

**UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMIȘOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII**

ING. MIREAN RODICA VIORICA

TEZĂ DE DOCTORAT

**CONTRIBUȚII PRIVIND
COMPORTAREA ȘI CALCULUL
DIAFRAGMELOR DIN BETON ARMAT
ASAMBLATE DIN PANOURI MARI
PREFABRICATE**

620.524
366 Δ.

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC
Prof. dr. ing. VALERIU STOIAN

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

TIMIȘOARA
1998

CUPRINS

Cap.1 INTRODUCERE	1
1.1 Scurt istoric al construcțiilor prefabricate.....	1
1.2. Evoluția alcătuirii pereților structurali prefabricați	4
1.3. Obiectul tezei de doctorat	7
Cap. 2 CERCETĂRI PRIVIND STRUCTURILE REALIZATE DIN PANOURI MARI PREFABRICATE DIN BETON ARMAT	9
2.1. Clasificarea îmbinărilor dintre panourile mari prefabricate din beton armat	9
2.2 Evoluția metodelor de încercare utilizate la pereții structurali asamblați din elemente prefabricate tip panou mare de beton armat	17
2.3 Studii experimentale privind comportarea de ansamblu a diferitelor tipuri de îmbinări.....	21
2.3.1 Imbinări umede nearmate la panouri cu fețe netede în îmbinare	21
2.3.2. Imbinări umede nearmate și armate la panouri cu fețe profilate.....	24
2.3.3. Imbinări uscate	31
2.3.4. Concluzii privind comportarea de ansamblu a îmbinărilor	31
2.4. Procedee și dispozitive folosite pentru încercări experimentale.....	32
2.4.1. Procedee și dispozitive folosite pentru încercări pe îmbinări verticale.....	33
2.4.2. Procedee și dispozitive folosite pentru încercări pe îmbinări orizontale.....	41
2.5. Studii privind comportarea îmbinărilor dintre elementele prefabricate utilizând metode numerice.....	48
Cap. 3 COMPORTAREA ÎMBINĂRILOR STRUCTURILOR CU PANOURILE MARI PREFABRICATE DE BETON ARMAT	50
3.1. Considerații asupra comportamentului îmbinărilor	50
3.1.1. Curbele caracteristice determinate experimental de Pommeret	50
3.1.2. Imbinări de forfecare și îmbinări de compresiune. Curbe caracteristice.....	51
3.1.2.1. Imbinări de forfecare și îmbinări de compresiune.....	51
3.1.2.2. Curbele caracteristice ale îmbinărilor de forfecare	53
3.1.3. Modalități de rupere a îmbinărilor.....	60
3.1.4. Analiza teoretică a comportamentului îmbinărilor.....	62
3.2 Factorii care influențează capacitatea portantă a îmbinărilor și modul de rupere	67
3.2.1. Rezistența betonului	67
3.2.2. Armătura transversală din îmbinare, tipul armăturii, limita elastică (σ_e), ancorarea armăturii	68
3.2.3. Aria și geometria dinților profilelor dispuse la marginile panourilor prefabricate	70
3.3 Capacitatea portantă.....	73
3.3.1. Capacitatea portantă a îmbinărilor verticale.....	73
3.3.1.1. Capacitatea portantă a îmbinărilor continue cu margini profilate.....	73
3.3.1.2. Capacitatea portantă a îmbinărilor cu fețe netede	76
3.3.1.3. Capacitatea portantă a îmbinărilor concentrate de tipul penelor de beton	76
3.3.1.4 Capacitatea portantă a îmbinărilor concentrate metalice cu buloane	77
3.3.2. Capacitatea portantă a îmbinărilor orizontale	77
3.3.2.1. Capacitatea portantă a îmbinărilor cu subbetonare	77
3.3.2.2. Capacitatea portantă a îmbinărilor cu pat de mortar	80
Cap. 4 ANALIZA PRESCRIPȚIILOR ROMÂNEȘTI DE PROIECTARE A CLĂDIRILOR CU STRUCTURI DE REZISTENȚĂ CU DIAFRAGME DE BETON ARMAT, ASAMBLATE DIN PANOURI MARI.....	82
4.1. Protecția antisismică a construcțiilor prin proiectare.....	82

4.1.1. Amplasarea construcțiilor.....	82
4.1.2. Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor	83
4.1.3. Probleme specifice alcătuirii structurilor prefabricate	87
4.1.3.1. Alcătuirea structurii de rezistență.....	87
4.1.3.2. Alcătuirea infrastructurii	90
4.1.3.3. Alcătuirea panourilor.....	91
4.1.3.4. Alcătuirea îmbinărilor	94
4.2. Calculul structurilor la acțiunea seismică	102
4.2.1. Modelarea în calcul a comportării structurale.....	101
4.2.2. Metode de calcul a structurii la acțiunea seismică	103
4.2.2.1. Metoda curentă de proiectare (Metoda A)	103
4.2.2.2. Metoda B - metoda bazată pe considerarea proprietăților de deformare a structurii ...	104
4.3. Calculul structurilor cu pereți structurali la acțiunea încărcărilor gravitaționale și orizontale.....	105
4.3.1. Indicații generale	105
4.3.2. Calculul secțiunii pereților structurali	107
4.3.2.1. Generalități	107
4.3.2.2. Valorile eforturilor secționale de dimensionare [96, 145, 146]	107
4.3.2.3. Dimensionarea secțiunii de beton a pereților structurali	112
4.3.2.4. Calculul armăturilor longitudinale și transversale din pereții structurali	113
4.3.2.5. Calculul armăturilor orizontale în îmbinările verticale ale st. prefabricate P85/93. ...	119
Cap. 5 STUDII TEORETICE ȘI ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE MODELE DE ÎMBINĂRI VERTICALE.....	124
5.1 Programele de calcul automat utilizate la structurile cu diafragme din panouri mari prefabricate	124
5.1.1. Programul PANEL [118].....	124
5.1.2. Programul BIOGRAF [117].....	127
5.2. Cercetări experimentale pe modele de îmbinări verticale în regim de încărcare static și monoton.....	129
5.2.1. Descrierea programului experimental	129
5.2.2. Interpretarea rezultatelor experimentale și concluzii	137
5.3 Cercetări teoretice și experimentale pe modele de îmbinări verticale supuse la încărcări ciclice alternante.....	143
5.3.1. Dispozitiv și metodă de încercare a îmbinărilor panourilor mari prefabricate.....	143
5.3.1.1. Dispozitiv de încercare.....	143
5.3.1.2. Metoda de încercare	158
5.3.1.3. Aplicarea programului PANEL pentru determinarea forțelor de alunecare în îmbinările diafragmelor prefabricate.....	169
5.3.2 Analiza comportării îmbinărilor verticale dintre două diafragme situate în zone seismice	172
5.3.2.1. Descrierea programului experimental	172
5.3.2.2. Comportarea modelelor experimentale	180
5.3.2.3. Rezultatele încercărilor.....	193
5.3.2.4. Concluzii	200
5.3.2.5. Analiza comportării îmbinării verticale dintre două diafragme cu tălpi situate într-o zonă puternic sollicitată.....	201
Cap. 6 CERCETĂRI EXPERIMENTALE PE MODELE DE PEREȚI STRUCTURALI ASAMBLAȚI DIN PANOURI MARI	208
6.1 Scopul cercetărilor [159, 160, 161]	208
6.2 Programul experimental.....	208

6.2.1. Alcătuirea și confecționarea elementelor experimentale.....	208
6.2.2. Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor folosite la confecționarea elementelor experimentale	226
6.2.3. Incercarea modelelor experimentale. Stand. Aparatura	230
6.2.4. Analiza post-elastică biografică a modelului M ₁	232
6.3 Comportarea modelelor experimentale.....	234
6.3.1. Perete monolit model M1	234
6.3.2. Peretele prefabricat. Model F2	239
6.3.3. Peretele prefabricat. Model F3	250
6.3.4. Perete prefabricat Model F4	252
6.3.5. Perete prefabricat Model F5	258
6.3.6. Perete prefabricat. Model F6.....	266
6.4. Rezultate experimentale.....	274
6.4.1. Caracteristici de ductilitate.....	274
6.4.1.1. Curbura în secțiunea critică. Φ	274
6.4.1.2. Lungimea zonei plastice l_p	279
6.4.1.3. Capacitatea de rotire a zonei plastice	282
6.4.1.4. Ductilitatea de element.....	285
6.4.2 Caracteristici de rigiditate	287
6.4.3. Caracteristici de absorbție și disipare a energiei	292
6.4.4. Caracteristici de rezistență și deformabilitate	294
6.5. Interpretarea comparativă a rezultatelor experimentale	299
6.5.1. Comportarea modelelor experimentale	299
6.5.2. Caracteristici de ductilitate.....	303
6.5.3. Caracteristici de rigiditate	304
6.5.4. Caracteristici de rezistență și deformabilitate	304
Cap. 7 CONCLUZII.....	305
Bibliografie.....	319

Cap.1 INTRODUCERE

1.1 Scurt istoric al construcțiilor prefabricate

Procedeul prefabricării elementelor de construcții are o vechime considerabilă și s-a aplicat cu succes în cazul structurilor de beton armat. Barca lui Lambot (1848) și ghivecele de flori realizate de Monier (1849) pot fi considerate ca fiind primele elemente prefabricate din beton armat. Primele elemente prefabricate portante pot fi considerate grinzile de beton ale Cazinoului din Biaritz executate în 1891 de firma Ed. Coignet din Paris. De altfel această firmă continuă și astăzi tradiția construcțiilor industrializate, fiind specializată în clădiri de locuit.

Primele elemente de acoperiș de dimensiuni mari au fost probabil fabricate în Brooklyn (S.U.A.) în 1900. Aveau o lungime de 5,10 m, lățime de 1,20 m și grosime de 5 cm și erau pozate pe grinzi cu zăbrele din oțel. O altă construcție prefabricată a fost realizată în 1905 la Reading Pennsylvania, S.U.A., pentru un imobil cu patru etaje, doar stâlpii fiind turnați la fața locului.

În 1906 au apărut în Europa grinzile cu zăbrele Visintini, fiind folosite cu mare succes. În 1907 la New Village (S.U.A.) firma Edison Portland Cement Co. a realizat construcții industriale cu elemente prefabricate preturnate pe șantier. Din același an datează și prima aplicație a procedurii "Tilt Up" care constă în betonarea la sol a pereților în poziție culcată și apoi ridicarea lor în poziție verticală. Fabrica de piloți a firmei Wayss și Freytag din Hamburg există din 1906.

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 întreprinse în Germania la Brannheim, aproape de Frankfurt pe Main (sistemul May) și la München (sistemul Katzenberger.).

În Anglia au fost puse la punct numeroase procedee de realizare a elementelor de beton prefabricate, care erau de obicei pozate pe o osatură metalică. Din păcate, calitatea insuficientă a betonului a cauzat multe decepții.

Elemente prefabricate din beton armat au fost de asemenea utilizate în construcțiile industriale. Firme germane ca Philipp Holzmann AG; Dyckerhoff și Widmann KG; Wayss și Freitag KG; Preussag; firma de construcții Löser și altele au realizat construcții remarcabile. Nici unul din aceste sisteme nu a îmbătrânit deși rezistențele sporite ale betonului precomprimat ar permite realizarea de construcții mai zvelte și mai ușoare. În această ordine de idei se vor prezenta câteva exemple alese arbitrar:

- Hala de stocare de la "Stadtliche Tiefbauamt" din München a fost construită de Wayss și Freitag KG în 1926 cu ajutorul arcelor portante prefabricate în apropierea locului de montaj. Deschiderea halei era de 22,70 m iar arcele au fost dispuse la o distanță de 2,64 m.

- Hala cu trei deschideri executată în 1942 de firma Philipp Holzmann AG avea deschideri de 9,00 m și 7,00 m, iar îndeschiderea centrală era plasat un luminator. Distanța dintre ferme era de 6,63 m.
- Dickerhoff și Wiedermann KG au pus la punct un procedeu de construcție care permitea utilizarea unor panouri nervurate de acoperiș de suprafață mare (2,50 x 5,00 m) capabile să suporte sarcini de 500 kg/m². Panourile au fost asociate cu grinzi în formă de T și au permis construcția de hale și clădiri etajate cu deschideri de până la 10 m.
- Hala Universală Dywiday cu grinzi cu zăbrele și cu vute subțiri curbate a fost construită pentru a acoperi deschideri și mai mari.

Datorită acestor procedee de construcție s-au putut realiza, până la sfârșitul celui de-al doilea război mondial, clădiri ce acoperă suprafețe considerabile.

Firma Loser a realizat arcuri cu trei articulații, hale cu acoperișul în formă de dinți de ferăstrău și ferme cu zăbrele ca elemente prefabricate de beton armat.

În fabrica de elemente prefabricate de beton de la Preussag s-au realizat părțile standardizate ale hălelor industriale: panouri chesonate de beton vibrat cu o grosime a plăcii de 1 cm.

Procedeu de construcție imaginat de profesorul Pier Luigi Nervi (Italia) merită să ne rețină atenția. Hangarul de avioane ridicat în apropiere de Roma este prima construcție de acest gen; cu o deschidere de 36,0 m, o lungime de 110,0 m, care se sprijină doar în șase puncte (1939). Structura era formată din arce betonate la fața locului, între care au fost pozate pe diagonală grinzi cu zăbrele prefabricate compuse din elemente de 3 m legate prin sudură de armătura lăsată afară și monolizate în maniera de a forma un ansamblu portant omogen. În timpul războiului, opt hangare de avioane realizate în această manieră au fost distuse datorită bombardamentului, dar este remarcabil că legăturile au rezistat mai bine decât elementele propriu-zise ale structurii.

Clădirile de la "Schockbeton AG" din Olanda și de asemenea garajul construit la Rotterdam arată rezultatele excelente obținute deja în 1939. Arcele prefabricate cu trei articulații cu tirant acoperă în acest caz o deschidere mai mare de 20,0 m. Între arce sunt dispuse pane cu zăbrele cu deschideri de 10 m în maniera grinzilor Visintini.

În alte țări ca Suedia - Strängbeton A.B.; Franța - Coignet, Boussiron, au realizat construcții remarcabile înaintea celui de-al doilea război mondial.

Realizarea de clădiri din elemente prefabricate a început să ia avânt după război 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 se extinsese în așa fel încât datorită acestei crize a apărut un procedeu de construcție care convine perfect industrializării și producției de masă.

Acest procedeu de construcție a permis inginerilor să realizeze construcții deosebite în Suedia, Franța, Danemarca, Spania, Germania, Anglia și în țările din estul Europei.

Experiența dobândită a condus la realizarea de mari fabrici de elemente prefabricate de beton armat, care se situează la un înalt nivel de dezvoltare tehnică.

Construcțiile din elemente prefabricate de 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 prezintă în comparație cu construcțiile tradiționale. Expansiunea producției de panouri mari

prefabricate de beton armat se poate explica prin diminuarea timpului de lucru - cu aproximativ 30%. De asemenea se constată o reducere de 20% până la 25% a manoperei necesare în uzina de prefabricate și pe șantier în raport cu sistemul construcțiilor realizate din zidărie portantă.

Progresul construcțiilor din elemente prefabricate tip panou mare a creat o industrie a clădirilor și aproximativ 800 de uzine în Europa.

Structura de rezistență cu pereți portanți este sistemul constructiv cel mai răspândit. Distanța dintre pereții portanți poate varia în funcție de planul imobilului, dar nu depășește în majoritatea cazurilor 4,2 m. Distanțele de la 6 la 7,2 m între pereții portanți sunt mai puțin curente la aceste tipuri de construcții. Ca planșee se utilizează de obicei dalele prefabricate plane cu o singură deschidere și o grosime de 12 ÷ 16 cm.

Structurile cu deschideri de 6 m între pereții de rezistență permit o mai mare diversificare a partiurilor și a parametrilor arhitecturali. În acest caz planșeul poate fi realizat din dale de beton precomprimat de 22 ÷ 26 cm grosime sau 16 ÷ 18 cm grosime cu suprabetonare.

Marele avantaj al clărilor realizate din panouri mari este caracteristica lor antiseismică. Marea lor rezistență la cutremure de mare intensitate a fost demonstrată de cercetările efectuate în urma seismelor din diverse țări (România, fosta U.R.S.S., fosta Yugoslavia). Rezultatele încercărilor efectuate pe modele la scară naturală ale acestor tipuri de structuri au confirmat aceste constatări.

Rezistența la acțiunea seismică de mare amplitudine este caracterizată de factori fundamentali ai structurii supuse la sarcini seismice orizontale:

- posibilitatea absorbției energiei induse de seism în lungul îmbinărilor orizontale;
- stabilitatea structurală globală ridicată proprie acestor tipuri de construcții;
- înaltul grad de omogenitate al betonului în structura portantă datorat producției uzinate a panourilor.

Un alt tip de structură folosit este cea în cadre cu închideri din panouri mari. În urma dezbaterilor organizate în diferite țări, la nivel de specialiști, a rezultat că acest tip de structură tinde să fie înlocuit, pentru clădiri cu mai puțin de 22 niveluri, de structura cu pereți portanți, care este avantajoasă în cazul clădirilor cu compartimentare deasă.

În numeroase țări din Europa se întreprind studii în vederea rezolvării problemelor puse de structurile cu panouri mari privind:

- ridicarea calității termice și a securității anvelopei;
- creșterea gradului de finisare în uzina de prefabricate;
- crearea unei mari varietăți de elemente arhitecturale pentru clădirile din elemente prefabricate.

Pe baza experienței acumulate în lume s-a ajuns la concluzia că, din punct de vedere economic, dacă se iau în considerare și lucrările de consolidare necesare în urma unui seism, sistemul constructiv al clădirilor cu panouri mari este mai avantajos decât cel al cadrelor, deoarece deformațiile celor din urmă sunt mult mai mari decât cele ale primului sistem. Această comportare este explicată prin faptul că apariția deformațiilor plastice, a fisurilor și a avariilor locale, au permis structurii să se adapteze la acțiunea cutremurului prin modificarea răspunsului seismic.

La clădirile cu panouri mari prefabricate, rezistența de ansamblu depinde în primul rând de capacitatea de rezistență și deformare a îmbinărilor orizontale și verticale din peretele structural,

care începe să se deformeze plastic, absorbind o mare parte din energia cutremurului. Această deformare plastică progresivă a îmbinărilor dintre elementele prefabricate duce la modificarea structurii interne a sistemului și deci a răspunsului seismic.

În concepția modernă de proiectare antiseismică a structurilor din panouri mari prefabricate, rolul îmbinărilor de rezistență dintre panouri este hotărâtor deoarece acestea pot oferi structurii un caracter de sistem autoadaptabil, care își poate modifica controlat caracteristicile dinamice sub efectul unui cutremur. Astfel se poate lua în considerare trecerea de la consolele verticale complexe la consolele elementare (prin ieșirea din lucru în primul rând a îmbinărilor verticale) care lucrează în domeniul elastic până în apropierea apariției deformațiilor plastice în îmbinările orizontale ("cedarea convențională" a structurii din panouri mari).

Proiectarea antiseismică a structurilor din panouri mari implică cunoașterea cât mai exactă a caracteristicilor de rezistență și deformare deținute de îmbinările orizontale și verticale dintre panouri.

1.2. Evoluția alcătuirii pereților structurali prefabricați

La baza alcătuirii structurilor cu panouri prefabricate de beton armat stă conceptul refacerii continuității care să asigure ansamblului o comportare identică cu cea a structurii cu pereți portanți din beton armat monolit. Diafragmele, realizate prin îmbinarea panourilor de pereți pe verticală, trebuie să conlucreze între ele prin efectul de saibă orizontală a plășului, care la rândul său rezultă prin îmbinarea panourilor de planșeu între ele. (Fig. 1.1)

Tipurile de structuri din panouri mari prefabricate de beton armat folosite în țara noastră s-au diferențiat prin două aspecte principale:

- modul de realizare a panoului prefabricat;
- modul de realizare a îmbinărilor dintre panouri.

A evoluat de asemenea tipul de realizare funcțională a ansamblului structural și prin aceasta conformarea antiseismică a acestuia.

Elementele caracteristice evoluției panourilor și îmbinărilor au fost următoarele: (Fig. 1.2)

- perioada 1960 - 1964 panouri mari fără profilatură marginală, îmbinarea realizată cu bare groase de armătură în colțurile panourilor (clădiri P + 7 E);
- perioada 1962 - 1965 panouri prefabricate prevăzute pe margini cu alveole și bare metalice de legătură, la îmbinările verticale sunt introduși stâlpișori de monolizare armați longitudinal și transversal, iar îmbinarea orizontală este pe pat de mortar, există pene de beton armat la extremitățile îmbinărilor verticale (clădiri P + 4 E);

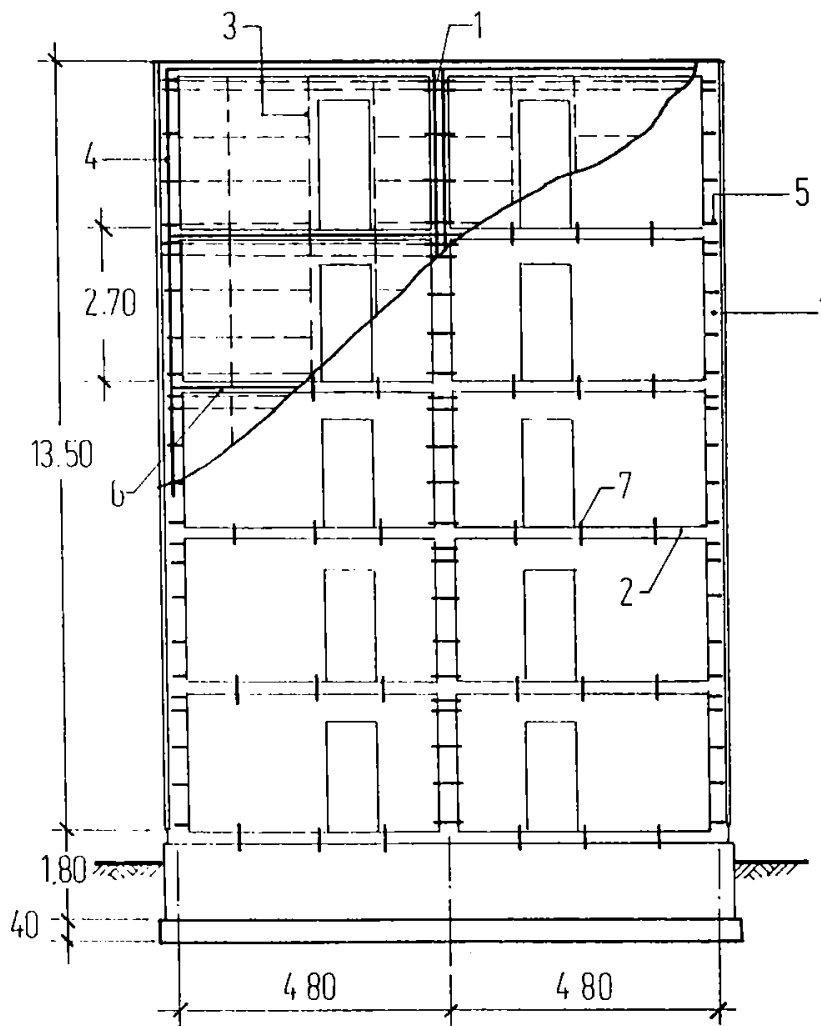


Fig.1.1. ELEVATIJA UNEI DIAFRAGME VERTICALE PREFABRICATE

1 - Imbinări verticale; 2 - Imbinări orizontale; 3 - Armături în panouri; 4 - Armături longitudinale în stâlpișori; 5 - Armături transversale în stâlpișori (legături orizontale); 6 - Armături longitudinale în centuri; 7 - Armături transversale în centuri (legături verticale).

- din 1970 panourile au pe margini amprente dese și armătură distribuită pe înălțime, îmbinările verticale sunt de tipul unor stâlpișori "deschiși" din beton armat, iar cele orizontale sunt realizate prin subbetonare și armate longitudinal și transversal (clădiri P + 8 E);
- din 1972 s-a trecut la proiectarea panourilor mari prefabricate după concepții noi, acelea ale diafragmelor "tuburi", la care panoul de perete are praguri dese pe toate laturile, iar îmbinarea verticală

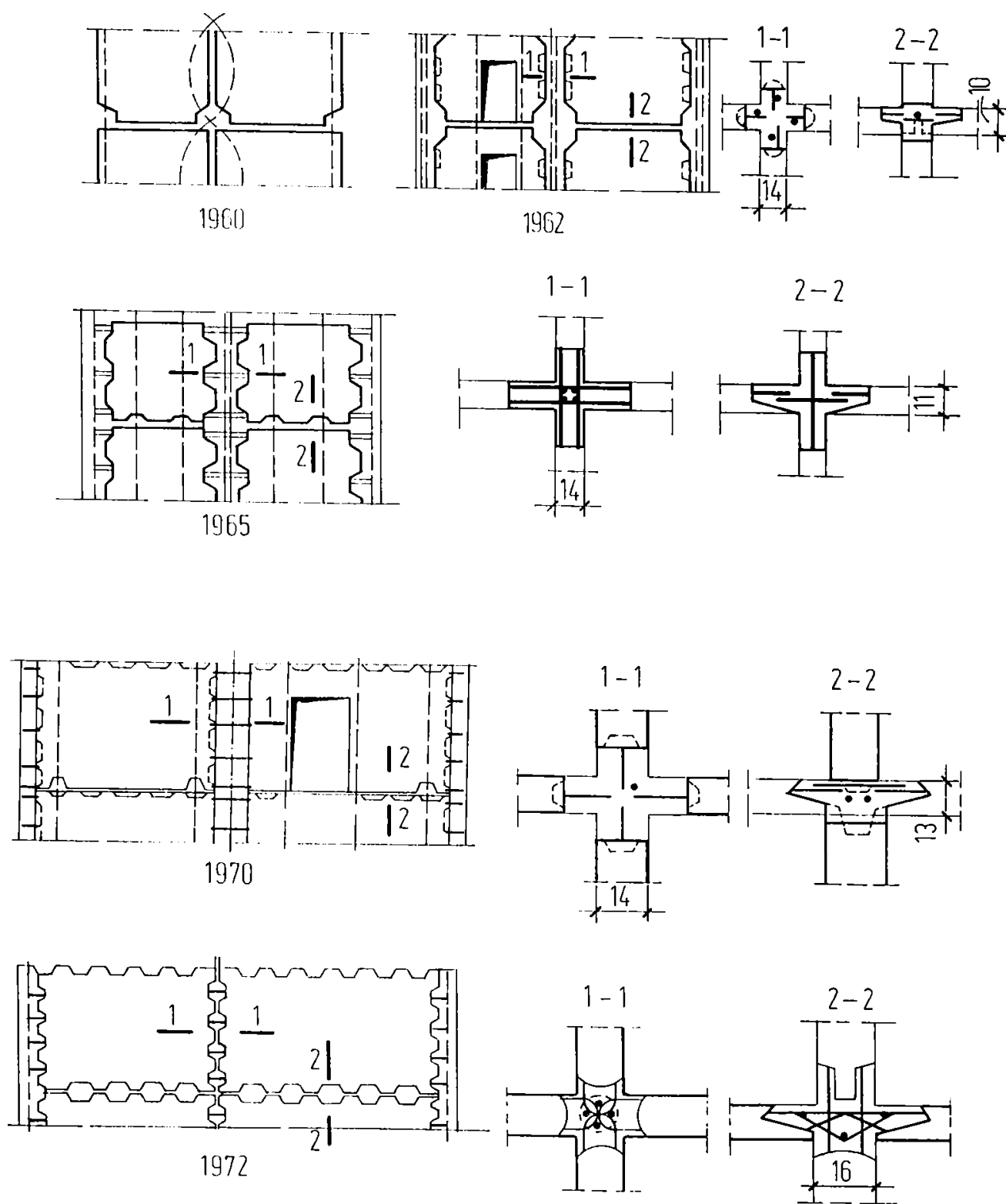


Figura 1.2. EVOLUȚIA PANOURILOR PREFABRICATE ȘI A ÎMBINĂRILOR

are un stâlpișor "închis" armat longitudinal și transversal cu bucle petrecute legate între ele prin fretare (clădiri P + 8 E).

Pe plan mondial se folosesc multe tipuri de soluții pentru îmbinările de rezistență între panouri, grupându-se în principiu funcție de tehnologia de execuție în două grupe mari.

Problemele specifice alcătuirii de ansamblu a structurilor prefabricate din beton armat, care utilizează pereți structurali tip panou mare și al alcătuirii de detaliu a îmbinărilor dintre panouri sunt prezentate pe larg în capitolul 4.

1.3. Obiectul tezei de doctorat

Sistemul structural al clădirilor cu pereți asamblați din panouri mari prefabricate de beton armat are o mare răspândire, datorată pe de o parte avantajelor oferite de procesul de prefabricare a elementelor, iar pe de altă parte modului favorabil de comportare a structurii supuse la excitații seismice. Din această cauză a apărut ca necesară fundamentarea unei concepții clare de proiectare și execuție "antiseismică" a acestor structuri, ceea ce a reclamat cunoșterea temeinică a relației solicitare - structură - răspuns și a factorilor care influențează această relație. Intensificarea cercetărilor teoretice și experimentale asupra comportării structurilor cu diafragme asamblate din panouri mari prefabricate din beton armat, a venit ca o consecință, cu un accent pregnant pe comportarea în domeniul postelastic.

