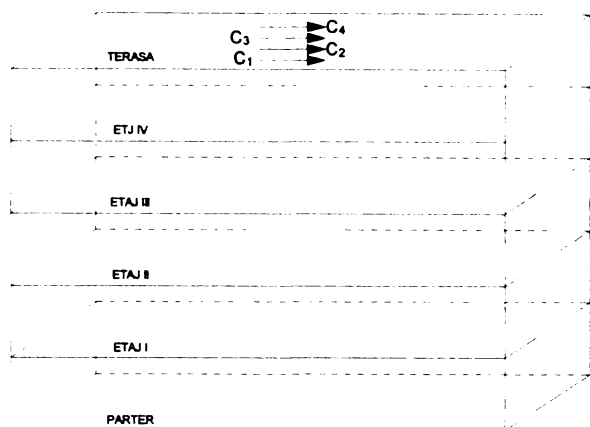


Fig.7.19 Amplasarea captatorilor pentru determinarea rotirii în plan orizontal-transversal - Etapa II

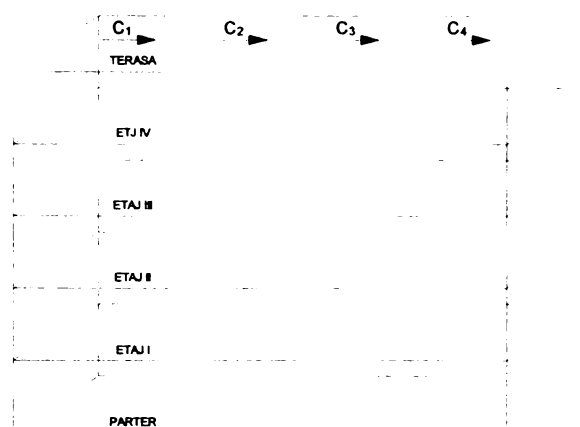


Fig.7.20 Amplasarea captatorilor pentru verificarea indeformabilității în direcție longitudinală - Etapa II

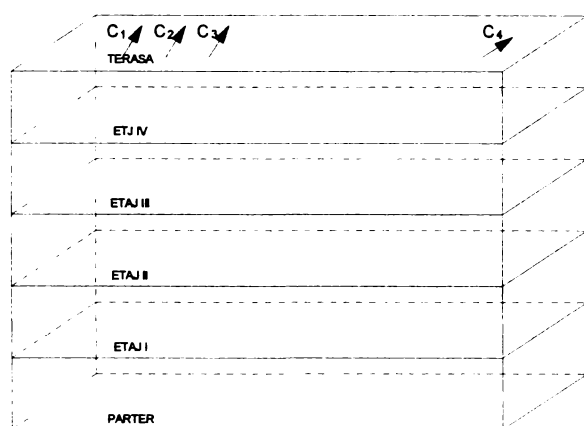


Fig.7.21 Amplasarea captatorilor pentru determinarea deformabilității în plan orizontal-longitudinal - Etapa II

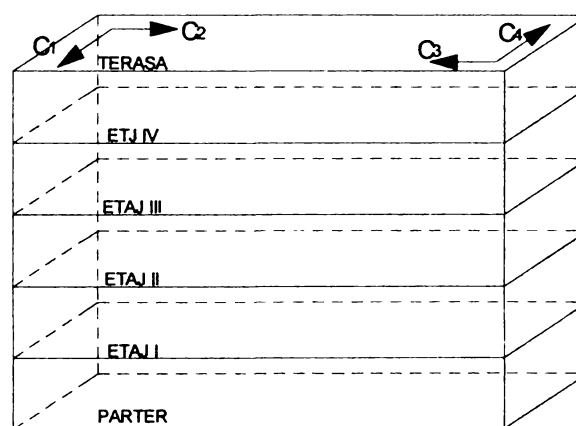


Fig.7.22 Amplasarea captatorilor pentru verificarea decuplării mișcărilor de translație și a torsiunii de ansamblu - Etapa II

7.5.4 Rezultatele încercărilor experimentale

Având în vedere numărul mare de date experimentale obținute în cadrul celor două etape de determinare s-au selecționat pentru ilustrare grafică numai cele mai reprezentative rezultate.

Pentru urmărirea mai ușoară a acestora, pe figurile în care sunt reprezentate vibrograme sunt înscrise toate elementele necesare identificării punctelor de măsură: etapa, direcția pe care s-a efectuat înregistrarea vibrațiilor, amplasarea captatorilor de vibrații în plan și pe verticală, tipul de excitație al oscilațiilor structurii, baza de timp.

7.5.4.1 Rezultate obținute în etapa I-a

În figura 7.23 sunt redată vibrogramele obținute pentru excitația microseismică, prin investigarea sincronă a oscilațiilor pe direcție transversală, în punctele amplasate în centrul geometric al nivelului curent (cadru transversal 6, interax B-C). Se remarcă caracterul sincron al

oscilațiilor și existența unei singure frecvențe dominante. Măsurătorile obținute pe direcție transversală în același punct, dar sub acțiunea șocurilor produse de lovirea structurii la nivelul terasei cu un panou de planșeu suspendat în macara, sunt prezentate în figura 7.24.

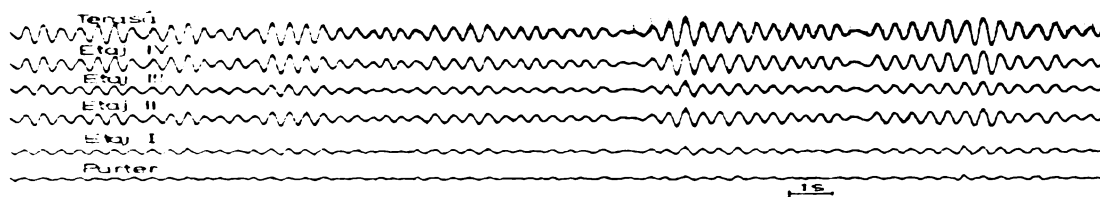


Fig. 7.23 Vibrațiile transversale din excitație microseismică – Etapa I

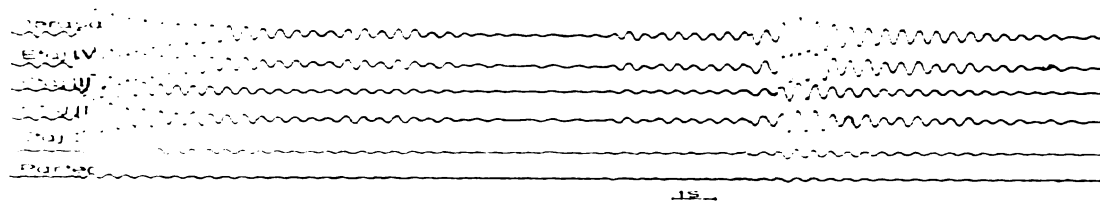


Fig. 7.24 Vibrațiile transversale din excitație șoc la nivelul terasei – Etapa I

Se remarcă amplitudinile mai mari și caracterul sinusoidal amortizat al vibrațiilor libere ale construcției. Din aceste zone de vibrație se poate identifica foarte clar frecvența proprie pe direcție transversală pentru modul fundamental de translație, respectiv perioada proprie $f_1 = 2,50\text{Hz}$, respectiv $T_1 = 0,40\text{s}$.

Pe direcție longitudinală vibrogramele din agitația microseismică și industrială diferă calitativ față de direcția transversală, așa după cum se poate remarca din figura 7.25. Se remarcă vibrațiile de frecvență ridicată induse de utilajele industriale, care provoacă vibrațiile structurii pe modul II. Se observă clar antifaza dintre vibrațiile terasei și etajele III, II și trecerea prin zona de amplitudine minimă (etaj IV) pentru această frecvență.

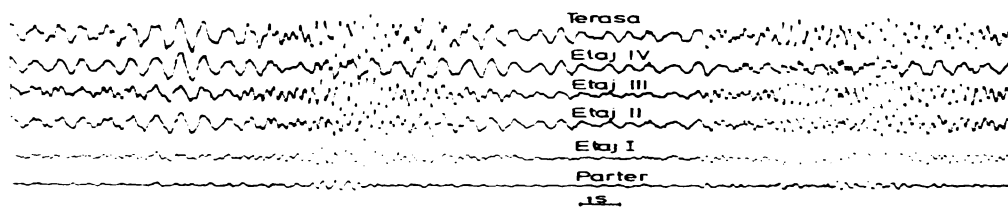


Fig. 7.25. Vibrațiile longitudinale din excitație microseismică – Etapa I

Ținând seama de baza de timp, rezultă frecvența modului II de circa 5Hz și perioada de 0,20 s. pentru primul mod de vibrație este mai puțin precisă posibilitatea identificării din domeniul timp a frecvenței fundamentale, datorită suprapunerii vibrațiilor de frecvență ridicată corespunzătoare modului II. Aceasta va fi stabilită ulterior, prin analiza vibrațiilor prezentate în figura 7.26, produse ca urmare a excitării modului fundamental prin acțiunea umană. Se observă caracterul de oscilație sinusoidală analizată la toate nivelele structurii, cu o frecvență de circa 1,6Hz, deci o perioadă fundamentală pe direcție longitudinală de 0,63s.

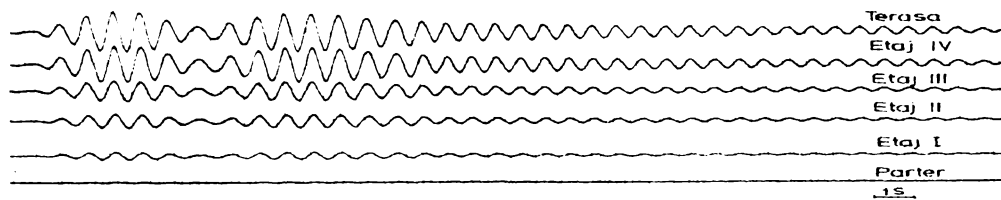
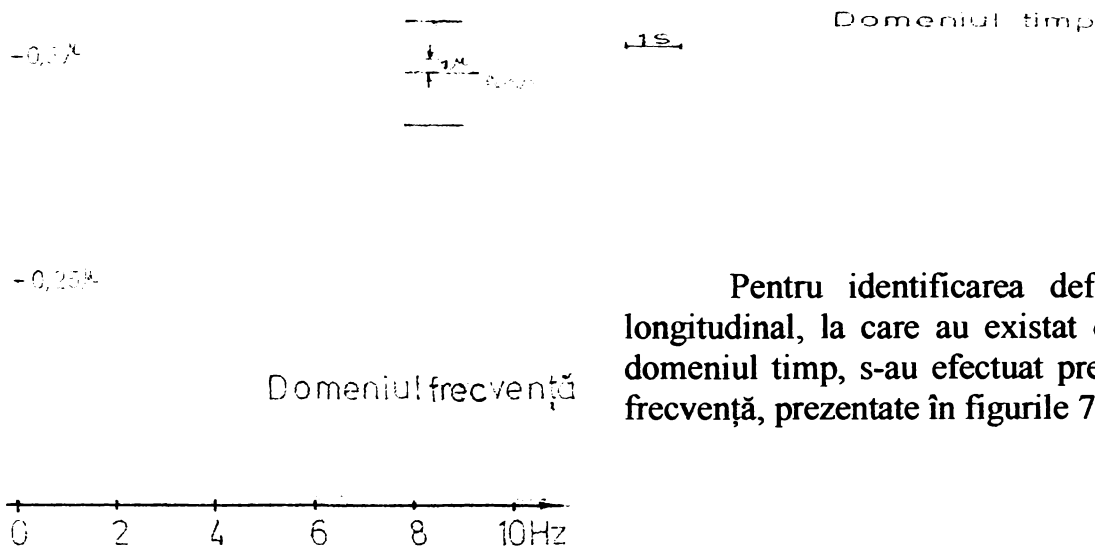


Fig. 7.26. Vibrațiile longitudinale din excitație umană – Etapa I

În continuare, se prezintă câteva redări în frecvență, efectuate pentru a permite o interpretare complementară cu domeniul timp și implicit o precizie superioară a identificării parametrilor dinamici ai structurii.

Astfel, în figura 7.27 se prezintă simultan (în același punct de măsurare ax 6, interax B-C), domeniul timp și domeniul frecvență al vibrațiilor pe direcție transversală ale terasei, sub acțiunea excitației microseismice

Domeniul frecvență confirmă vibrația predominantă în frecvența de 2,5Hz, așa cum reieșise și din domeniul timp.



Pentru identificarea deformabilității în plan longitudinal, la care au existat oarecare dificultăți în domeniul timp, s-au efectuat prelucrările în domeniul frecvență, prezentate în figurile 7.28 și 7.29.

Fig. 7.27. Vibrațiile transversale din excitație microseismică – Etapa I

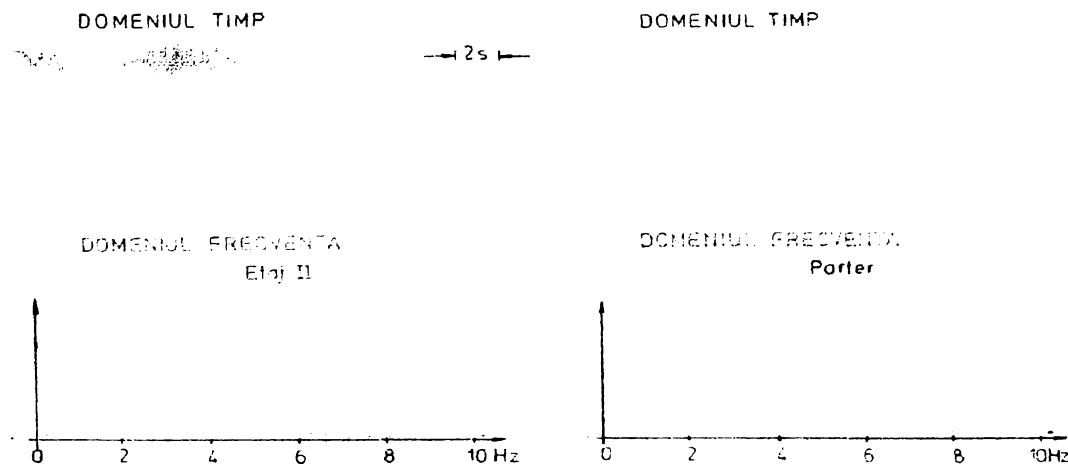


Fig. 7.28 Vibrațiile longitudinală din excitație microseismică – Etapa I

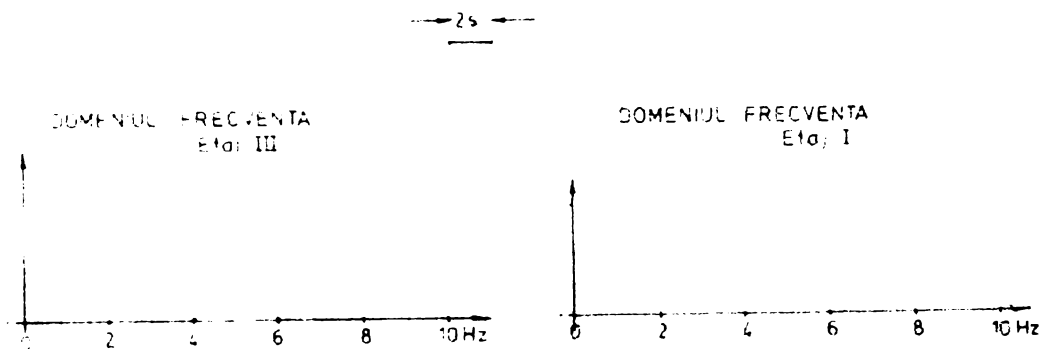


Fig. 7.29 Vibrațiile transversale din excitație microseismică – Etapa I

Se observă clar vârfurile spectrale corespunzătoare primelor două moduri de oscilație de translație: 1,6 Hz și 5 Hz și variația raportului dintre ele pe verticala structurii. Pe baza amplitudinilor spectrale s-au construit formele proprii de oscilație ce vor fi prezentate ulterior.

Prelucrarea în domeniul frecvență a vibrațiilor pe direcție verticală este ilustrată în figura 7.30.

Se observă preponderența a două vârfuri spectrale, care vor fi puse în evidență mult mai clar printr-o prelucrare specială a înregistrărilor primare.

Astfel, în figura 7.31 sunt prezentate spectrele Fourier ale sumei semnalelor electrice (pentru translație) și ale diferenței semnalelor electrice (pentru componenta de rotație) corespunzătoare punctelor marginale din schema prezentată în figura 7.18 (C_1, C_3 , respectiv C_5, C_7).

Fig. 7.30 Vibrațiile pe verticală din excitație microseismică – Etapa I

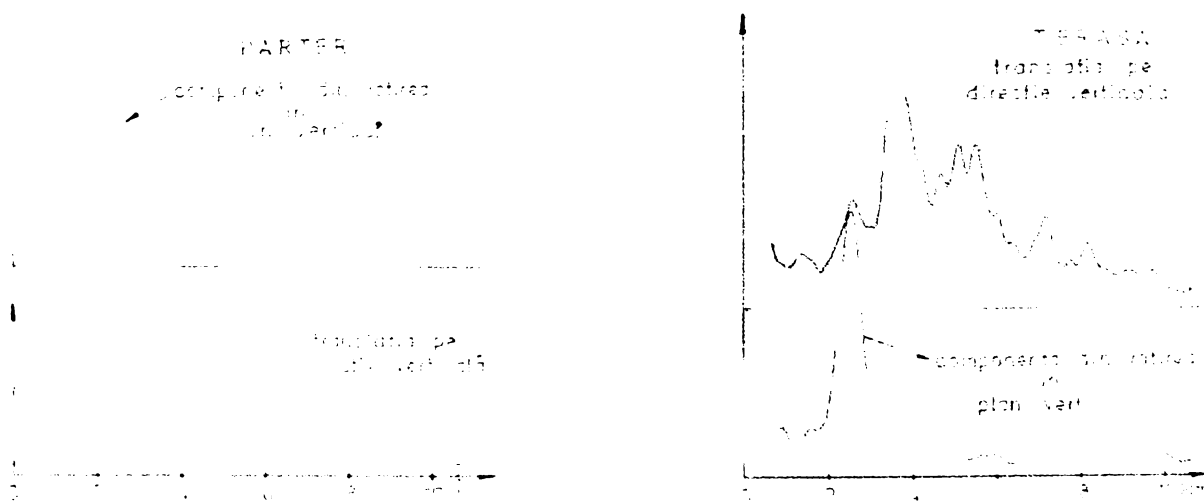


Fig. 7.31. Vibrațiile pe verticală din excitație microseismică – Etapa I

Se pune clar în evidență în acest mod componenta de frecvență corespunzătoare rotirii în plan vertical transversal, care produce deplasări pe direcție verticală atât la nivelul partenerului cât și al terasei. Această frecvență (2,5 Hz) corespunde cu cea determinată pentru translația pe direcție orizontală transversală. În realitate, această mișcare în plan transversal este o roto-translație față de centrul instantaneu de rotație inferior.

Roto-translația față de centrul instantaneu superior este cu o frecvență mult mai ridicată și nu poate fi determinată experimental.

În cadrul primei etape cel mai dificil s-a identificat componenta de frecvență corespunzătoare mișcării de rotire în plan orizontal (torsiunea de ansamblu), deoarece era foarte apropiată de cea corespunzătoare roto-translației transversale.

Pentru a determina mișcarea corespunzătoare torsiunii de ansamblu s-a utilizat o analiză în frecvență pe un domeniu mai redus, identificându-se frecvența de 2,28 Hz (cu o perioadă proprie corespunzătoare de 0,44 sec.)

Pe baza variației amplitudinilor vibrațiilor libere din domeniul timp s-a calculat fracțiunea din amortizarea critică, notată cu ν , pe cele două direcții principale ale structurii. În medie au rezultat următoarele valori ale amortizării critice:

$\nu = 0,03$ pentru direcția transversală;

$\nu = 0,01$ pentru direcția longitudinală.

Aceste valori sunt în concordanță cu modul real de conformare al structurii. Pe direcția transversală diafragmele care delimitează casele scărilor conferă o rigiditate sporită față de direcția longitudinală, reflectată și în valorile perioadelor proprii (0,40 sec. Pe direcția transversală și 0,63 sec. Pe cea longitudinală). Amortizarea de 0,03 pentru direcția transversală, mai mare decât pe direcția longitudinală (0,01), rezultă din conlucrarea mai bună a structurii cu terenul de fundare pe direcția diafragmelor.

7.5.4.2 Rezultate obținute în etapa a II-a

Măsurătorile efectuate în etapa a II-a au căutat să pună în evidență influența pereților neportanți interiori și exteriori asupra caracteristicilor dinamice ale structurii.

O atenție deosebită s-a acordat determinării deformabilității generale a structurii, atât în plan orizontal cât și în plan vertical. În acest sens, s-au efectuat montaje ale aparatelor cât și prelucrări ale rezultatelor, suplimentare față de etapa I-a.

În prezentarea rezultatelor se va insista asupra metodelor de punere în evidență a modificărilor intervenite în caracteristicile dinamice ale structurii.

Pentru verificarea deformabilității în plan orizontal, transversal și longitudinal, captatorii seismici s-au amplasat conform celor două scheme prezentate în figura 7.19 și 7.20.

Vibrogramele obținute în montajul din figura 7.19 sunt prezentate în figura 7.32.

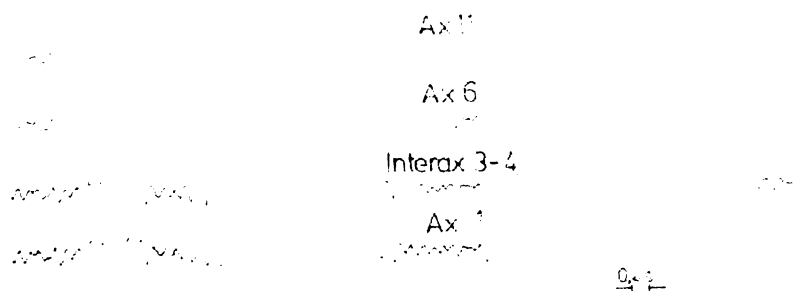


Fig. 7.32. Vibrațiile pe orizontală din excitație microseismică – Etapa II

Se remarcă mișcarea microseismică orizontală transversală este o mișcare de roto-translație alternantă. Prin efectuarea diferenței electrice dintre semnalele aparatelor C_1 și C_4 s-a pus în evidență, sincron cu mișcarea generală, numai mișcarea de torsiune. În general, maximele mișcării de torsiune apar în momentele în care mișcarea cuplată translație-torsiune are tendința de a prezenta valori minime.

Vibrogramele pe direcția orizontală longitudinală s-au trasat pentru aparatele amplasate doar la nivelul terasei (vezi figura 7.20) și sunt prezentate în figura 7.33.

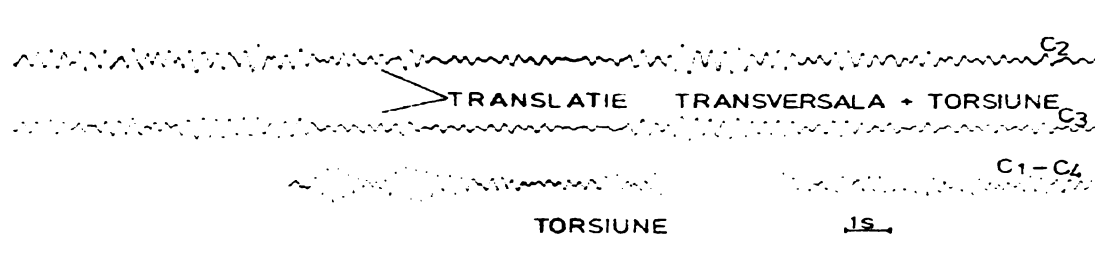


Fig. 7.33. Vibrațiile longitudinale din excitație microseismică – Etapa II

Din analiza acestor vibrograme se observă un sincronism perfect al oscilațiilor pe direcție longitudinală. Aceasta confirmă caracterul de șaibă rigidă al planșeului terasei și prin urmare și a celorlalte planșee intermediare.

Tot pe direcție longitudinală, dar cu aparatele așezate conform schemei din figura 7.21, se prezintă în figura 7.34 caracterul vibrațiilor cuplate translație-torsiune, comparativ cu torsiunea decuplată prin prelucrarea diferenței electrice a semnalelor furnizate de aparatele cele mai îndepărtate de centrul de rigiditate, C_1 și C_4 .

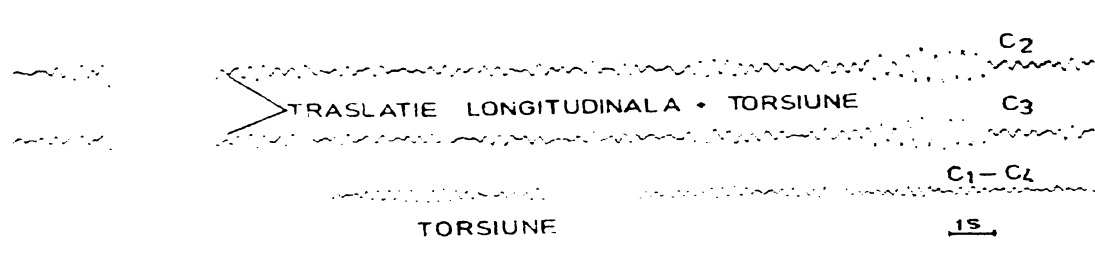


Fig. 7.34. Vibrațiile orizontale din excitație microseismică – Etapa II

Se remarcă preponderența mișcării de translație longitudinală față de componenta de torsiune, comparativ cu direcția transversală unde componenta de torsiune decuplată este mult mai activă. Același lucru este pus în evidență și de vibrogramele din figura 7.35. Cele două vibrograme pun în evidență cel mai bine caracterul de șaibă rigidă al planșeului terasă - mișcarea este sincronă, maximele și minimele apărând în același interval de timp.

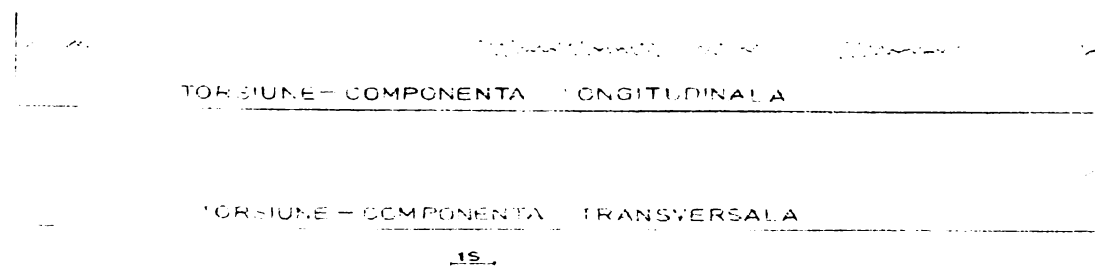


Fig. 7.35. Vibrațiile orizontale din excitație microseismică – Etapa II

O vedere de ansamblu a conlucrării spațiale a structurii este arătată în figura 7.36. Se remarcă pe direcția transversală, mai rigidă, o prezență mai activă a torsiunii și influența modului doi de vibrație în componenta translației.

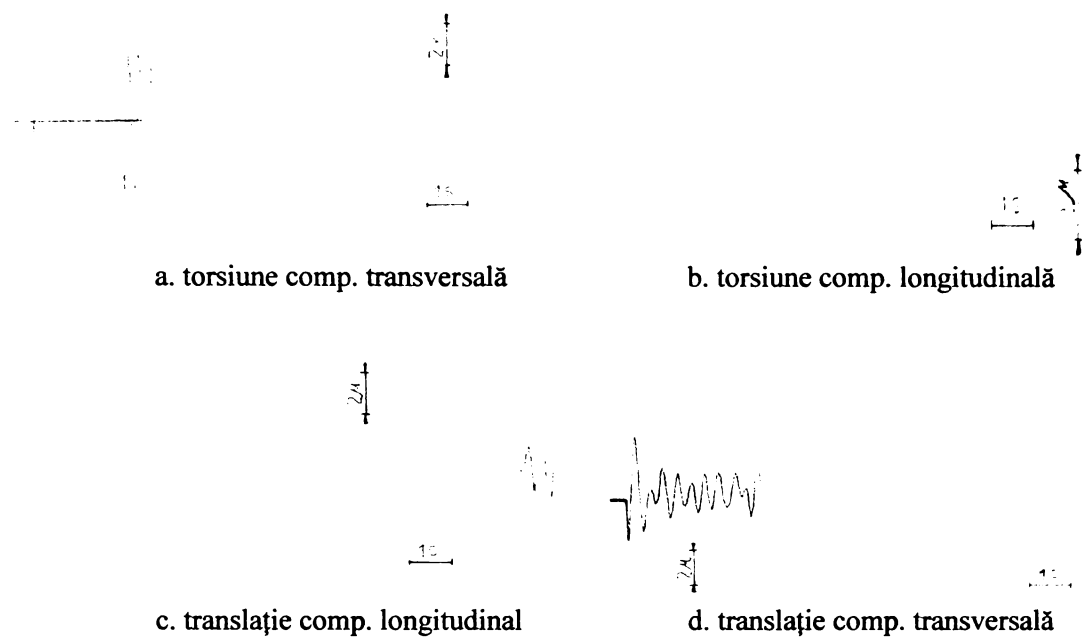


Fig. 7.36. Vibrații pe direcție orizontală - Etapa II

În etapa a II-a, datorită nivelului mai ridicat de solicitare, răspunsul structurii este cvasiarmonic. Cele mai semnificative rezultate obținute sunt prezentate în figurile 7.37...7.40.

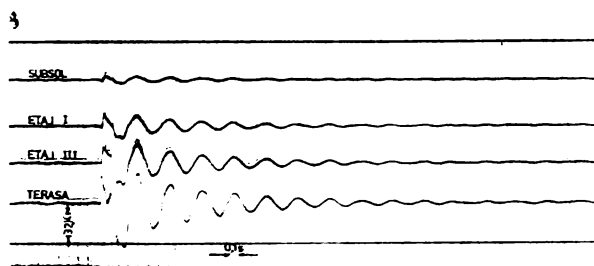


Fig. 7.37 Vibrații transversale cadru 6 interax B-C

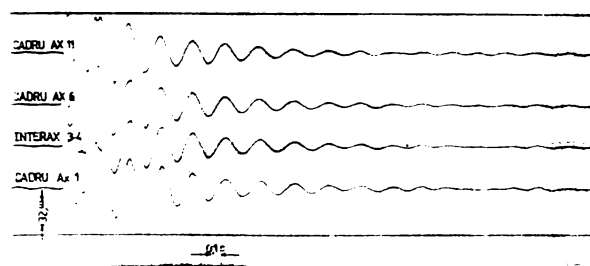


Fig. 7.38 Vibrații transversale terasa interax B-C

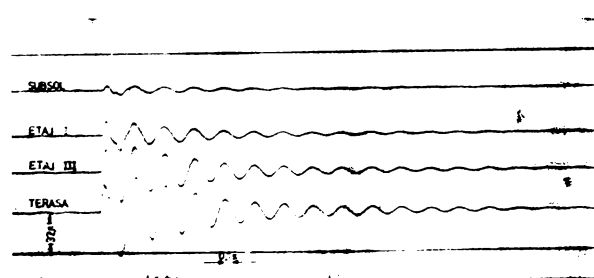


Fig. 7.39 Vibrații longitudinale cadru 6 interax B-C

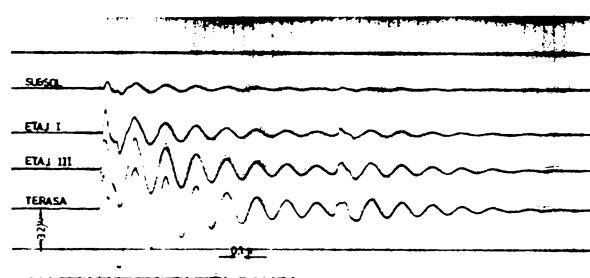


Fig. 7.40 Vibrații longitudinale terasa interax B-C

Din analiza acestor vibrograme rezultă clar atât perioadele proprii fundamentale de oscilație cât și fracțiunea din amortizarea critică.

Având în vedere baza de timp rezultă următoarele valori ale parametrilor dinamici ai clădirii:

- perioada proprie de translație pe direcție transversală $T_1 = 0,32s;$

- perioada proprie de translație pe direcție longitudinală $T_1 = 0,32s$;
- perioada proprie de torsiune $T = 0,25s$;
- fracțiunea din amortizarea critică v :
 - 0,06 pe direcție transversală;
 - 0,05 pe direcție longitudinală.

7.5.4.3 Considerații privind comparația rezultatelor obținute în cele două etape de măsurare

Determinările in situ efectuate la această structură experimentală de tip SDPD au pus în evidență cu deosebită claritate aportul semnificativ al elementelor nestructurale (pereți interiori și exteriori neportanți) în stabilirea caracteristicilor dinamice generale ale construcției.

Caracteristicile dinamice ale structurii în cele două etape sunt prezentate în tabelul 7.11.

Tabel 7.11 Caracteristicile dinamice în cele două etape

Etapa	Direcția transversală Orizontală					Direcția longitudinală orizontală			Torsiune	
	T_1 [sec]	f_1 [Hz]	v	T_2 [sec]	f_2 [Hz]	T_1 [sec]	f_1 [Hz]	v	T_1 [sec]	f_1 [Hz]
I	0,40	2,50	0,03	0,2	5	0,63	1,60	0,01	0,44	2,28
II	0,32	3,12	0,06	-	-	0,32	3,12	0,05	0,25	4,00

Cea mai spectaculoasă modificare s-a produs pe direcția longitudinală, pereții reducând sensibil deformabilitatea generală a clădirii.

În valori instrumentale, aceasta se exprimă prin reducerea perioadei proprii fundamentale de vibrație T_1 de la 0,63s la 0,32s (creșterea frecvenței de la 1,6 Hz la 3,12 Hz).

O altă modificare, cel puțin la fel de importantă ca și precedenta, este creșterea capacității de amortizare a sarcinilor dinamice, exprimată prin coeficientul fracțiunii din amortizarea critică v . Aceasta a crescut de la 0,01 la 0,05, ceea ce denotă o bună împănare a pereților neportanți și o conlucrare evidentă cu structura de rezistență.

Acest aspect este ilustrat în figura 7.41, în care sunt reprezentate vibrațiile libere amortizate ale structurii în cele două etape de măsurători, pe direcție longitudinală.