Lucrarea de față, care sintetizează cercetările autorului desfășurate timp de 7 ani în cadrul unui colectiv al Catedrei de Construcții Civile, Industriale și Agricole, a Facultății de Construcții din Timișoara în colaborare cu Filiala din Timișoara a I.C.C.P.D.C., se încadrează în acest program larg de cercetare științifică teoretică și experimentală realizat în țara noastră.

Lucrarea de doctorat este structurată pe 7 capitole:

- Capitolul 1, conține un scurt istoric al construcțiilor prefabricate, cu prezentarea avantajelor oferite de structurile cu diafragme asamblate din panouri mari prefabricate de beton armat și evoluția alcătuirii panourilor și a îmbinărilor dintre acestea;
- Capitolul 2, prezintă studiul bibliografic al cercetărilor privind structurile realizate din panouri mari prefabricate de beton armat și cuprinde: clasificarea îmbinărilor, evoluția metodelor de încercare utilizate la pereți structurali, studiile experimentale realizate în lume privind comportarea de ansamblu a diferitelor tipuri de îmbinări, procedeele și dispozitivele folosite pentru încercările experimentale și câteva studii teoretice ce utilizează metode numerice;
- Capitolul 3, tratează în detaliu modul de comportare a îmbinărilor dintre panourile mari prefabricate de beton armat prezentând curbele caracteristice, modurile de rupere ale îmbinărilor, analiza teoretică a comportamentului îmbinărilor și factorii care influențează această comportare, precum și prescripțiile românești și străine privind capacitatea portantă a îmbinărilor verticale și orizontale folosite în prezent;

- Capitolul 4, prezintă analiza prescripțiilor românești de proiectare a clădirilor cu structura de rezistență - diafragme de beton armat asamblate din panouri mari, pornind de la structura în ansamblu și ajungând la componentele structurii, panourile prefabricate și îmbinările dintre acestea;
- Capitolul 5, cuprinde descrierea programului experimental desfășurat de autor asupra unor modele de îmbinări verticale încercate în regim static și monoton sau regim ciclic alternant în vederea analizei elastice și postelastice a îmbinărilor;
- Capitolul 6, prezintă cercetările experimentale realizate de autor pe modele de pereți structurali asamblați din panouri mari de beton armat, urmărindu-se în principal influența îmbinărilor verticale și orizontale asupra răspunsului structurii la acțiunile orizontale de tip seism;
- Capitolul 7, cuprinde concluziile finale ale lucrării, recomandările și propunerile făcute de autor, precum și principalele contribuții aduse în problema comportării și a calculului diafragmelor din beton armat asamblate din panouri mari prefabricate.

Teza de doctorat se extinde pe un număr de 328 pagini, cuprinzând 180 figuri, 122 relații de calcul, 50 tabele, 75 fotografii și 161 titluri bibliografice.

Cap. 2 CERCETĂRI PRIVIND STRUCTURILE REALIZATE DIN PANOURI MARI PREFABRICATE DIN BETON ARMAT

2.1. Clasificarea îmbinărilor dintre panourile mari prefabricate din beton armat

Studiile întreprinse asupra clădirilor realizate cu structură asamblată din panouri mari prefabricate de beton armat acoperă mai multe domenii. Ne limităm la prezentarea domeniului legat de îmbinările dintre panourile mari, tratate experimental sau teoretic. Acest studiu bibliografic trebuie să fie considerat ca un rezumat și în nici un caz ca o trecere în revistă exhaustivă.

Majoritatea încercărilor experimentale, realizate în țară și în străinătate, au avut ca obiect îmbinările individuale, iar ca scop studiul principalelor caracteristici: forma îmbinărilor, profilul marginilor îmbinării, forma și dispoziția armăturilor din îmbinare, încărcarea maximă ultimă și lunecarea corespunzătoare sub diferite regimuri de încărcare. În mai mică măsură au fost întreprinse și studii privind influența îmbinărilor asupra comportamentului de ansamblu al structurii.

În cadrul structurilor cu diafragme din beton armat asamblate din panouri mari, diafragmele verticale alcătuite din panouri și îmbinări formează console complexe alcătuite din console elementare alăturate în același plan sau în planuri perpendiculare, asamblate prin îmbinări verticale. Consolele elementare sunt alcătuite la rândul lor din panouri de data aceasta suprapuse asamblate prin îmbinări orizontale. (Fig. 2.1.)

Diafragmele orizontale (planșeele) sunt alcătuite din panouri mari de plașeu, asamblate în cadrul îmbinărilor orizontale.

Îmbinările sunt astfel realizate încât să poată prelua integral eforturile care apar în ele din solicitarea ansamblului structurii.

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

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

a) Îmbinările umede sunt realizate prin turnarea unui beton de monolitizare, de marcă superioară, între fețele care se îmbină ale panourilor.

Funcție de poziția ocupată îmbinările pot fi verticale sau orizontale.

a₁ Îmbinări verticale - a căror principală funcție o constituie preluarea și transmiterea forțelor de lunecare de la un șir de panouri suprapuse la altul adiacent:

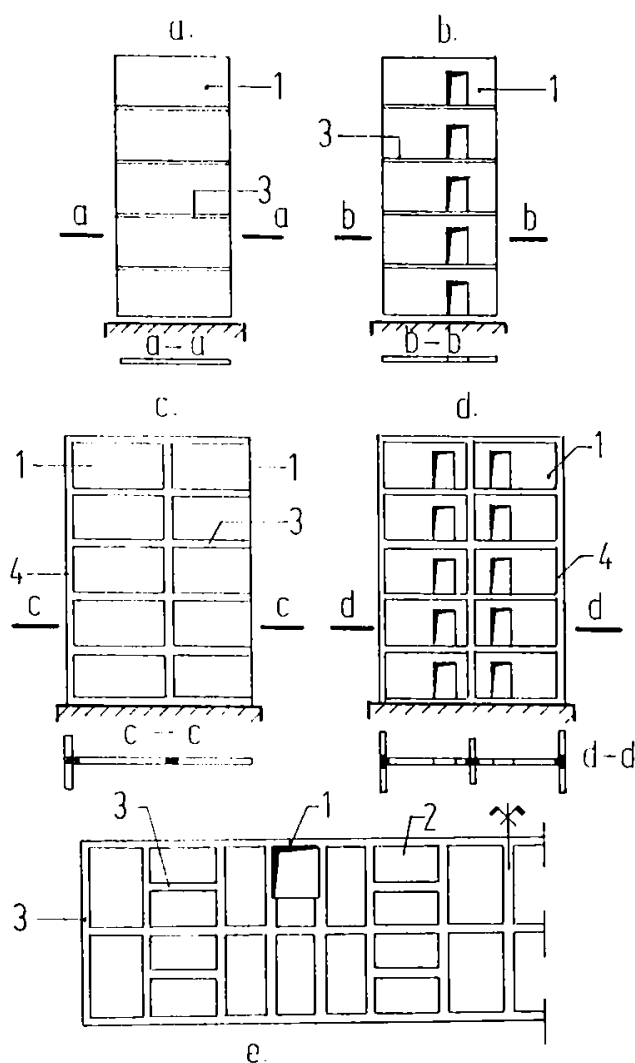


Figura 2.1.

ALCĂȚUIREA DIAFRAGMELOR DIN PANOURI MARI

- a - Consolă elementară plină
- b - Consolă elementară cu goluri
- c - Consolă complexă plină
- d - Consolă complexă cu goluri
- e - Diafragmă orizontală
- 1 - Panou de perete; 2 - Panou de planșeu
- 3 - Imbinarea orizontală; 4 - Imbinare verticală.

a₁₁ - îmbinările verticale concentrate (Figura 2.2) au rolul de pene de contravintuire dispuse între console, la nivelul planșeelor sau pe linia de contact a panourilor; eforturile tangențiale transmise prezentând caracterul unor

forțe concentrate;

- pana armată cu bucle (Fig. 2.2.a) - poate parcurge deformații mari până la rupere, deci poate fi considerată ca o îmbinare plastifiabilă;

- penele realizate prin sudură (Fig. 2.2.b) prezintă o rigiditate mărită și pot fi considerate ca având o comportare elastică.

a₁₂ - îmbinări verticale continue (Fig. 2.3) dispuse pe întreaga față laterală de contact a pragurilor; eforturile tangențiale transmise au caracterul unor forțe distribuite;

a₁₂₁ - îmbinări verticale continue netede - mai puțin avantajoase din punct de vedere al transmiterii eforturilor tangențiale (Fig. 2.4.a.);

a₁₂₂ - îmbinări verticale continue cu fețe profilate (Fig. 2.4. b, c, d) - asigură o mai bună transmitere a eforturilor tangențiale datorită existenței reliefurilor pe marginile verticale ale panourilor sub forma unor amprente sau elvecole;

a₁₂₂₁ - îmbinare verticală necarmată - are o cedare casantă în momentul fisurării dinților solicitați mai puternic.

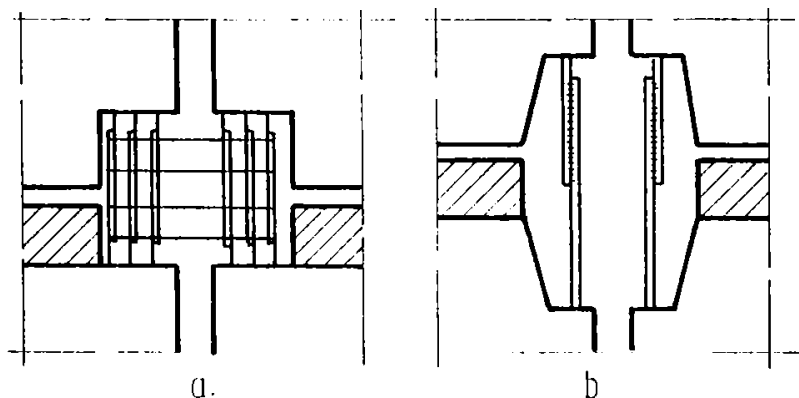


Figura 2.2 SOLUȚII DE
PENE DE LUNECARE

- a - Îmbinare cu bucle;
b - Îmbinare prin sudură

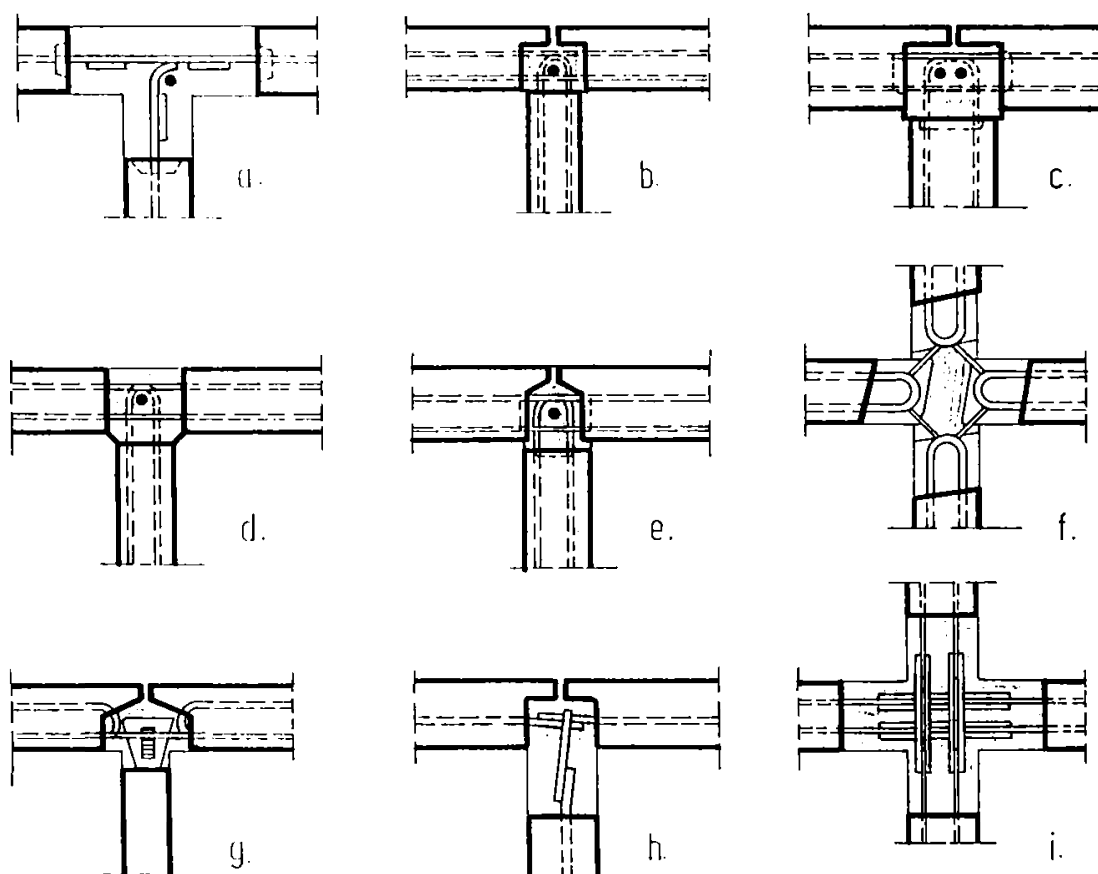


Figura 2.3. SOLUȚII DE ÎMBINĂRI VERTICALE CONTINUE

- a - tip I.P.C.T. (România); b - Monier (R.F.G.); c - Niedersachsen (R.F.G.); d - Camus (Franța);
e - Larsen - Nielsen (Danemarca); g - U.R.S.S.; h - Polonia; I - R.D:G.

a₁₂₂₂ - îmbinare verticală armată - comportare mai avantajoasă decât cea prezentată anterior, deoarece în momentul fisurării dinților puternic solicitați se produce o redistribuire a eforturilor între dinți;

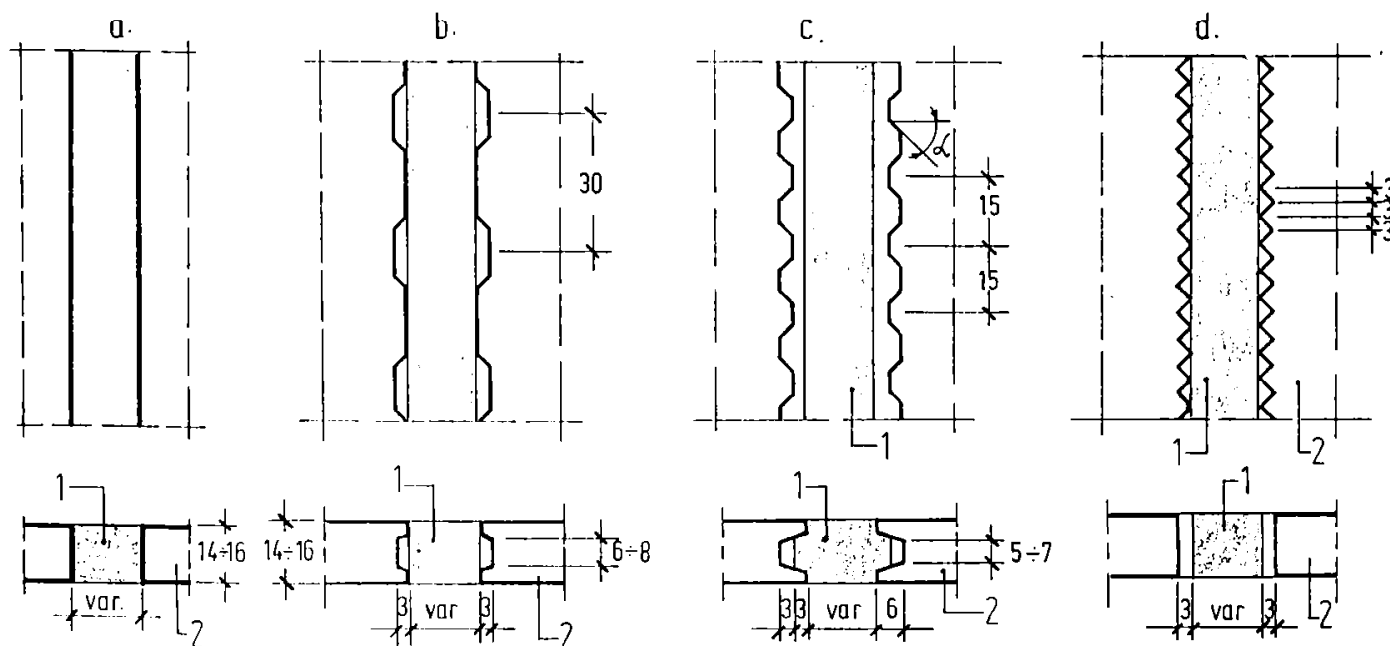


Figura 2.4. IMBINĂRI VERTICALE CONTINUE NETEDE ȘI CU PROFILE PE FEȚELE LATERALE ALE PANOURILOR DE PEREȚI

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.

1 - Imbinare verticală; 2 - Panou de perete interior

Îmbinările verticale pot fi:

- închise - cu domeniu de aplicare doar în cazul unor solicitări reduse și în cazul când se poate asigura un control strict al betonării monolitizărilor (Fig. 2.5.a);
- deschise - pe una sau pe ambele direcții pentru a se putea face un control vizual asupra calității betonului (Fig. 2.5. b, c)

a₂) Imbinări orizontale (Fig. 2.6) - a căror realizare trebuie să asigure continuitatea pe verticală a diafragmei, continuitate care implică solicitarea simultană a îmbinărilor orizontale la eforturile unitare de compresiune și eforturi tangențiale:

a₂₁) - îmbinări cu pat de mortar (Fig. 2.7. a, b, d) - cu avantaje privind simplitatea execuției și comportarea satisfăcătoare la solicitări de compresiune, dar și dezavantaje datorită sensibilității la acțiunea unor solicitări orizontale mai puternice și posibilitatea apariției fisurilor la suprafața de

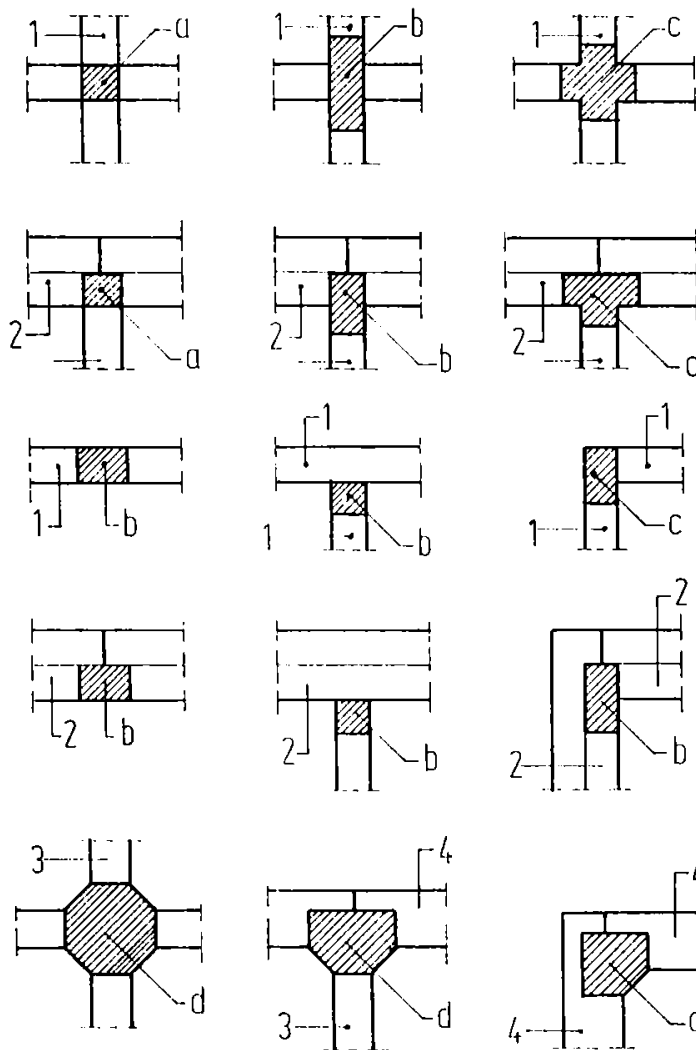


Figura 2.5.

SCHEME DE ÎMBINĂRI VERICALE

a - Imbinare verticală închisă; b - Imbinare verticală deschisă pe o direcție; c - Imbinare verticală deschisă pe două direcții; d - Imbinare verticală între panourile de pereți ale infrastructurii;

1 - Panou de perete interior;

2 - Panou de perete exterior (stratul de rezistență);

3 - Panou de perete interior la infrastructură;

4 - Panou de perete exterior la infrastructură.

rezemare a panourilor datorită diferențelor apreciabile între modulii de elasticitate a betonului din panourile prefabricate și a mortarului din îmbinare;

a₂₂ - îmbinări cu subbetonare (Fig. 2.7. c, e) - asigură o capacitate sporită de transmitere a forțelor orizontale și verticale, transmiterea eforturilor tangențiale se face prin intermediul suprafeței de reazem a panourilor de perete la care se utilizează frecvent profilarea sub diferite forme; (Fig. 2.8)

- pentru asigurarea unei transmiteri cât mai directe a eforturilor normale de compresiune în diafragmele verticale, este necesar ca suprafața pe care reazemă panourile de planșeu pe pereți să fie cât mai mică [146] - aceasta se obține prin:

- rezemare redusă dar continuă (Fig. 2.9 a) sau
- rezemare mai mare discontinuă (Fig. 2.9 b, c, d)

b) Imbinările uscate - sunt realizate prin intermediul unor plăcuțe metalice ancorate în panourile prefabricate și legate între ele prin sudură sau buloane (Fig. 2.10)

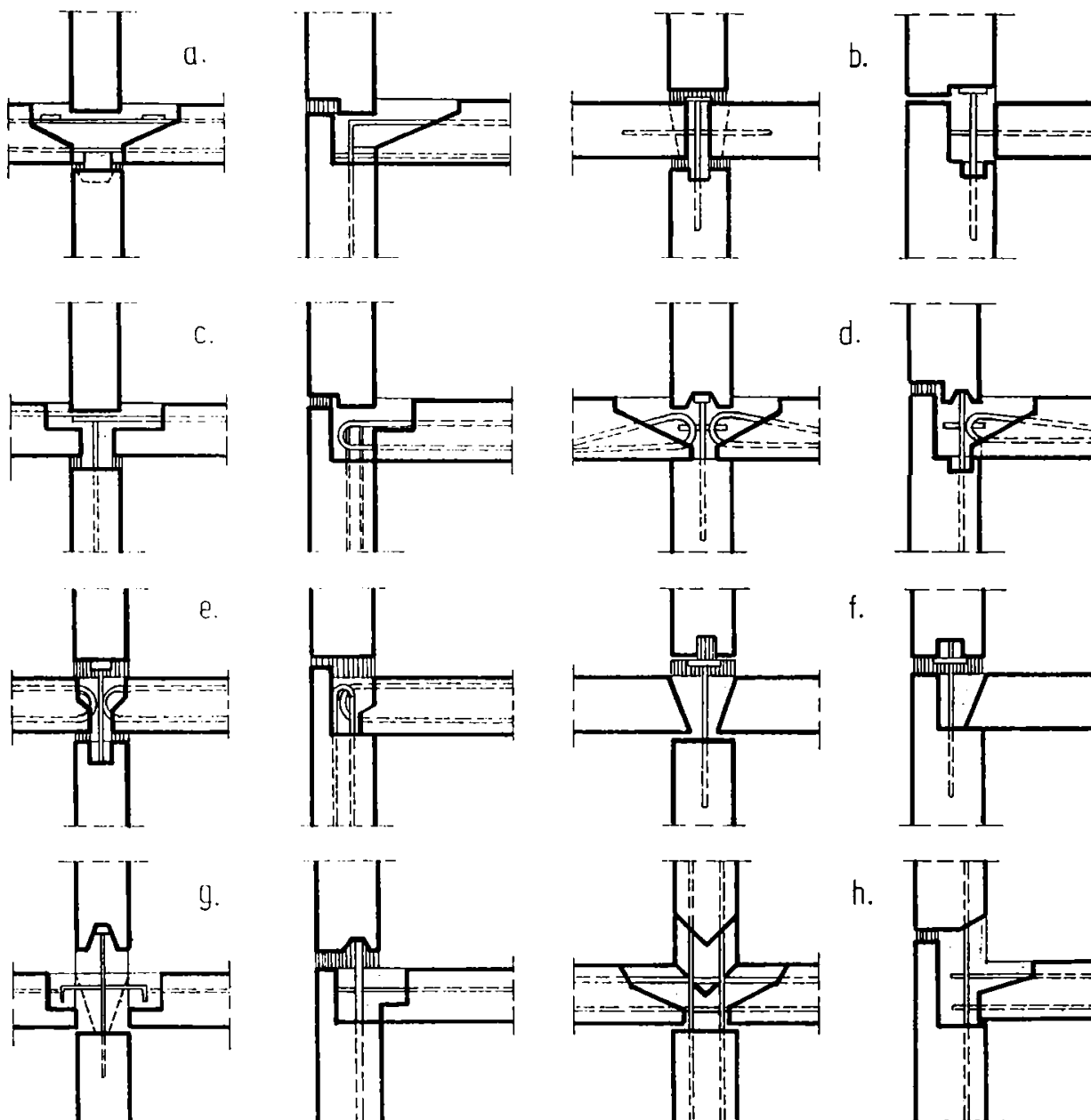


Figura 2.6. SOLUȚII DE ALCĂTUIRE A ÎMBINĂRILOR ORIZONTALE PENTRU PEREȚI INTERIORI ȘI EXTERIORI

a - tip I.P.C.T. (România); b - Monier (R.F.G.); c - Kesting (R.F.G.); d - Hinteregger (R.F.G.); e - Coignet (Franța); f - Larsen - Nielsen (Danemarca); g - Ungaria; h - U.R.S.S.

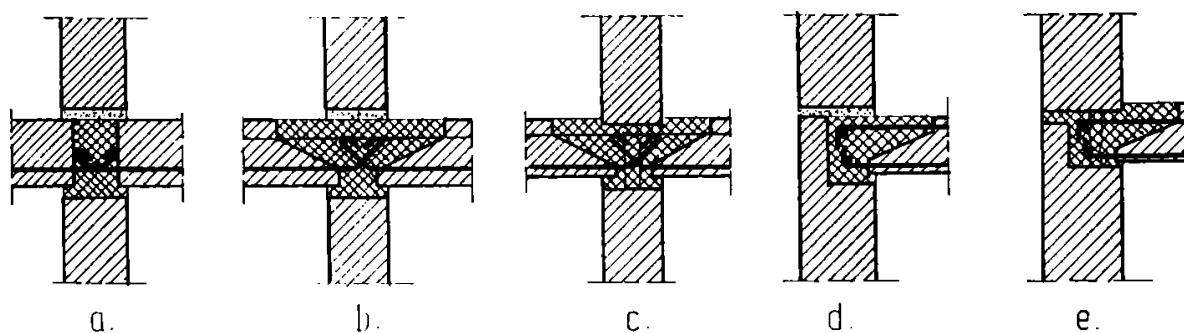


Figura 2.7. TIPURI DE ÎMBINĂRI ORIZONTALE

a; b; d - Imbinări cu pat de mortar; c; e - Imbinări cu subbetonare

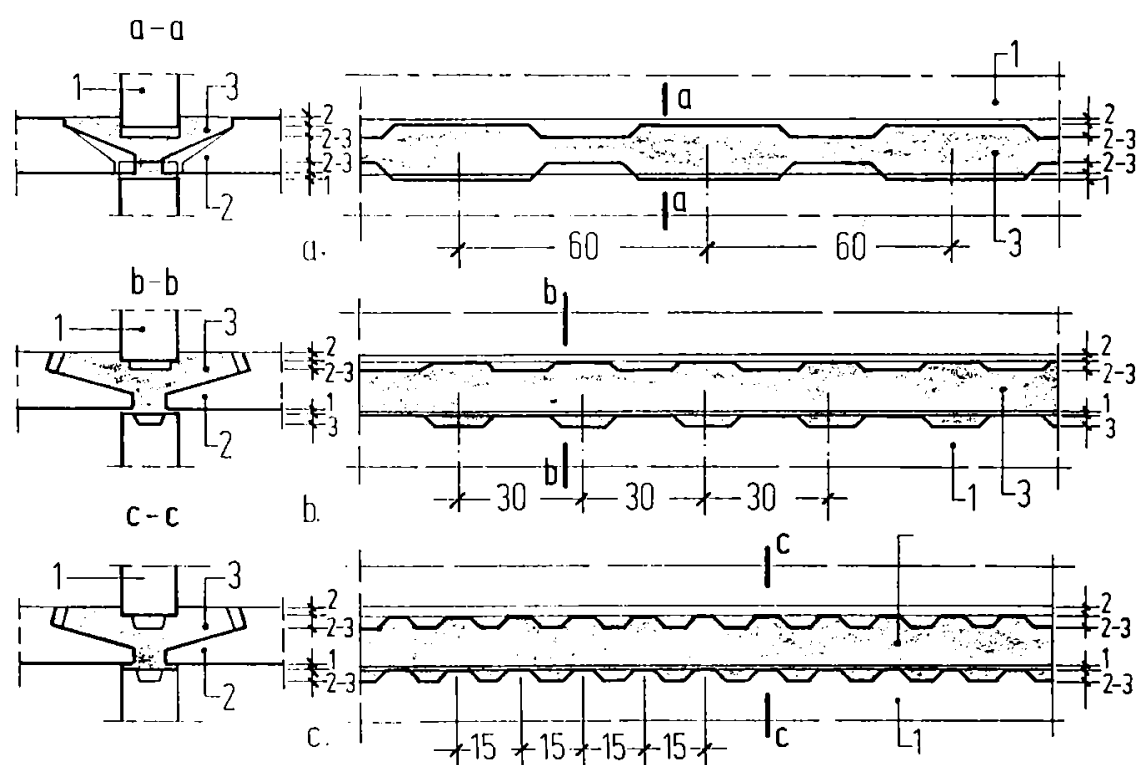


Figura 2.8. ÎMBINĂRI ORIZONTALE CU SUBBETONARE, CU DIFERITE PROFILE ALE FEȚELOR ORIZONTALE ALE PANOURILOR DE PEREȚI

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

1 - panou de perete; 2 - panou de planșeu; 3 - îmbinare orizontală (centură).

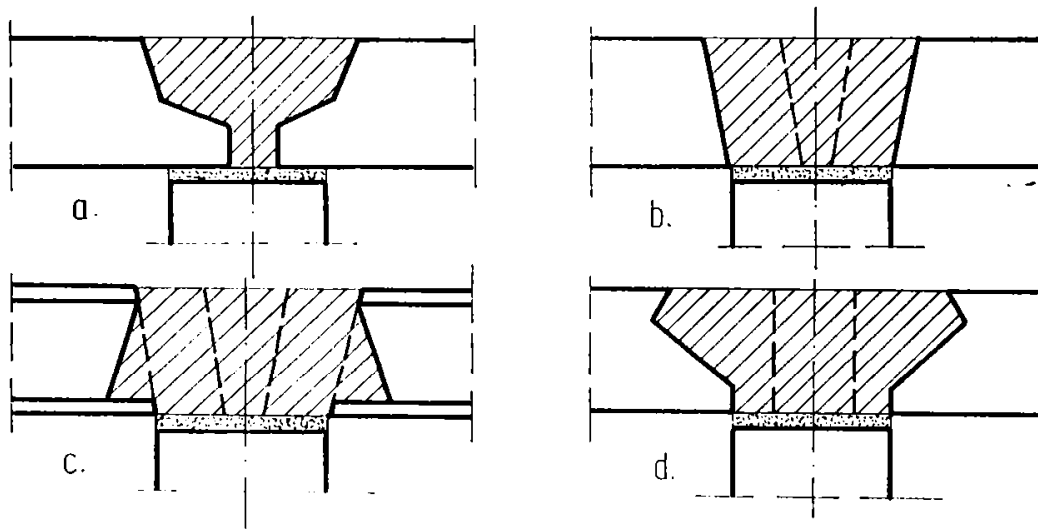


Figura 2.9. SOLUȚII DE REZEMARE A PLANȘELOR

a - rezemare continuă; b, c, d - rezemare discontinuă.

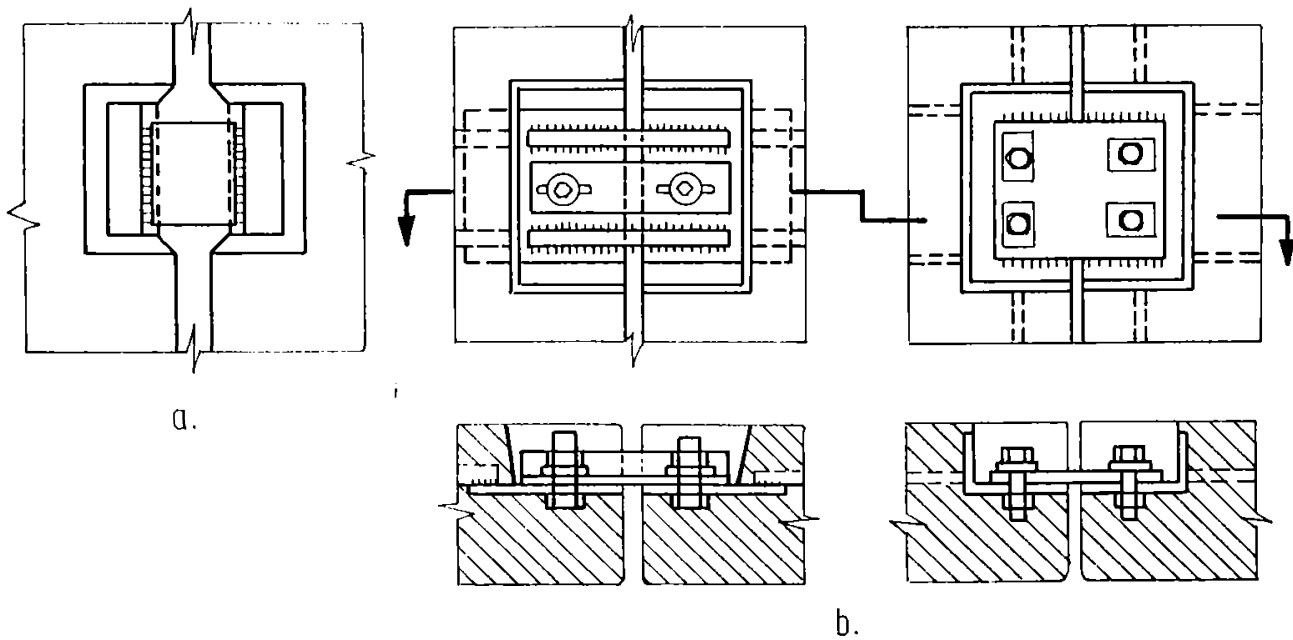


Figura 2.10. IMBINĂRI SUDATE

a - îmbinare prin eclise sudate; b - pene bulonate dispuse la nivelul planșelor.

2.2 Evoluția metodelor de încercare utilizate la pereții structurali asamblați din elemente prefabricate tip panou mare de beton armat

Studiile experimentale pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale îmbinărilor de rezistență dintre panourile mari prefabricate, pe plan mondial, se bazează pe încercări de două tipuri:

- a) încercări prin care s-au modelat soluțiile concrete de îmbinări folosite în realizarea clădirilor cu structură din panouri mari, la care s-au urmărit următoarele aspecte:
- epruvetele experimentale să modeleze cât mai fidel alcătuirea reală a îmbinării;
 - să fie modelată cât mai fidel tehnologia de execuție a îmbinării;
 - să fie creată starea de eforturi reală din îmbinare;
 - să se țină cont de distrugerea aderenței dintre betonul de monolitizare și panoul prefabricat, fenomen ce depinde de o multitudine de factori.
- b) încercări cu caracter de cercetare pentru a se analiza influența diverșilor parametrii asupra comportării îmbinărilor de rezistență solicitate static sau dinamic.

Trecerea, de la încercările efectuate cu încărcări statice monotone pe fragmente de îmbinări la încercări cu încărcări statice și dinamice alternante de tip seism pe modele de îmbinări la scară naturală și pe modele de pereți structurali, a produs un salt calitativ în privința rezultatelor experimentale, datorită modelării tot mai fidele a fenomenelor care se petrec în realitate.

De asemenea adoptarea metodologiei de încercare la sarcini ciclice alternante cu "deplasare impusă - forță rezultantă" propusă în septembrie 1985 la Copenhaga în cadrul lucrărilor Comitetului RILEM [126] a permis ca un număr relativ mic de elemente experimentale să furnizeze un volum de informații utile relativ mare.

Metodologia propusă de RILEM a fost preluată de I.C.C.P.D.C. - I.P.C.T. și testată pe un tip de îmbinare verticală. Din analiza diagramelor obținute a rezultat necesitatea reconsiderării metodologiei de încercare în ceea ce privește deplasările impuse, atât pentru domeniul de comportare elastic, cât și pentru cel postelastice [73].

În esență metoda de încercare la sarcini ciclice alternante cu "deplasare impusă - forță rezultantă" propusă de RILEM la Copenhaga constă în următoarele:

- pentru fiecare tip de îmbinare concepută se confecționează un număr de probe identice;
- primul element experimental este încercat la sarcini monotom crescătoare până la rupere în vederea obținerii datelor de referință care vor servi la realizarea încercărilor ulterioare, urmărindu-se deplasarea relativă (lunecarea) la fiecare treaptă de încărcare (măsurătorile se fac cu precizie de 1:100 pentru a determina domeniul elastic);
- pe baza măsurătorilor din timpul încercării se trasează curba $F - \Delta$ pe care se marchează

F_f^{mon} (forța de fisurare la încercarea monotomă),

Δ_f^{mon} (lunecarea corespunzătoare acestei forțe),

F_u^{mon} (forța maximă atinsă din încercarea monotomă),

Δ_u^{mon} (lunecarea corespunzătoare lui F_u^{mon}),

020.524
366 J

F_u^{mon} (forța reziduală din încercarea monotonă),

Δ_u^{mon} (lunecarea corespunzătoare forței reziduale monotone, de obicei 1 - 2 cm);

- al doilea element experimental se încearcă la sarcini ciclice - alternante impunând o lunecare cuprinsă între $0,5 \div 0,7$ din lunecarea corespunzătoare forței maxime (se precizează că este de preferat lunecarea impusă egală cu $0,7 \Delta_u^{\text{mon}}$) aplicându-se 3 până la 5 cicluri alternante;

- se continuă încercarea cu factori de ductilitate 2, 3, 4, ... (factorul de ductilitate se definește ca raportul dintre lunecarea orizontală maximă impusă structurii în timpul unui cutremur sever și lunecarea relativă a construcției la intrarea în domeniul postelastic) (Fig. 2.11 a, ... 2.11 d).

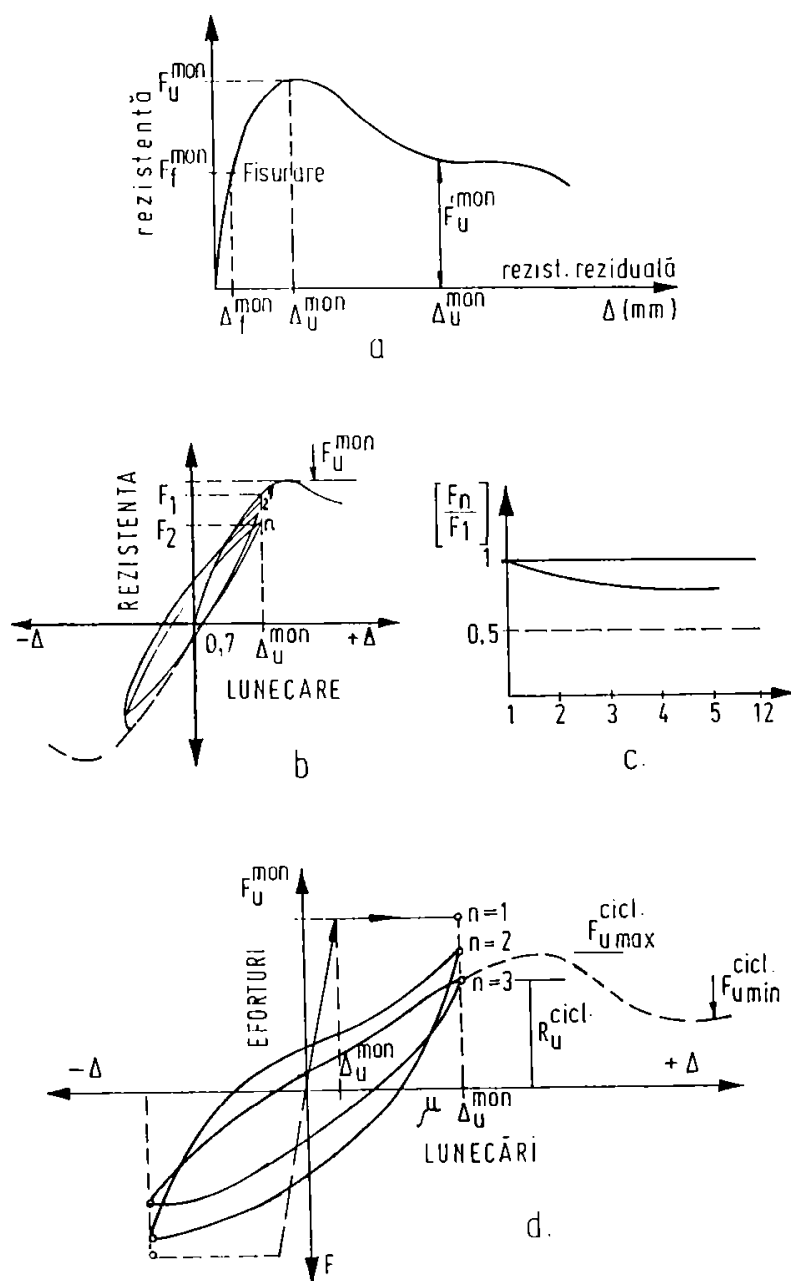


Figura 2.11. METODA DE ÎNCERCARE LA SARCINI CICLICE ALTERNANTE "DEPLASARE IMPUSĂ - FORȚĂ REZULTANTĂ"- PROPUȘĂ DE R.I.L.E.M.

a - diagrama $F - \Delta$ element încercat monoton;

b - diagrama $F - \Delta$ element încercat ciclic - alternant cu deplasare impusă;

c - diagrama de degradare a elementelor funcție de numărul de cicluri de în...r.a...;

d - diagrama $F - \Delta$ pentru factorul de ductilitate μ .

În urma

încecării efectuate pe îmbinarea verticală de către I.C.C.P.D.C. - I.P.C.T după metodologia RILEM,

s-a constatat că o deplasare impusă de ordinul a $0,7 \Delta_u^{\text{mon}}$ duce la o solicitare a îmbinării în domeniul postelastic, iar o deplasare impusă mai mare decât deplasarea monotonă ultimă Δ_u^{mon}

solicită îmbinarea dincolo de forța de lunecare maximă T_u , zonă care este instabilă, cu degardări mari, unde deplasările practic nu mai pot fi oprite.

Metodologia ICCPDC - IPCT propune ca valoarea deplasărilor impuse să se aleagă în funcție de deplasarea (lunecarea) corespunzătoare apariției primelor fisuri înclinate în betonul de monolitizare, fisuri care să aibă deschiderea $\geq 0,1$ mm, aceasta având în vedere că în practica de proiectare a clădirilor de locuit cu structura din panouri mari prefabricate de beton armat, fisurarea betonului din îmbinările verticale constituie una din stările limită ale exploatării normale.

Pe această bază valoarea deplasărilor impuse Δ_i , se poate considera :

$$\Delta_i = n\Delta_f \quad (2.1)$$

în care : Δ_f este deplasarea corespunzătoare apariției primelor fisuri cu deschideri $\geq 0,1$ mm în betonul de monolitizare;

$n \leq 1$ în domeniul elastic;

$n > 1$ în domeniul postelastice.

Spre deosebire de recomandările RILEM, se consideră că deplasarea Δ_u și respectiv forța de lunecare T_u reprezintă stadiul ultim al îmbinării. Zona descendentă $\Delta > \Delta_u$ nu poate fi luată în considerare decât ca o ultimă rezervă a îmbinării pentru că prezintă degradări importante în structura acesteia. În consecință, depășirea impusă în domeniul postelastice nu poate depăși valoarea deplasării ultime:

$$\Delta_i = n \cdot \Delta_f \leq \Delta_u \quad (2.2)$$

Metodologia adoptată de către I.C.C.P.D.C. - I.P.C.T propune ca în prima fază îmbinarea să fie solicitată monoton până la apariția primei fisuri înclinate în betonul de monolitizare. Se notează forța și deplasarea relativă atinsă și se efectuează 10 cicluri alternante (practic până la stabilizarea curbelor histerezis) cu o deplasare impusă egală cu deplasarea corespunzătoare solicitării de fisurare, considerat ca limita domeniului elastic (Fig. 2.12.a). Se consideră deci $\Delta_{ie} = \Delta_f$.

Pentru domeniul postelastice, în care pot fi solicitate îmbinările din pereții structurali în cazul unor cutremure puternice, s-a propus ca deplasarea impusă să fie de 2 până la 5 ori mai mare decât cea considerată în domeniul elastic. Această creștere poate fi considerată ca un factor de ductilitate (μ) care poate fi mai mare sau mai mic, în funcție de alcătuirea și destinația îmbinărilor. Factorul de ductilitate trebuie însă limitat astfel ca valoarea impusă în domeniul postelastice pentru deplasarea Δ_{ip} să nu depășească deplasarea corespunzătoare lunecării ultime, stabilită printr-o încercare monotonă efectuată anterior. (Fig. 2.11.a)

$$\Delta_{ip} = \mu \Delta_f < \Delta_u^{\text{mon}} \quad (2.3)$$

La deplasarea impusă în domeniul postelastice se efectuează 5 cicluri de lunecare alternantă în domeniul postelastice conform figurii 2.12.b.

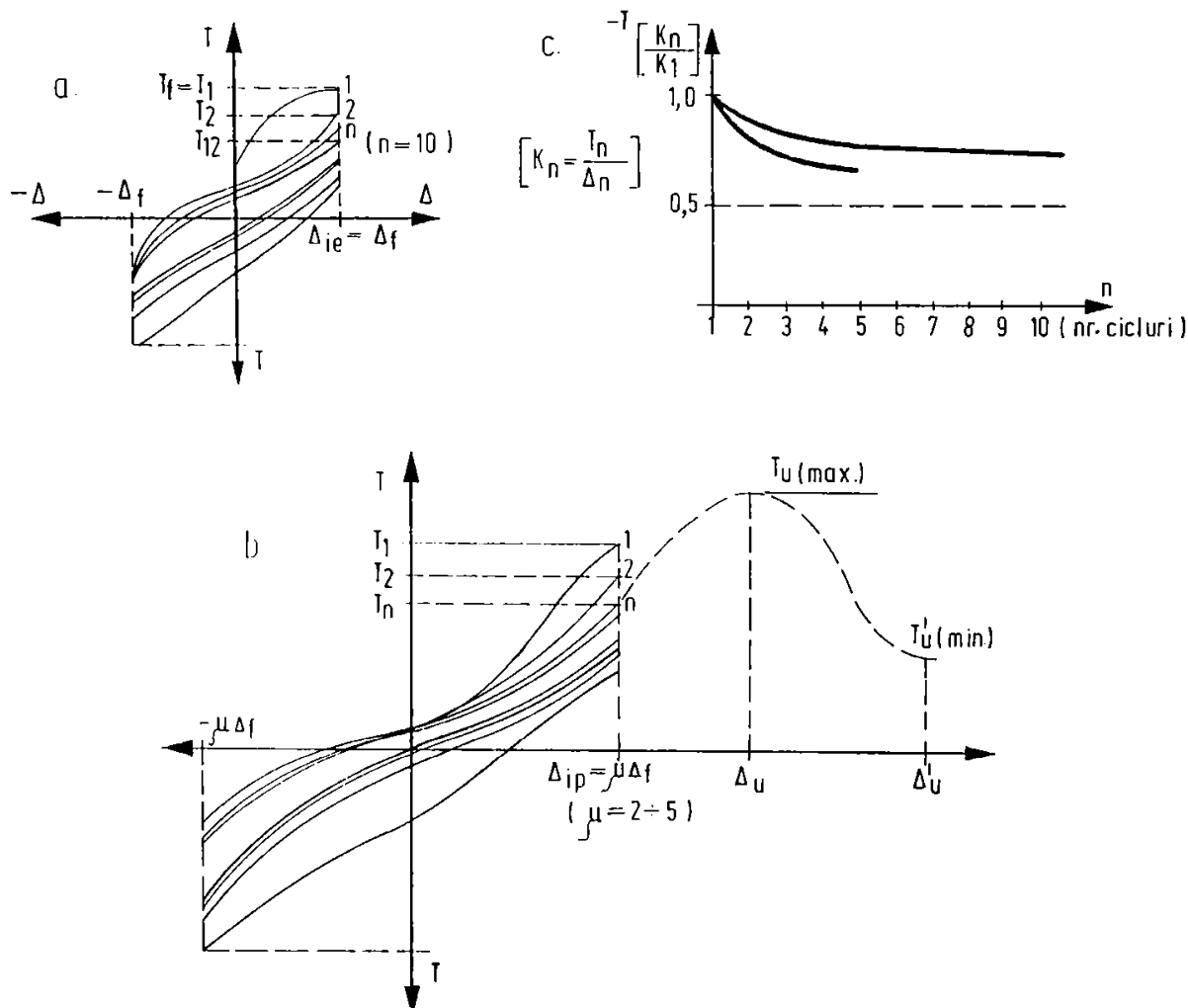


Figura 2.12. METODA DE ÎNCERCARE LA SARCINI CICLICE ALTERNANTE “DEPLASARE IMPUSĂ - FORȚĂ REZULTANTĂ” - PROPUȘĂ DE I.C.C.P.D.C. - I.P.C.T.

a - diagrama $T - \Delta$ pentru 10 cicluri cu deplasare egală cu Δ_f ;

b - diagrama $T - \Delta$ pentru factorul de ductilitate μ ;

c - diagramele de degradare a rigidității în domeniul elastic și în domeniul postelastic.

Cu datele obținute din încărcările ciclice alternante se pot construi diagramele de degradare a rigidității în domeniul elastic și postelastice. (Fig. 2.12.c) Rigiditatea se calculează cu raportul între forțele de lunecare de la ciclul “n” și deplasarea impusă corespunzătoare:

$$K_n = \frac{T_n}{\Delta_n} \quad (2.4)$$

C.E.B. recomandă ca degradarea rigidității la solicitări ciclice alternante să fie sub 50% ($K_n / K_1 \geq 0,5$).

După efectuarea celor 5 cicluri în domeniul postelastice se continuă încercarea în regim monoton în sensul în care a fost începută până la cedare. Se notează valorile forței de alunecare maximă T_u și a celei reziduale T'_u și deplasările corespunzătoare acestora Δ_u și Δ'_u . (Fig. 2.12.b) Cu aceste date ductilitatea îmbinării se poate exprima ca un raport între deplasarea corespunzătoare forței de alunecare maximă și deplasarea corespunzătoare apariției primei fisuri înclinată în monolitizare

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_f} \quad (2.5)$$

Deși a fost elaborată pentru încercarea îmbinărilor verticale, metoda a fost aplicată cu bune rezultate și la încercarea îmbinărilor orizontale solicitate la alunecare sau alunecare combinată cu forțe normale de întindere sau de compresiune.

2.3 Studii experimentale privind comportarea de ansamblu a diferitelor tipuri de îmbinări

2.3.1 Imbinări umede nearmate la panouri cu fețe netede în îmbinare

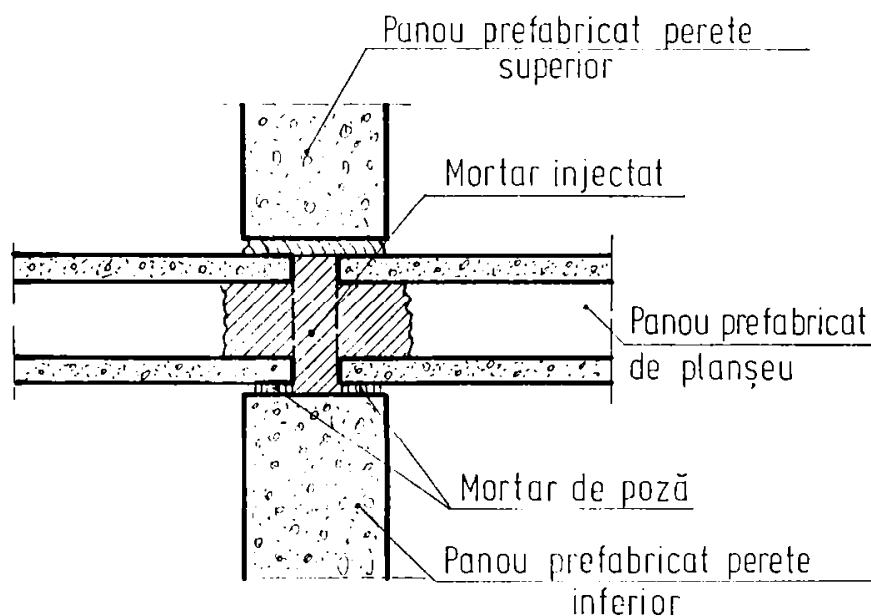


Figura 2.13 prezintă o secțiune printr-o îmbinare orizontală folosită în S.U.A. de tip rezemare ("platform"). Imbinarea este solicitată la compresiune sau întindere de forțele axiale. Rezistența la forfecare a îmbinării este dată de frecarea ce se produce între panouri și îmbinare, dată în esență de coefi-

Figura 2.13. IMBINĂRI ORIZONTALE DE TIP "PLATFORM"

cientul de frecare multiplicat cu forța de compresiune din îmbinare. Dacă forfecarea indusă este mai mare ca această valoare se pot produce alunecări în îmbinare.

Rezistența îmbinării poate fi mărită prin adăugarea penelor de forfecare și a armăturilor verticale care traversează îmbinarea.

Verbic B. și Terzić M. [131] au studiat comportarea inelastică a îmbinărilor umede - tipul utilizat în Jugoslavia la sistemul de clădiri "Vranica". Rosturile horizontale au fost supuse la încărcări verticale de compresiune și încărcări orizontale aplicate ciclic. Încărcarea verticală a fost menținută constantă în timpul încercărilor. Deoarece forța de forfecare a fost aplicată deasupra nivelului îmbinării, momentul înconvoier în panul îmbinării nu a fost nul.

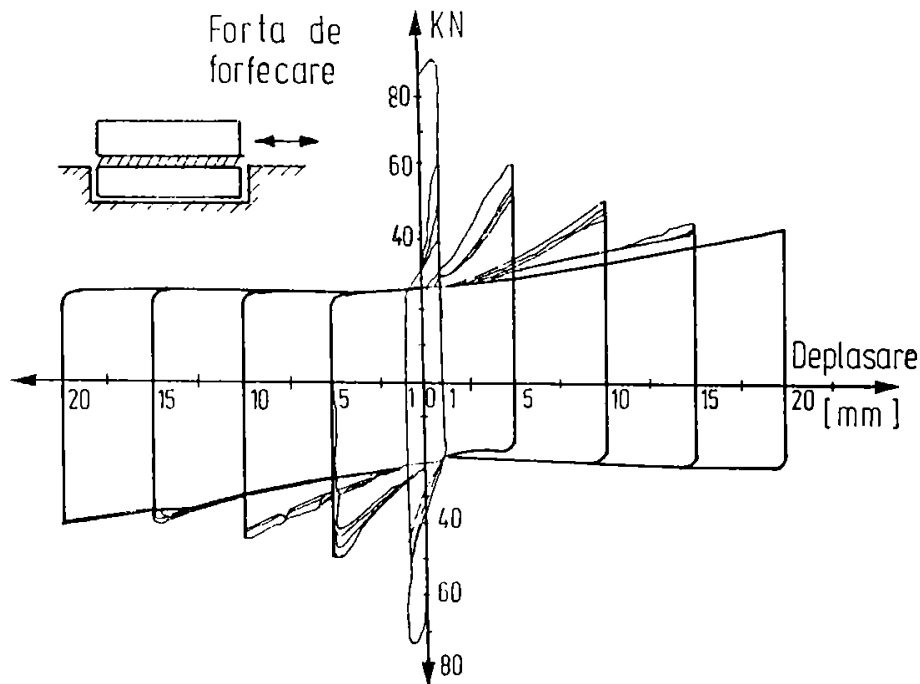


Figura 2.14. DIAGRAMA FORȚĂ - DEPLASARE ÎMBINARE NEARMATĂ FĂRĂ ÎNCĂRCARE VERTICALĂ SUPLIMENTARĂ

Figura 2.14 prezintă comportarea unei îmbinări nearmate, încărcarea verticală fiind produsă doar de greutatea proprie a panoului superior. Se observă o pierdere inițială abruptă de rezistență datorită pierderii aderenței. Îmbinarea are o comportare elasto-plastică cu degradări ale rigidității sub sarcini ciclice. Această pierdere de rigiditate poate fi atribuită lustruirii suprafețelor îmbinării și acumulării de particule de nisip desprinse din mortar care facilitează alunecarea.

În figura 2.15 este prezentată comportarea unei îmbinări nearmate care are o încărcare verticală aplicată pe panoul superior. Din nou se observă o pierdere inițială de rezistență urmată de degradarea rigidității. Totuși această pierdere de rezistență inițială este mai mică față de rezistența totală decât în primul caz și comportarea globală este în esență o comportare elasto-plastică.

Un parametru deosebit de important este în acest caz coeficientul de frecare adoptat în proiectarea îmbinărilor.

Pentru încercările realizate de Verbic [131] fig 2.16 prezintă rezistența inițială maximă ca o funcție a presiunii verticale (curba "A"). Dacă se consideră rezistența de aderență ca o constantă se obține rezistența datorată frecării (curba "B"). Coeficientul de frecare propus are valori de 0,96

(pentru încărcări verticale mici) până la 0,66 (pentru încărcările verticale maxime adoptate la încercări).