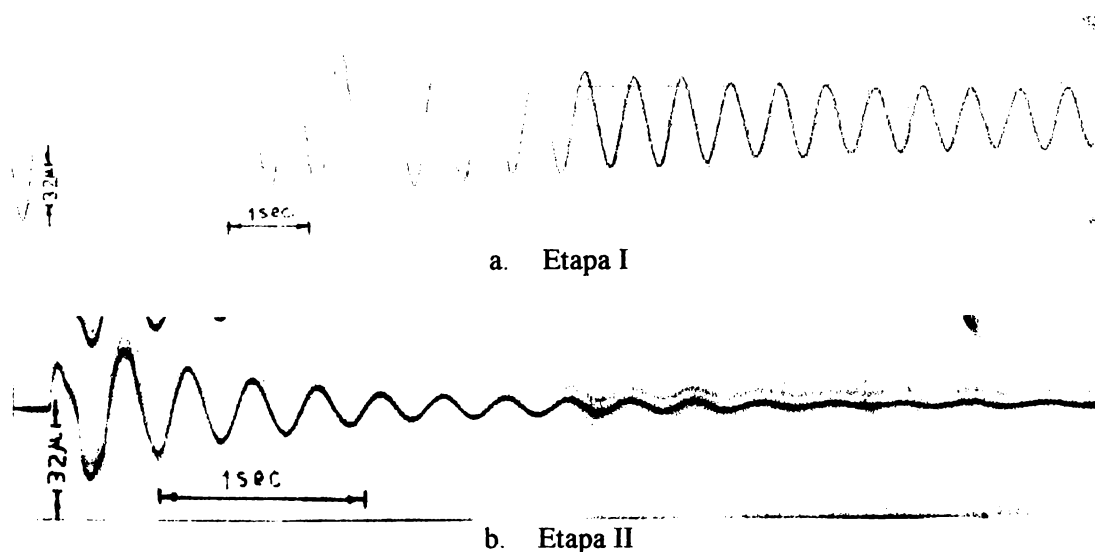


Fig. 7.41. Vibrații pe direcție longitudinală în pct. Ax 6 interax B-C terasă

Se observă clar efectul creșterii capacității de amortizare a sarcinilor dinamice ca urmare a conlucrării pereților neportanți cu structura de beton armat.

Același aspect, dar mai atenuat, se observă în figura 7.42, unde s-au reprezentat vibrațiile libere amortizate pe direcție transversală.

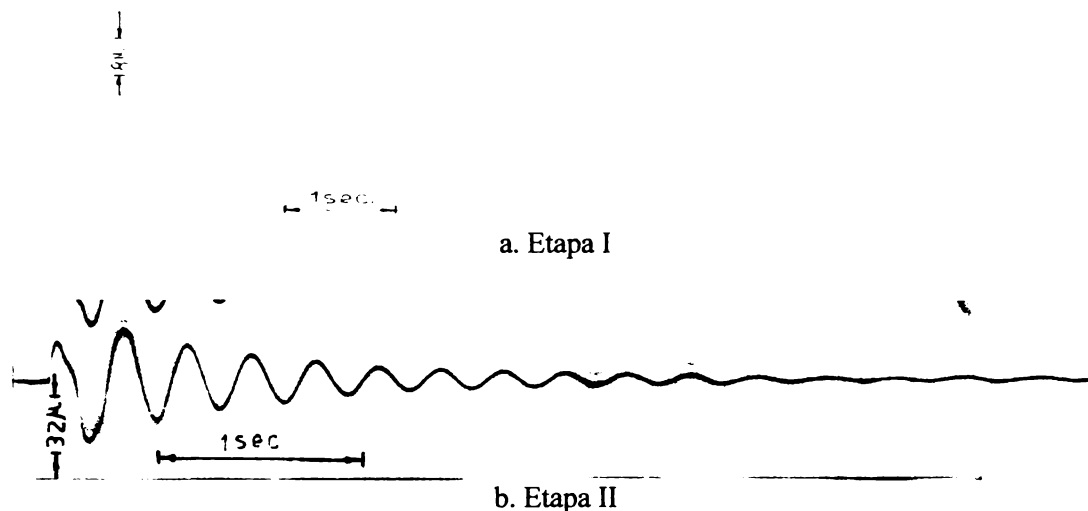


Fig.7.42 Vibrații pe direcție longitudinală în pct. Ax 6 interax B-C terasă

Efectul pereților este mai redus pe direcția transversală, deoarece existența diagramei de beton armat din jurul caselor scării a conferit o rigiditate mult mai mare inițială a structurii de rezistență, evidențiată și prin reducerea mult mai mică a perioadei proprii fundamentale pe această direcție: de la 0,40s la 0,32s.

Alt efect favorabil, aproape la fel de important ca cel de pe direcție longitudinală, s-a manifestat în reducerea perioadei proprii de torsiune de ansamblu de la 0,44s la 0,25s.

Efectul favorabil al zidurilor neportante este pus în evidență și de modificările alurilor formelor proprii de oscilații, prezentate în figurile 7.43 și 7.44.

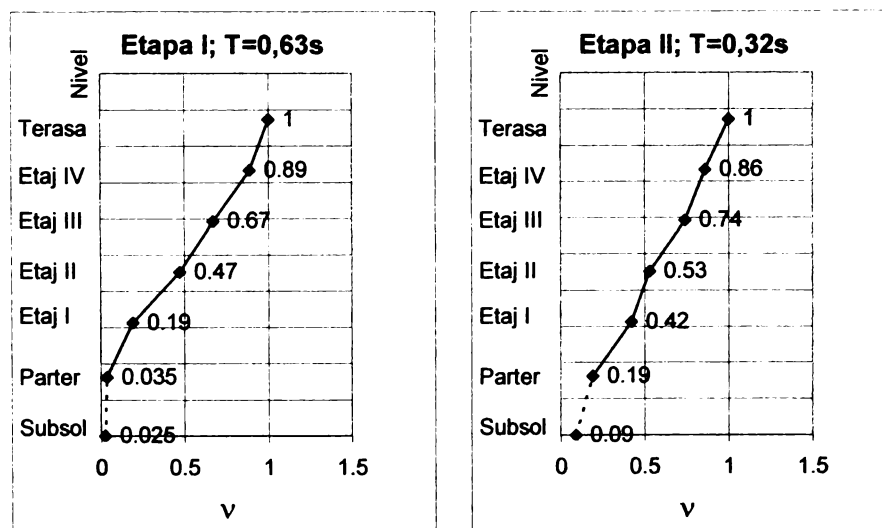


Fig.7.43. Formele proprii de oscilație pe direcția longitudinală;

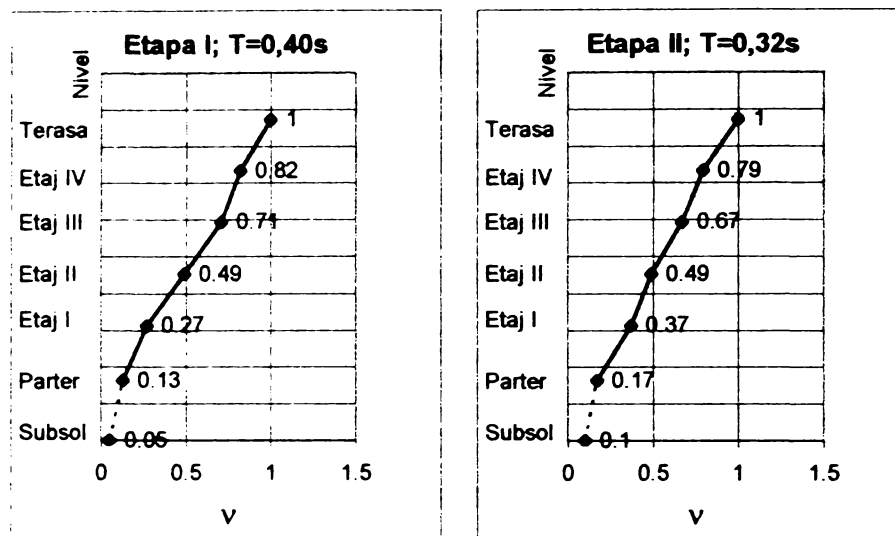


Fig.7.44. Formele proprii de oscilație pe direcția transversală

În figura 7.45 se prezintă și deformata modului doi de oscilație pe direcție longitudinală din etapa I, când structura manifestă o flexibilitate mai ridicată pe această direcție.

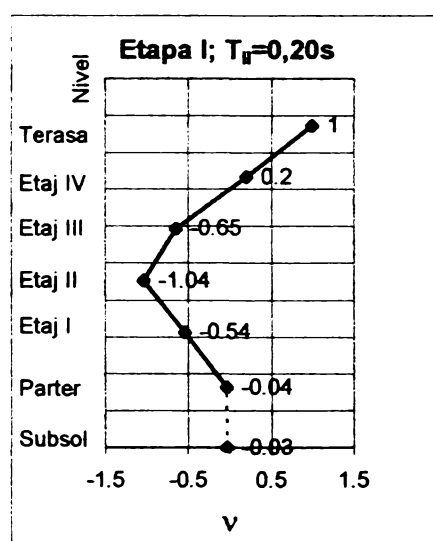


Fig.7.45 Forma proprie a modului II de oscilație pe direcția longitudinală

În etapa a doua nu s-au mai înregistrat oscilații pe modul doi, ca urmare a creșterii rigidității și mai ales a capacității de amortizare.

Modificările deformatelor în plan vertical (în concordanță cu modificările perioadelor proprii) sunt reduse, în comparație cu modificările survenite în a doua etapă în plan orizontal.

Concluzii finale

Măsurătorile efectuate în cele două situații caracteristice în care s-a găsit structura experimentală pe parcursul excitației au permis obținerea unor date instrumentale concordante calitativ cu starea acestora.

S-a pus clar în evidență aportul pereților de compartimentare interioară și închidere la rigidizarea structurii și la creșterea capacității de amortizare a sarcinilor dinamice exterioare.

Din punct de vedere absolut, valorile perioadelor proprii determinate experimental pentru această structură sunt similare cu cele obținute în București pentru structuri în cadre de beton armat cu pereți de zidărie de cărămidă care au avut o bună comportare la cutremurul din 4 martie 1977.

CONCLUZII ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

8.1 Concluzii generale asupra clădirilor de tip SDPD

Condițiile de proiectare din ce în ce mai severe impuse de norme a obligat proiectanții să caute soluții structurale cât mai adecvate comportării antiseismice, având în vedere că ductilitatea disponibilă a cadrelor nu poate fi utilizată în întregime, datorită avarierii nestructurale excesive și a efectelor de ordinul doi.

Soluția optimă ce satisface proiectanții cât și arhitecții (avantaje funcționale) este cea a structurilor în cadre și diafragme rare, de rigidizare - structuri cunoscute și sub denumirile de structuri duale.

În structurile duale diafragmele limitează deplasările laterale ale cadrelor, în timp ce la partea superioară cadrele tind să reducă deplasările laterale ale diafragmelor. Limitarea deplasărilor laterale (totale și relative) constituie un obiectiv important al proiectării antiseismice ce duce la eliminarea efectelor de ordinul doi și la reducerea avariilor elementelor nestructurale.

Structurile duale pe lângă avantajele funcționale și cele economice au și importante avantaje de comportament structural. Datorită interacțiunii dintre cadre și diafragme structurile duale au o rigiditate sporită ce duce la atenuarea efectului modurilor superioare de vibrație, ceea ce înseamnă reducerea amplitudinii și perioadei vibrațiilor clădirii, asigurând structurii o comportare superioară la acțiuni seismice.

Un avantaj semnificativ față de structurile în cadre este faptul că în structurile duale stâlpii lucrează în domeniul elastic; plasticizările se produc la baza diafragmelor și la nivelul riglelor și rar (la colaps) și la baza stâlpilor /A.1/, /A.12/, /B.10/, /I.6/, /M.15/, /S.4/. Această constatare este importantă având în vedere că, deși pentru cadre normele de calcul din țară și străinătate /C.11/, /G.2/, /P.5/, /P.11/ impun prin proiectare asigurarea unui mecanism de disipare a energiei seismice cu stâlpii elastici, practica experimentală arată că articulațiile plastice apar și pe stâlpi, ceea ce demonstrează că mecanismul de disipare a energiei la cadre nu este suficient controlat.

Studii analitice asupra unor clădiri existente, cât și încercări pe platforme seismice în diferite laboratoare din lume și pe platforma seismică de la Iași /M.15/, /A.13/, /F.2/, /P.14/, /A.14/, /B.7/ au indicat o comportare postelastice excelentă la acțiuni seismice. De asemenea structurile duale au avut o comportare foarte bună în timpul cutremurelor puternice ce au avut loc pe glob în ultimele decenii.

Dacă din punct de vedere al conformării structurale antiseismice structurile duale sunt cele mai avantajoase, din punct de vedere arhitectural, al utilizării spațiului, a flexibilității funcționale în timp, un sistem constructiv corespunzător, în special la clădirile de locuit și social-administrative, este cel format din stâlpi și planșee dală.

În vederea stabilirii limitelor de utilizare a structurilor cu planșee dală în zone cu intensități diferite de activitate seismică, s-au inițiat în America vaste programe de cercetare a acestor tipuri de structuri /H.3/, /H.1/, /N.5/.

Cu toate măsurile prevăzute în literatura de specialitate, rezultatele programelor experimentale scot în evidență rigiditatea laterală scăzută a îmbinărilor dală-stâlp, în special dacă apar fisuri din încovoiere, sub acțiunea încărcărilor gravitaționale (unii autori indică, din acest motiv, dublarea încărcării utile luate în considerare în calculele de proiectare).

Rigiditatea laterală redusă conduce la idea că la proiectarea structurilor cu planșee dală, nu se pot admite reduceri sensibile ale încărcărilor seismice, pe seama comportării inelastice, ceea ce le face utilizabile în anumite condiții restrictive. Aceste dezavantaje pot fi contractate prin

introducerea în structură a câtorva pereți structurali (diafragme) sau a altor tipuri de elemente de rigidizare /A.4/, /B.6/, /D.6/, realizându-se sistemele duale cu planșee dală.

Din punct de vedere al comportării sub încărcările grupării speciale, acest tip de sistem structural dezvoltă trei linii de cedare:

- o linie de cedare ductilă a subsistemului de tip rigid – diafragme;
- o linie de cedare ductilă a subsistemului de tip flexibil - cadre spațiale;
- o linie de cedare casantă a dalei la străpungere în dreptul stâlpilor, solicitată la străpungere excentrică.

Studiile seismice privind comportarea sistemelor structurale duale cu planșee dală au arătat că diafragmele reduc simțitor momentele neechilibrate ce solicită stâlpii. Aceasta se bazează, în primul rând, pe faptul că formele proprii de oscilație ale diaframelor, relativ rigide, împiedică apariția unor deformații extreme în stâlpii mult mai elastici. De aceea, creșterile momentelor încovoietoare datorită modurilor de vibrație superioare din stâlpi, deasupra sau dedesubtul nodurilor, sunt mult mai mici decât în cazul cadrelor ductile, reducându-se fenomenul de străpungere excentrică.

Pe deasupra, având în vedere posibilitățile restrictive de ductilizare a cadrelor (riglele echivalente de cadru sunt formate din fâșiile de placă de deasupra stâlpilor, în care se dezvoltă secțiunile critice de străpungere și unde ductilizarea amplifică efectul torsiunilor – nefavorabil în diminuarea celei de a treia linii de cedare) dimensionarea cadrelor este decisă de forțele gravitaționale și mai puțin de acțiunile seismice. În acest context, prin proiectare se va realiza un subsistem de cadre spațiale cu ductilitate limitată - μ_{Δ} aproximativ între 3 și 4 /P.8/.

Sistemele structurale în cadre cu ductilitate limitată prezintă, sub acțiuni seismice, o comportare mixtă între cea elastică și cea a sistemelor ductile. Din păcate, până la ora actuală, cercetările necesare pentru stabilirea parametrilor hotărâtori și a cerințelor reduse privind alcătuirea constructivă a sistemelor structurale cu ductilitate limitată sunt insuficiente. Este însă evident că astfel de sisteme structurale pot satisface cerințele impuse lor, cu condiția de a fi alcătuite și executate în mod corespunzător.

Un astfel de sistem, complet prefabricat (- **SDPD** -), conceput de autor, expertizat pe baza multor încercări experimentale efectuate în cadrul a 5 contracte de colaborare cu Facultatea de Construcții din Timișoara și cu toate instituțiile de cercetare în construcții din țară (București, Iași, Cluj și Timișoara), contracte coordonate de autor, face obiectul acestei dizertații.

Concepția clădirilor SDPD , conformarea structurală, concepția detaliilor de îmbinare și a tehnologiei de execuție, proiectarea prototipurilor pentru modelele experimentale, colaborarea la încercările experimentale sunt o parte din contribuțiile personale ale autorului la realizarea acestor clădiri și la promovarea lor, prin intermediul acestei teze de doctorat și a altor publicații (Madrid – 1992, Amsterdam –1995), pentru a se realiza pe scară largă în țară și în străinătate.

În elaborarea conceptului SDPD (structură complet prefabricată) s-a adoptat ideea tipizării unei celule constructive, pentru a dispune de un modul general în asamblarea altor moduli funcționali de o gamă diversificată arhitectural, oferind spațiilor create o flexibilitate funcțională superioară tuturor sistemelor constructive aplicate la noi în țară.