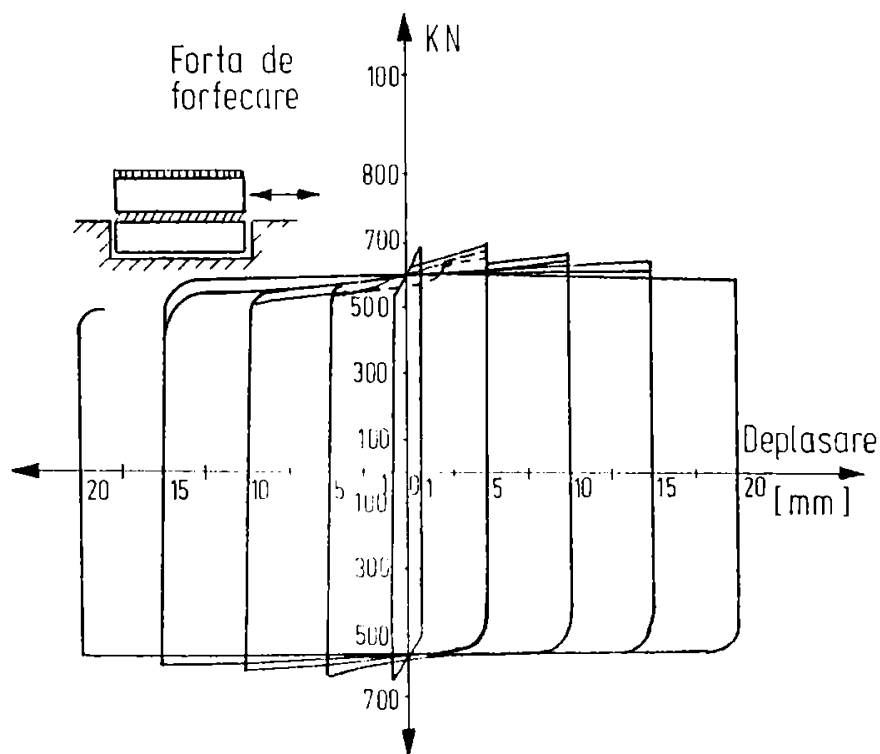


Figura 2.15. DIAGRAMA FORȚĂ- DEPLASARE ÎMBINARE NEARMATĂ CU ÎNCĂRCARE VERTICALĂ SUPLIMENTARĂ

În cazul în care îmbinarea are o aderență inițială mare, o dată cu pierderea aderenței se va produce și o pierdere substanțială de rezistență [47]. În figura 2.17 sunt prezentate curbele caracteristice forfecare-lunecare pentru o aderență slabă (a) și pentru o aderență puternică (b).

În urma acestor încercări s-a observat că există încă aspecte neelucidate ale comportării îmbinărilor: valoarea inițială a rezistenței de aderență, rigiditatea și degradarea acestei rigidități sub încărcări ciclice, mărimea coeficientului de frecare.

Pentru o situație similară, Brakov și Sachanski [11] au sugerat un coeficient de frecare de 0,4 care poate să scadă sub încărcări ciclice. Fintel, Schultz și Igbal [21] prezintă coeficientul de frecare ca variind de la 0,2 la 0,8 cu o valoare de 0,7 în mod curent rezultată din încercări cu încărcări statice.

Alți doi parametri importanți sunt rezistența inițială de aderență și rigiditatea.

2.3.2. Îmbinări umede nearmate și armate la panouri cu fețe profilate

În cazul îmbinărilor umede marginile panourilor pot fi plane sau profilate. (Fig. 2.18) Panourile cu margini profilate sunt des folosite în cazul îmbinărilor verticale și asigură o rezistență sporită la forfecare între fețele interioare ale dinților.

Majoritatea încercărilor pe acest tip de îmbinări au fost realizate cu un regim de încărcări monoton-crescătoare. În figura 2.19 se prezintă modul de comportare a îmbinărilor plane comparativ cu îmbinările cu dinți. Se observă că îmbinările cu dinți posedă o rezistență substanțial îmbunătățită față

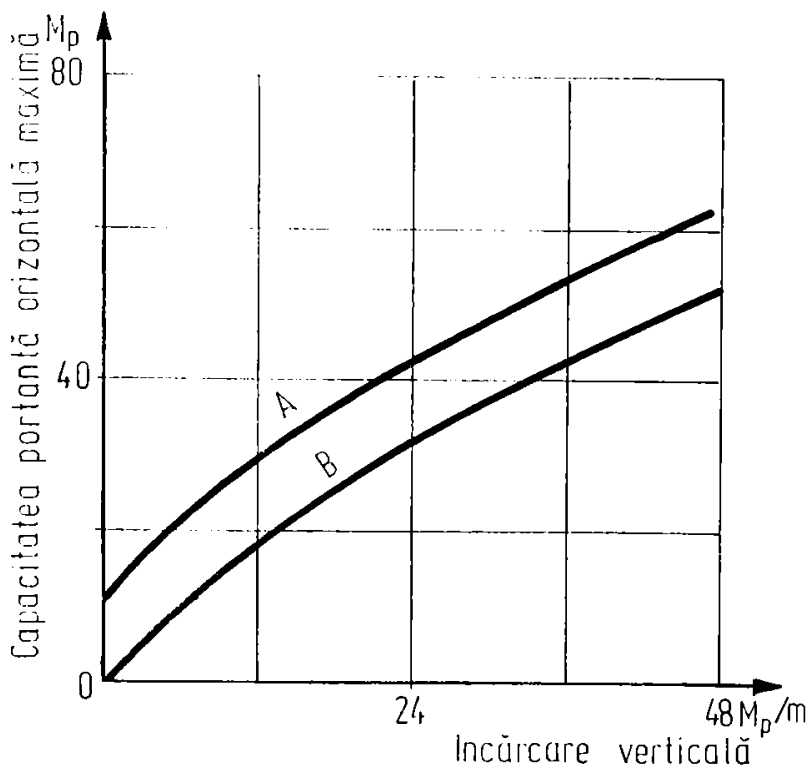


Figura 2.16. REZISTENȚA LA FORFECARE A ÎMBINĂRII

dimensiunea dinților și spațiul dintre ei.

Rezistența reziduală depinde mai puțin însă de geometria dinților.

Lacomb și Pommeret [47] au studiat îmbinările cu dinți supuse la încărcări ciclice prin metodologia forțe impuse - deplasări rezultante. Îmbinările au fost supuse la încărcări ciclice egale cu fracțiuni ale rezistenței îmbinării obținute din încercări cu încărcări monotone. Rezultatele au arătat o descreștere progresivă a rigidității (Fig. 2.20). Buclele histerezis sunt "ciupite", ceea ce

de cele plane, rezistența care este pierdută o dată pe ciclu.

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" după cedarea dinților depinde de frecarea din îmbinare, iar dacă îmbinările sunt și armate, depinde și de rezistența barelor de armătură ce traversează îmbinarea.

Rezistența maximă a îmbinării cu dinți depinde în mare măsură de configurația dinților,

indică o capacitate mai scăzută de absorbție a energiei induse. S-a observat că încărcarea ciclică nu a afectat rezistența reziduală a îmbinării.

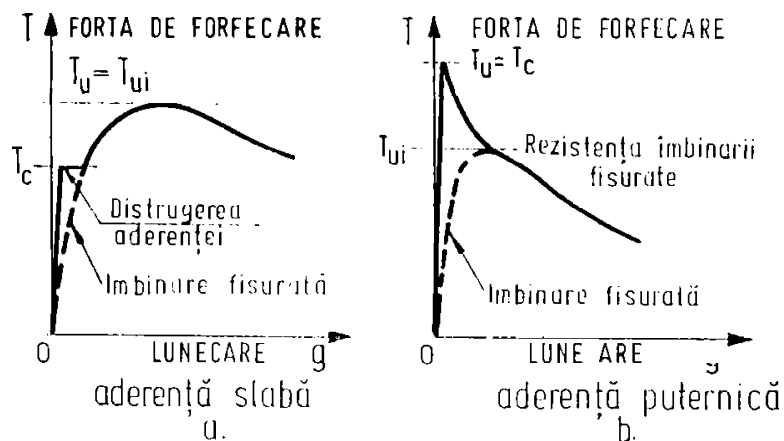


Figura 2.17. EFECTUL ADERENȚEI

T - forța de forfecare;
g - deplasarea.

După cedarea dinților de forfecare, comportarea îmbinării depinde de armătura transversală din îmbinare și de încărcarea normală de compresiune din îmbinare.

A.R. Santhakumar

[6]

în Noua Zeelandă a realizat încercări pe îmbinări verticale cu dinți, armate, supuse la încărcări ciclice alternante. Testele au arătat pierderi de rezistență și reduceri ale ale rigidității din

îmbinări de 70% datorită fisurării betonului de monolitizare - fisuri în diagonală.

În Jugoslavia, M.D: Velcov [129,130], a efectuat încercări pe îmbinări verticale și orizontale armate utilizate la modificarea sistemului francez "Balency". Marginile îmbinărilor erau profilate.

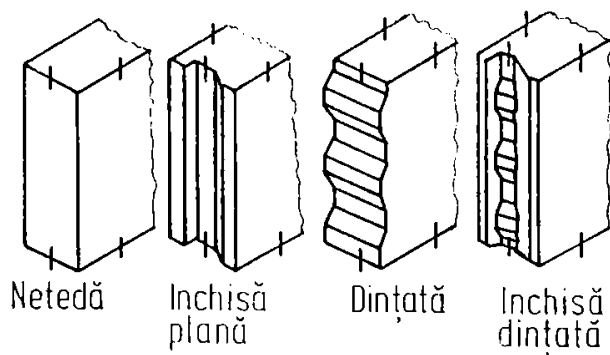


Figura 2.18. MUCHIILE PANOURILOR

repetat dar nealternant, cu și fără forță de compresiune normală suplimentară la îmbinare. A rezultat un spor de rezistență și deformare de 50% la îmbinările cu dinți față de cele neprofilate. Imbinările la care forța de compresiune aplicată a fost egală cu zero au avut o rezistență și o ductilitate diminuată față de cele care au fost supuse la compresiune normală.

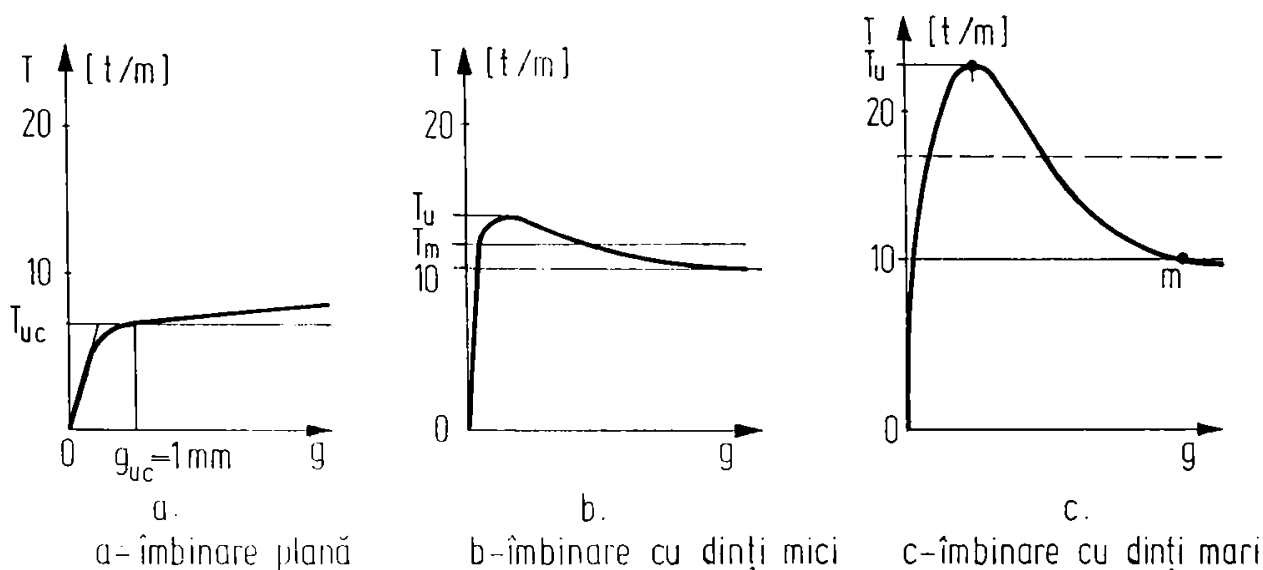


Figura 2.19 RELAȚIA FORȚĂ - DEPLASARE LA ÎMBINĂRILE PLANE ȘI CU DINȚI

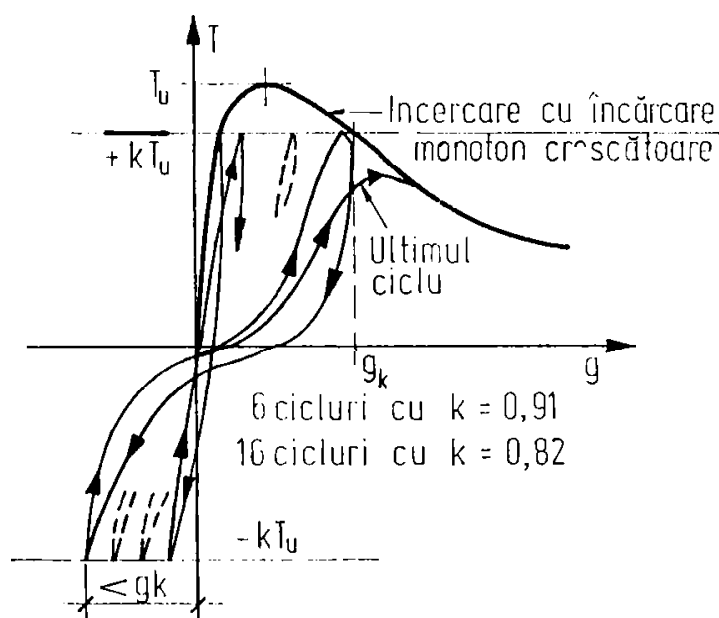


Figura 2.20. DIAGRAMA FORȚĂ - DEPLASARE OBTINUTĂ DE LACOMB ȘI POMMERET CU METODA "DEPLASĂRILOR IMPUSE" LA ÎMBINARE DINȚATĂ

Dacă îmbinarea este armată, comportarea ei va fi în mod semnificativ influențată de barele de armătură care traversează îmbinarea perpendicular pe planul ei, fie sub formă de mustați care se sudează, fie sub formă de bucle care se petrec.

Armarea îmbinării aduce o rezistență suplimentară datorată în parte "efectului de dorn" și în parte "efectului de strângere". [81], [131].

Aderența și mecanismul de "frecare la forfecare" a fost denumit de Gergely și White "transfer de forfecare prin interfețe". Pe măsură ce

îmbinările se deformează, dezvoltarea eforturilor va produce rezistența de frecare datorită forfecării. Eforturile de întindere generează o forță egală normală de compresiune - forță de strângere - în

suprafața îmbinării și de aici rezultă o creștere a frecării. Forța maximă normală de compresiune care poate fi dezvoltată este dictată de aria și de rezistența armăturii din îmbinare.

Majoritatea încercărilor, realizate pe elemente de beton armat în vederea determinării rezistenței la forța tăietoare, au avut ca obiect de studiu grinzile și pereții după producerea fisurilor de întindere [22, 23, 29, 30, 58, 114]. În aceste încercări armătura este în mod substanțial mai mare decât cea de la îmbinările tipice între panourile mari. De asemenea, efectul fenomenului de aderență între agregate este mai mare pentru fisurile aspre ce se formează, decât în cazul marginilor relativ netede dintre panourile prefabricate. Totuși, se poate considera că există similitudini calitative de comportare.

Încercările de tăiere pe elemente de beton armat sunt realizate de obicei prin prefisurarea elementelor experimentale și apoi prin aplicarea forței de tăiere. Rezultatele obținute prin încercări de acest gen sunt prezentate în figurile 2.21 și 2.22. Diagrama prezentată în figura 2.21 a fost obținută de Mattock [62,64] prin metodologia "încărcări impuse - deplasări rezultate". Buclele histerezis își schimbă forma pe măsură ce forța de forfecare și numărul de cicluri de încărcare cresc. Primele bucle au o formă caracteristică pentru comportarea elasto-plastică. Sub încărcările ciclice, rigiditatea scade și în apropierea colapsului buclele histerezis au o formă "ciupită". În regiunea AB și A'B' elementul experimental prezintă o rigiditate scăzută și dezvoltă o rezistență mică la tăiere. În această zonă, acțiunea de "strângere" a armăturii este mică sau inexistentă deoarece fisurile sunt deschise. Rezistența este datorată în mică măsură aderenței, care descrește și se deteriorează pe măsură ce betonul care înconjoară barele de armătură devine tot mai fisurat. Dincolo de punctele B și B' armăturile dezvoltă forțe de întindere, producând o acțiune de strângere care mărește frecarea și efectul aderenței. Aceasta va produce o creștere rapidă a rigidității și a rezistenței. Sub încărcări ciclice, deteriorarea betonului conduce la extensia progresivă a regiunilor AB și A'B'.

Ca urmare a încercărilor experimentale, Mattock și Paulay [81] ajung la concluzia că efectul de dorn nu aduce o contribuție esențială și în consecință poate fi ignorat.

Testele lui Mattock au arătat că rezistența la forfecare sub încărcări ciclice este mai mică decât în cazul încărcărilor monotone, iar Becker și Liorente [9] au sugerat că pierderea de rezistență sub încărcările seismice trebuie luată în considerare prin adoptarea unui coeficient de frecare mai mic decât cel considerat la încărcările statice.

În diagrama din figura 2.22, obținută de Laible, White și Gergely [48], se prezintă două bucle histerezis dintr-o serie de bucle obținute prin încărcări constante aplicate ciclic. În aceste încercări, buclele de armătură au fost amplasate în afara elementului pentru a elimina efectul de dorn. Are loc o substanțială deteriorare a rigidității pe măsură ce numărul de cicluri crește și o creștere progresivă a deplasării. Jimenez, Gergely și White [42] au concluzionat că mecanismul de "transfer de forfecare prin interfețe" preia între 65 - 80% din totalul forfecării aplicate, restul fiind preluat de "efectul de dorn".

În încercările prezentate mai sus nu există forță de compresiune suplimentară aplicată perpendicular pe îmbinare. Rezultatele încercărilor prezentate de Cement Association pe pereți izolați indică faptul că prezența forței verticale de compresiune adaugă frecare simplă la "frecarea de forfecare" și deci o îmbunătățire a comportării elementului.

Încercările lui Verbic [131] pe îmbinări armate sub acțiunea încărcărilor ciclice au fost realizate prin metoda deplasărilor impuse cu patru cicluri complete de deformație la fiecare nivel de deplasare. Figura 2.23 prezintă diagrama forță - deplasare pentru o îmbinare la care încărcarea verticală este dată doar de greutatea proprie a panoului superior. Se observă o pierdere inițială abruptă de rezistență la ruperea marginilor suprafețelor de îmbinare, urmată de alte pierderi de rezistență pe măsură ce deformațiile impuse cresc. Această comportare este similară ce cea obținută pentru îmbinările nearmate (figura 2.14), cu excepția faptului că rezistența inițială a îmbinării armate este de 550 KN față de 90 KN la îmbinarea nearmată. Sub încărcările ciclice aplicate îmbinărilor, cele armate vor dezvolta o rezistență la forfecare și o rigiditate sporită față de cele nearmate. De exemplu, la ultimul ciclu de încărcare, creșterea este de 40 KN la 200 KN pentru îmbinarea armată (figura 2.23) față de o creștere de la 30 KN la 40 KN în cazul îmbinării nearmate (figura 2.14).

Figura 2.24 prezintă comportarea unei îmbinări care este încărcată și cu o forță verticală suficient de mare. Rezistența inițială este de aproximativ 900 KN, comparată cu 600 KN la o îmbinare similară nearmată (figura 2.15). La ultimul ciclu creșterea este între 750 KN și 900 KN pentru îmbinarea armată, iar la îmbinarea nearmată nu se observă nici o creștere.

Se poate deci constata că în cazul în care îmbinarea armată nu este supusă la o încercare verticală suplimentară, rezistența sa inițială este mare, dar se deteriorează dramatic pe măsură ce numărul de cicluri de încărcare crește. În schimb, dacă îmbinarea este supusă și la o încărcare normală considerabilă, pe lângă rezistența inițială mare la forfecare se poate conta și pe o degradare mai diminuată a acestei rezistențe, o dată cu creșterea numărului de cicluri de încărcare orizontală.

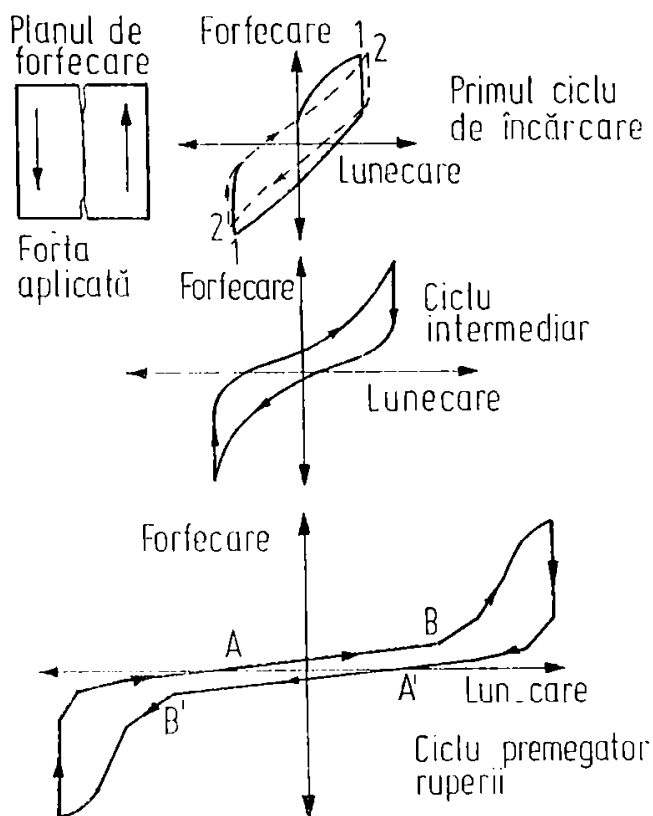


Figura 2.21.
DIAGRAMA FORFECARE -
LUNECARE ELEMENT
PREFISURAT - MATTOCK

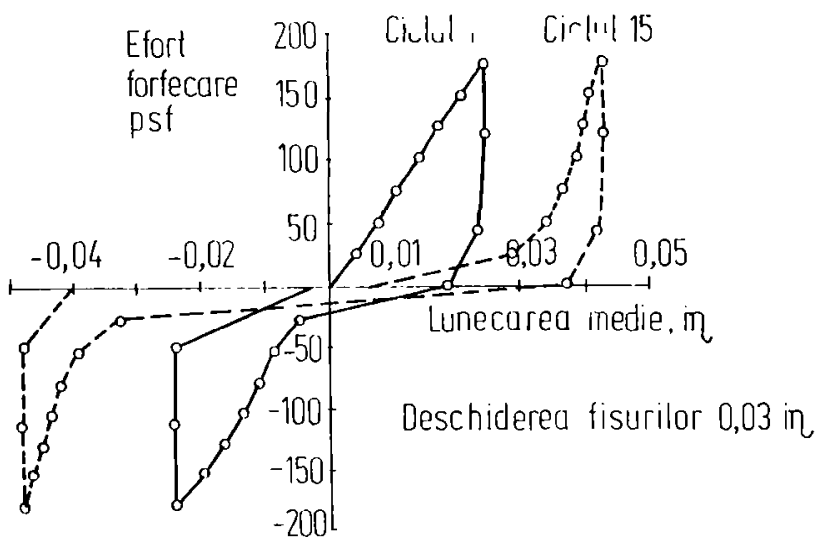


Figura 2.22.
DIAGRAMA
FORFECARE LUNECARE
ELEMENT PREFISURAT - LAIBLE

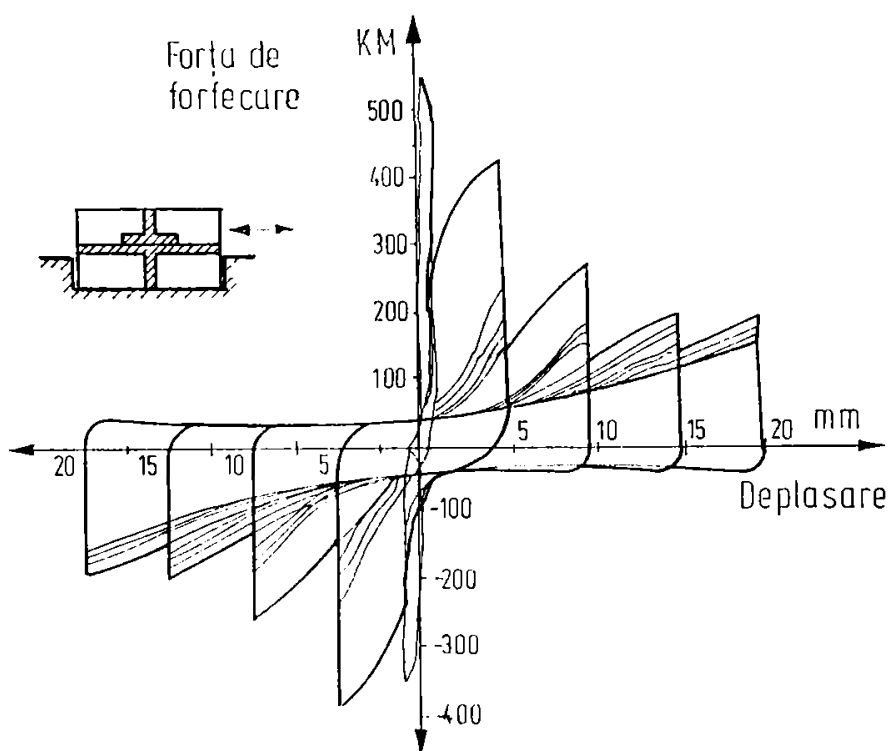


Figura 2.23
 DIAGRAMA FORȚĂ-
 DEPLASARE PEN-
 TRU ÎMBINARE AR-
 MATĂ FĂRĂ FORȚĂ
 VERTICALĂ SUPLI-
 MENTARĂ PERPEN-
 DICULARĂ PE AXA
 ÎMBINĂRII - VERBIC

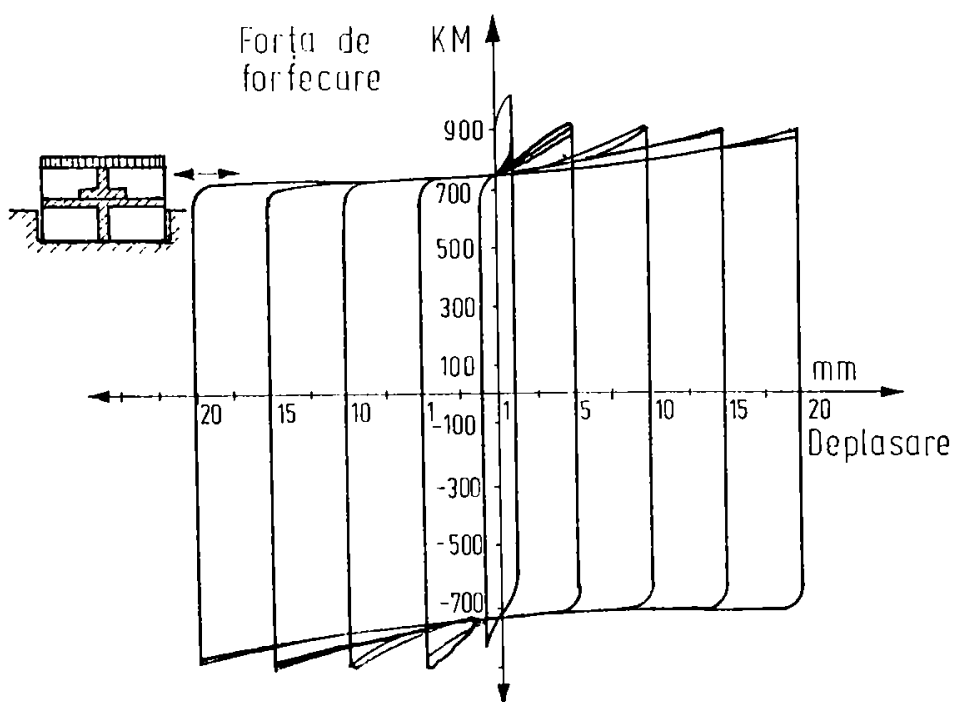


Figura 2.24
 DIGRAMA FORȚĂ-
 DEPLASARE PEN-
 TRU ÎMBINARE AR-
 MATĂ CU FORȚĂ
 VERTICALĂ SUPLI-
 MENTARĂ PERPEN-
 DICULARĂ PE AXA
 ÎMBINĂRII-VERBIC

2.3.3. Îmbinări uscate

Spences și Neille [115] 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 (Figura 2.25).

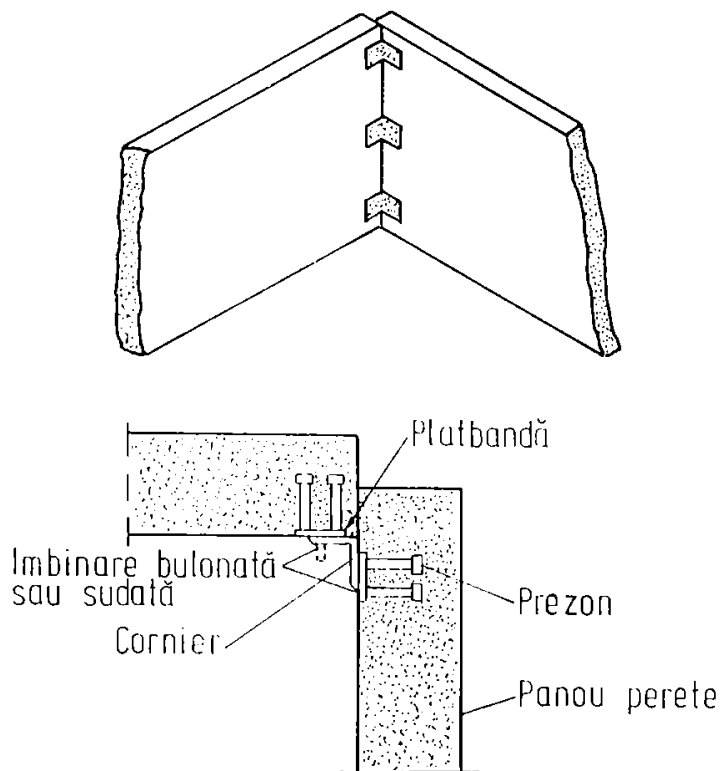


Figura 2.25 ÎMBINARE VERTICALĂ USCATĂ

- frecarea dintre placa metalică și beton;
- presiunea exercitată de capetele plăcilor metalice pe beton;
- presiunea betonului în jurul pragurilor de ancorare.

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

2.3.4. Concluzii privind comportarea de ansamblu a îmbinărilor

În general, încercările descrise mai sus 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 nealternante (monotone);

Primele degradări observabile au fost strivirile betonului la capetele plăcilor de conexiune. Pe măsură ce încărcările ciclice au progresat, au fost observate în continuare striviri și spargeri ale betonului deasupra și dedesubtul cornierelor și creșteri ale fisurilor datorate eforturilor de întindere. Conexiunea a cedat prin ruperea barelor în apropierea conexiunilor sudate și apoi la cornierul de conexiune.

Specer și Neille au concluzionat că aceste îmbinări au o capacitate considerabilă de deformație în condițiile de solicitare ciclic alternantă.

Au fost identificate trei tipuri de transmitere a forfecării pentru îmbinările uscate de tip conexiune:

- 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 narmate) este influențată sensibil de aderența dintre fețele panourilor și betonul de monolitizare, distrugerea acestei aderențe ducând în general la o cedare rapidă a îmbinării.

2.4. Procedee și dispozitive folosite pentru încercări experimentale

Procedeele și dispozitivele de încercare folosite de către echipele de cercetare demonstrează preocuparea permanentă care a existat pentru realizarea unei modalități de a apropia cercetarea experimentală de fenomenul real., în vederea elucidării modului de comportare sub încărcări al îmbinărilor dintre panourile mari sau a structurii în ansamblu.

Figura 2.26 prezintă schematic o îmbinare și caracteristicile corespunzătoare.

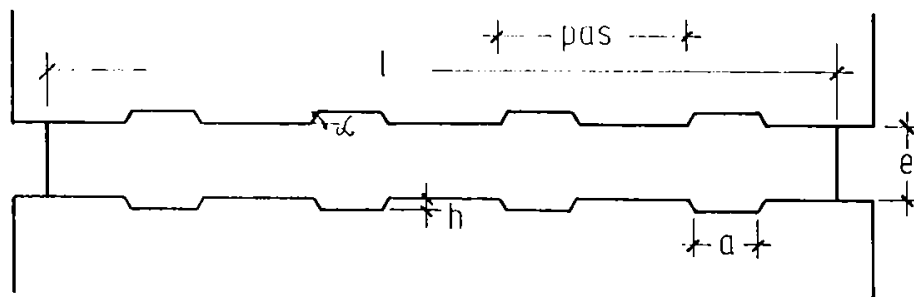


Figura 2.26. SCHEMĂ ÎMBINARE

În continuare se vor folosi următoarele notații:

- l = lungimea îmbinării;
- e = lățimea îmbinării;
- a = lungimea unui dinte;
- b = lățimea unui dinte;
- h = adâncimea unui dinte;
- S = secțiunea armăturii dintr-o îmbinare
- t_r = efort tangențial ultim (încărcarea de rupere a îmbinării);

- g = lunecarea relativă a marginilor îmbinării una față de alta;
 σ_c = rezistența la compresiune a betonului din îmbinare;
 σ_t = rezistența la întindere a betonului de îmbinare;
 σ_e = limita de elasticitate a armăturilor transversale;
 A_j = aria îmbinării = $l \cdot e$;
 μ = procentul de armare S/A_j ;
 α = unghiul făcut de partea înclinată a dintelui cu orizontala;
 E_b = modulul de elasticitate al betonului;
 E_s = modulul de elasticitate al armăturii.

2.4.1. Procedee și dispozitive folosite pentru încercări pe îmbinări verticale

Între anii 1969 - 1975, Mattock [39, 61, 63] a încercat un număr de 66 elemente împărțite în trei grupe funcție de tipul dispozitivului de încercare și modul de aplicare a încărcării (figura 2.27).

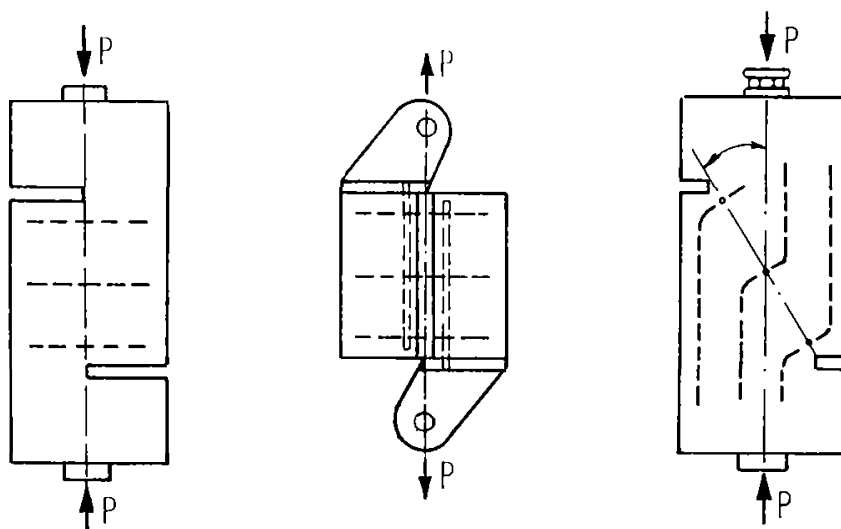


Figura 2.27. DISPOZITIVE ÎNCERCARE MATTOCK și IBRAHIM

Parametrii studiați au fost: limita elastică, diametrul și distribuția armăturii, influența rezistenței betonului și contribuția efectului de pană la rezistența îmbinării.

Rezultatele au fost prezentate sub formă de curbe efort tangențial - lunecare.

Din totalul de probe, 45 au fost prefisurate, pentru a se studia și efectul de aderență.

Ca urmare a încercărilor efectuate, Mattock a propus două formule pentru efortul tangențial ultim.

$$t_r = (\mu \sigma_e - \sigma_N) \cdot \tan \varnothing \quad (2.6)$$

dacă $t_r < 0,2 \sigma_c$ sau 56 Kg/cm^2 .

σ_N = efortul normal produs de încărcările exterioare (pozitiv în cazul întinderii)

$\tan \varnothing$ = coeficientul de frecare pentru betonul prefisurat;

A doua formulă propusă este:

$$t_r = 14 + 8(\mu \sigma_c - \sigma_N) \quad (2.7)$$

când: $t_r < 0,3 \sigma_c$ și $(\mu \sigma_c - \sigma_N) > 14 \text{ Kgf/cm}^2$

Halasz și Tantau au realizat încercări pe îmbinări cu dinți și netede [33] cu și fără armătură, folosind dispozitivul prezentat în figura 2.28. S-a procedat la prefisurarea unor elemente pentru a

elimina efectul de aderență. Rezultatele obținute prezintă încărcarea ultimă și alunecarea corespunzătoare.

Încercările lui Hansen [34] realizate pe dispozitivul prezentat în figura 2.29 au avut ca scop determinarea modului de cedare a îmbinărilor cu dinți. Modul de rupere cel mai frecvent observat a fost forfecarea de la baza alveolelor (dinților) fără plastificarea armăturii, însoțită de o deplasare transversală care poate explica valoarea mică a efortului de întindere din armătură.

Pume [98, 99] a realizat încercări pe panouri cu două îmbinări verticale, prezentate în figura 2.30, pentru a determina efortul tangent ultim. În urma acestor încercări, el propune următoarea formulă:

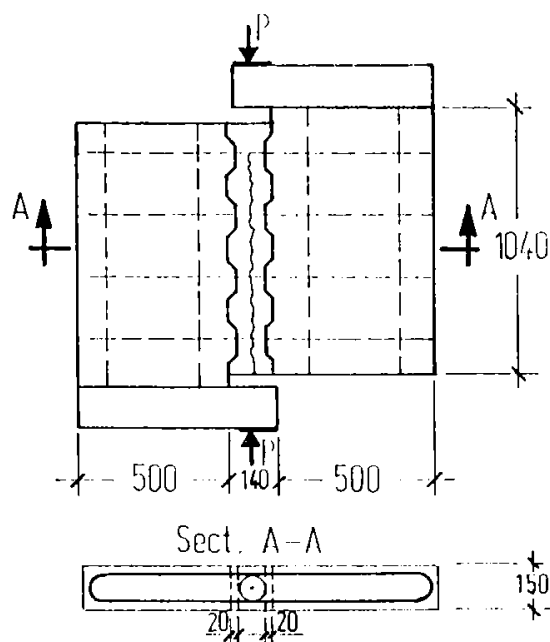


Figura 2.28. ÎNCERCARE TIP HALASZ și TANTOW

$$t_r = C_3(4 \cdot \sigma_t + 8C_4\sigma_1) \quad (2.8)$$

în care: σ_1 = efortul unitar normal pe direcția transversală,

C_3 = 1,1 pentru îmbinările profilate,

1 pentru îmbinările netede,

C_4 = coeficientul funcție de condițiile de rezemare având valoarea de 1 și 1,27 pentru cele două cazuri din figura 2.30.

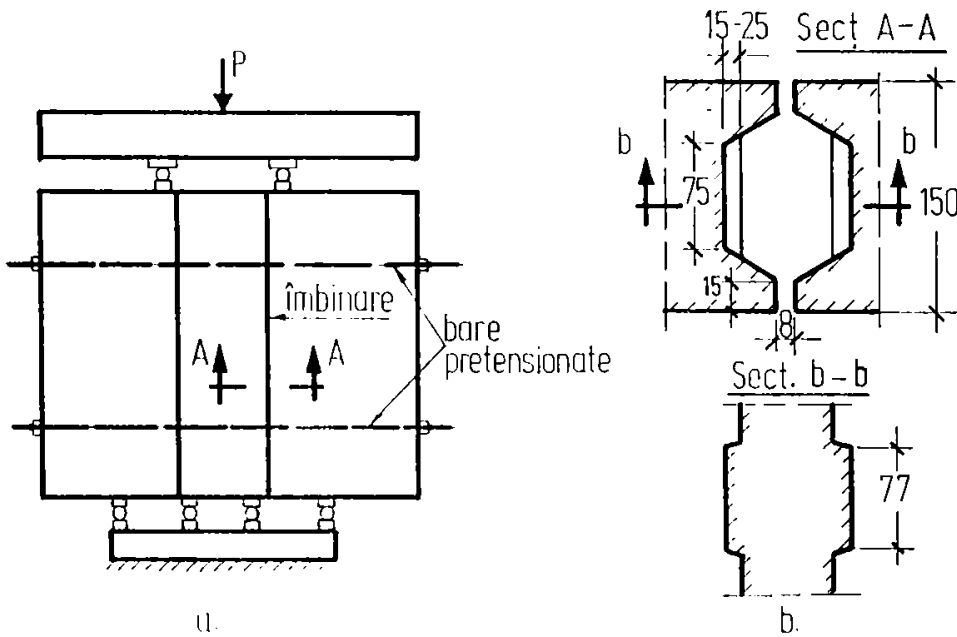


Figura 2.29. DISPOZITIV DE ÎNCERCARE - HANSEN

Între anii 1972 - 1974, Schwing publică o serie de studii [7, 107, 108, 109] prezentând atât încercările efectuate, cât și analize teoretice. Au fost încercate o serie de 90 de îmbinări netede și ondulate (figura 2.32) la care lungimea îmbinării variază funcție de unghiul Θ , cu scopul studierii următorilor parametri:

- factori tehnologici (prefisurare, vibrarea betonului);
- geometria îmbinării;
- influența efortului de compresiune.

Rezultatele sunt prezentate sub formă de curbe forță tăietoare - efort unitar normal (perpendicular pe îmbinare). Ele indică faptul că îmbinările profilate au o rezistență sporită față de cele netede și faptul că efortul tangențial ultim descrește cu creșterea lungimii îmbinării.

O a doua serie de încercări a fost realizată de Mehlhorn, Schwing și Berg [65] cu dispozitivul din figura 2.33. Lungimea îmbinărilor încercate este egală cu înălțimea etajului, iar eforturile de forfecare sunt repartizate pe toată lungimea îmbinării. Armăturile au fost dispuse concentrat sau distribuit pe lungimea îmbinării. Rezultatele confirmă faptul că încărcarea ultimă este cu 15 - 20% mai mică în cazul armăturii concentrate, iar deplasarea transversală la mijlocul îmbinării este de șase ori mai mare ca cea de la extremități.

Schwing a propus următoarea formulă empirică pentru efortul tangențial ultim:

$$t_r = \sqrt{\sigma_c [c + d(\mu\sigma_c - \sigma_N)] \frac{a \times b}{A_j}} \quad (2.9)$$

cu: $c = 0,126 \text{ Kgf/cm}^2$
 $d = 1,39$

Într-o altă serie de încercări, Pume folosește procedeul din figura 2.31 pentru a elimina concentrația de efort și erorile cauzate de condițiile de rezezare de la încercările anterioare. Rezultatele sunt prezentate sub formă de curbe: efort de forfecare - alunecare.

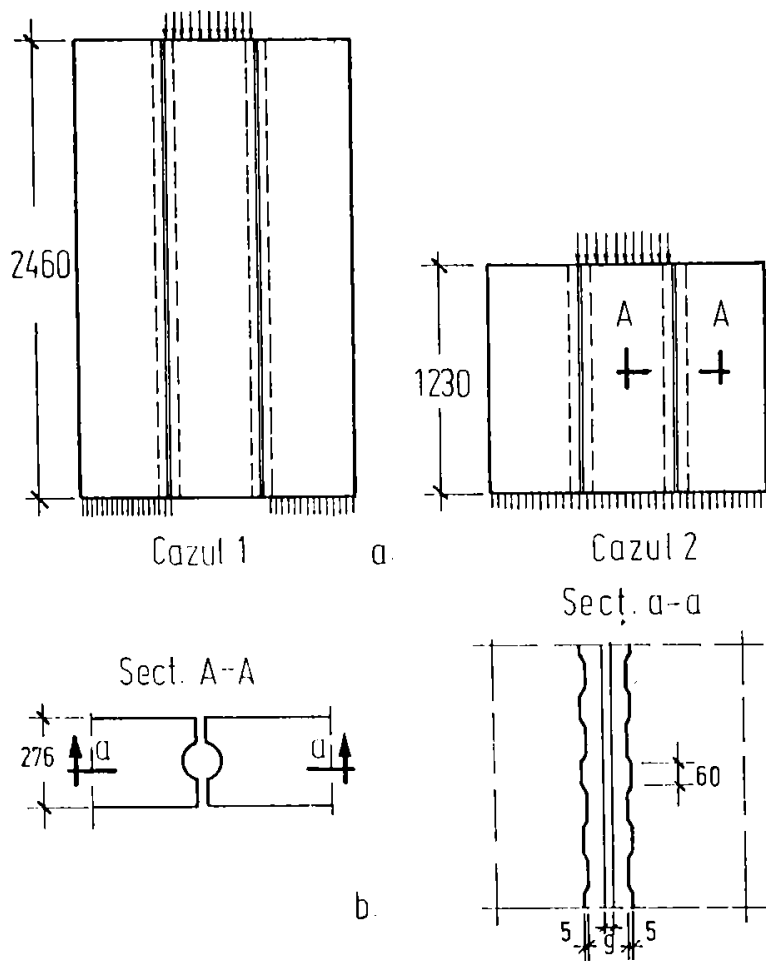


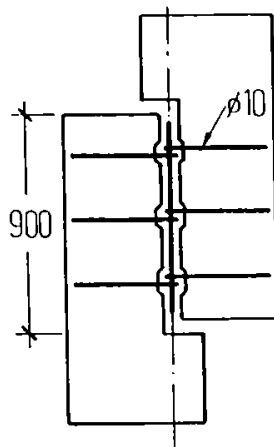
Figura 2.30. INCERCĂRI DE PANOURI CU DOUĂ ÎMBINĂRI VERTICALE SERIA I - PUME

Formula poate fi aplicată și în cazul îmbinărilor armate cu armătură concentrată prin înmulțirea cu un coeficient subunitar egal cu 0,85.

Cholewicki [14, 15] a făcut încercări pe două tipuri de probe (figura 2.34), împărțite în trei categorii: A, B și C. Probele de categoria B și C au avut aderența distrusă. S-a constatat faptul că lunecarea în cazul probelor din categoria A este mult mai mică decât a probelor din categoriile B și C. Ruperea s-a produs prin apariția fisurilor dintre panourile prefabricate și îmbinare. A fost propusă următoarea formulă pentru calculul capacității de rezistență a îmbinării:

$$t_r = 18 \cdot \frac{a \times b}{A_j} \sigma_t + \mu \sigma_e \quad (2.10)$$

Figura 2.31. INCERCĂRILE DIN SERIA II - PUME



În cadrul C.I.B. W 23 A [36], un grup de cercetători din diferite țări au propus, pe baza încercărilor efectuate, următoarea formulă de calcul a încărcării de rupere:

$$t_r = 0,9 \sigma_c \frac{a \times b}{A_j} + \mu \sigma_e + \sigma_N \quad (2.11)$$

Backler, Baylick [4] au încercat modele de îmbinări care sunt compuse din două îmbinări orizontale și una verticală profilată (figura 2.35). Spre deosebire de Schwing, aceștia afirmă că nu există diferențe între îmbinările cu armătură concentrată față de cele cu armătură distribuită și consideră că efectul încărcării ciclice este neglijabil. Formula propusă de ei este următoarea:

$$t_r = \sqrt{\sigma_{cu} \frac{a \times b}{A_j} \cdot \frac{(0,016/t + \mu\sigma_e)}{0,9}} \quad (2.12)$$

în care: σ'_{cu} = rezistența cubică a betonului
 t = grosimea îmbinării

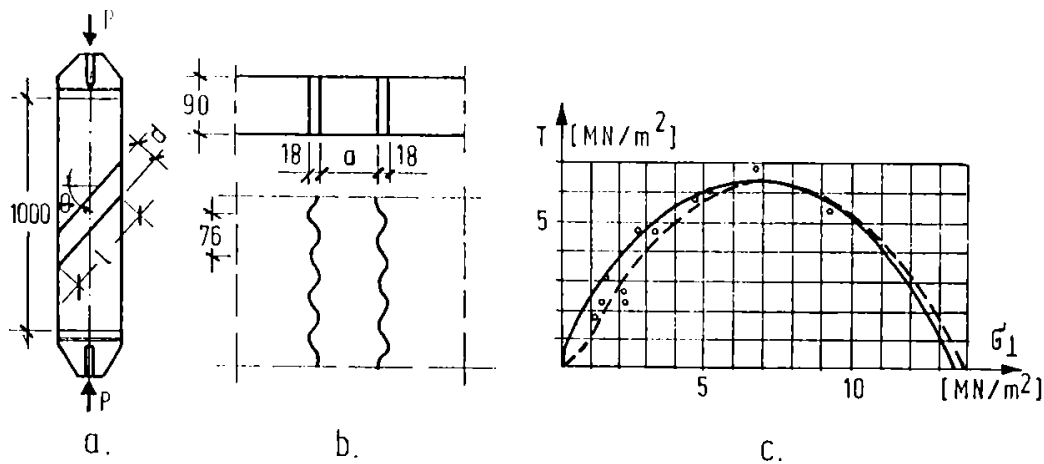


Figura 2.32 RELAȚIA $T - \sigma_{\perp}$ LA ÎMBINĂRILE ONDULATE - SCHWING

Peterson [88] a făcut încercări pe diferite tipuri de îmbinări verticale pentru a studia comportarea lor reală și influența îmbinărilor orizontale asupra celor verticale. Au fost studiați și următorii parametrii: geometria dinților, procentul de armare, rezistența betonului și influența acestora asupra rezistenței de forfecare. Pentru ca rezultatele experimentale să fie cât mai aproape de cele reale, Peterson a încercat să reducă efectul cauzat de scara modelelor utilizând îmbinări cu lungimi de 150 cm.

Dispozitivul folosit este prezentat în figura 2.36, diferența între modul de încărcare producând forfecare pură în cazul "a" și forfecare cu compresiune în cazul "b".

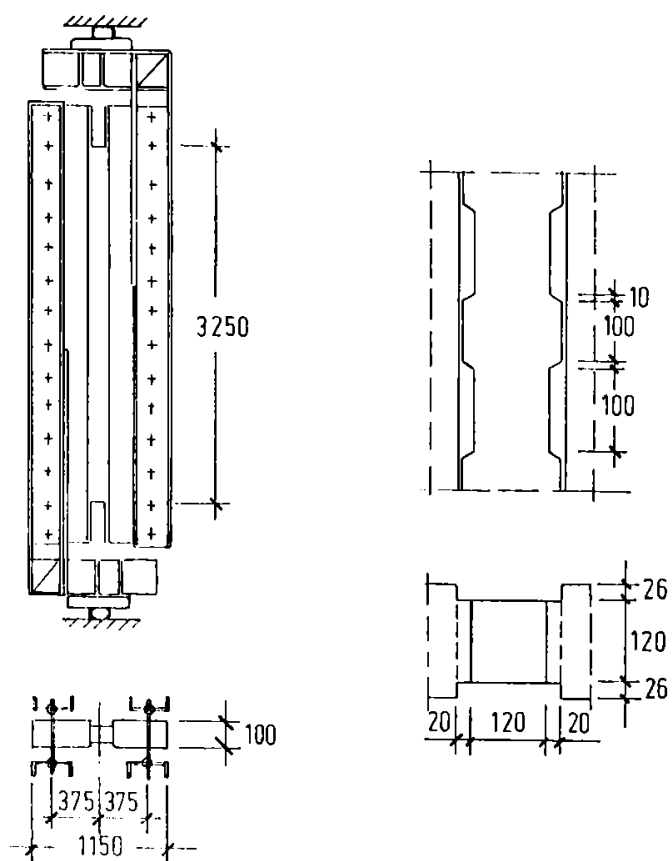


Figura 2.33. DISPOZITIV DE INCERCARE PROPUȘ DE SCHWING și MEHLHORN

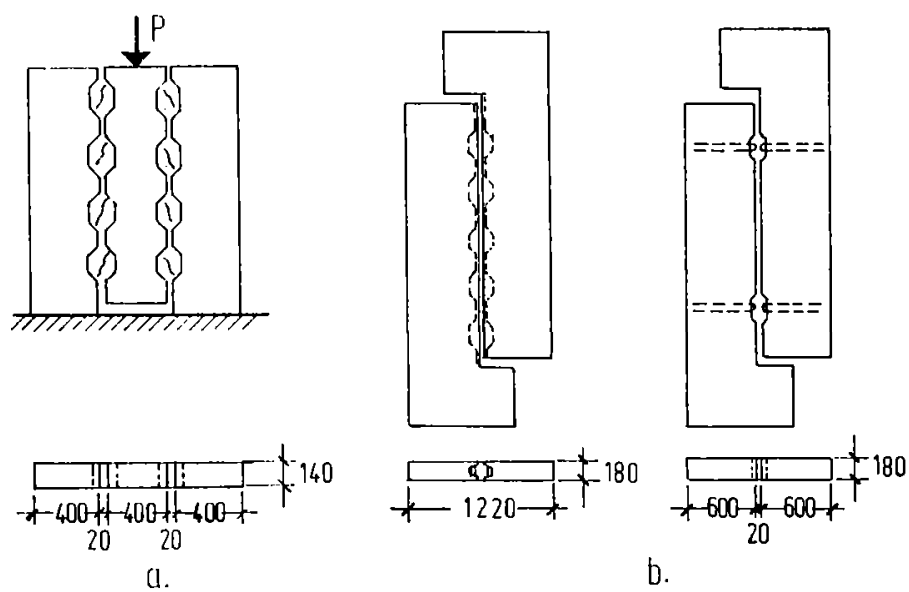


Figura 2.34. SERII DE ÎNCERCĂRI CHOLEWICKI

Ca urmare a acestor încercări, s-au putut trage următoarele con cluzii:

- la început se produce o degradare a rigidității datorată fenomenelor progresive de fisurare;- apoi se remarcă o mică schimbare a încărcării care însoțește noile fisuri;
- o dată ce este atinsă încărcarea ultimă, descreșterea acesteia se produce foarte repede;
- încărcarea reziduală este aproape constantă și este însoțită de lunecări puternice.

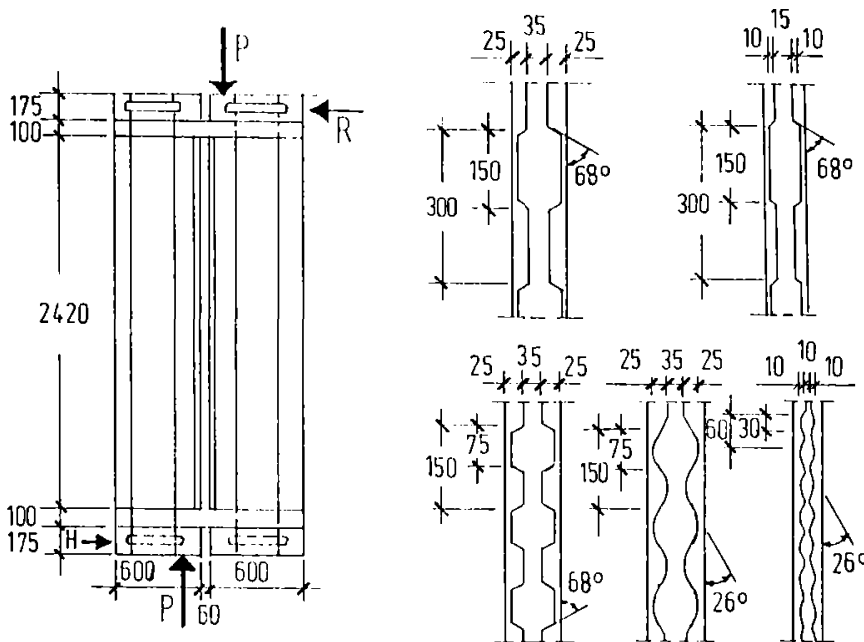


Figura 2.35. DISPOZITIV DE ÎNCERCARE ȘI DETALII ÎMBINĂRI BACKLER și BAYLICK

Rezultatele încercărilor sunt prezentate sub formă de curbe forță tăietoare - lunecare și forță tăietoare - deplasare transversală.

Peterson a propus o formulă apropiată de cea a lui Pommeret și aproape identică cu cea a lui Schwing:

$$t_r = 0,6\sqrt{\sigma_c(0,05 + b \times a / A_j)(0,09 + \mu\sigma_e - \sigma_N)} \quad (2.13)$$

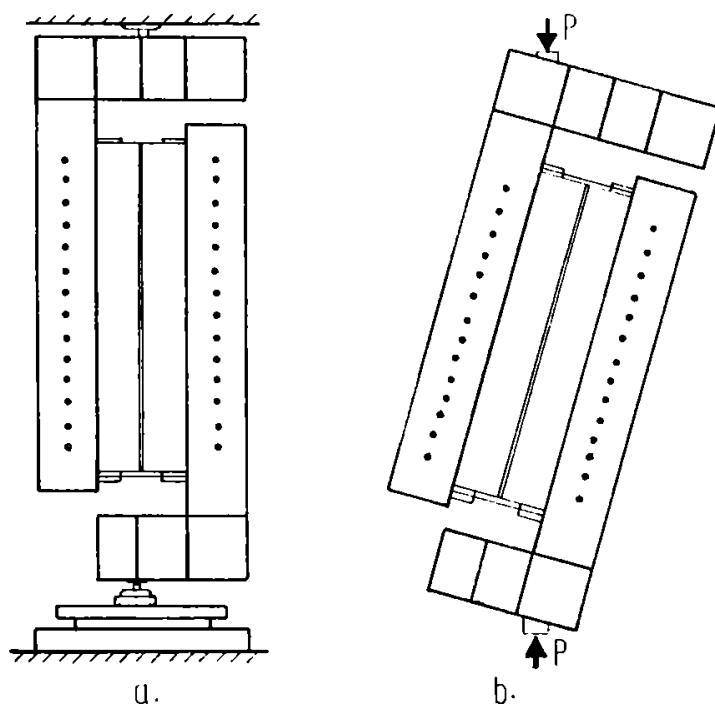


Figura 2.36.

DISPOZITIV DE ÎNCERCARE - PETERSON

a - în poziție verticală;

b - în poziție orizontală.

În 1979, Chakrabarti, Bhise și Sharma [13] își propun să dovedească faptul că deformabilitatea îmbinărilor verticale trebuie luată în considerare la calculul structurilor cu panouri mari. În acest scop au fost realizate un număr de 23 de încercări cu parametri clasici (rezistența betonului, aria și geometria dinților, procent de armare).