8.2 Concluzii privind monolitismul clădirilor tip SDPD

Având în vedere concepția sistemului SDPD – structură antiseismică integral prefabricată – refacerea monolitismului structurii de rezistență în zonele de îmbinare este vitală, știindu-se că o structură antiseismică cu cât are mai multe nedeterminări statice, înmagazinează o cantitate mai mare de energie indusă de seism.

Pe aceste considerente și luând în considerare noutatea conceptuală a întregului sistem SDPD , testarea experimentală a subansamblelor componente (planșeul dalat, cadrele spațiale echivalente, diafragmele de rigidizare și șaiba rigidă) este absolut necesară pentru a elucida problemele de comportare antiseismică a acestui sistem.

8.2.1 Monolitismului planșeului dalat și a cadrului echivalent

Monolitismului planșeului dalat este asigurat de îmbinările dalelor între ele și între ele și stâlpi asigurând un mod de lucru a planșeului ca un planșeu monolit.

Experimentările efectuate pe acest subansamblu (planșeu dalat și stâlpi) fac conținutul punctului 6.1.3.

Pe tot parcursul încercărilor experimentale, nu au apărut fisuri în îmbinările dintre dale și riglele echivalente (zonele monolite din dreptul axelor modulare) sau între dale și stâlpi.

Inițierea fenomenului de poansonare s-a considerat punctul de atingere al capacității portante minime a ansamblului sub acțiunea încărcărilor gravitaționale totale, poansonarea fiind un fenomen cu cedare casantă, nedorită și neadmisă. Fenomenul a debutat după menținerea încărcării totale de $15,9 \text{ KN/m}^2$ 48 de ore pe planșeu (lungă durată), prin apariția de fisuri pe conturul stâlpilor, la partea superioară, fără a se înregistra tasări în jurul stâlpilor.

La inițierea fenomenului de poansonare, forța capabilă experimentală ($P_{\text{cap.min}}^{\text{exp}}$) depășește cu 210 % forța de rupere teoretică (P_r^t), ceea ce corespunde unui coeficient de siguranță de 2,1:

$$\frac{P_{\text{cap.min}}^{\text{exp}}}{P_r^t} = \frac{15,9 \text{ KN/m}^2}{7,7 \text{ KN/m}^2} = 2,1$$

Pentru acest coeficient de siguranță, considerat față de forța teoretică de rupere, ansamblul structural lucrează în stadiul de exploatare, cu fisuri la partea inferioară a dalelor încărcate la maxim și într-o riglă marginală longitudinală, echivalentă. Deschiderile fisurilor (0,3 mm cele maxime) și săgețile sunt sub cele admise de norme ($f_{\text{max}} = 0,73 \text{ mm}$). Comportarea elastică a structurii este pusă în evidență și de deformațiile remanente cuprinse între (26,8 - 39,7)% din deformațiile maxime, revenirea elastică fiind cuprinsă între (73,2... 60,3)%.

În concluzie sistemul SDPD, realizat în conceptul prezentat de autor, asigură monolitismul planșeului și a cadrului spațial echivalent.

8.2.2 Monolitismul și comportarea diafragmelor de rigidizare

Monolitismul diafragmelor bulbare (panouri verticale pozate între stâlpi) este realizat de îmbinările stâlpilor (cu fundațiile și între tronsoane), de îmbinările verticale dintre panouri și stâlpi și de îmbinările orizontale ale panourilor (panou - fundație și panou - panou).

Testarea experimentală a acestei probleme este prezentată la punctele 6.2.3 și 6.2.6. Încercările experimentale s-au efectuat la o încărcare gravitațională constantă și la o acțiune orizontală ciclică alternantă.

Modul de fisurare a diafragmelor a fost similar cu fisurarea unor diafragme monolite, solicitate preponderent la încovoiere (diafragme lungi), în îmbinările verticale și orizontale fisurile fiind puține și cu deschideri mici, sub 0,2 mm până la cedare. În zona de îmbinare dintre tronsoanele stâlpilor, fisurarea a fost foarte redusă sau inexistentă.

Pe măsura creșterii treptelor de încărcare și a desfășurării ciclurilor de încărcări alternante, s-au dezvoltat în bulbii diafragmelor fisuri orizontale de încovoiere. Traseul lor trece prin zona de monolitizare verticală, înclinându-se ușor odată cu avansarea lor spre mijlocul diafragmelor (influența forței tăietoare la baza diafragmei), ceea ce indică o bună conlucrare a bulbilor cu panourile ce formează inima diafragmei.

Se remarcă faptul că fisurile din diafragme sunt mai rare, cu deschideri mai mari pe când cele din bulbi sunt mai dese, având deschideri mai mici, datorită rigidității mai mari a acestei zone.

Forma convexă a buclelor histeretice indică absența unor lunecări în rosturile dintre elementele prefabricate, îmbinate prin tehnologia propusă de autor, ceea ce dovedește o comportare a diafragmelor asemănătoare cu a celor monolite.

Diafragmele se plasticizează doar pe primul nivel (în zona de bază), în rest lucrând în exploatare, elastic, cu fisuri pe nivelul doi și trei ce nu depășesc 0,25 mm până la cedare, ceea ce denotă un monolitism perfect al îmbinărilor.

În concluzie, sistemul SDPD realizat în conceptul prezentat de autor, asigură monolitismul diafragmelor bulbare.

Modul de cedare al diafragmelor este caracteristic diafragmelor lungi antiseismice, solicitate la încovoiere, prin plasticizarea zonei de bază (cedare prin strivirea betonului comprimat și curgerea armăturilor întinse în ambele sensuri). Rostul dintre fundație și inima diafragmei s-a deschis la 0,5 mm. În câmpul inimii diafragmei de la primul nivel fisurile orizontale s-au deschis până la 7,5 mm, iar în bulbi deschiderile au ajuns între 1,5...2 mm. Betonul comprimat s-a exfoliat în zona bulbilor, exfolierea pătrunzând și în inima diafragmei (vezi fig.6.36). Acest mod de cedare este specific încercărilor experimentale la care se inițiază incursiuni postelastice alternante ciclice. Din acest motiv și coeficientul de siguranță, la acest nivel de solicitare, este doar 1,02.

$$\frac{M_{rup}^{exp}}{M_{rup}^{calc}} = \frac{36,03}{35,41} = 1,02$$

Scăderea lui relativă față de încercările experimentale duse până la rupere, în care elementul nu intră în incursiuni postelastice, este într-o strânsă concordanță cu creșterea ductilității elementului. Factorul de ductilitate de deplasare este de 5,25, suficient pentru diafragmele structurilor duale cu planșee dală, la care din cauza fenomenului de străpungere excentrică nu se poate utiliza un factor de ductilitate de deplasare mai mare de 4...4,5.

Concludent este faptul că deplasarea la sfârșitul ciclului de rupere la ultimul nivel al diafragmei este mai mică cu 26% decât cea de calcul :

$$\Delta_n^{exp} = 11,23 \text{ cm} ; \quad \Delta_n^{calc} = 15,30 \text{ cm}$$

Aria curbelor histerezis indică faptul că diafragmele, prin alcătuirea propusă de autor, au o capacitate importantă de absorbție a energiei la solicitări alternante de tip seism, capacitate ce crește odată cu creșterea deplasărilor impuse.

Degradarea rigidității diafragmelor, după 3-4 cicluri consecutive la aceeași deplasare impusă, nu depășește 10%.

În concluzie, modul de fisurare și de cedare comportare a diafragmelor bulbare, este asemănător cu cel cunoscut din alte încercări și din literatura de specialitate pentru diafragme lungi monolite.

8.3 Răspunsul dinamic al clădirilor tip SDPD

8.3.1 Comportarea sistemului SDPD la acțiuni seismice

Experimentările efectuate pe platforma seismică de la Iași au supus sistemul SDPD la 26 de etape repetate de încărcări dinamice, intercalate cu încărcări statice. La încercările statice, intercalate între etapele de încărcări dinamice, nu s-au produs degradări ale rigidității modelului experimental. Degradările rigidității au apărut numai la încercările dinamice.

Diminuarea rigidității structurii rezultă din scăderea treptată a frecvențelor măsurate în diferite stadii de lucru (elastic – etapa 1, fisurare – etapa 13, exploatare – etapa 20 și plastic – etapa 25). Scăderile produse sunt:

- pe direcție transversală de la 6,50 Hz la 5,00 Hz;
- pe direcție longitudinală de la 6,00 Hz la 5,03 Hz,
- la torsiune de la 5,83 Hz la 4,10 Hz.

Aceste scăderi reprezintă diminuări ale frecvențelor cu 23% pe direcție transversală, cu 16% pe direcție longitudinală și cu 29% la torsiune, dar degradarea rigidității pe structură în stadiul final de comportare, este doar de 12,5%, din care quantumul la nivelul parterului este de 31%. Acest lucru demonstrează că plasticizarea structurii se realizează, în primul rând la baza diafragmelor și apoi la baza câtorva stâlpi, ceea ce denotă existența unei structuri destul de rigide cu o deformare în preponderență de consolă.

Scăderea rigidității de ansamblu cu doar 12,5% după un seism de intensitate ridicată, arată că structura se poate consolida redându-i-se integritatea, fără a se periclita comportarea structurală antiseismică viitoare.

În comparație cu această scădere a rigidității, procentul din amortizarea critică prezintă creșteri cuprinse între:

- 1,38...3,10 pe direcție transversală;
- 1,00...3,02 pe direcție longitudinală;
- 1,62...2,59 la torsiune.

Aceste creșteri reprezintă mărimi ale amortizării critice de 224% pe direcție transversală, de 302% pe direcție longitudinală și de 160% la torsiune. În stadiul final (etapa 26) procentul din amortizarea critică a crescut cu 125% pe direcție transversală, cu 202% pe direcția longitudinală și cu 56% la torsiune.

Sistemul SDPD are o mare capacitate de absorbție a energiei induse de seism, dar deși modelul a fost acționat transversal, el a prezentat influențe importante și pe direcția longitudinală, ceea ce impune obligatoriu o abordare teoretică de calcul spațială a structurii.

Deplasarea maximă a ultimului nivel și deplasările maxime relative dintre niveluri sunt sub limitele admise.

Deși prototipul modelului experimental a fost calculat pentru gradul 8 seismic pe scara MM, încercările în etapele 9, 10 și 11 au urcat până la gradul 9, iar în ultimele 6 etape (12...17) s-a mers până la gradul seismic 10 pe scara MM. Chiar în aceste condiții microfisuri în elementele portante verticale de la parter au apărut la gradul 8 seismic, ele transformându-se în fisuri și dezvoltându-se la gradele 9 și 10. În model fisurile au apărut și s-au dezvoltat în jumătatea inferioară a diafragmelor și stâlpilor de la parter. În diafragme fisurile sunt în general orizontale, cu panta de până la 30° spre bulbii acestora. Deschiderile lor maxime nu au depășit 1mm.

În planșee și în suprafețele de contact beton prefabricat - beton monolit nu au apărut microfisuri, ceea ce denotă o comportare elastică a lor, așa cum pretinde normativul P100-92.

În concluzie, toate cele prezentate mai sus demonstrează că sistemul SDPD este o structura semirigidă, cu o comportare aproape elastică până la gradul 8 de seismicitate pe scara MM, dar ductilă, cu o mare capacitate de absorbție a energiei induse de seism.

8.3.2 Aportul pereților neportanți la rigidizarea structurii

Concluziile referitoare la acest punct se referă la două aspecte:

- compararea caracteristicilor dinamice experimentale ale clădirii de tip SDPD (executată în ansamblul de locuințe de pe Bd-ul N. Bălcescu din Deva) în faza de execuție neîncărcată cu pereții de închidere și de compartimentare (etapa I a încercărilor experimentale) cu caracteristicile dinamice teoretice, obținute în urma calculului cu programul CASE-06;
- compararea caracteristicilor dinamice experimentale conforme etapei I cu cele conforme etapei II (în faza de execuție a structurii încărcată cu pereții de închidere și de compartimentare).

Datele concrete ce stau la baza acestor concluzii sunt sintetizate în tabelul de mai jos.

Tabelul 8.1 Aportul pereților la rigidizarea structurii

Etapa	Direcția transversală orizontală					Direcția longitudinală orizontală			Torsiune	
	T_1 [sec]	f_1 [Hz]	ν	T_2 [sec]	f_2 [Hz]	T_1 [sec]	f_1 [Hz]	ν	T_1 [sec]	f_1 [Hz]
I	0,40	2,50	0,03	0,2	5	0,63	1,60	0,01	0,44	2,28
II	0,32	3,12	0,06	-	-	0,32	3,12	0,05	0,25	4,00
CASE Caz A	0,26	3,85	-	-	-	monolitism total				
CASE Caz B	0,39	2,56	-	-	-	monolitism parțial				
CASE Caz C	0,34	2,94	-	-	-	diafragme considerate panouri de forfecare				

În ce privește primul aspect se remarcă faptul că există o bună concordanță între valorile experimentale ale primei etape ($T_1 = 0,40$ sec) și calculul teoretic pentru un monolitism parțial al îmbinărilor ($T_1 = 0,39$ sec).

Acest lucru impune considerarea în calculele teoretice a unei rigidități diminuate a structurii prin afectarea modulului de rezistență a betonului cu un coeficient adecvat.

În ce privește al doilea aspect, determinările in situ efectuate la acest sistem experimental de tip SDPD, pun în evidență cu deosebită claritate aportul semnificativ al elementelor nestructurale (pereți interiori și exteriori neportanți) în stabilirea caracteristicilor dinamice generale ale construcției.

Modificările cele mai pronunțate se produc pe direcția longitudinală unde lipsesc diafragmele de rigidizare, ele exprimându-se prin:

- reducerea perioadei proprii fundamentale de vibrație T_1 de la 0,63 sec. la 0,32 sec;
- creșterea frecvenței de la 1,6 Hz la 3,12 Hz;
- creșterea capacității de amortizare a sarcinilor dinamice, exprimată prin coeficientul fracțiunii din amortizarea critică ν , de la 0,01 la 0,05.

Efectul pereților este mai redus pe direcția transversală, deoarece existența diagramele de beton armat din jurul caselor scării conferă o rigiditate mult mai mare inițială a structurii de rezistență, evidențiată și prin reducerea mult mai mică a perioadei proprii fundamentale pe această direcție: de la 0,40 sec la 0,32 sec.

Alt efect favorabil, aproape la fel de important ca cel de pe direcție longitudinală, se manifestă în reducerea perioadei proprii de torsiune de ansamblu de la 0,44 sec la 0,25 sec.

Din punct de vedere absolut, valorile perioadelor proprii determinate experimental pentru această structură sunt similare cu cele obținute în București pentru structuri în cadre de beton armat cu pereți de zidărie de cărămidă care au avut o bună comportare la cutremurul din 4 martie 1977.

8.4 Contribuții personale

Contribuțiile personale ale autorului își găsesc corespondent atât în partea teoretică a acestei dizertații, cât și în cea experimentală și se referă la:

1. Prezentarea stadiului actual al cercetărilor teoretice și experimentale privind comportarea structurilor antiseismice;

2. Sintetizarea informațiilor existente privind abordarea teoretică și calculul structurilor cu planșee dală;
3. Trecerea în revistă a tipurilor de structuri cu planșee dală și duale cu planșee dală, proiectate și executate în țară și în străinătate;
4. Analizarea criteriilor principale de comportare a structurilor duale cu planșee dală din beton armat;
5. Elaborarea unui nou concert de clădire etajată de tip SDPD, ce include conformarea arhitecturală (realizarea a câtorva moduli de bază pentru a putea fi folosiți diversificat) și conformarea structurală gravitațională și antiseismică, în concordanță cu o tehnologie simplă și eficientă;
6. Elaborarea detaliilor de îmbinări și perfecționarea lor în concordanță cu cerințele unei execuții simple și repetabile, pentru a scurta la maxim timpul de execuție, în vederea recuperării rapide a investiției;
7. Proiectarea structurii prototip, la nivelul proiectului de execuție, în vederea realizării modelelor experimentale;
8. Aportul autorului la toate încercările experimentale prezentate în lucrarea de față;
9. Îmbunătățirea performanțelor comportamentale (de conformare antiseismică) și tehnologice pe parcursul obținerii rezultatelor experimentale;
10. Realizarea unor blocuri de locuințe în sistem SDPD în municipiul Deva;
 Valorificarea muncii prestată pe parcursul a 15 ani și prezentată în parte în această dizertație, s-a făcut:
 - În cadrul unui nr. de 3 publicații comunicate sau apărute în reviste de specialitate din țară sau străinătate;
 - În cadrul unor construcții unicate, printre care enumerăm:
 - Blocuri de locuit P+4E cca. 300 apartamente în județul Hunedoara și județul Alba
 - Blocuri de locuit P+6...8E cca. 120 apartamente în Deva
 - blocuri de locuit P+2...3E mediul rural în județul Alba
 - În activitatea de proiectare din IPH-Deva;
 - În cadrul unui brevet de invenție cu nr. 98 609 / 25.04.1989, depus la OSIM București;
 Rezultate detaliate, precum și progresele ce vor fi înregistrate în urma continuării cercetărilor analitice complementare celor experimentale, vor fi prezentate de autor în alte lucrări de specialitate.

BIBLIOGRAFIE

- A.1 Abrams D. P., Sozen M. A., Experimental study of frame - wall interaction in R/C structures subjected to strong earthquake motions, University of Illinois at Urbana Champaign, Structural research no. 460, mai, 1979.
- A.2 * * * A.C.I. 318-95 și Commentary A.C.I. 318-95, Building code requirements for structural concrete, ACI manual of concrete practice, part 3, 1998.
- A.3 * * * A.C.I. 421.1R-92 (Reapproved 1997), Shear reinforcement for slabs, 1992.
- A.4 * * * A.C.I. Committee 318, Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318 - 83), Detroit, 1983.
- A.5 Agent R., Asupra transmiterii forței tăietoare la nodurile structurilor prefabricate pentru clădiri etajate, Colocviul privind îmbinările grindă-stilp de beton armat, Iași, septembrie 1981.
- A.6 Agent R., Barbaiani M., Postelnicu T., Constantinescu D., Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton, (P.85 - 82), Buletinul Construcțiilor, București, nr. 6 / 1982.
- A.7 Agent R., Construcții din beton armat - Structuri pentru clădiri etajate, ICB, București, 1984.
- A.8 Agent R., Dumitrescu D., Postelnicu T., Indrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor din beton armat, Editura Tehnică, București, 1992.
- A.9 Agent R., Postelnicu T., Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, Vol. 1, Ed. Tehnică, București, 1982.
- A.10 Agent R., Postelnicu T., Calculul structurilor cu diafragme din beton armat, Vol. 2, Ed. Tehnică, București, 1983.
- A.11 * * * A.I.J. Standard for structural calculation of reinforced concrete: Structures, Architectural Institute of Japan, oct. 1980.
- A.12 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.
- A.13 Aktan A. E., Bertero V. V., The seismic resistant design of R-C coupled structural walls, Report UCB/EERC-81/07, june, 1981.
- A.14 Albiges M., Goulet J., Constreventement des batiments, annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nr. 5/1960.
- A.15 Allen C., Jaeger L., Fenton V., Ductility of reinforced concrete shear-wall, Respons of multistory concrete structures to lateral forces, American Concrete Institute, Detroit, 1973.
- A.16 Anastasescu D., Aspecte ale unor efecte de interacțiune în calculul și proiectarea structurilor, Revista Construcții, nr. 4 - 5 / 1985.
- A.17 Anderson J., Townsed W., Models for reinforced concrete frames with degrading stiffness, Proc. ASCE, 12 / 1977.
- A.18 Andrä H. P., Zum tragverhalten von flachdecken mit dubelliesten-bewchruing im auflagerbereich, Beton-und stahlbetonbau, V.76, no.3, mar. and no.4, apr., berlin, 1981.
- A.19 Avram C., Anastasescu D., Mîrșu O., Munteanu I., Cercetări privind calculul și comportarea structurilor înalte realizate din cadre - diafragme de beton armat supuse la sarcini orizontale, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr. 5 / 1969.
- A.20 Avram C., Anastasescu D., Mîrșu O., Munteanu I., Considerații asupra diafragmelor - cadre din beton armat, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr. 1 / 1967 .
- A.21 Avram C., Bob C., Friedrich R., Stoian V., Numerical analysis of reinforced concrete structures, Ed. Academiei Române / București & Elsevier Science Publishers / Amsterdam, 1993.
- B.1 Badea D., Considerații asupra structurilor antiseismice în cadre din beton armat, Revista

- Constructii, nr. 2, 1980.
- B.2 Bălan St., Cristescu V., Cornea I., Cutremurul de pământ din România de la 4 martie 1977, Ed. Academiei RSR, București, 1982.
- B.3 Baus R., Beton armé, Faculté des Sciences Appliquées d'Université de Liege, Constructions du genie civil-ponts et charpentes, 6, Quai Banning, 4000 Liege.
- B.4 Becker I. M., Seismic design of precast concrete panel buildings, Workshop of Earthquake-resistant reinforced concrete building construction, University of California, Berkeley, July 1977.
- B.5 Beckingsale C. W., Post elastic behaviour of reinforced concrete beam-column joints, Canterbury, Aug. 1980.
- B.6 * * * British Standards Institution Code of Practice, The structural use of concrete, CP110-1972.
- B.7 Bertero V. V., Aktan A. E., Chaxney F., Sause R., Earthquake simulation tests and associated experiments, analytical and correlation studies of one-fifth scale model, SP-84, ACI, 1985.
- B.8 Bertero V. V., Lessons learnt from recent earthquakes and research implications for earthquake-resistant design of building structures in the United States, Earthquake Spectra, EERI, vol.2, no.4, Oct. 1986.
- B.9 Bertero V. V., Seismic behaviour of structural concrete linear elements (beams, columns) and their connections, CEB, Bulletin d'information nr.13/1975 și L'industria italiana del cemento, no. 3, 4, 1980.
- B.10 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.
- B.11 Bob C., Contribuții la studiul articulațiilor plastice în structurile de beton armat formate din elemente liniare, Teză de doctorat, IPT, Timișoara, 1970.
- B.12 Bob C., Ghersi A., Plumier A., Trezos C., ș.a., EC2-Design of concrete, reinforced concrete, and prestressed concrete structures-worked examples, BRIDGEMAN Ltd, Timișoara-România, 1997.
- C.1 Căpățînă D., Tițaru E., Aspecte ale efectelor de interacțiune la structurile ductile din beton armat alcătuite din cadre și pereți structurali, Construcții nr. 4 - 5/1985.
- C.2 Căpățînă D., Tițaru E., Proiectarea structurilor antiseismice în cadre ductile pe baza conceptelor mecanismelor de plasticizare impuse, a ierarhizării formării articulațiilor plastice și a solicitărilor după direcții oblice în plan, Conferința CNIT "Proiectarea, realizarea și expertizarea structurilor în zone seismice", Iași, 1983.
- C.3 * * * C.E.B., Compléments au Code-Modèle CEB-FIP 1973, Bulletin d'Information, no.139, 1981.
- C.4 * * * CEB Model code for seismic design of concrete structures, 1982, 1985.
- C.5 * * * CEB-FIP Model Code 1990, Final draft, Bulletin d'information nr. 201, July 1991.
- C.6 * * * C.T.B.: Structural design of tall concrete and masonry buildings, Council of tall buildings and urban habitat, vol.CB, 1978.
- C.7 Chana P. S., Desai S. B., Design of shear reinforcement against punching, The Structural Engineer, Vol. 70, no.9, 5, May 1992.
- C.8 Chana P. S., Desai S. B., Membrane action, and design against punching shear, The Structural Engineer, Vol. 70, no.19/6, Oct. 1992.
- C.9 Cișmigiu Al., Dogaru L., Proiectarea rezistenței și ductilității grinzilor din beton armat, Revista Construcțiilor, nr. 2 / 1976.
- C.10 Cișmigiu Al., După 4 martie 1977, Revista de arhitectură nr. 4 / 1977.
- C.11 Comité Euro International du Béton, Response of R/C critical regions under large amplitude reversed actions, Information Bulletin 161, August, 1983.
- C.12 Constantinescu D., Postelnicu T., Rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat, Construcții, nr. 1 / 1979.
- C.13 Contract nr. 10288/1988, ICCPDC – Filiala Cluj-Napoca, Cercetări privind comportarea

- unei diafragme cu bulbi la solicitări alternante de tip seism, 1988.
- C.14 Contract nr. 10451/1987, ICCPDC-Filiala Iași, Cercetări experimentale și teoretice privind comportarea statistică și seismică a unui model P + 4E, integral prefabricat, format din stâlpi, diafragme rare și planșee dală din beton armat, 1987.
- C.15 Contract nr. 1510/1990, ICCPDC-Fil. Timișoara, Dezvoltarea tehnologiilor de realizare a îmbinărilor uscate între elementele prefabricate ale structurilor din beton armat și/sau beton precomprimat. Îmbini cu șuruburi de înaltă rezistență, Faza 1 și 2.
- C.16 Contract nr. 1510/1990, INCERC - Fil. Timișoara, Dezvoltarea tehnologiilor de realizare a îmbinărilor uscate între elementele prefabricate ale structurilor din beton armat și/sau beton precomprimat, Faza 9, Experimentări monotone și alternante în regim static a îmbinărilor cu SIR la elementele de beton armat, 1993.
- C.17 Covali S., Diaconu D., Studii și soluții privind influența deformabilității planșeelor de diferite tipuri asupra răspunsului seismic al structurilor din beton armat, referat ICCPDC-Filiala Iași, contract nr. 741/1983.
- C.18 Crainic L., Gabor M., Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura în cadre de beton armat, redactarea a II-a, ICB, București, 1993.
- C.19 Cutremurul din România din 4 martie 1977 și efectele sale asupra construcțiilor, vol. III - IV, Comportarea la cutremur a clădirilor de locuințe și social culturale, București, 1978.
- D.1 Dascalu M., Îmbinari la structuri din elemente prefabricate de beton armat, teza de doctorat, I.P.Cluj-Napoca, 1980.
- D.2 Dascalu V., Mariniuc G., Mihalache A., Soluții de îmbinare grida -stîlp pentru structurile în cadre de beton armat la construcții de locuințe și social-culturale proiectate în municipiul Iași, Colocviu I.C.C.P.D.C.-Filiala Iași, sep. 1981.
- D.3 Del Toro Rivera R., Comportement des noeuds d'ossature en béton armé sous sollicitation alternées, ENPC, Paris, 1988.
- D.4 Diaconu D., Olaru D., Particularități de comportare la acțiuni seismice ale structurilor duale, simpozion CNIT, Iași, 1987.
- D.5 Diaconu D., Pălămaru Gh., Experimentarea unor îmbinări pentru structuri din prefabricate, Studii și cercetări INCERC nr.4/1974.
- D.6 * * * DIN 1045, Beton und Stahlbetonbau.
- D.7 Domșa Julietta, The use of micro-concrete to model R/C elements and structures, PhD Thesis, Polytechnic Institute of Cluj-Napoca, Cluj-Napoca, 1984.
- D.8 Dumitrescu D., Agen R., Constantinescu D., Postelnicu T., Probleme generale de concepție și calcul în proiectarea antiseismică a construcțiilor din beton armat - Raport de sinteză, Conferința a XI-a de betoane, Timișoara, oct., vol. 4, 1982.
- D.9 Dumitrescu D., Agen R., Sandi H., Redactarea îmbunătățită a normativului românesc pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor. Prezentare și comentarii, Construcții, nr. 12, 1981.
- D.10 Dumitrescu D., Constantinescu D., Postelnicu T., Probleme ale alcătuirii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice, Construcții, nr. 8 / 1979.
- D.11 Dumitrescu D., Constantinescu D., Postelnicu T., Probleme ale comportării structurilor din beton armat la acțiuni seismice, Revista Construcții nr.3/1984.
- D.12 Dumitrescu D., Postelnicu T., Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice, Construcții, nr. 1 / 1979.
- E.1 * * * EC2-European prestandard, Calcul, des ouvrages et beton, dec. 1991/1992.
- E.2 * * * EC8, Earthquake resistant design of structures, Part 1: General rules and rules for buildings, october, 1993.
- E.3 * * * EC8, Regles unifiées communes pour les constructions en zones sismiques, Rapport EUR 8850, FR, 1988.
- E.4 Elgabry A., Ghali A., Tests on concrete slab-column connections with stud-shear reinforcement subjected to shear-moment transfer, ACI Structural Journal, V.84, no.5, sept.-oct. 1987.

- E.5 Elliott K. S., Tovey A., K., Precast concrete frame buildings - Design guide, British Cement Association, 1992.
- F.1 Filimon I., Cadar I., Friedrich R., Beton armat și construcții, Vol. 1 și 2, Centrul de multiplicare I.P.T. Timișoara, 1988.
- F.2 Fiorato A. E., Oesterle R. G., Corley W. G., Behaviour of earthquake resitant structural walls before and after repair, ACI - Journal, sept. - oct., 1983.
- F.3 Florea A., Mîrșu O., Distribuția postelastica a eforturilor la structuri în cadre din beton armat supuse la acțiuni seismice, simpozionul “ Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor ”, Timișoara, noiembrie 1986.
- F.4 Florea A., Mîrșu O., Florea V., Buchman I., Cercetări experimentale privind îmbinarea diaframelor prefabricate la structurile prefabricate asamblate prin postcomprimare, simpozionul “ Proiectarea antiseismică a structurilor din prefabricate de beton armat și precomprimat “, Iași, sept. 1989.
- F.5 Florea A., Studiul comportării diaframelor de rigidizare a structurii prefabricate cadre-diafragme tip IPH-Deva, la acțiuni seismice, Timișoara, oct. 1991.
- G.1 Ghali A., Hammill N., Effectiveness of shear reinforcement in slabs, Concrete International, january, 1992.
- G.2 Goodsir W. J., The inelastic seismic respons of reinforced concrete frame-shear-wall structures, Research report no.82-10, Department of civil engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, february, 1982.
- G.3 Govindan P., Lakshmi pathy M., Santhakumar A. R., Ductility of infilled frames, ACI Journal, july-august, 1986.
- H.1 Hawkins N. M., Mitchell D., Hanna S. H., The effects of shear reinforcement on reversed cyclic loading behavior of flat plate structures, Canadian Journal of Civil Engineering, V.2, no.4, dec. 1975.
- H.2 Hawkins N. M., Seismic response of constraints for slab systems, Proceedings, Berkeley, 1977.
- H.3 Hawkins N. M., Seismic response of reinforced concrete flat plate structures. I.A.B.S.E. Conference, Structural Eurocod, DAVOS, 1992.
- I.1 I.A.B.S.E. Conference, Structural Eurocod, DAVOS, 1992.
- I.2 I.C.C.P.D.C.-Filiala Cluj-Napoca, pr. Nr.673/1984, Cercetări privind folosirea structurilor cu planșee din beton armat fără grinzi în zone seismice, noiembrie 1985.
- I.3 I.C.C.P.D.C. - Filiala Timișoara, Comportarea structurilor din diafragme de beton armat monolit la încărcări laterale alternante, contract 877 / 81, referat 1983.
- I.4 I.P.C.T. București, pr. Nr. 952/1984, Studiul privind subansambluri spașiale “placă – stâlp” la construcții cu puține niveluri, în zone seismice, sept. 1984.
- I.5 Internațional conference of building officials, Uniform building code, Whittier California, 1973 - 1991.
- I.6 Irescu R., Contribuții la proiectarea antiseismică a structurilor duale din beton armat, teză de doctorat, U T Timișoara, 1996.
- K.1 Kanch Y., Yozhizaki S., Strangth of slab – column connections transferring shear and moment, A.C.I. Journal, vol.76, no.3, march 1979.
- L.1 Leonte C., Mihul A., Comportarea unor îmbinări între elemente prefabricate liniare de beton armat utilizate la structuri pentru construcții industriale, Revista Construcții, nr. 5-6/1973.
- L.2 Lewicki B., and coll., Progettazione di edifici multipiano industrializzati I.T.E.C. Editrice, Milano 1982.
- L.3 Lungu D., Mazzolani F., Savidis S., ș.a., EC8-Design of structures in seismic zones-worked examples BRIDGEMAN Ltd, Timișoara-România, 1997.
- M.1 Mast R. E., Auxilliary reinforcement in concrete connections, Procedings A.S.C.E. vol. 94, st.6 june 1969.
- M.2 Mateescu D., Rosu D., Caraba I., Constructii metalice, Exemple de calcul, Editura Didactică și Pedagogică, Bucuresti, 1072.