Rezultatele au confirmat faptul că deformația transversală este prea importantă pentru a fi neglijată în calculul

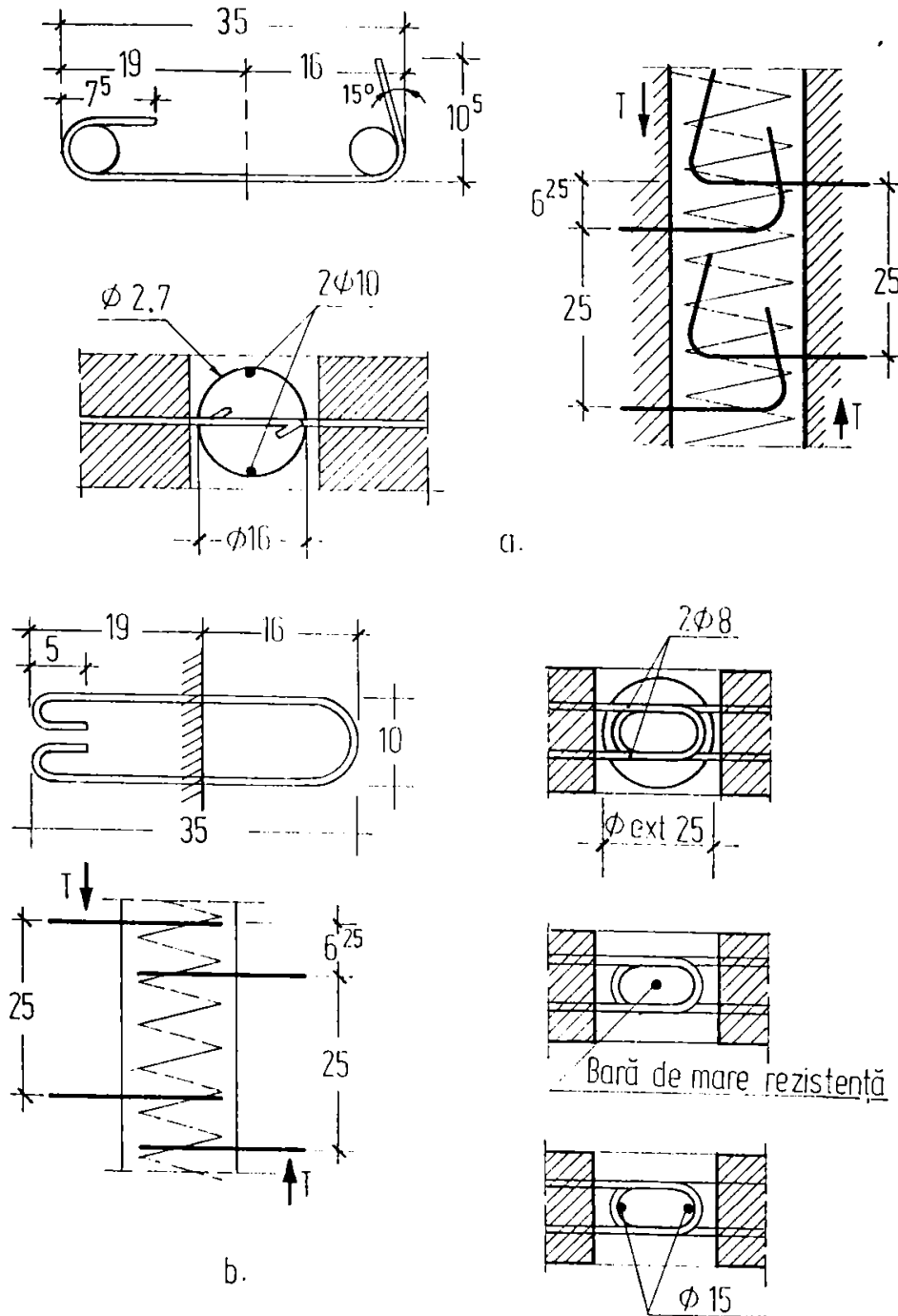


Figura 2.37. ARMAREA ÎMBINĂRILOR - POMMERET

a - armarea cu etrieri; b - armarea cu armături sub formă de bucle

principale perpendiculare pe axa longitudinală a îmbinării, care joacă rolul de armături de rezistență, și armăturile secundare paralele cu axa longitudinală a îmbinării și care au o influență redusă. Ca armătură principală a fost utilizată armătura sub formă de etrier sau armătura sub formă de bucle (figura 2.37).

cu
panouri mari.

Pommeret a efectuat un amplu program de încercări [94, 95, 43, 44] ale diferitelor tipuri de îmbinări verticale.

Marginile panourilor au fost realizate în așa fel încât caracteristicile lor să nu

..... p...
tarea îmbinării (.....
gini puternic armate
și beton de calitate).

Au fost studiați o serie de parametri ce influențează comportarea îmbinării.ilo.:

a) parametri referitori la forma marginilor panourilor, care au fost realizate în variantele: netede, striate, ondulate și cu dinți.

b) parametri referitori la forma, natura și dispoziția armăturilor.

Pommeret a definit două genuri de armături: armăturile

Caracteristicile materialelor utilizate sunt următoarele:

- limita elastică a armăturilor principale variază între 2530 și 6650 daN/cm²;
- rezistența la compresiune a betonului variază între 53 și 304 daN/cm².

Studiul aderenței dintre betonul din îmbinare și marginile panourilor a demonstrat că în absența prefisurării există un fenomen aleator de aderență. În practică, fisurile care apar conduc la distrugerea aderenței dintre betonul din îmbinare și marginile panourilor adiacente.

Dispozitivele de încercare sunt prezentate în figurile 2.38 și 2.39. Primul dispozitiv este alcătuit din două console metalice, dispuse vertical, între care este montată proba constând dintr-o îmbinare mărginită de două fragmente de panouri prefabricate. Prinderea fragmentelor de cele două console se face cu ajutorul buloanelor de înaltă rezistență. Ansamblul a fost dispus între cele două articulații ale unei prese de 1000 t (presa fiind solicitată mult sub capacitatea sa maximă). Al doilea dispozitiv a fost dispus în poziție orizontală, partea inferioară a probei fiind fixată, cu ajutorul buloanelor de înaltă rezistență, de un soclu metalic, care este fixat la rândul lui de platforma de încercare prin patru ancoraje. Efortul tangențial este indus prin aplicarea încărcării pe marginea superioară a probei, prin intermediul unei console orizontale.

Au fost măsurate deplasările relative ale marginilor panourilor pe cele două direcții ortogonale: lunecare și deschiderea îmbinării. Au fost măsurate de asemenea fisurile și au fost efectuate măsurători tensometrice asupra armăturii principale și asupra betonului.

Pentru calculul efortului tangent ultim a fost definită următoarea formulă empirică:

$$t_r = \sqrt{\sigma_c \frac{a \times b}{A_j} \frac{5,15/A_j + 316\mu\sigma_c - 158(\mu\sigma_c)^2 A_j}{235} + 0,07(\mu \cdot \sigma_c)^2} \quad (2.14)$$

2.4.2. Procedee și dispozitive folosite pentru încercări pe îmbinări orizontale

Îmbinările orizontale sunt supuse simultan la eforturi de forfecare și eforturi de compresiune sau întindere transversală. Deci efortul provenit din încărcarea normală N , se adună algebric efortului din armătura $\mu\sigma_c$. De altfel, anumiți cercetători au propus același lucru în formulele lor empirice pentru îmbinările verticale (vezi 2.4.1.). Îmbinările orizontale joacă și rolul de centuri în structurile cu pereți structurali prefabricați din beton armat.

Sunt prezentate în continuare câteva încercări realizate pe îmbinări orizontale.

Fauchart și Cortini [25] abordează încercări pe patru tipuri de îmbinări orizontale: netede, profilate, nearmate și armate. Dispozitivul de încercare este similar cu cel folosit de Pommeret,

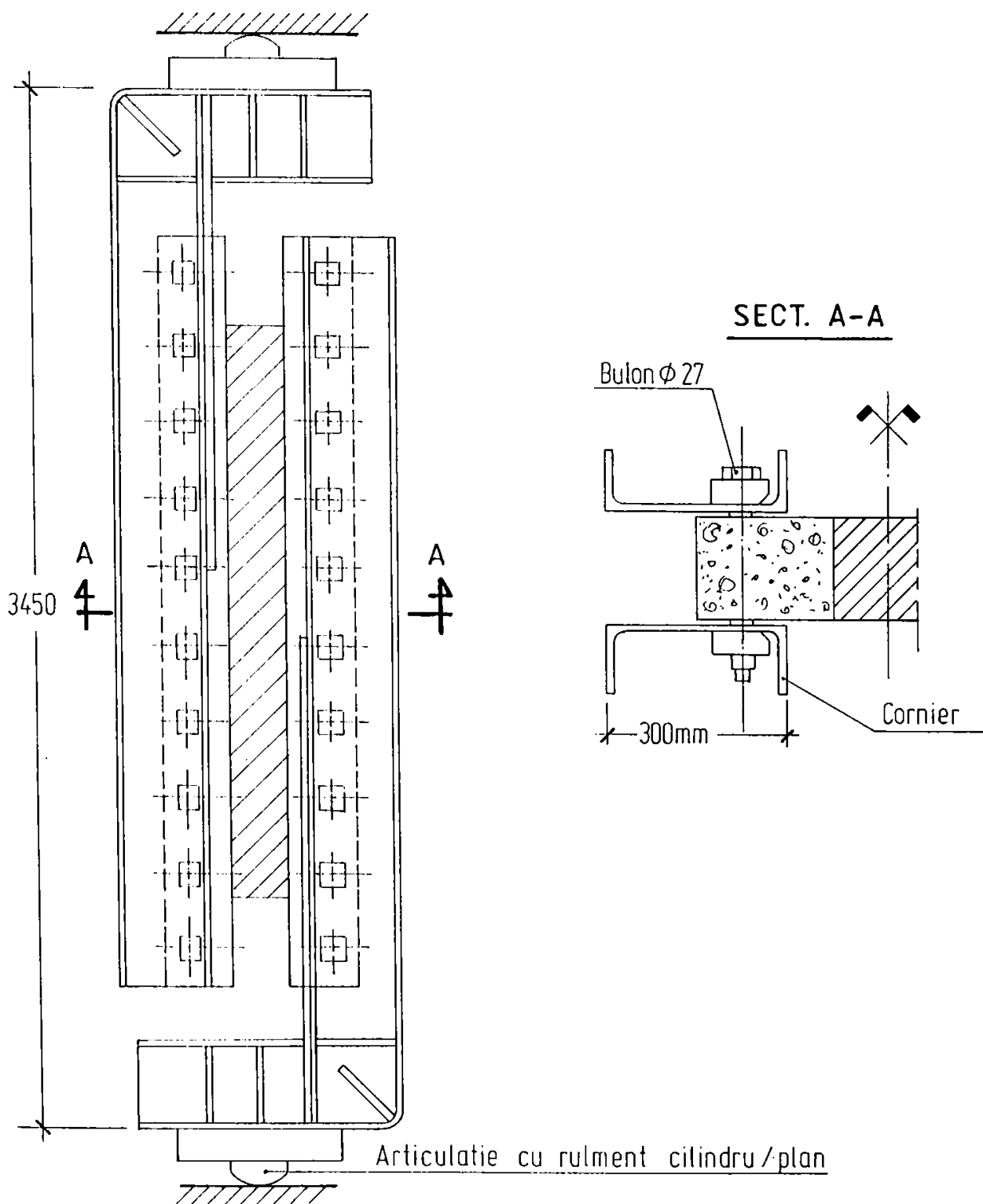


Figura 2.38. SCHEMA DE PRINCIPIU A DISPOZITIVULUI DE ÎNCERCARE CU DOUĂ CONSOLE METALICE - POMMERET

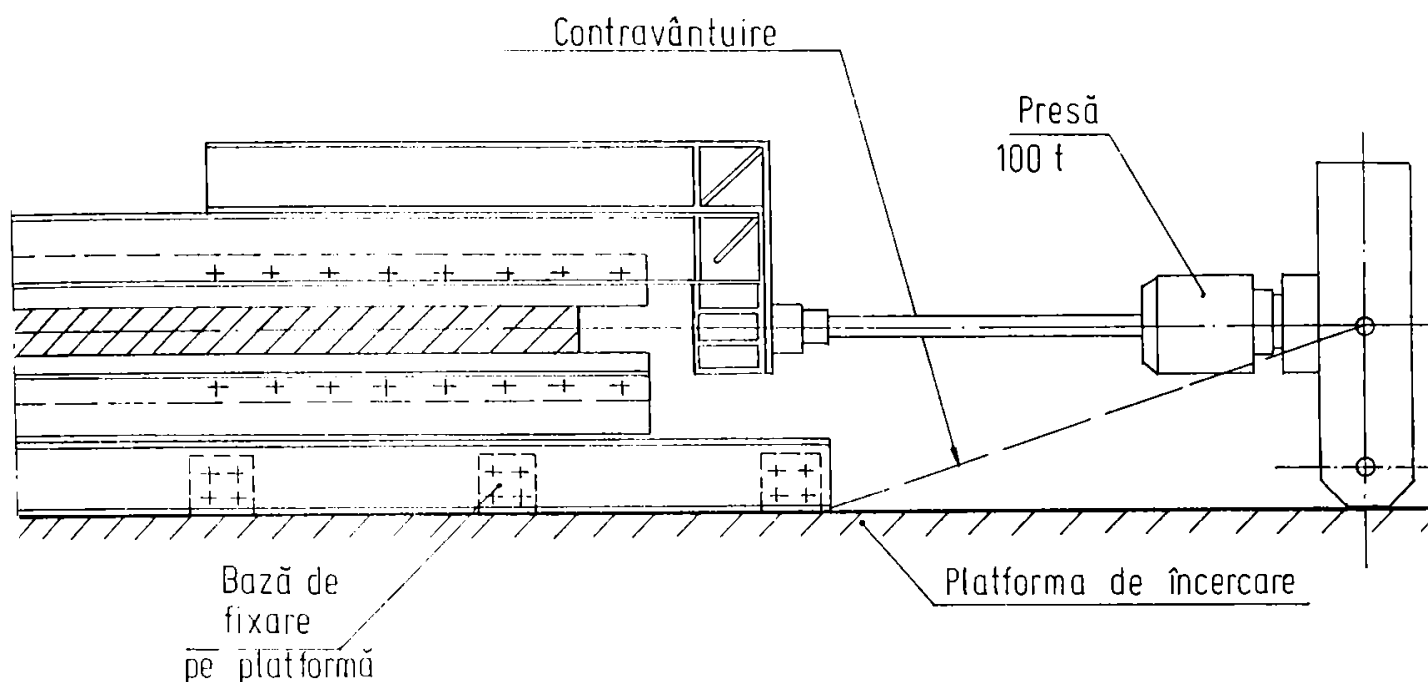


Figura 2.39. DISPOZITIV DE ÎNCERCARE CU O CONSOLĂ - POMMERET

îmbinările fiind supuse la eforturi tangențiale repartizate pe lungimea îmbinării și la forțe de compresiune transversală "N". Rezultatele obținute sunt apropiate de cele de la îmbinările verticale. Ruperea se produce după dezvoltarea unor deformații mai mari, mai ales la îmbinările armate, modul de rupere cel mai des observat este forfecare la baza dinților cu plastificarea armăturii principale. Efortul de compresiune reduce (uneori chiar anulează) alunecarea ce se produce la începutul încercării. Autorii propun următoarea formulă empirică:

$$t_r = 0,7\left(\mu\sigma_c + \frac{N}{A_j}\right) + 2600e\sqrt{\frac{a}{pas}} \cdot \sigma_c \quad (2.15)$$

Scopul încercărilor lui Lugez [55, 56] a urmărit influența îmbinărilor orizontale asupra rezistenței elementelor prefabricate. În figura 2.40 este prezentată macheta îmbinărilor utilizate. Parametrii luați în considerare au fost: momentul aplicat planșeului; caracteristicile betonului din îmbinare, panouri de planșeu și panouri de perete; rezistența mortarului și tipul armăturii principale. Rezultatele au fost prezentate sub formă de diagrame și formule ce definesc coeficienți exprimând influența acestor parametri.

Pentru toate cazurile, încărcarea de rupere a fost apropiată de cea de fisurare, primele fisuri apărând în peretele superior, dezvoltându-se apoi pe patul de mortar pe o direcție verticală sau oblică. Dacă încărcarea este centrică, ruperea se produce în cazul în care o fisură străbate elementul de perete superior. Fragmente de planșeu se desprind după apariția altor fisuri și încărcarea trece printr-un maxim înainte ca segmentul de perete superior să cedeze. Aplicarea de momente pe

planșee nu modifică acest comportament atât timp cât încărcările sunt excentrice; primele fisuri se produc acolo unde eforturile unitare de compresiune sunt cele mai mari și apar fisuri orizontale în perete sau la contactul dintre perete și îmbinare. Ruperea se produce prin zdrobirea betonului în zona cea mai comprimată din apropierea îmbinării.

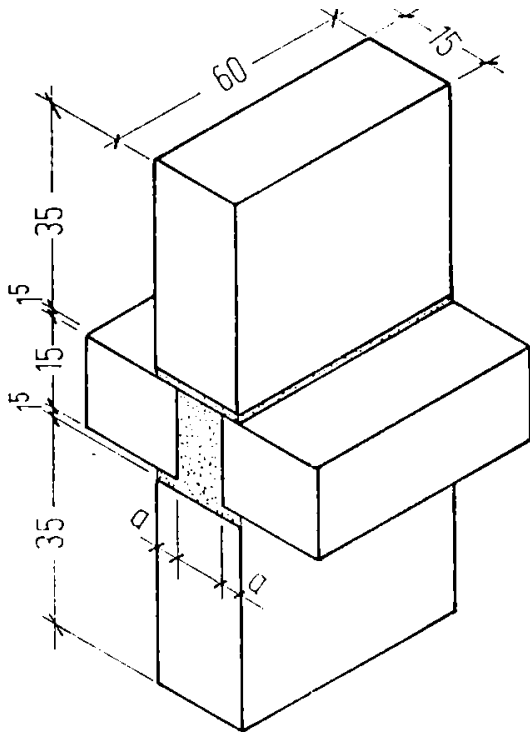


Figura 2.40.

IMBINĂRI ORIZONTALĂ - LUGEL

Încercările lui Guillaud și Morlier [31, 32] au fost întreprinse cu scopul determinării influenței disimetriei îmbinărilor (planșee inegale). În figura 2.41 sunt prezentate machetele îmbinărilor, iar în figura 2.42 dispozitivul de încercare.

Au putut fi distinse trei tipuri elementare de rupere (figura 2.43):

- ruperi în planșeu în fața îmbinării (exemple tipice C₄, A₁ și B₃ în partea dreaptă);
- ruperi în zona de contact planșeu - îmbinare (exemplu tipic B₁);
- ruperi în îmbinare (exemplu tipic A₃, O₄).

Apariția unuia dintre tipurile de rupere prezentate depinde de calitatea îmbinării.

Un prim raport ce definește calitatea îmbinării este raportul m_E între modulul de elasticitate al elementelor prefabricate de planșeu

E'_{bpl} și modulul de elasticitate al betonului din îmbinare E'_{bimb} .

$$m_E = \frac{E'_{bpl}}{E'_{bimb}} \quad (2.16)$$

Dacă: $m_E < 0,9$ sau $m_E > 1,12$ ruperea intervine în zona de contact și fisurile urmăresc traseul marginilor planșecilor;

$0,9 < m_E < 1,12$ ruperea se produce sau în îmbinare sau în planșee; fisura apărută în îmbinare propagându-se în peretele superior.

Dacă se notează cu $\beta = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_f}$ raportul deformațiilor din zona de încastrare la rupere și la fisurare, se

consideră în cazul când:

$\beta < 5 \div 8$ - ruperea este de tip fragil, datorată eventual betonului comprimat;

$\beta > 10$ - ruperea este de tip plastic, datorată armăturii sau ancorării acesteia;

$8 < \beta < 12$ - ruperea se datorează cedării atât a betonului cât și a armăturii, și secțiunea

este optimizată.

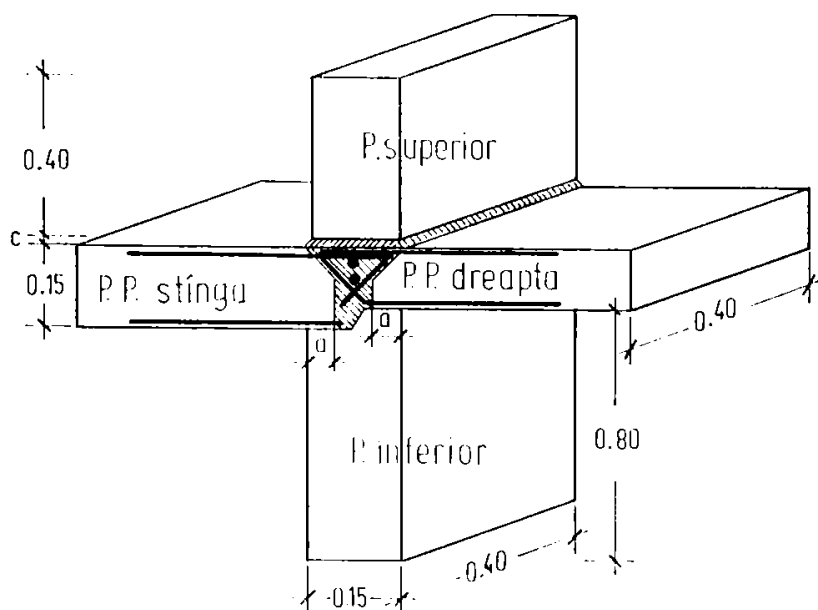


Figura 2.41

IMBINARE ORIZONTALĂ - GUILLAUD și MORLIER

În programul experimental prezentat s-a obținut $12 < \beta < 20$, deci o rupere de tip plastic.

Al doilea raport de calitate a îmbinării este definit ca raportul între rezistența la întindere a betonului din planșee R_{bpl} și rezistența la întindere a betonului din îmbinare R_{bimb} :

$$m_R = \frac{R_{bpl}}{R_{bimb}} \quad (2.17)$$

Acest raport are o influență mare asupra raportului $K_f = \frac{M_{fe}}{M_{fc}}$ dintre momentul de fisurare experimental și momentul de fisurare calculat, existând corelația:

$$K_f = -0,22m_R + 1,04 \quad (2.18)$$

Concluziile privind momentul de fisurare sunt că acesta depinde de caracteristicile geometrice ale îmbinării orizontale, de raportul calității betonului din elementele prefabricate de planșeu și a betonului din îmbinare și de încărcarea axială.

Toate aceste încercări au evidențiat două fenomene:

- rotația spontană a planșeelor o dată cu aplicarea încărcării verticale pe peretele superior;
- prelungirea fisurii verticale din îmbinare, apărută la marginea unuia din planșee, în mortar și în panoul de perete superior.

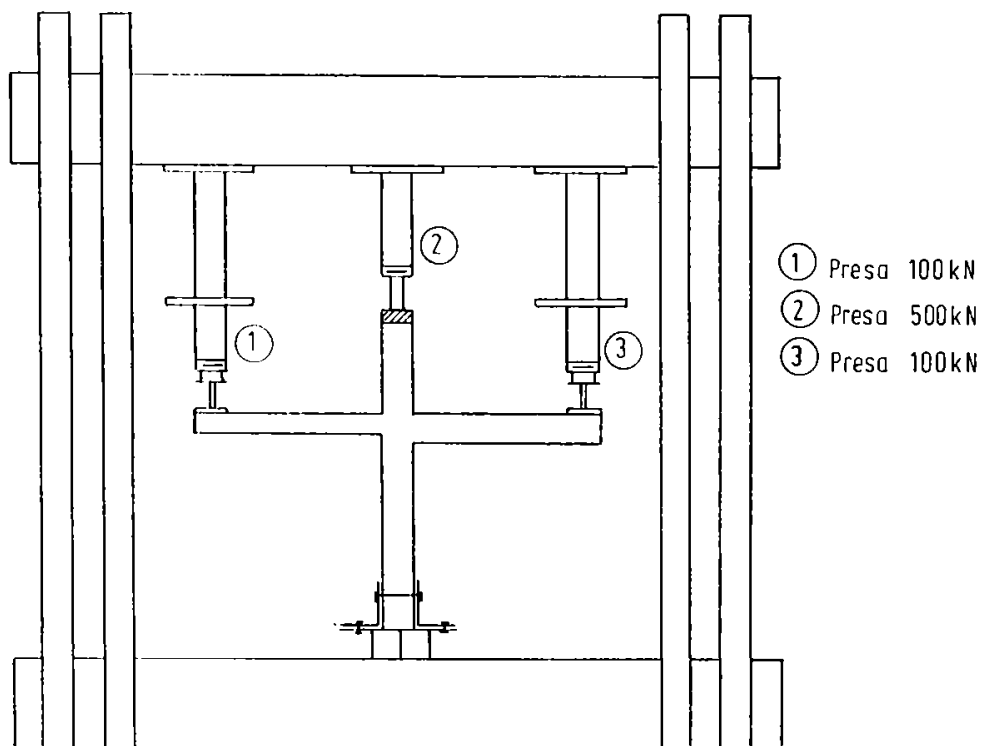


Figura 2.42. DISPOZITIVUL DE ÎNCERCARE GUILLAUD și MORLIER

Primul fenomen este datorat în mare parte existenței patului de mortar care are o deformabilitate mai mare decât cea a betonului din îmbinare și pereți; al doilea fenomen explicându-se similar atunci când în încărcarea verticală acționează singură și este amplificată de aplicarea de momente laterale.

În privința fisurării peretelui superior, se pot distinge mai multe cazuri. În cazul planșeului cu margini drepte (seria 0), fisurarea începe întotdeauna în îmbinare la marginea unuia dintre planșee și pe măsură ce momentul lateral crește, crește și deschiderea fisurilor, acestea propagându-se în panoul superior de perete. Aceleași rezultate au fost obținute de Lugez și Zarzychi [55] cu încărcări verticale mari și momente laterale mici. Dacă planșeele au margini puternic înclinate, pot apărea două cazuri: în absența armăturilor de continuitate, fisura se deschide la marginea planșeului și acesta se desprinde din îmbinare, fisura nu mai prelungindu-se în panoul superior de perete; în cazul în care există armături de continuitate, există întotdeauna riscul ca o fisură să se prelungească în peretele superior. S-a ajuns de asemenea la concluzia că întinderea orizontală din perete este destul de mare și se recomandă dispunerea de armătură la baza peretelui.

Concluziile care au fost desprinse pe baza acestui studiu:

- fragilitatea zonelor de legătură - recomandându-se realizarea suprafețelor marginale ale panourilor sub formă profilată și mai ales folosirea de armături de legătură de dimensiuni mici, care limitează pericolul fisurării;
- existența unei secțiuni critice la baza peretelui superior;

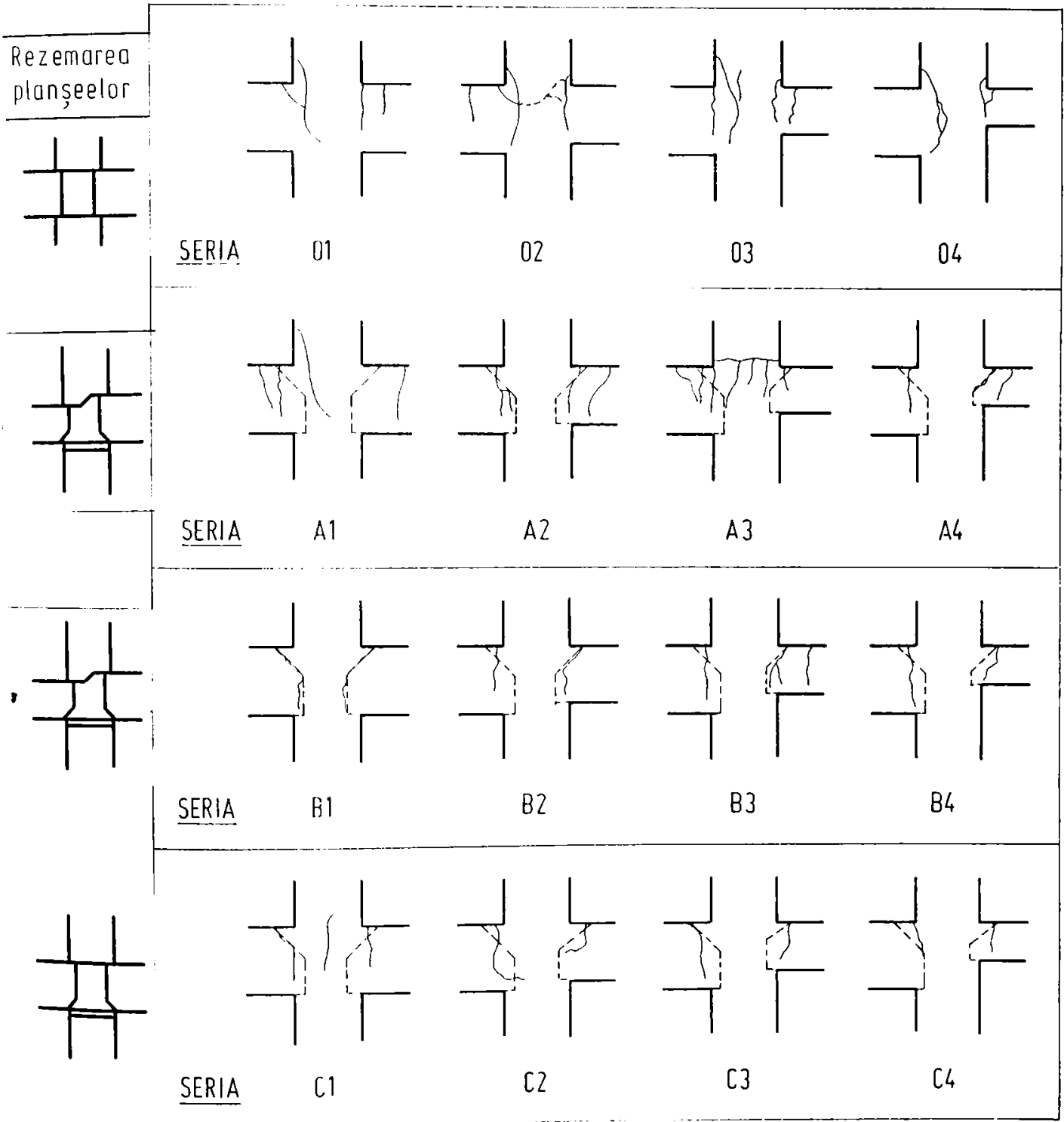


Figura 2.43. TIPURI DE RUPERE - GUILLAUD și MORLIER

- modul de apariție a fisurilor depinde în mare măsură de calitatea relativă a betoanelor din elementele prefabricate și îmbinare.

Încercările lui Harris și Muskirutch [37] la Universitatea din Drexel pe elemente concepute la dimensiuni reale au demonstrat că:

- încărcarea ultimă (de rupere) a unei îmbinări crește dacă rezistența mortarului se apropie de rezistența betonului din perete;
- rigiditatea fiecărui element considerat individual este mai mare decât cea a ansamblului, datorită contracției patului de mortar;
- peretele inferior este mai puțin solicitat decât cel superior, probabil din cauza disimetriei în raport cu axa orizontală ce traversează îmbinarea.

2.5. Studii privind comportarea îmbinărilor dintre elementele prefabricate utilizând metode numerice

Studiile experimentale asupra structurilor realizate din panouri mari de beton armat au fost mai puțin numeroase, probabil datorită dificultăților de realizare și a costului ridicat al acestor programe. În general încercările au fost realizate pe modele la scară redusă, în scopul definirii influenței îmbinărilor asupra comportamentului global al structurii. Cholewicki și Prestrud [14, 15] au studiat distribuția eforturilor pe trei modele realizate la scară redusă, iar Peterson [89] a aprofundat studiul deformațiilor produse la structurile avariate.

Studiile teoretice privind comportarea îmbinărilor din cadrul structurilor prefabricate cu panouri mari din beton armat, influența acestor comportări asupra structurii în ansamblu, au fost mai des abordate de cercetători, îndeosebi cele ce utilizează metode numerice. În continuare se vor prezenta câteva cercetări teoretice asupra influenței îmbinărilor în structurile cu panouri mari prefabricate.

Schwing [108, 110, 111] a realizat studiul structurilor cu panouri mari prin metoda elementelor finite, ținând cont de caracteristicile îmbinărilor. Acestea au fost modelate ca resorturi cu un comportament non-liniar, determinat de încărcări [7]. Tot elemente resort au mai fost folosite pentru a modela aderența dintre beton și armătură [111]. Sistemul de calcul adoptat a fost incremental, cu următorii parametri care se schimbă la fiecare pas al iterației:

- modelarea îmbinării în funcție de diagrama σ - τ de comportare aleasă (Schwing preferă parabola);
- aderența armătură-beton;
- diagramele caracteristice pentru comportarea betonului și armăturii (au fost adoptate conform Normelor Germane DIN 1045).

Armăturile au fost concentrate în îmbinările orizontale, iar cea mai mare parte a îmbinărilor verticale erau nearmate.

Peterson [89, 90, 91] utilizează metoda elementelor finite pentru studiul comportamentului structurii cu panouri mari și al influenței degradărilor locale asupra comportamentului global al structurii sub diferite încărcări (seism, vibrație). În acest studiu, curba caracteristică σ - τ este considerată ca o dată cunoscută. Au fost luate în considerare diferite grade de non-liniaritate (geometrice, fizice și de comportament al îmbinării). Pentru comparație s-a efectuat și un calcul

elastic. Peterson a folosit o grilă de elemente dreptunghiulare cu două grade de liberate pe nod, cu îndesirea ochiurilor de rețea în porțiunile cu concentrații de eforturi. În cazul analizei non-liniare, creșterea încărcărilor s-a făcut pe etape, schimbând rigiditatea elementelor în fiecare etapă. Fisurile au fost introduse în calcul ca elemente de rigiditate nulă. Modul de rupere a fost asemănător celui descris de Pommeret.

Studiile teoretice realizate în cadrul C.I.R.I.A. de diferiți cercetători [4, 59] au fost consacrate structurilor prefabricate din panouri mari cu armătură concentrată în îmbinările orizontale.

Au fost puse la punct două programe de calcul automat, primul program bazat pe rezolvarea directă de ecuații diferențiale folosind teoria elasticității, iar al doilea program bazat pe metoda de calcul cu elemente finite. În aceste programe, lunecarea relativă dintre diferitele elemente ale îmbinării este neglijată. Rezultatele obținute nu se îndepărtează de cercetările experimentale decât în zonele cu concentrații mari de eforturi. De asemenea a mai fost realizat și un studiu elasto-plastic, care ține de această dată cont de și de lunecarea relativă dintre diferitele elemente ale îmbinării. S-a folosit metoda cadrului înlocuitor, îmbinările verticale fiind înlocuite cu legături discrete. Analiza se bazează pe metoda deplasărilor, iar matricea rigidității se constituie în fiecare etapă prin iterații succesive.

Cholewicki, în studiile teoretice întreprinse [14], distinge două faze în comportamentul unei îmbinări. Prima fază când aderența dintre panouri și îmbinare este asigurată. A doua fază începe când această aderență este distrusă și ține până la rupere. În cea de-a doua fază se remarcă fisuri de forfecare (tăiere) la baza dinților și fisuri înclinate în îmbinare.

Tassios [120, 121, 122] analizează îmbinările profilate armate cu armături sub formă de bucle. El consideră că rezistența unei îmbinări este suma a trei mecanisme care caracterizează cei trei parametri ai rezistenței la forfecare. Pentru analiza fiecărui parametru în mod separat, Tassios descompune îmbinarea în biele (figura 2.4.4) și ajunge la încărcarea de rupere cu ajutorul principiului suprapunerii.

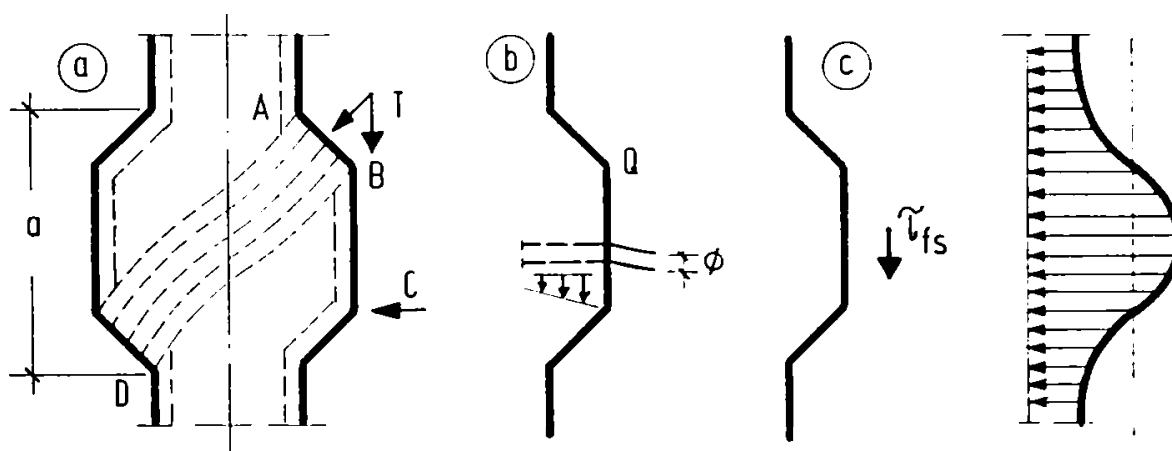


Figura 2. 44. MECANISMELE CARACTERISTICE REZISTENȚEI LA FORFECARE - TASSIOS
a - forfecare pură; b - efectul de pană; c - frecarea.

Cap. 3 COMPORTAREA ÎMBINĂRILOR STRUCTURILOR CU PANOURILE MARI PREFABRICATE DE BETON ARMAT

3.1. Considerații asupra comportamentului îmbinărilor

3.1.1. Curbele caracteristice determinate experimental de Pommeret

Comportamentul unei îmbinări se poate defini prin curba experimentală efort tangențial - lunecare, numită și curbă caracteristică. Ca o concluzie a încercărilor experimentale întreprinse, Pommeret [94, 95] distinge două tipuri fundamentale.

Figura 3.1 prezintă alura generală a primului tip determinat experimental pentru îmbinări profilate. Se disting următoarele puncte de referință notate de Pommeret:

t_r ; g_r = efortul tangențial de rupere și lunecarea corespunzătoare; ordinul de mărime pentru g_r variază după încercările lui Pommeret între 0,5 și 1,5 mm;

t_m ; g_m = efortul tangențial minim și lunecarea corespunzătoare (g_m de la 5 la 10 mm);

t_e ; g_e = efortul tangențial extrem și lunecarea corespunzătoare (g_e de la 15 la 20 mm).

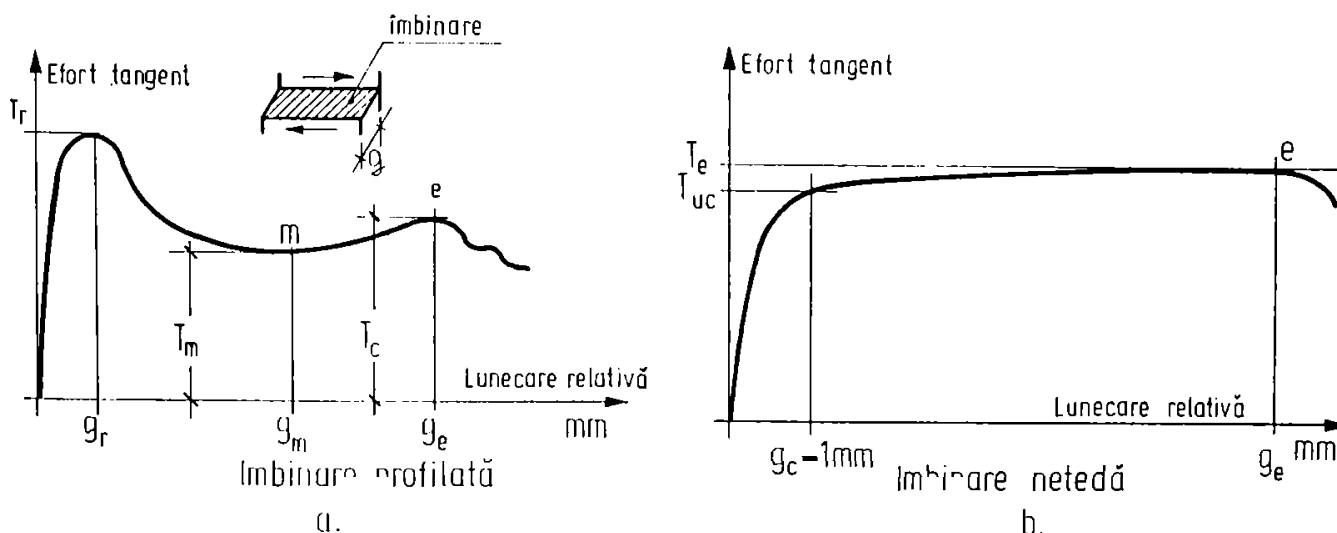


Figura 3.1. CURBELE CARACTERISTICE EFORT - LUNECARE DETERMINATE DE POMMERET

a - îmbinare profilată; b - îmbinare netedă.

Tipul doi (figura 3.1.b) se referă la îmbinările cu margini netede sau ondulate, la care Pommeret a definit următoarele puncte:

$t_{u_c}; g_c$ = efortul tangent ultim convențional corespunzător la o lunecare arbitrară de 1 mm (ordinul de mărime al lui g_r observat pe curbele de tip 1);

$t_e; g_e$ = efortul tangențial extrem și lunecarea corespunzătoare.

Aderența dintre betonul de monolitizare și marginile elementelor prefabricate are efecte sensibile asupra curbei caracteristice. Pentru a explica diferitele aspecte ale acestui fenomen, în zona cu deformații mici (de la 0 la t_r), Pommeret prezintă următoarele considerații:

a) dacă aderența este inexistentă sau este distrusă înainte de încercare, se observă o curbă asemănătoare cu cea din figura 2.17.a. sau b. (curba punctată), în timp ce valoarea lui t_r pentru o îmbinare dată este minimală - denumită rezistență intrinsecă t_{ri} ;

b) dacă există aderență se pot întâlni două cazuri:

- rezistența de aderență este superioară rezistenței intrinseci - curba din figura 2.17.b;

- rezistența de aderență este mai mică decât rezistența intrinsecă - curba din figura 2.17.a.

Acest fenomen al aderenței este similar și pentru îmbinările reale, dar în acestea fenomenele de contracție, fluaj, dilatare termică diferențiată, provoacă crearea de fisuri ce vor distruge efectul a priori favorabil al aderenței.

3.1.2. Imbinări de forfecare și imbinări de compresiune. Curbe caracteristice

3.1.2.1. Imbinări de forfecare și imbinări de compresiune

Concepția de bază a alcătuirii structurilor din panouri mari de beton armat este conectarea unităților prefabricate (panouri de pereți, panouri de planșeu) în așa fel încât să rezulte diafragme prefabricate rigide (pereți și planșee) cu o comportare asemănătoare cu a diafragmenilor monolite.

Conectarea între unitățile prefabricate este realizată prin intermediul îmbinărilor orizontale și verticale.

Imbinările verticale sunt supuse în principal la forțe tangențiale la axa lor, denumite "forțe de forfecare" sau "forțe de tăiere" (figura 3.2). Imbinările orizontale sunt supuse la forțe ce acționează perpendicular pe îmbinare, de obicei de compresiune, numite "forțe normale" (figura 3.3.a.), care sunt determinante în rezistența îmbinării. În cazul existenței unei încărcări orizontale mari (seism) și a unei încărcări verticale mai reduse, forța tăietoare produsă în îmbinările orizontale va fi decisivă la stabilirea rezistenței îmbinării (figura 3.3.b.).

Deoarece forțele normale și forțele tăietoare pot fi determinante și pentru îmbinările verticale și pentru îmbinările orizontale, din punctul de vedere al analizei structurale este mai convenabilă clasificarea în "rosturi de forfecare" și "rosturi de compresiune".

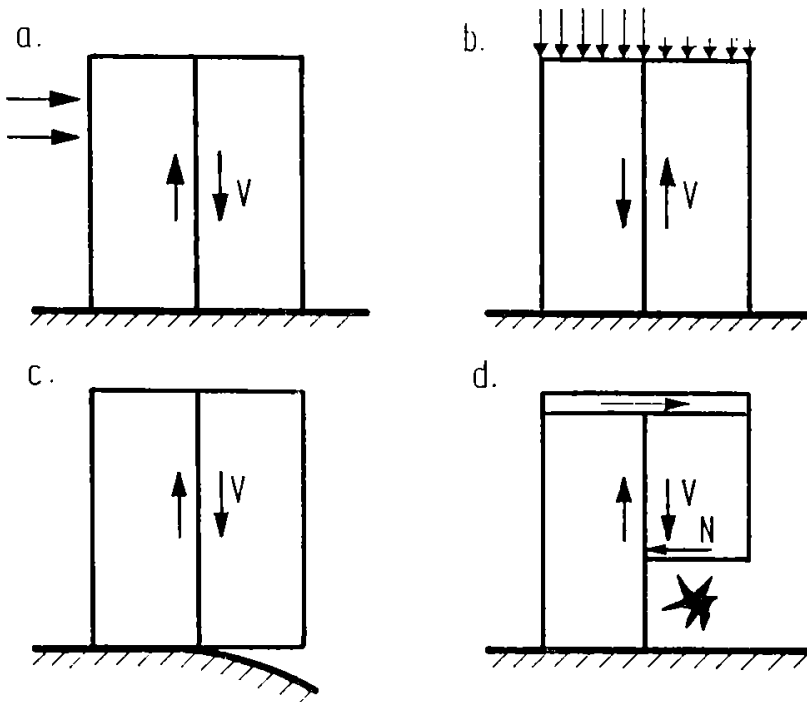


Figura 3.2.
FORȚE DE
FORFECARE ÎN
ÎMBINĂRILE VERTI-
CALE PRODUSE DE:
a - forțe orizontale;
b - forțe verticale neegale;
c - tasări diferențiate;
d - sisteme secundare de
stabilitate formate după
producerea de colapsuri
locale în perete.

Analiza

comportării îmbinării se
face prin cuantificarea

rezistenței și a deformabilității, considerând îmbinarea ca un material ale cărui proprietăți mecanice pot fi stabilite analitic sau experimental.

Caracteristica mecanică esențială a unei îmbinări este rezistența - R_j care trebuie să fie mai mare ca sollicitarea S_j .

$$S_j < R_j$$

(3.1)

Pentru o analiză simplificată, care neglijează influența deformabilității îmbinării, cunoașterea valorii lui R_j este suficientă pentru verificarea relației (3.1).

Valoarea lui R_j poate fi luată în considerare pentru un singur tip de îmbinare sau pentru un grup de îmbinări cu diferite dimensiuni și rezistențe caracteristice ale materialelor ce compun îmbinarea. În primul caz,

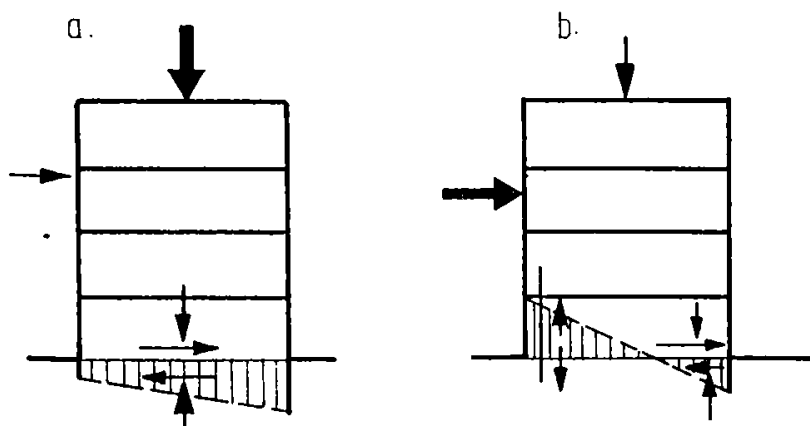


Figura 3.3 FORȚE DEZVOLTATE ÎN ROSTURILE ORIZONTALE
a - când compresiunea este determinantă; b - când forța tăietoare este determinantă

rezistența R_j poate fi determinată prin încercări, iar în al doilea caz R_j poate fi determinat pe baze teoretice sau prin investigație experimentală.

Metodele complexe de analiză structurală folosesc modele hiperstatice care țin seama de deformabilitatea îmbinărilor. În mod obișnuit este adoptată o relație liniară între forță și deplasare sau între moment și rotație, și în consecință deformabilitatea îmbinării este caracterizată de rigiditatea ei.

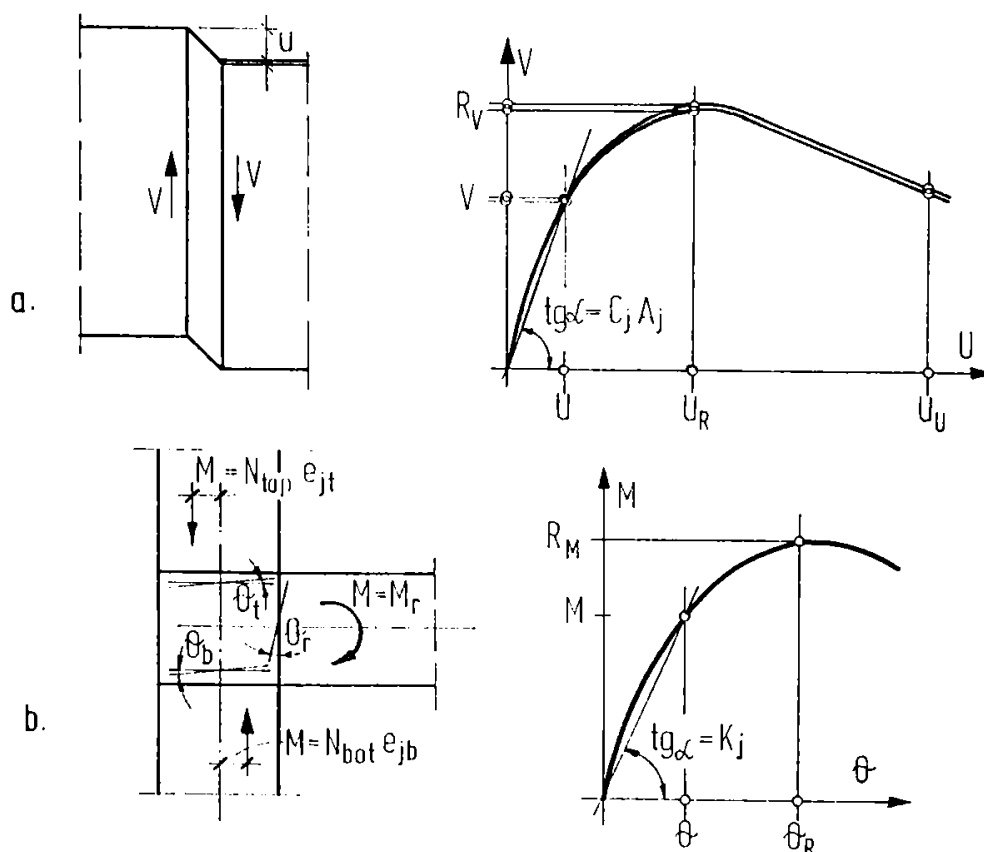
În cazul îmbinărilor de forfecare, interesează rigiditatea la forfecare C_j (figura 3.4.a.)

$$C_j = \frac{V}{A_j \cdot u} \quad (3.2)$$

unde: A_j = aria secțiunii longitudinale a îmbinării;

u = deplasarea relativă a marginilor panourilor din îmbinare;

V = forța de forfecare ce acționează în îmbinare.



La îmbinările de compresie se definește rigiditatea de compresie K_j (figura 3.4.b.)

$$K_j = \frac{M}{\Theta} \quad (3.3)$$

unde:

M = momentul de înconvoiere ce exprimă încastrarea peretelui sau a panșului considerat în îmbinare
 Θ = unghiul de rotație al secțiunii transversale a îmbinării.

Figura 3. 4. DIAGrame CARACTERISTICE
 a) - îmbinare de forfecare; b) - îmbinare de compresie

3.1.2.2. Curbele caracteristice ale îmbinărilor de forfecare

Ca o sinteză a studiilor experimentale întreprinse de o serie de cercetători [7, 14, 15, 18, 33, 35, 41, 47, 53, 61, 66, 102, 103, 121, 124, 134] asupra îmbinărilor de forfecare (figura 3.5). Lewicki [50, 51, 52] prezintă

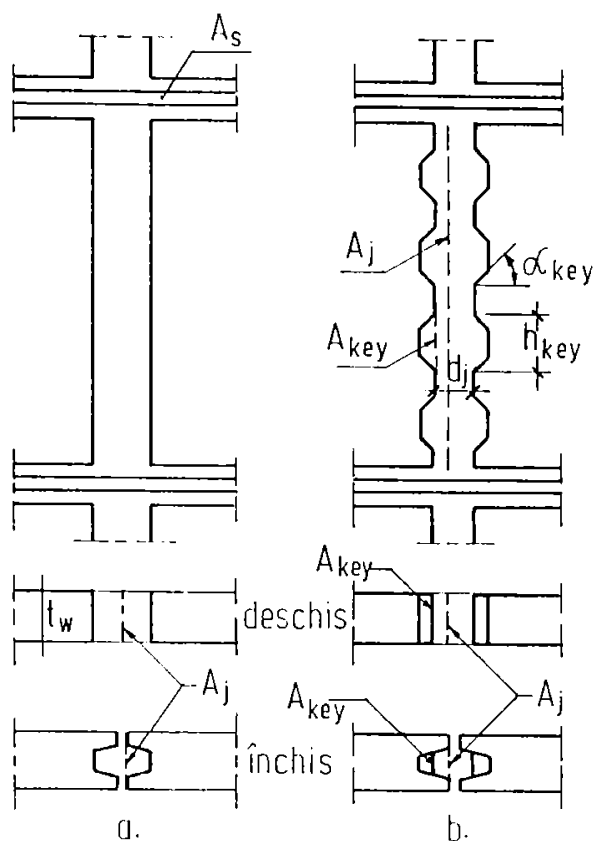


Figura 3.5 ÎMBINĂRI DE FORFECARE

a - netede; b - profilate

diagramele din figura 3.6. pentru îmbinări profilate (figura 3.6.a.) și pentru îmbinări plane (figura 3.6.b.), la forțe normale N reduse.

Durata primului stadiu, a cărui limită este pierderea aderenței dintre betonul de monolitizare și cel prefabricat (figura 3.6.a.), poate fi destul de mare. Într-o măsură, datorită contracției betonului proaspăt, există cazuri când

fisurile apar la interfețele panou-îmbinare înainte de aplicarea forțelor de forfecare. Tassios [121] estimează forța de forfecare care produce fisurile înclinate V_{cr} în cazul îmbinărilor deschise. R_{jv} rezistența maximă a îmbinării este atinsă în stadiul când dinții sunt forfecați de-a lungul suprafeței A_{key} . Deplasarea u_f corespunzătoare lui R_{jv} este considerată de aproximativ 1,0 mm în cazul când $\alpha_{key} \approx 30^\circ$. Pentru deplasări mai mari $u > 5,0$ mm capacitatea de rezistență a îmbinării scade până la valoarea R_{jvu} - rezistența reziduală. În cazul când $\alpha_{key} > 30^\circ$, Eriksson [18, 19] stabilește că rezistența maximă a îmbinării R_{jv} este cu 10 ÷ 20% mai mică, iar deplasarea este de 1,5 ÷ 3,0 mm.

În cazul îmbinărilor cu fețe plane, curba caracteristică $V - u$ nu prezintă un vârf (maxim) pentru R_{jv} ca și în cazul anterior (figura 3.6.b.). Valoarea lui R_{jv} pentru îmbinările cu suprafețe rugoase este apropiată de aceea a îmbinărilor profilate; în schimb cea a îmbinărilor cu suprafețe netede este mult mai mică.

Încărcările de lungă durată afectează deplasarea u . Lishak [53] arată că o îmbinare supusă la o forță de forfecare de $V = 0,2 R_{jv}$ - aplicată la 4 zile după turnarea betonului din îmbinare, a prezentat după 450 de zile o diferență de deplasare $\Delta u = 0,2$ mm, iar dacă a fost încărcată la 150 de zile după monolitizare, îmbinarea a prezentat doar o diferență de deplasare $\Delta u = 0,1$ mm. Dacă îmbinarea a fost supusă la o forță de forfecare de $V = 0,4 R_{jv}$ după 4 și după 150 de zile de la turnarea betonului, a prezentat după 450 de zile diferențe de deplasări de $\Delta u = 0,4$ mm și respectiv $\Delta u = 0,2$ mm.

Rezistența R_{jv} a îmbinărilor profilate este de cele mai multe ori exprimată printr-o sumă [14, 35, 41, 102, 121, 124, 137, 138], așa cum este prezentat și în figura 3.6.a.

Conform [136], rezistența de calcul a îmbinărilor de forfecare R_{jvd} cu:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd} + N_d}{A_j \cdot f_{cd}} \leq 0,15 \quad (3.4)$$

poate fi determinată cu o acuratețe suficientă folosind următoarea relație:

$$R_{jvd} = \frac{1}{\gamma_d} [\beta_1 A_{key} \cdot f_{cd} + \beta_2 (A_s f_{yd} + N_d)] \leq 0,3 A_j f_{cd} \quad (3.5)$$

Se folosesc următoarele notații:

A_s = aria secțiunii transversale a armăturilor ce traversează îmbinarea (armăturile de rezistență)

f_{yd} = rezistența de calcul a armăturii;

N_d = forța normală de calcul (pozitivă în cazul compresiunii);

A_j = aria secțiunii longitudinale a îmbinării;

f_{cd} = rezistența de calcul a betonului de monolitizare;

γ_d = coeficient parțial de siguranță.

A_{key} = aria secțiunii transversale a dinților;

β_1, β_2 = coeficienți care exprimă contribuția sau aportul betonului de monolitizare (β_1), a armăturii de rezistență și a forței normale (β_2) la rezistența îmbinării.

În cazul îmbinărilor cu dinți cu armătură distribuită în îmbinare $\beta_1 = 0,07$, $\beta_2 = 0,9$ iar în cazul îmbinărilor plane netede $\beta_1 = 0$, $\beta_2 = 0,6$ (la îmbinările plane rugoase β_2 poate ajunge chiar până la valoarea 0,9).