- M.3 Mihai C., Acatrinei L., Cercetări teoretice și experimentale privind comportarea structurilor dală la acțiuni dinamice, simpozion Timișoara, nov. 1986.
- M.4 Mihai C., Cercetări teoretice și experimentale privind alcătuirea și comportarea unor noduri de tip grindă-stâlp din beton armat, cu ajutorul subansamblelor spațiale, Teză de doctorat – I.P. Gh. Asachi, Iași, 1984.
- M.5 Mihai C., Palamaru Gh., Unele posibilități de cercetare ale structurilor etajate realizate din elemente liniare, prin încercarea subansamblurilor spațiale caracteristice, Construcții nr. 12, 1979.
- M.6 Mihai C., Unele rezultate privind concepția și calculul îmbinărilor grindă-stâlp la structurile în cadre de beton armat pentru construcții de locuințe și social culturale, a 11-a Conferință de betoane, Timișoara, oct. 1982.
- M.7 Mihul A., Considerații asupra îmbinării elementelor prefabricate din beton și beton armat, Revista Construcții, nr.5-6 / 1973.
- M.8 Mihul A., Hobjilă V. D., Hale etajate cu structura în cadre integral prefabricate, alcătuite din elemente cu armătură preîntinsă, asamblate prin precomprimare locală, Construcții nr. 10-11, 1987.
- M.9 Mihul A., Rusu M., Considerații asupra îmbinărilor la cadre integral și parțial prefabricate, Conferința CNIT “Proiectarea, realizarea și expertizarea structurilor în zone seismice”, Iași, 1983.
- M.10 Mirean Rodica Viorica, Contribuții privind comportarea și calculul diafragmelor din beton armat asamblate din panouri mari prefabricate, teză de doctorat, Facultatea de Construcții Timișoara, 1998.
- M.11 Mironescu M., Bartnowschi A., Stănescu A., Brotea T., Interacțiunea între cadre și diafragme de beton armat la acțiuni seismice, Construcții nr. 1 - 2/1988.
- M.12 Mîrsu O., Bob C., Construcții de beton armat, Vol. 1 și 2, I.P.T. Facultatea de Construcții, Timișoara, 1990.
- M.13 Mîrșu O., Friedrich R., Construcții din beton armat, Editura didactică și pedagogică, București, 1980.
- M.14 Mîrșu O., Interacțiunea cadre-diafragme la o structură cu un nivel din beton armat, Buletinul științific și tehnic al IPTV-Timișoara, tom 27(41) construcții, 1982.
- M.15 Mîrșu O., Radoslav I., Buchman I., Bob L., Studiu experimental al unei structuri spațiale în cadre - diafragme, Construcții nr. 11/1984.
- M.16 Moehle P. J., Diebold V. J., Experimental study of the seismic response of a two-story flat-plate structure, Report UCB/EEBC 84-08, Berkeley, California, 1984.
- M.17 Moga A., Contribuții privind calculul nucleelor din beton, realizate din panouri mari, Teză de doctorat, Institutul Politehnic Cluj Napoca, 1988.
- M.18 Mokhtar A. S., Ghali A., Dilger W. H., Stud shear reinforcement for flat concrete plates, ACI JOURNAL, Proceeding, V.82, no. 5, sept.-oct. 1985.
- M.19 Morovov N. V., ș.a., Jestcostezlov carcasa zviazevoi sistemî a ucetom plasticeskih deformații, Rev. Beton I jelezobeton, URSS, 1979.
- M.20 Muller F. X., Muttoni A., Thurlimann B., Durchstanz versuche an flachdecken mit aussparungen, ETH Zurich, Research report no.7305-5, Birkhauser Verlag, Basel and Stuttgart, 1984.
- N.1 Neicu M., Industrializarea construcțiilor în cadre de beton armat, Conferința a IX-a de Betoane, 1978.
- N.2 Nestor A., Comportarea construcțiilor și punerea în siguranță a fondului construit existent la cutremurul din 1977 în județul Prahova, Revista Construcții, nr. 3 / 1985.
- N.3 Nestor A., Influența rigidității planșeelor asupra conlucrării complexelor structurale verticale la preluarea solicitărilor orizontale, Revista Construcții, nr. 4 / 1982.
- N.4 Nestor A., Structuri reticulare în zone seismice (cadre cu diafragme rare), Teză de doctorat, I.P. Cluj-Napoca, Facultatea de construcții, 1988.
- N.5 Neth V. W., de Paiva H. A. R., Long A. E., Behavior of models of reinforced concrete

- flat plate edge-column connection, A.C.I. Journal, july-august 1981.
- N.6 * * * Normativ privind calculul și alcătuirea planșeelor din beton armat și precomprimat, proiect ICCPDC-INCERC-București, iunie 1979, aprilie 1981.
- N.7 * * * NZS 3101: Part 1, Commentary NZS 3101Part 2: New Zealand standard code of practice for the desing of concrete structures, Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand, 1982.
- O.1 Olaru D., Considerații privind conlucrarea elementelor verticale cu planșeele în structurile de rezistență la acțiunea sarcinilor seismice, Revista Construcții, nr. 5 / 1984.
- O.2 Olaru D., ș.a., Rapoarte privind contractul de cercetare științifică nr. 832/1981, fazele I...IV /1981... 1984, ICCPDC București.
- O.3 Oneț T., Terteza I., Proiectarea betonului structural. Casa cărții de știință, Cluj-Napoca, 1995.
- P.1 * * * P 85 - 82, Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton.
- P.2 * * * P 85 – 93 Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton.
- P.3 * * * P 100 - 78 și 81, Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social culturale, agrozootehnice și industriale.
- P.4 * * * P 100 - 92, Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale.
- P.5 Park R., Paulay T. ș. a., Progress report of earthquake engineering research at the University of Canterbury, Proceeding of the seventh world conference on earthquake engineering, Istambul, 1980.
- P.6 Park R., Paulay T., Concrete structures. Design of earthquake resistant structures, E. Rosenbleuth (ed.), Pentech Press, Londres, 1980.
- P.7 Park R., Paulay T., Reinforced concrete structures, Ed. J. Wiley & Sons, New York, 1975.
- P.8 Paulay T., Bachmann H., Moser K., Proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice, Editura Tehnică, București, 1997.
- P.9 Paulay T., Coupling beams of reinforced concrete shear walls, Journal of the structural divizion, Proceedings of the A.S.C.E., nr. 3 / 1971.
- P.10 Paulay T., Goodsir W. J., The ductility of structural walls, Buletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol 18, no.3, september, 1985.
- P.11 Paulay T., Park R., Joints in reinforced concrete frames design for earthquake resistance, Report prepared for a US-New Zealand-Japan-Seminar Monterey, California, aug. 1984.
- P.12 Paulay T., Park R., Phillips M. H., Horizontal construction joints in cast in place concrete shear in reinforced concrete, A.C.I. Special publication no. BP-42, Detroit, 1974.
- P.13 Paulay T., Santhacumar A. R., Ductile behaviour of coupled shear walls, Journal of the structural division, Proceeding of the ASCF nr. 1, 1976.
- P.14 Paulay T., Spurr D. D., Simulated seismic loading on reinforced concrete frame-shear wall structures, 6th WCEE, New Delhi, preprints 3, 1977.
- P.15 Paulay T., The design of ductile reinfoeced concrete structural walls for earthquake resistance, Earthquake Spectra, EERI, vlo.2, no.4, okt. 1986.
- P.16 Paulay T., The design of reinforced concrete ductile shear walls for earthquake resistance, Research report 81, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, febr. 1981.
- P.17 Paulay T., Uzumeri S. M., Critical rewiew of the seismic design provizions for ductile shear walls of the canadian code and commentary, Canadian Journal of Civil Engineering, 4 / 1974.
- P.18 Petcu V., Calculul structurilor din beton armat în domeniul plastic, Editura tehnică, București, 1972.

- P.19 Petcu V., Capacitatea portantă a unei grinzi continue de beton armat realizată prin monolitizarea a două grinzi prefabricate, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr.9/1968.
- P.20 Petcu V., Minez S., Proprietățile plastice ale secțiunilor de beton armat, Studii și cercetări INCERC, nr. 2 / 1971.
- P.21 Petcu V., Pancaldi U. Cercetări experimentale privind comportarea plăcilor armate pe două direcții solicitate la străpungere excentrică. Plăci cu armătură transversală pentru străpungere, Referat INCERC cu soluții și recomandări pentru proiectare, 1977.
- P.22 Petcu V., Pancaldi U. Cercetări experimentale privind comportarea plăcilor armate pe două direcții solicitate la străpungere excentrică. Plăci fără armătură transversală de străpungere, Referat INCERC, 1977.
- P.23 Petcu V., Stănculescu G., Pancaldi V., Adaptabilitatea plastică a structurilor din beton armat. Probleme actuale de mecanica solidelor, vol. III, Editura Academiei R. S. R., București, 1981.
- P.24 Pillai U.S., Kirk W.D., Ductile beam-column connections in precast concrete, Journal ACI, nr.6, 1981.
- P.25 Portland Cement Association> Handbook of frame constants, Skokie, EB034D, 1958.
- P.26 Postelnicu T., Un procedeu energetic pentru calculul structurilor cu diafragme de beton armat la acțiunea seismică, Construcții, nr. 1 / 1979.
- P.27 Proiect nr. 5379, Ansamblu de locuințe str. V. I. Lenin, IPH – Deva, 1988.
- P.28 Proiect nr. 5676/1986, elaborat de IPH Deva.
- R.1 R. I. Radoslav I., Mîrșu O., Buchman I., Florea V., Structură prefabricată prin postcomprimare pentru clădiri multietajate, Construcții nr.1 / 1987.
- R.2 * * * Rapoarte privind contractul de cercetare științifică nr. 774/1984, fazele I...III/1984... 1986, ICCPDC București.
- R.3 Regan P. E., Shear combs, reinforcement against punching, The Structural Engineer, V.63B, no.4, dec., London, 1985.
- R.4 Rosman R., Laterally loaded systems consisting of walls and frames, Tall Building, University of Southampton, 1966.
- S.1 Seismology Committee : Recommended lateral force requirements and commentary, Structural Engineers Association of California, 1975.
- S.2 * * * SNIP II-21-75, Normî proiectivania, Betonnie I jelezobetonnie konstrukții, Moskva, 1976.
- S.3 Spences R. A., Neille D. S., Cyclic tests of welded headed stud connections, P.C.I. Journal vol. 21 no. 3, may/june 1976.
- S.4 Spurr D. D., Post elastic behavior of R/C frame - wall components and assemblages subjected to simulated seismic loading, University of Canterbury, Department of civil engineering, New Zealand, 1984.
- S.5 * * * Standards Association of N. Z., Code of practice for the design of concrete structures (NZS 3101 - 1982), Wellington, 1982.
- S.6 * * * STAS 10 107 / 0 - 90, Construcții civile și industriale - Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat.
- T.1 Tassios T. P., Tsoukantas S., Serviceability and ultimate limit states of large panels connections under static and dynamic loading, Proc. RILEM-CEB-CIB symposium on mechanical behaviour of joints of precast R. C. elements, Atena, 1978.
- T.2 Tassios T. P., Vasilicu G., Mechanical behaviour of repaired R. C. structures, A.L.P.C.-F.I.P. congres, Liaga, 1975.
- T.3 Terteia I., Onet T., Pacurar V., Proiectarea betonului armat, Ed.Didactică și Pedagogică, București, 1985.
- T.4 Terteia I., Onet T., și col., Îmbinări de continuitate la structurile din beton armat, Conferința a VII-a de betoane, Iași, 1975.
- T.5 Terteia I., Onet T., Verificarea calității construcțiilor de beton armat și precomprimat,

Editura Dacia, Cluj-Napoca, 1979.

- T.6 Terteza I., Păcurar V., ș.a., Încercări asupra unor îmbinări de continuitatea elementelor prefabricate de beton armat, Conferința a IV-a de betoane, Brașov, 1971.
- T.7 Terteza I., Viorel Gabriela, Comportarea la străpungere a plăcilor în zona de margine a planșeelor dală, Bul. Știinș. și Tehnic al I.P. Traian Vuia Timișoara, Fasc. 1, 1980.
- T.8 Terteza I., Viorel Gabriela, Comportarea zonei de colț a planșeelor dală sub acțiunea forței concentrate și a momentului încovoietor, Revista Construcții, Oct. 1981.
- T.9 Tripa E., Încercări pe subansamble structurale a clădirilor cu planșee dală.
- T.10 Tripa E., Maniu H., Ioani A. M., Structural investigation on the seismic performance of precast mixed shear wall, Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, Madrid, 19-24 July, 1992.
- V.1 Verbic B., Terzic N., Behaviour of large panel connections of multy storey large panel buildings under cyclic loading, Proc. Of the 6-th European conference on earthquake engineering, Dubrovnik, 1978.
- W.1 Wang T. Y., Bertero V. V., & Popov E. P., Histeretic behaviour of reinforced concrete framed-Walls, Report EERC 75-23, University of California, Berkeley, 1975.
- W.2 Wynhoven J. H., Adams P. F., Analysis of threc – dimensional structures, Journal of the structural division, ASCE, vol. 98, STI, ianuarie, 1972.

Anexa A

Tabele și grafice pentru
Capitolele 6 și 7

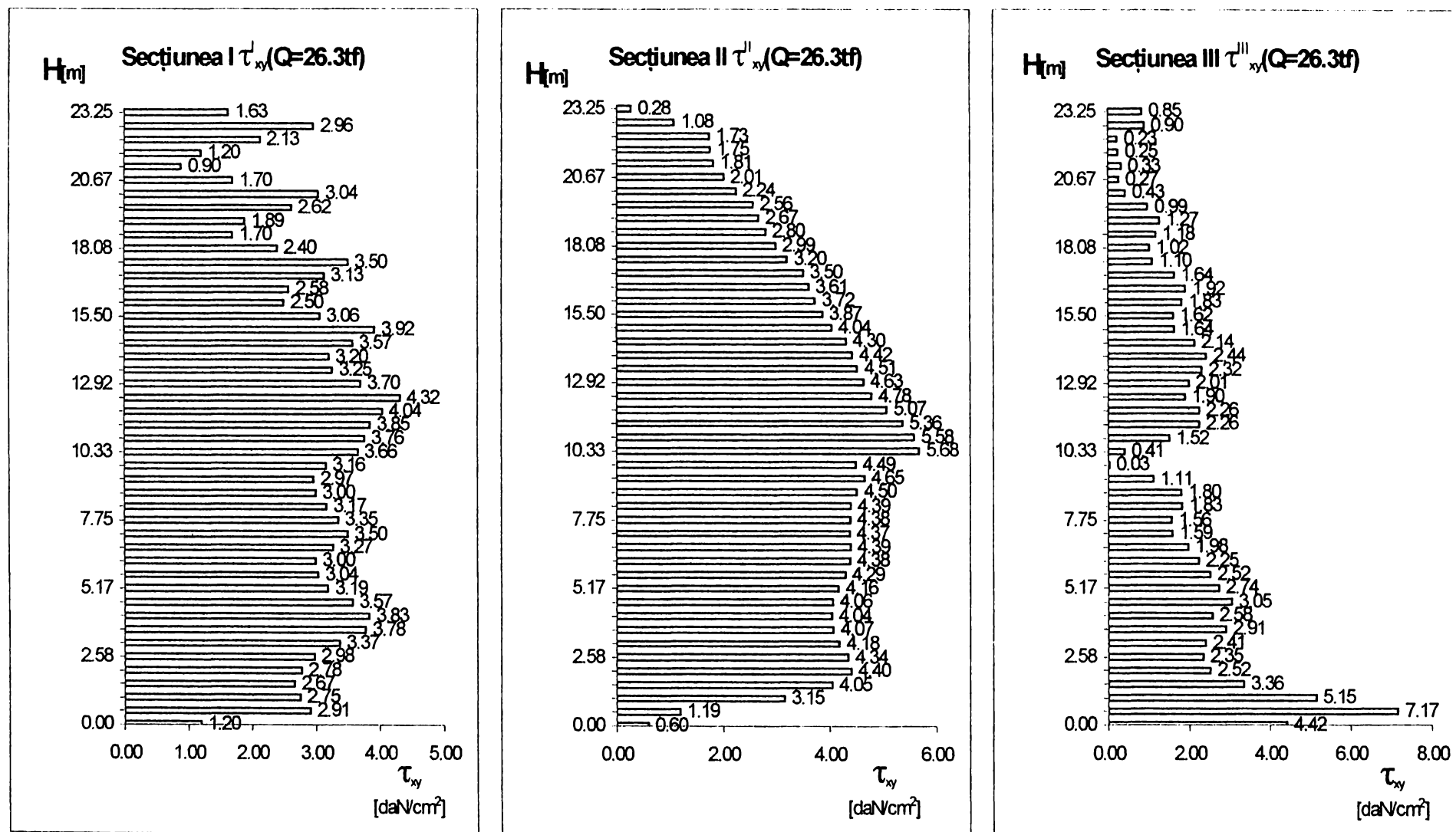


Fig. A.6.41. Eforturile unitare τ_{xy}^I , τ_{xy}^{II} , τ_{xy}^{III} în etapa E1 (Diafragmă monolită, $Q_e = 26,3$ tf);

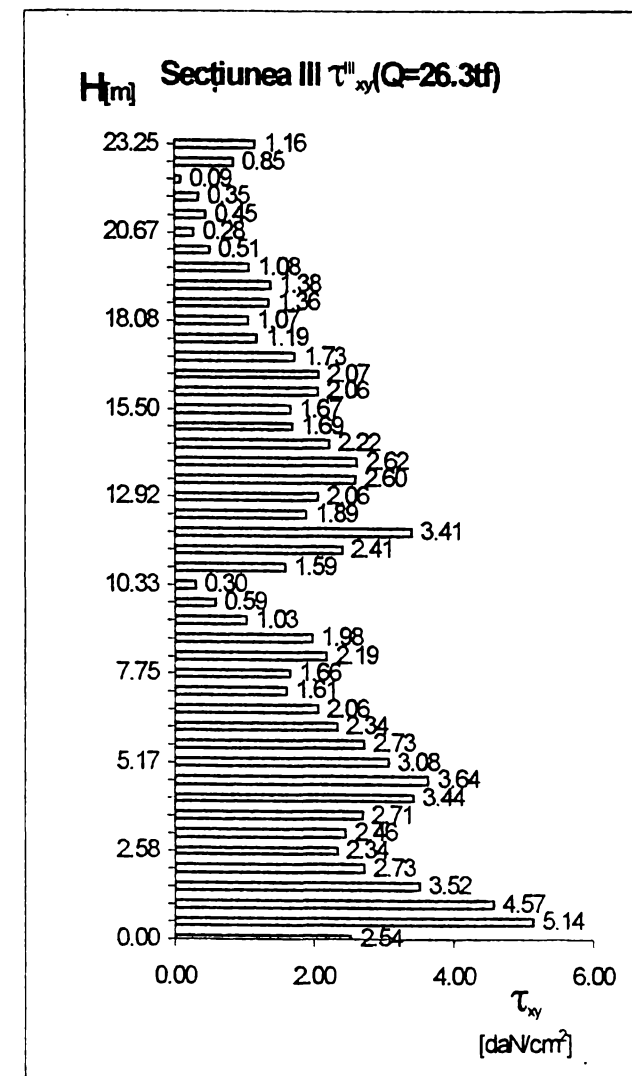
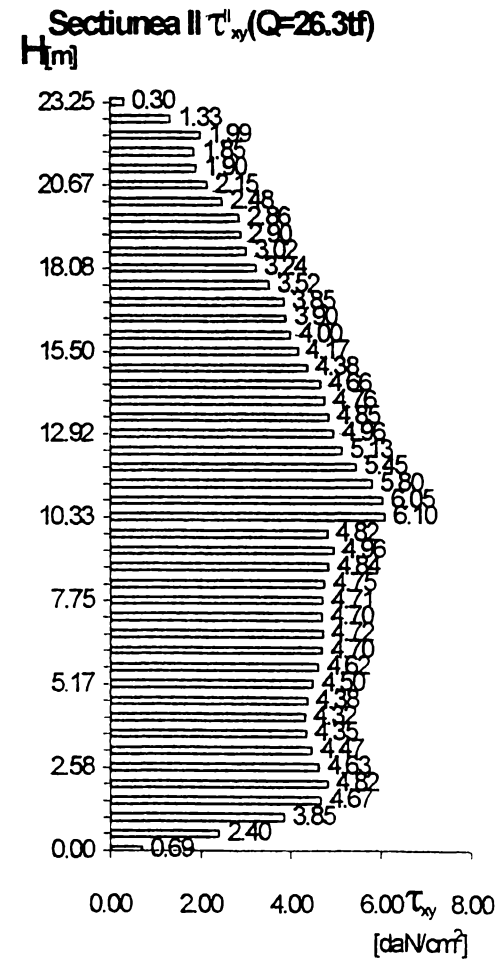
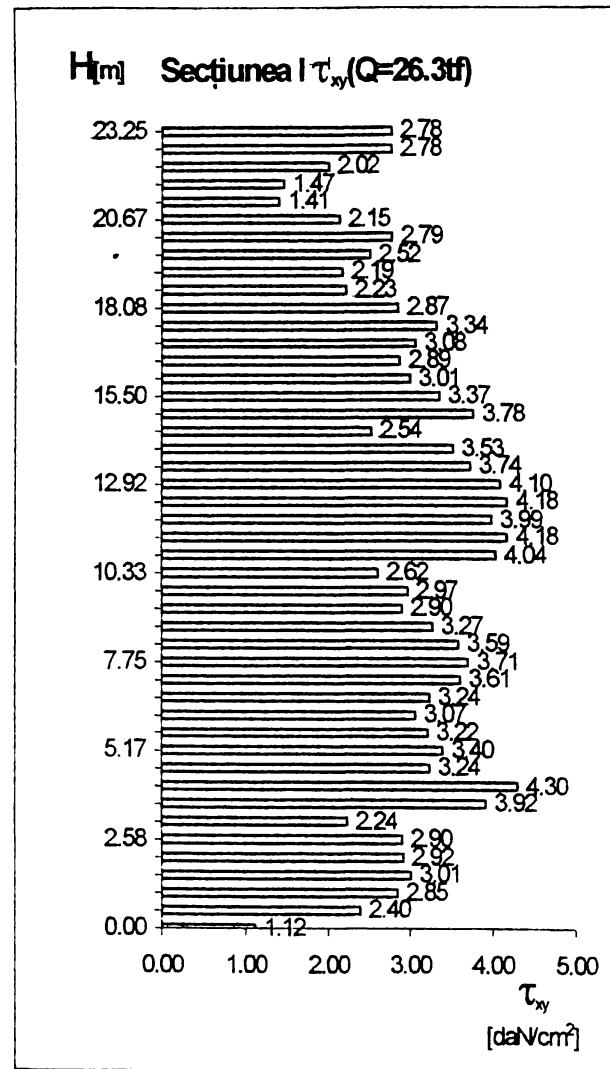


Fig. A.6.42. Eforturile unitare τ_{xy}^I , τ_{xy}^{II} , τ_{xy}^{III} în etapa E2 (Diafragmă prefabricată, $Q_e = 26,3$ tf);

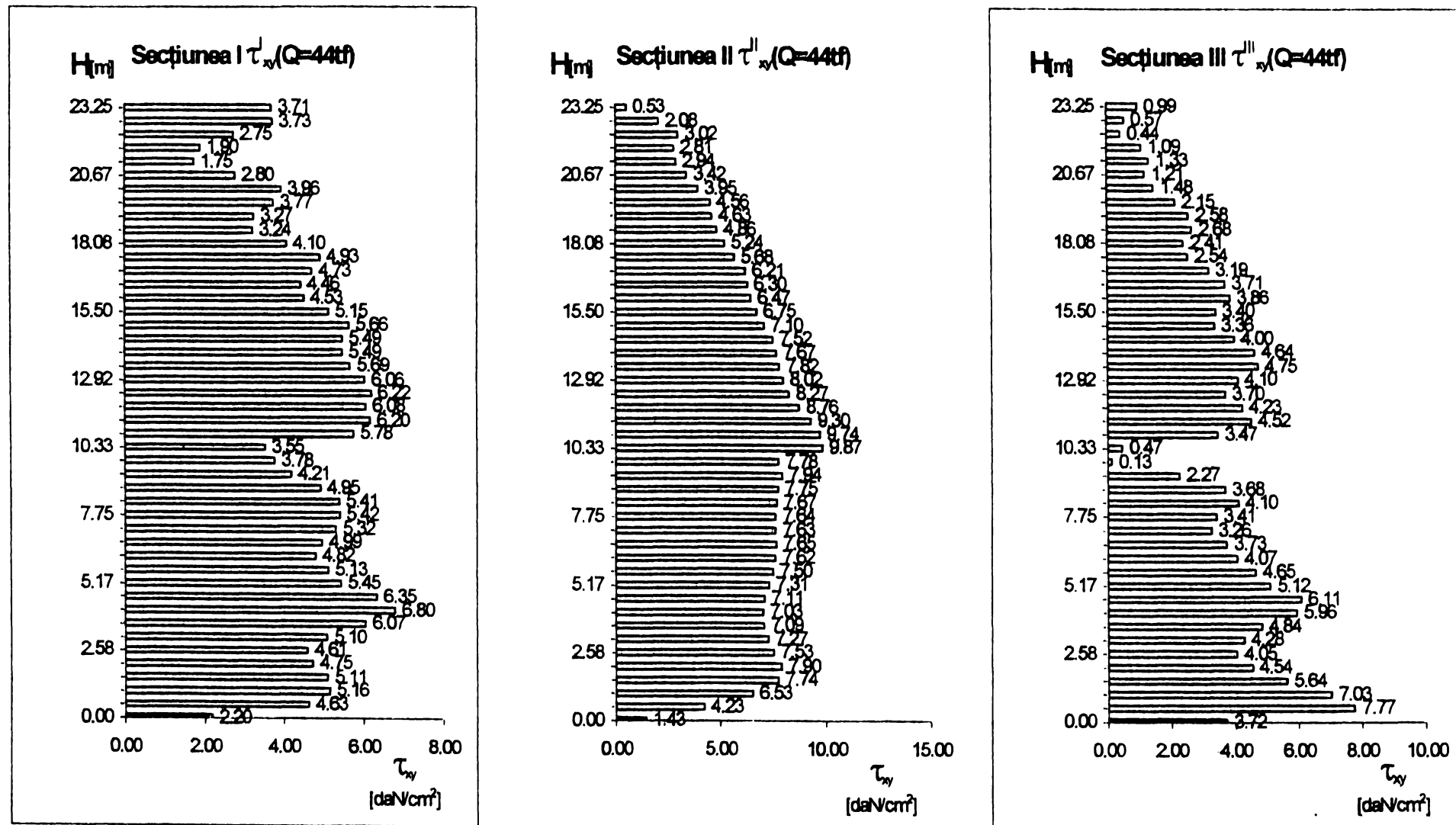


Fig. A.6.43. Eforturile unitare τ_{xy}^I , τ_{xy}^{II} , τ_{xy}^{III} în etapa E3 (Diafragmă prefabricată, $Q_e = 44,0$ tf);

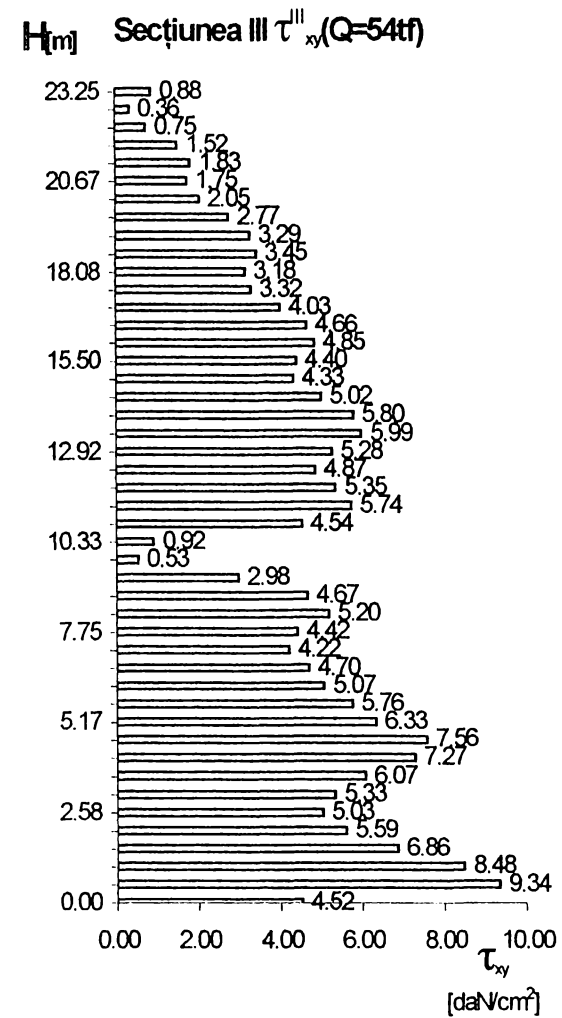
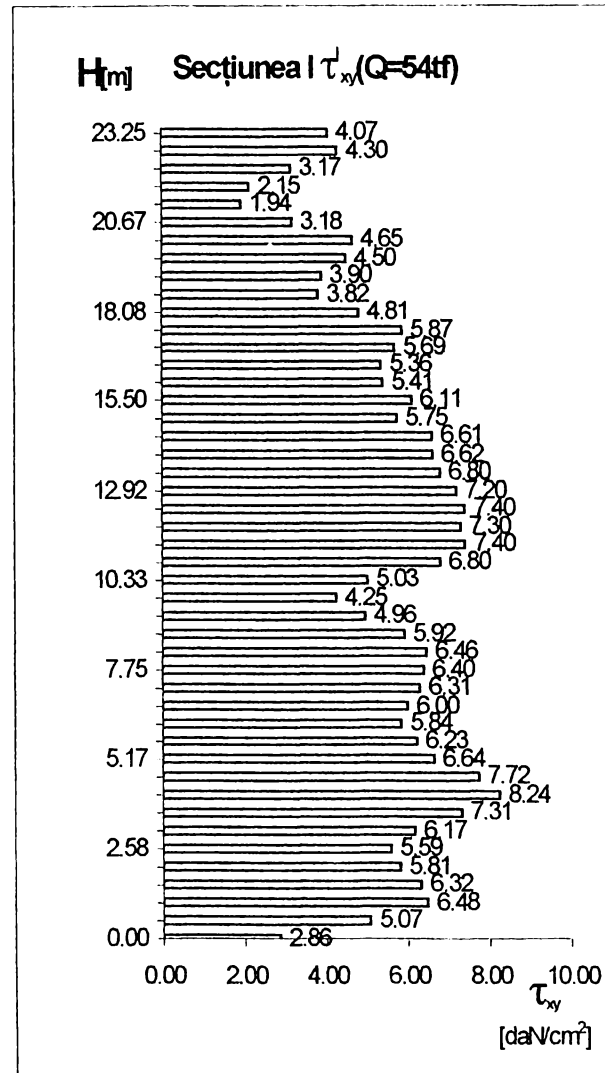
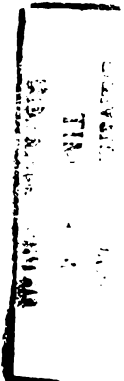
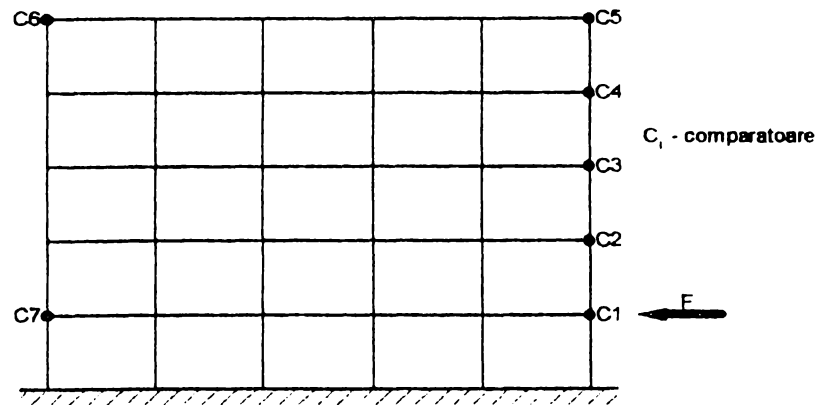


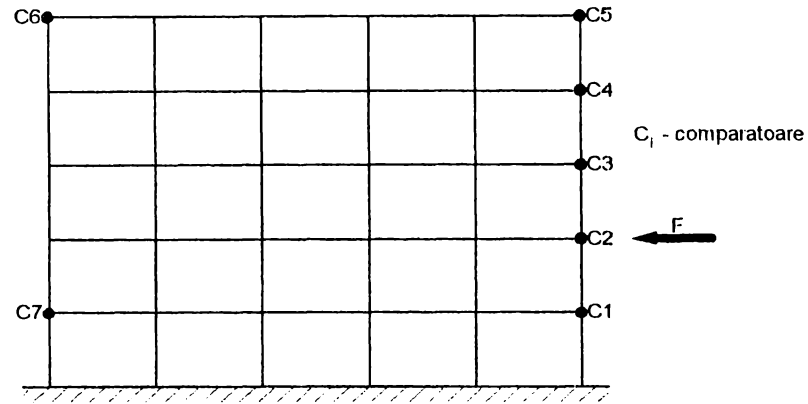
Fig. A.6.44. Eforturile unitare τ_{xy}^I , τ_{xy}^{III} în etapa E4 (Diafragmă prefabricată, $Q_c = 54,0$ tf);





Încercarea	Forța [kgf]	Deplasări în mm						
		ΔC_1	ΔC_2	ΔC_3	ΔC_4	ΔC_5	ΔC_6	ΔC_7
A	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.007	0.004	0.010	0.030	0.040	0.030	0.010
	400	0.010	0.018	0.030	0.040	0.050	0.040	0.018
	600	0.014	0.024	0.030	0.040	0.060	0.050	0.024
	400	0.013	0.010	0.020	0.030	0.040	0.030	0.024
	200	0.009	0.007	0.010	0.030	0.040	0.020	0.010
	0	0.000	0.000	0.000	0.010	0.020	0.010	0.002
B	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.005	0.008	0.010	0.010	0.010	0.020	0.005
	400	0.012	0.014	0.015	0.020	0.020	0.030	0.019
	600	0.018	0.021	0.025	0.030	0.030	0.040	0.023
	400	0.018	0.014	0.015	0.015	0.010	0.030	0.023
	200	0.014	0.009	0.005	0.005	0.000	0.015	0.019
	0	0.008	0.002	0.000	0.000	-0.010	0.000	0.012
C	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.001	0.003	0.010	0.030	0.020	0.025	0.009
	400	0.009	0.012	0.020	0.030	0.030	0.050	0.018
	600	0.014	0.022	0.030	0.050	0.050	0.070	0.029
	400	0.016	0.020	0.020	0.040	0.030	0.050	0.029
	200	0.014	0.011	0.010	0.030	0.025	0.040	0.027
	0	0.010	0.007	0.000	0.010	0.010	0.020	0.021
D	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.005	0.010	0.020	0.010	0.010	0.020	0.003
	400	0.012	0.010	0.030	0.020	0.020	0.040	0.012
	600	0.021	0.020	0.040	0.040	0.040	0.060	0.018
	400	0.021	0.020	0.030	0.030	0.030	0.050	0.018
	200	0.015	0.010	0.020	0.010	0.020	0.030	0.014
	0	0.006	0.010	0.010	0.000	0.000	0.010	0.006

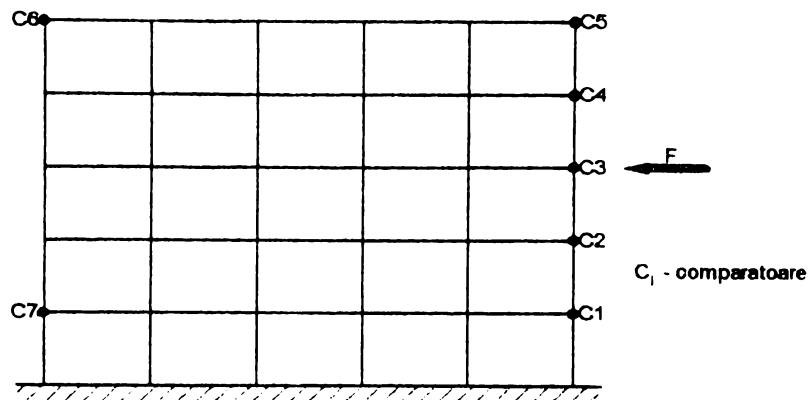
Anexa A.7.1. Deplasări statice pentru forță orizontală aplicată la nivelul I



185

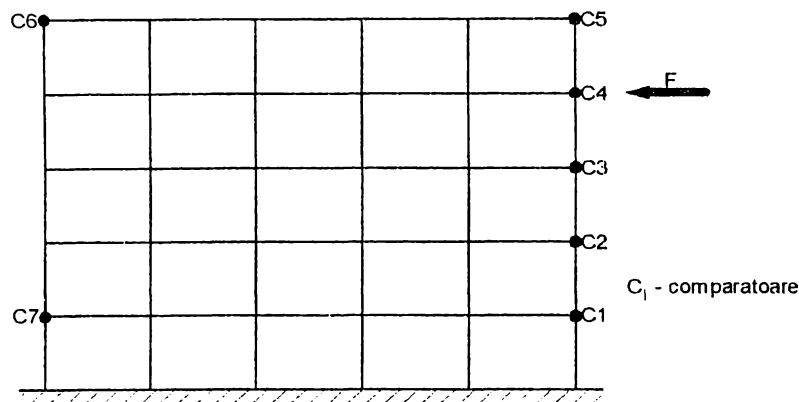
Încercarea	Forța [kgf]	Deplasări în mm						
		ΔC_1	ΔC_2	ΔC_3	ΔC_4	ΔC_5	ΔC_6	ΔC_7
A	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.002	0.015	0.020	0.020	0.020	0.040	0.002
	400	0.016	0.026	0.030	0.050	0.040	0.060	0.016
	600	0.020	0.040	0.040	0.050	0.060	0.090	0.028
	400	0.018	0.024	0.030	0.040	0.040	0.070	0.024
	200	0.014	0.017	0.010	0.020	0.020	0.040	0.022
	0	0.004	-0.001	0.000	0.010	0.000	0.030	0.040
B	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.009	0.017	0.020	0.030	0.020	0.025	0.006
	400	0.021	0.035	0.040	0.050	0.060	0.060	0.020
	600	0.031	0.051	0.070	0.080	0.090	0.075	0.024
	400	0.033	0.041	0.050	0.050	0.060	0.060	0.024
	200	0.018	0.011	0.020	0.010	0.020	0.020	0.019
	0	0.002	-0.010	-0.010	-0.030	-0.030	-0.010	0.002
C	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.002	0.011	0.020	0.020	0.010	0.030	0.008
	400	0.013	0.031	0.040	0.050	0.050	0.070	0.012
	600	0.024	0.057	0.070	0.080	0.090	0.120	0.029
	400	0.026	0.039	0.050	0.080	0.060	0.100	0.029
	200	0.020	0.026	0.030	0.040	0.040	0.070	0.026
	0	0.014	0.013	0.020	0.020	0.020	0.060	0.020
D	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.005	0.000	0.025	0.020	0.020	0.030	0.006
	400	0.016	0.020	0.045	0.050	0.050	0.060	0.013
	600	0.027	0.040	0.075	0.060	0.100	0.100	0.027
	400	0.026	0.030	0.045	0.060	0.070	0.070	0.026
	200	0.017	0.020	0.035	0.030	0.050	0.030	0.017
	0	0.007	0.000	0.005	0.010	0.010	0.000	0.006

Anexa A.7.2. Deplasări statice pentru forță orizontală aplicată la nivelul II



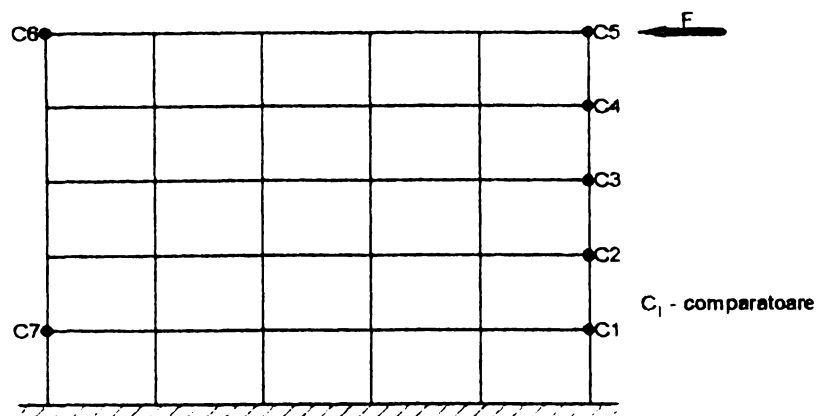
Încercarea	Forța [kgf]	Deplasări în mm						
		$\Delta C1$	$\Delta C2$	$\Delta C3$	$\Delta C4$	$\Delta C5$	$\Delta C6$	$\Delta C7$
A	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.001	0.016	0.030	0.025	0.030	0.020	0.003
	400	0.010	0.032	0.050	0.060	0.065	0.050	0.012
	600	0.023	0.052	0.080	0.090	0.110	0.100	0.025
	400	0.022	0.033	0.050	0.060	0.070	0.050	0.021
	200	0.017	0.021	0.030	0.030	0.030	0.020	0.008
	0	0.005	-0.004	0.000	-0.010	-0.010	-0.010	0.002
B	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.008	0.019	0.030	0.030	0.050	0.030	0.008
	400	0.011	0.042	0.060	0.070	0.090	0.070	0.019
	600	0.031	0.062	0.090	0.110	0.140	0.120	0.034
	400	0.030	0.047	0.070	0.080	0.100	0.080	0.030
	200	0.020	0.026	0.040	0.040	0.050	0.050	0.026
	0	0.010	0.006	0.015	0.010	0.020	0.010	0.020
C	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.010	0.026	0.040	0.040	0.040	0.040	0.007
	400	0.023	0.049	0.070	0.080	0.090	0.090	0.015
	600	0.035	0.079	0.110	0.130	0.140	0.140	0.029
	400	0.032	0.059	0.080	0.100	0.090	0.080	0.019
	200	0.017	0.032	0.040	0.040	0.030	0.020	0.005
	0	-0.004	0.006	0.000	-0.010	-0.030	-0.040	-0.007
D	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.008	0.010	0.030	0.040	0.050	0.040	0.005
	400	0.024	0.040	0.070	0.090	0.110	0.090	0.017
	600	0.041	0.060	0.110	0.150	0.180	0.160	0.029
	400	0.039	0.050	0.090	0.110	0.140	0.150	0.027
	200	0.024	0.030	0.040	0.050	0.080	0.050	0.017
	0	0.010	0.010	0.010	0.010	0.030	0.000	0.007

Anexa A.7.3. Deplasări statice pentru forță orizontală aplicată la nivelul III



Încercarea	Forța [kgf]	Deplasări în mm						
		ΔC_1	ΔC_2	ΔC_3	ΔC_4	ΔC_5	ΔC_6	ΔC_7
A	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.013	0.019	0.030	0.050	0.040	0.070	0.006
	400	0.019	0.034	0.065	0.090	0.100	0.130	0.024
	600	0.025	0.053	0.095	0.120	0.150	0.190	0.041
	400	0.030	0.038	0.065	0.080	0.100	0.130	0.041
	200	0.019	0.018	0.030	0.050	0.060	0.060	0.036
	0	0.000	-0.002	0.005	-0.010	-0.010	-0.020	0.010
B	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.006	0.023	0.030	0.050	0.050	0.065	0.010
	400	0.019	0.045	0.060	0.090	0.100	0.110	0.023
	600	0.031	0.071	0.090	0.130	0.160	0.170	0.033
	400	0.031	0.049	0.060	0.090	0.110	0.110	0.031
	200	0.020	0.029	0.030	0.050	0.050	0.070	0.023
	0	0.009	0.007	0.000	0.000	0.010	0.020	0.012
C	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.001	0.015	0.032	0.040	0.050	0.060	0.002
	400	0.009	0.034	0.062	0.080	0.110	0.130	0.011
	600	0.023	0.064	0.110	0.150	0.180	0.200	0.024
	400	0.019	0.036	0.070	0.100	0.120	0.150	0.020
	200	0.005	0.010	0.030	0.050	0.070	0.080	0.007
	0	-0.008	-0.014	0.000	0.000	0.020	0.020	0.000
D	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.012	0.010	0.030	0.050	0.060	0.060	0.010
	400	0.030	0.050	0.080	0.120	0.150	0.140	0.023
	600	0.047	0.070	0.140	0.190	0.230	0.230	0.045
	400	0.043	0.060	0.090	0.130	0.180	0.160	0.028
	200	0.027	0.040	0.050	0.080	0.100	0.090	0.014
	0	0.010	0.010	0.000	0.010	0.020	0.030	0.014

Anexa A.7.4. Deplasări statice pentru forță orizontală aplicată la nivelul IV



Încercarea	Forța [kgf]	Deplasări în mm						
		ΔC_1	ΔC_2	ΔC_3	ΔC_4	ΔC_5	ΔC_6	ΔC_7
A	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.005	0.028	0.040	0.060	0.060	0.080	0.006
	400	0.014	0.058	0.100	0.120	0.160	0.160	0.020
	600	0.041	0.092	0.140	0.190	0.250	0.250	0.043
	400	0.039	0.066	0.120	0.140	0.200	0.190	0.045
	200	0.026	0.046	0.060	0.090	0.130	0.130	0.030
	0	0.009	0.015	0.010	-0.010	0.000	-0.010	0.000
B	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.014	0.033	0.060	0.060	0.080	0.070	0.015
	400	0.032	0.067	0.090	0.130	0.170	0.130	0.032
	600	0.048	0.097	0.140	0.190	0.240	0.210	0.048
	400	0.046	0.072	0.100	0.130	0.170	0.150	0.044
	200	0.032	0.028	0.040	0.040	0.060	0.080	0.032
	0	0.013	0.007	0.010	0.000	0.000	0.040	0.025
C	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.016	0.033	0.040	0.060	0.070	0.060	0.008
	400	0.035	0.069	0.100	0.130	0.160	0.120	0.019
	600	0.063	0.109	0.160	0.220	0.270	0.195	0.029
	400	0.053	0.075	0.100	0.130	0.170	0.110	0.016
	200	0.018	0.035	0.050	0.060	0.070	0.030	0.003
	0	-0.001	0.005	-0.010	-0.020	-0.030	-0.040	-0.006
D	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	200	0.009	0.020	0.040	0.060	0.050	0.050	0.006
	400	0.026	0.040	0.090	0.110	0.140	0.120	0.016
	600	0.047	0.080	0.150	0.200	0.240	0.220	0.034
	400	0.037	0.060	0.100	0.130	0.170	0.150	0.030
	200	0.017	0.030	0.040	0.060	0.060	0.060	0.014
	0	0.006	0.010	0.010	0.000	0.000	0.000	0.006

Anexa A.7.5. Deplasări statice pentru forță orizontală aplicată la nivelul V

Nr. crt.	Încercarea		Accelerații [m/s ²]						Deplasări orizontale [mm]							Deplasări unghiulare	
			a ₀	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	Δ Td1	Δ Td2	Δ Td3	Δ Td4	Δ Td5	Δ Td6	Δ Td7	T<1	T<2
1	3D	a _{0max}	0.722	0.511	0.673	0.698	0.820	0.843	0.268	0.500	0.844	0.930	1.011	0.825	0.140	0.017	0.024
2		Td _{3max}	0.050	0.395	0.453	0.447	0.635	0.815	0.556	1.213	1.468	1.258	1.330	1.350	0.250	0.051	0.071
3	4D	a _{0max}	1.108	0.774	1.210	1.042	1.413	1.524	1.017	1.125	1.652	4.923	2.926	1.250	0.325	0.051	0.028
4		Td _{3max}	1.108	0.774	1.134	1.042	1.128	1.674	0.642	1.500	2.202	3.556	2.261	1.563	0.425	0.082	0.070
5	5D	a _{0max}	1.385	1.006	1.285	1.459	1.823	1.866	0.552	1.375	2.044	3.180	3.180	2.250	0.441	0.055	0.062
6	7D	a _{0max}	1.939	1.238	1.436	1.459	1.434	2.177	0.801	1.200	2.190	4.578	3.710	2.850	0.500	0.072	0.076
7		Td _{3max}	1.108	0.774	0.816	1.000	1.126	1.773	1.388	2.100	3.285	6.322	3.074	2.625	0.438	0.086	0.084
8	8D	a _{0max}	1.717	0.805	0.953	1.105	1.782	2.177	1.282	1.750	2.409	2.725	3.286	1.950	0.438	0.082	0.101
9		Td _{3max}	1.662	1.223	1.210	1.250	2.048	2.333	0.801	1.625	3.285	4.905	4.134	2.850	0.400	0.056	0.072
10	9D	a _{0max}	2.632	1.471	1.890	1.719	2.048	3.110	2.350	3.600	3.650	6.758	6.148	5.250	0.875	0.104	0.149
11		Td _{3max}	1.524	1.277	1.701	1.511	2.458	2.955	1.549	2.775	4.234	3.815	4.611	4.500	0.650	0.129	0.163
12	10D	a _{0max}	2.775	1.471	1.588	1.626	1.762	2.976	2.403	3.375	5.256	6.540	6.360	4.350	0.688	0.148	0.151
13		Td _{3max}	2.498	1.533	1.663	1.876	1.884	3.720	1.335	2.625	3.650	4.905	5.512	3.150	0.625	0.090	0.120
14	11D	a _{0max}	2.775	-	-	-	-	-	2.456	-	4.964	7.303	4.480	5.000	1.100	0.210	0.192
15	12D		4.718	2.823	3.478	2.761	3.072	4.650	5.350	10.320	12.540	15.744	18.502	12.000	2.016	0.332	0.421
16	13D		3.885	2.206	2.457	1.980	2.662	3.906	2.943	5.160	9.240	8.502	10.070	7.125	1.813	0.232	0.286
17	14D	a _{0max}	4.163	3.290	3.591	3.387	3.584	3.724	6.764	10.836	14.960	26.240	25.600	15.000	2.875	0.498	0.607
18		Td _{3max}	2.775	3.019	3.402	2.970	3.994	4.898	8.010	11.610	16.500	29.520	32.000	15.000	2.875	0.623	0.607
19	15D		4.440	2.632	2.948	2.605	3.123	4.712	4.387	7.483	11.000	14.170	17.290	11.250	1.750	0.390	0.414
20	16D		3.383	3.599	3.591	3.647	4.352	6.510	6.420	13.545	18.700	32.800	28.800	14.250	2.500	0.581	0.571

Anexă A.7.6. Sinteza valori maxime accelerații, deplasări orizontale și deplasări unghiulare

Simbol încărcare	Tip cutremur	Alungiri, scurtări în mm					
		δ_{Ts1}	δ_{Ts2}	δ_{Ts3}	δ_{Ts4}	δ_{Ts5}	δ_{Ts6}
4	D1 – artificial Housner	-	0.006	0.007	0.020	-	0.010
5	D2 – artificial Housner	0.125	0.007	0.008	0.020	0.029	0.008
7	C1 – artificial Housner	0.166	0.014	0.013	0.041	0.082	0.012
8	B1 – artificial Housner	0.223	0.015	0.018	0.057	0.084	0.015
9	A2 – artificial Housner	0.638	0.031	0.034	0.102	0.099	0.038
10	El Centro 1940	0.625	0.034	0.027	0.102	0.112	0.030
11	Vrancea 1977 N-S	0.938	0.042	0.034	0.094	0.174	0.041
12	Artificial Iași	1.375	0.055	0.047	0.094	0.384	0.049
13	Vrancea 1977 N-S	1.100	0.055	0.048	0.117	0.298	0.035
14	Artificial Iași	2.250	0.152	0.162	0.210	1.000	0.115
15	Artificial Iași	2.450	0.112	0.170	0.294	0.750	0.125
16	Armonic	1.450	0.044	0.042	0.336	0.369	0.040
17	Artificial Iași	2.250	0.127	0.017	0.252	1.288	0.116

Anexă A.7.7. Sintează valori maxime alungiri - scurtări beton stâlpi

Simbol încărcare	Tip cutremur	Alungiri, scurtări în mm				Deplasări relative în mm			
		δ_{Tp1}	δ_{Tp2}	δ_{Tp3}	δ_{Tp4}	$\Delta Tdr01$	$\Delta Tdr02$	$\Delta Tdr v1$	$\Delta Tdr v2$
7	C1 – Housner	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	-	0.0044	0.0007	0.0016
8	B1 – Housner	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0022	0.0014	0.0024	0.0020
9	A2 – Housner	0.0003	0.0002	0.0002	0.0001	0.0026	0.0044	0.0029	0.0044
10	El Centro 1940	0.0004	0.0002	0.0003	0.0002	0.0028	0.0100	0.0026	0.0029
11	Vrancea 1977	0.0004	0.0003	0.0004	0.0002	0.0035	0.0116	0.0037	0.0031
12	Artificial Iași	0.0005	0.0003	0.0004	0.0003	0.0042	0.0330	0.0052	0.0048
13	Vrancea 1977	0.0006	0.0003	0.0005	0.0004	0.0030	0.0165	0.0039	0.0043
14	Artificial Iași	0.0006	0.0004	0.0006	0.0004	0.0208	0.0274	0.0046	0.0048
15	Artificial Iași	0.0007	0.0006	0.0006	0.0005	0.0084	0.0198	0.0011	0.0053
16	Armonic	0.0008	0.0006	0.0007	0.0006	0.0105	0.0099	0.0011	0.0048
17	Artificial Iași	0.0009	0.0006	0.0008	0.0008	0.0168	0.0271	0.0035	0.0084

Anexă A.7.8. Sintează valori maxime alungiri - scurtări beton plăci și deplasări relative verticale și orizontale