Înc cazul în care în îmbinare acționează o forță normală de întindere:

$$N_d \leq A_s f_{yd} \quad (3.6)$$

rezistența R_{jvd} poate fi definită cu relația:

$$R_{jvd} = \frac{1}{\gamma_d} [\beta_1 A_{key} \cdot f_{cd} + \beta_2 (A_s f_{yd} - N_d)] \left(1 - \frac{N_d}{A_s \cdot f_{yd}} \right) \quad (3.7)$$

Rezistența de calcul R_{jvd} a îmbinărilor de forfecare cu:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd} + N_d}{A_j \cdot f_{cd}} > 0,15 \quad (3.8)$$

poate fi adoptată conform relației:

$$R_{jvd} = \frac{1}{\gamma_d} [(\beta_1 A_{key} + 0,02 A_j) \cdot f_{cd} + \beta_2 (A_s f_{yd} + N_d)] \leq 0,3 A_j f_{cd} \quad (3.9)$$

Coefficienții β_1 și β_2 sunt pentru:

- îmbinări cu dinți și armătură distribuită în îmbinare

$$\beta_1 = 0,07 ; \beta_2 = 0,75$$

- îmbinări plane netede

$$\beta_1 = 0 ; \beta_2 = 0,5$$

- îmbinări plane rugoase

$$\beta_1 = 0 ; \beta_2 = 0,75.$$

În cazul îmbinărilor plane supuse la forțe normale de compresiune când:

$$N_d \geq 0,6 A_j f_{cd} \quad (3.10)$$

se poate adopta pentru rezistența de forfecare a îmbinării R_{jvd} următoarea relație:

$$R_{jvd} = \frac{1}{\gamma_d} (0,6 \cdot A_j \cdot f_{cd} - 0,5 N_d) \quad (3.11)$$

Tassios și Tsoukantas [124] au sugerat pentru rezistența medie a îmbinărilor R_{jvm} o relație bazată pe discuția detaliată a mecanismelor de rupere:

$$R_{jvm} = 0,15 \Lambda_{key} \cdot f_c + \mu (\Lambda_s f_y + N) + 1,8 f_{ct} \sqrt{f_y} \quad [\text{MPa}] \quad (3.12)$$

unde:

- f_c - rezistența betonului de monolitizare;
- f_y - limita de curgere a armăturii de rezistență;
- N - forța normală ce acționează în îmbinare;
- f_{ct} - rezistența betonului la întindere;
- μ - coeficientul de frecare ce corespunde lui β_2 din relația (3.5), depinde de raportul A_s/A_j și este cuprins între:

$$\mu = 0,8 \div 1,0 \quad \text{pentru} \quad \frac{A_s f_y}{A_j} = 10$$

$$\mu = 0,6 \div 0,8 \quad \text{pentru} \quad \frac{A_s f_y}{A_j} = 15$$

Ultimul termen al relației (3.12) reprezintă rezistența dată de efectul de împănare al armăturii transversale.

Mehllhorn și Schwing [66] propun următoarea relație:

$$\frac{R_{jvm}}{\Lambda_j} = \sqrt{f_c \left(0,04 + 0,44 \frac{\Lambda_s f_y + N}{\Lambda_j} \right) \frac{\Lambda_{key}}{\Lambda_j}} \quad (3.13. a)$$

iar Eriksson [18]:

$$\frac{R_{jvm}}{\Lambda_j} = 0,6 \sqrt{f_c \left(0,05 + \frac{\Lambda_{key} + N}{\Lambda_j} \right) \left(0,09 + \frac{\Lambda_s f_y + N}{\Lambda_j} \right)} \quad (3.13. b)$$

Rezultatele încercărilor experimentale privind rezistența la forfecare R_{jv} a îmbinărilor supuse la forțe de compresiune sunt limitate în special la situațiile când există armătură care să preia forfecarea.

În aceste circumstanțe relația (3.9), care folosește criteriul de rupere al lui Mohr, trebuie considerată doar ca o abordare calitativă pentru calcul (figura 3.7).

Demarcația la $N = 0,6 A_j f_{cd}$ între ruperea prin forfecare și cea prin compresiune este ipotetică, fiind totuși confirmată de rezultatele experimentale ținând cont de limitarea generală $R_{jvd} \leq 0,3 A_j f_{cd}$. Trebuie totuși precizat că anumite rezultate experimentale ale lui R_{jv} au depășit valoarea $0,3 A_j f_{cd}$ (figura 3.7).

Relația (3.11) se prezintă ca o interpolare liniară între R_{jv} pentru $N = 0,6 A_j f_{cd}$ și presupusa capacitate de forfecare când $N \rightarrow A_j f_{cd}$

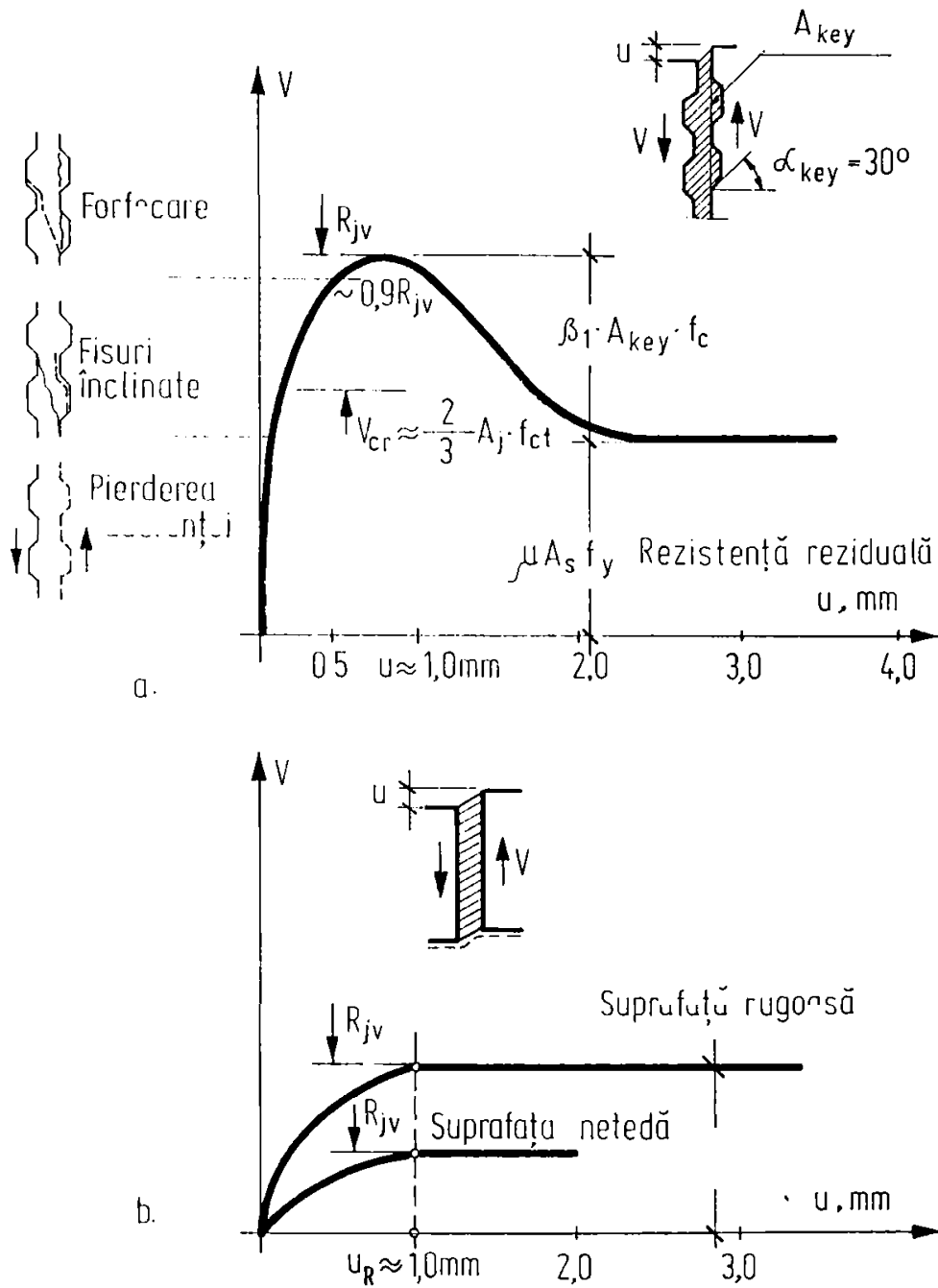


Figura 3.6 CURBA CARACTERISTICĂ FORȚA DE FORFECARE - LUNECARE PENTRU ÎMBINĂRILE DE FORFECARE

a - îmbinare profilată; b - îmbinare netedă și rugoasă.

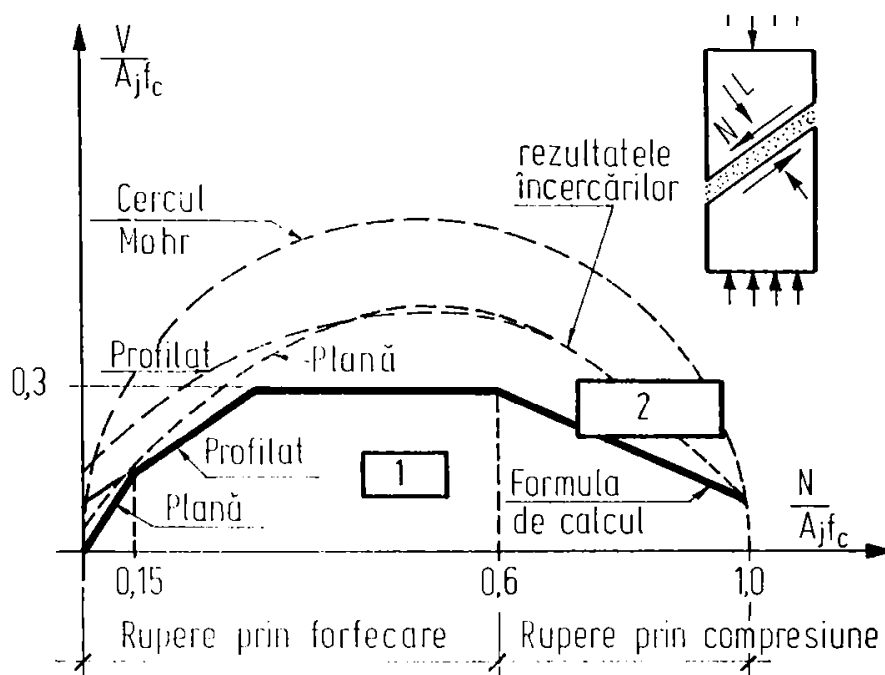


Figura 3.7

$$\text{REL. \u021cIA} \\ \frac{R_{jv}}{A_j f_c} \left(\frac{N}{A_j f_c} \right)$$

1 - siguran\u021a\u0103;
2 - nesiguran\u021a\u0103.

Conform celor prezentate mai sus privind for\u021a de forfecare V , deplasarea u \u0219i deformabilitatea \u0219imbin\u0103rii caracterizat\u0103 de rigiditatea la forfecare c_j , se pot trage c\u00e2teva concluzii:

a) Pentru \u0219imbin\u0103rile profilate c\u00e2nd $\alpha_{key} \leq 30^\circ$, deplasarea u_R corespunz\u0103toare lui R_{jv} poate fi considerat\u0103 \u00een calcul de $u_R \approx 1,0$ mm (figura 3.8). Valoarea lui u_R depinde de cantitatea de arm\u0103tur\u0103 (cre\u0219te o dat\u0103 cu cre\u0219terea lui $A_s f_y$) \u0219i de m\u0103rimea \u0219i direc\u021bia for\u021bei normale N care ac\u021bioneaz\u0103 \u00een \u0219imbinare.

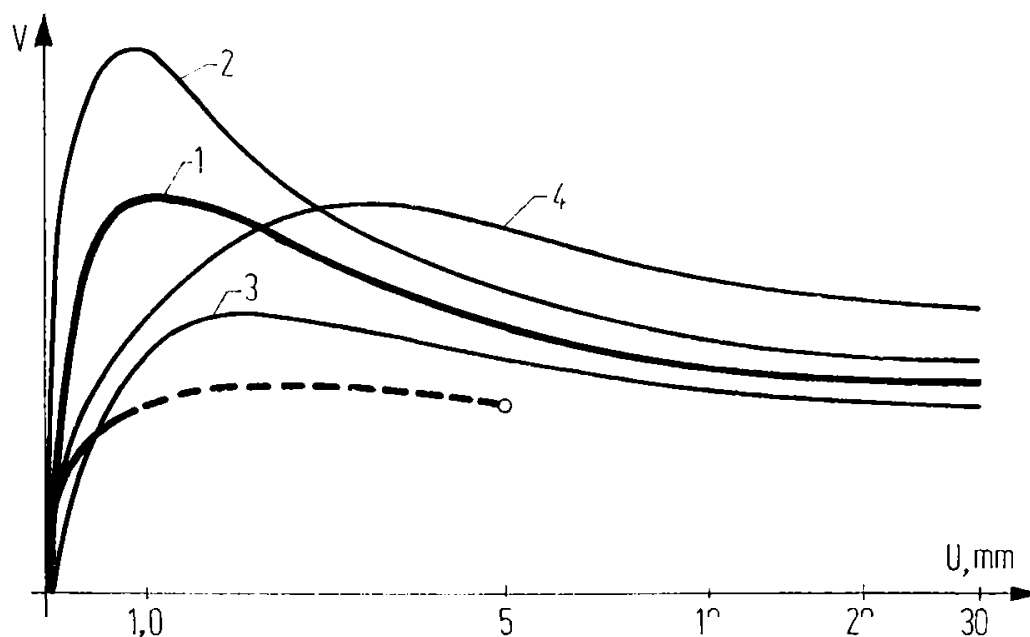


Figura 3.8 RELA\u021cIA FORFECARE - DEPLASARE $V - u$ PENTRU \u0219IMBIN\u0103RI CU ACELA \u0219I PROCENT DE ARMARE, C\u00c2ND:

1. $N = 0$; 2. $N =$ compresiune; 3. $N =$ \u00eentindere; 4. $N = 0$ \u0219i $30^\circ < \alpha_{key} < 45^\circ$ - linii pline;

$N = 0$ \u0219imbin\u0103ri plane - linia \u00eentrupt\u0103.

Deplasarea u_R pentru îmbinările profilate cu $\alpha_{key} > 30^\circ$ este, conform [46, 49] de 2,0 mm și chiar mai mult.

Îmbinările de forfecare supuse forțelor mari de compresiune N manifestă deplasări u_R mai mari [46], iar forțele normale de întindere aplatizează diagrama $V - u$ și micșorează valoarea lui u_R . (figura 3.8).

b) Diagrama $V - u$ pentru îmbinările plane (figura 3.6 și 3.8). Deoarece pentru $u > 1,0$ mm forța de forfecare V reprezintă o ușoară descreștere, se consideră că: $u_R = 1,0$ mm.

Deplasarea maximă u_{RU} pentru îmbinările plane este mai mică decât pentru cele profilate. Cu toate că nu există rezultate experimentale, se acceptă cu valoarea $u_{RU} \approx 5$ mm.

c) Pe lângă deplasarea u paralelă cu forța V , există și o deplasare u_I perpendiculară pe planul îmbinării. Aceasta este de obicei neglijată în analiza structurală. În testele întreprinse [46] a rezultat că aceasta este aproximativ jumătate din deplasarea u .

d) În analiza structurală rigiditatea la forfecare C_j este în mod normal legată de secțiunea transversală A_w prin pereții care se îmbină; în cazul în care $A_j \neq A_w$ relația (3.2) trebuie să fie corectată cu raportul A_j / A_w și în acest caz $C_{jm} = \frac{A_j}{A_w} \cdot C_j$

e) În lipsa unor date mai exacte rigiditatea medie de forfecare poate fi considerată ca fiind egală cu $C_{jm} = \frac{R_{jvm}}{0.4 u_R \cdot A_j}$

3.1.3. Modalități de rupere a îmbinărilor

Ca o concluzie a cercetărilor experimentale întreprinse de diferiți cercetători [4, 19, 25, 39, 57, 88, 92, 93, 94, 98, 101] au fost stabilite modalitățile prin care se poate produce ruperea în cazul îmbinărilor profilate (figura 3.9).

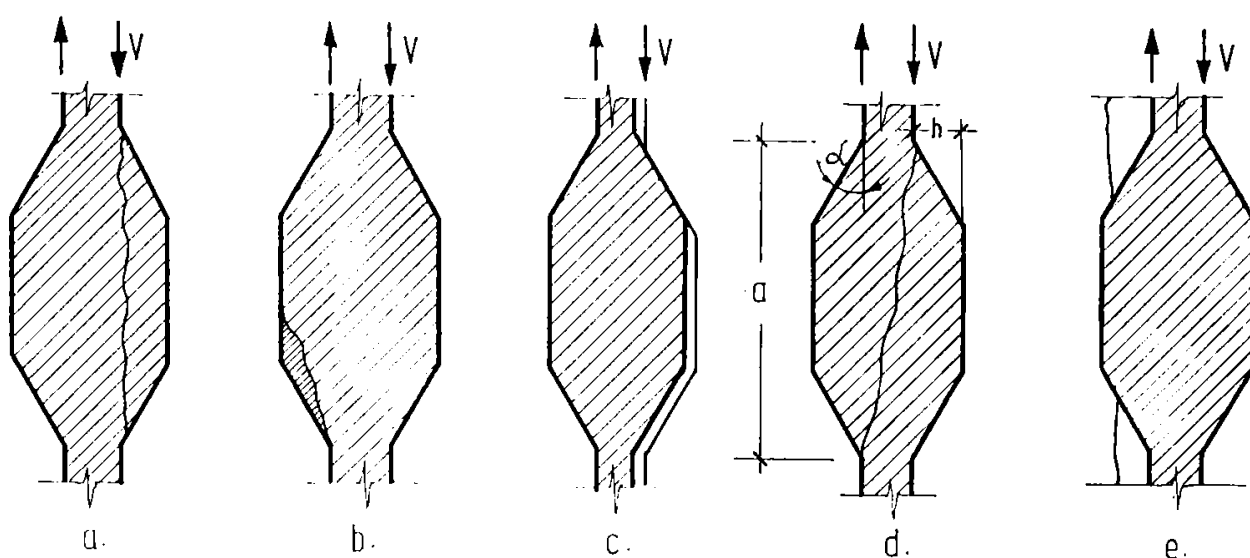


Figura 3.9. MODURI DE RUPERE ÎMBINĂRI PROFILATE

a - forfecare la baza dinților; b - strivirea betonului de monolitizare; c - dislocarea betonului de monolitizare; d - ruperea prin compresiune; e - forfecarea pragului profilului marginal al panoului.

a) Forfecare la baza dinților (figura 3.9.a);

- este modul de rupere cel mai des întâlnit;

- prezintă o fisură verticală în betonul de monolitizare în planul de lunecare, însoțită câteodată de fisuri oblice care sunt ditijate de la marginea dintelui în betonul de monolitizare.

b) Strivirea betonului de monolitizare în porțiunea înclinată a dintelui de monolitizare (figura 3.9.b);

- atâta timp cât raportul $\lambda = \frac{a}{h}$ (figura 2. 26) este mare, fațetele părții înclinate ale dinților nu preiau

forța de compresiune, acest mod de rupere intervine înainte ca baza dintelui să fie forfecată;

- Pommeret consideră că pentru raportul $\lambda = 12$ se va produce ruperea prin strivirea betonului de monolitizare, pe când pentru $\lambda = 6$ ruperea va interveni prin forfecare la baza dinților, însoțită de forțe de compresiune considerabile.

c) Dizlocarea betonului de monolitizare față de marginea panoului (figura 3.9.c și figura 2. 26);

- fenomenul se produce atât timp cât unghiul α este mic ($\alpha \leq 45^\circ$) și este însoțit de o lunecare și de o alungire a armăturii transversale din îmbinare ($\alpha = 90 - \alpha_{key}$)

d) Ruperea prin compresiune (figura 3.9.d);

- acest mod de rupere a fost descoperit de Peterson [88] ca o concluzie a încercărilor experimentale;

- ruperea este provocată de forțe de compresiune foarte mari în bielele de beton, ceea ce crează fisuri oblice care leagă fațetele oblice ale dinților de la o suprafață de contact la alta.

e) Forfecarea pragului profilului marginal al panoului de perete. (figura 3.9.e);

- betonul de monolitizare, pus în operă pe șantier în condiții dificile și aleatorii, nu permite garantarea unei calități deosebite, în timp ce prefabricarea panourilor mari în uzină face ca betonul acestor elemente să aibă caracteristici superioare de calitate;

- ținând cont deci de calitatea mai slabă a betonului de monolitizare, se poate afirma că ruperea va avea loc în îmbinări și nu în panouri, urmând unul din primele patru moduri descrise mai sus (a, b, c, d).

Dezvoltarea fisurilor în cazul îmbinărilor profilate este prezentată schematic în figura 3.10.

a) Fisurile ce apar la interfața panou prefabricat - beton monolit din îmbinare se datorează de obicei fenomenului de contracție a betonului monolit. De asemenea și forțele de forfecare din îmbinare pot provoca acest tip de fisuri. Distribuția fisurilor este neregulată; pot apare când forța de forfecare V este zero (doar datorită contracției) sau pot să nu apară deloc și atunci fisurile diagonale vor fi primele ce apar în îmbinare. Forța normală de compresiune N crește valoarea forței de forfecare la care apare prima fisură, iar forța normală de întindere $-N$ reduce considerabil valoarea forței de forfecare la care apare prima fisură.

b) Strivirea betonului de monolitizare la marginea dintelui se datorează fie rezistenței scăzute a betonului de monolitizare, fie presiunilor locale ce apar pe marginea dintelui.

c) Fisurile diagonale apar la o deplasare $u = 0,05 \div 0,15$ mm sau chiar mai mult dacă colțul dintelui se foarfecă.

d) Fisurile de forfecare de la baza dinților apar în stadiul limită ultim al îmbinării.

Dezvoltarea fisurilor în cazul îmbinărilor plane este restrânsă la început în zona de contact între betonul prefabricat din panou și betonul monolit. Momentul apariției lor nu poate fi precizat. Ca și în cazul îmbinărilor cu dinți, în cazul îmbinărilor plane forța normală de compresiune N ce acționează în îmbinare va crește forța de forfecare la care apar fisurile. După apariția fisurilor, deplasările u cresc considerabil, cu o rată de creștere $\Delta V/\Delta u$ apropiată de cea care se obține atunci când dinții îmbinărilor profilate se foarfecă.

Modalitatea de apariția a fisurilor diferă pentru cele două cazuri - îmbinarea deschisă sau închisă. Îmbinările închise dezvoltă a adeziune mai puternică între betonul prefabricat și cel monolit (datorită ariei extinse de contact). Aceasta nu exclude câteva fisuri mici de contracție de-a lungul planului de contact, dar acestea nu vor afecta în mod drastic forma diagramei $V - u$. Fisurile ajung la deschideri mari la valori mari ale deplasărilor în apropierea valorii u_R .

Stadiul actual al cunoștințelor în domeniu nu permite controlul deschiderii fisurilor prin calcul, dar pot controla apariția fisurilor.

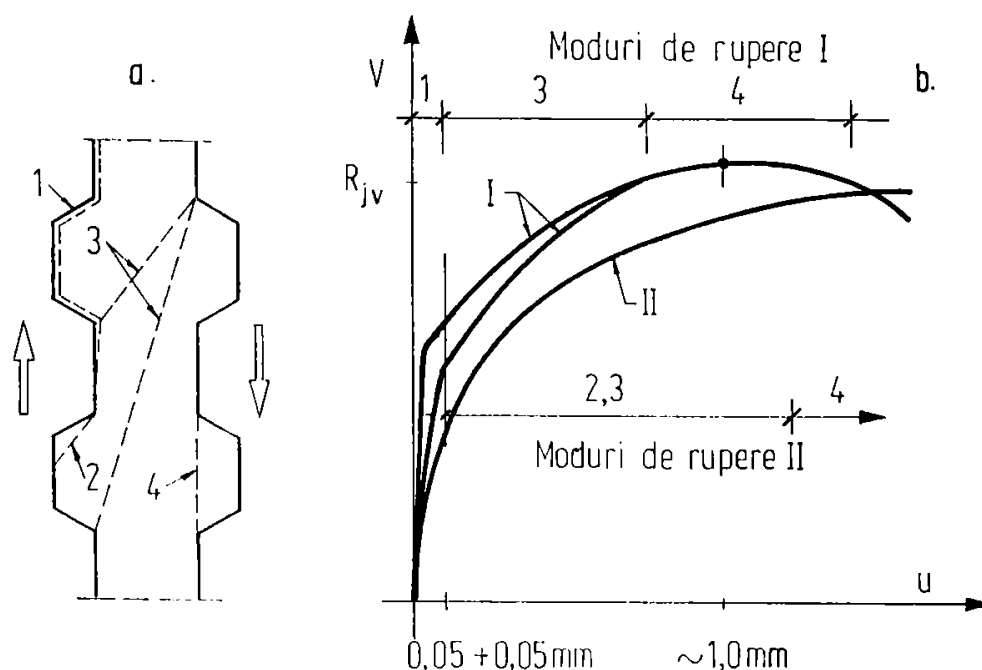


Figura 3.10. FISURAREA ÎMBINĂRILOR PROFILATE

a - moduri de rupere: 1 - la interfețe; 2 - la colțurile dinților; 3 - fisuri diagonale; 4 - forfecarea la baza dinților.

b - relația forță-deplasare (V-u) corespunzătoare modurilor de rupere:

I - fără fisuri la colțurile dinților - două variante: cu pierdere rapidă și mai întârziată a aderenței la interfețe;

II - fisuri diagonale însoțite de forfecarea la colțurile dinților.

3.1.4. Analiza teoretică a comportamentului îmbinărilor

În urma încercărilor experimentale întreprinse de diferiți cercetători [7, 33, 34, 94, 98] s-a putut realiza o analiză teoretică a comportamentului îmbinărilor verticale profilate și prefisurate.

Transmiterea forței de forfecare, datorită solicitărilor exterioare, de la o bordură la alta traversând îmbinarea, se produce printr-o combinație de mecanisme care acționează simultan. O explicație a acestor mecanisme se poate realiza prin decuparea îmbinării în biele. (figura 3.11)

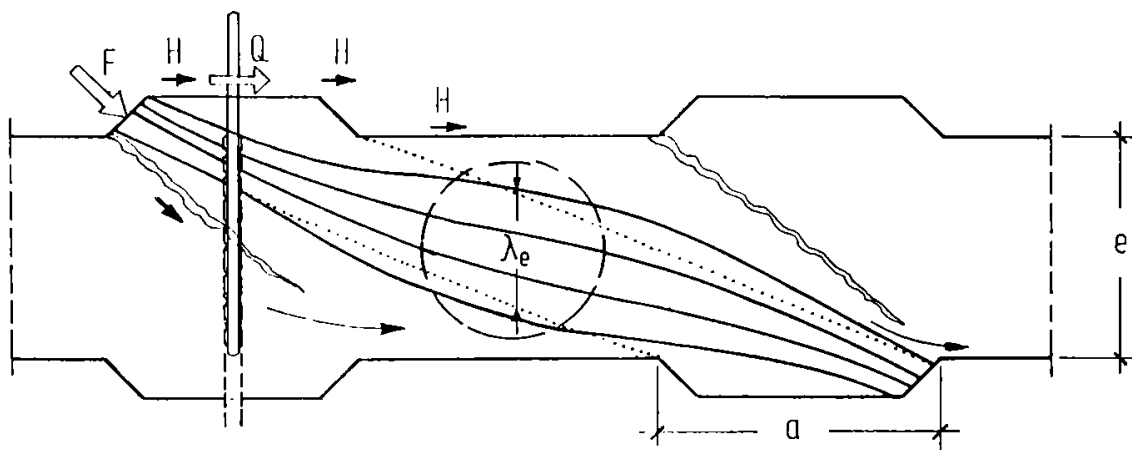


Figura 3.11. DECUPAREA ÎMBINĂRILOR PROFILATE ÎN BIELE

a) Transferul prin forfecare directă (biele de compresiune)

Pentru o îmbinare prefisurată se poate admite ipoteza forței de forfecare uniform repartizată. Sub efectul ei, dinții îmbinării reprezintă niște reazeme care servesc la transmiterea eforturilor între cele două suprafețe de contact prin intermediul bielelor. (figura 3.12.a)

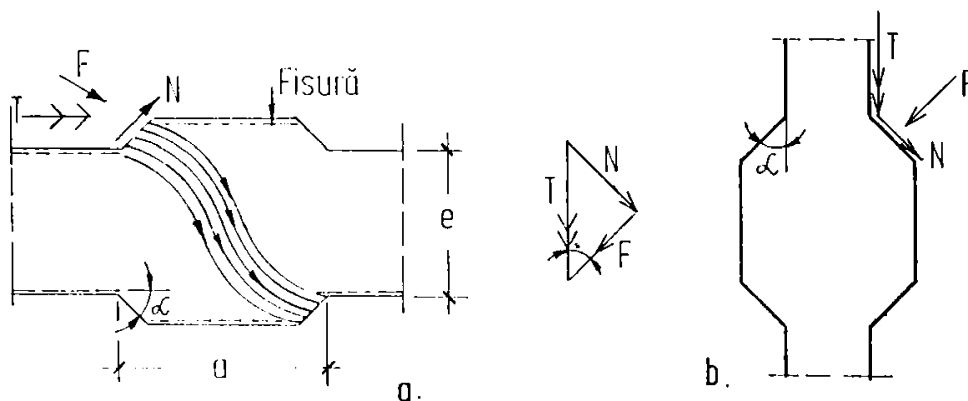


Figura 3.12. TRANSMITEREA EFORTURILOR PRIN FORFECARE

a - biela de compresiune; b - schema forțelor ce acționează în îmbinare.

O estimare aproximativă a contribuției acestui mecanism la rezistența unei îmbinări poate fi făcută aplicând raționamentul lui Cholewicki [14], Eriksson [19], Tassios [121] prezentat schematic în figura 3.12.b.

$$F = T \cos \alpha \quad \text{iar pentru } \alpha = 60^\circ \quad F = 0,5T$$

$$\text{coeficientul de frecare } \frac{F}{N} \approx 0,70 = \operatorname{arccot} \alpha$$

Deci pentru a împiedica alunecarea, trebuie ca unghiul α să fie cel puțin 55° .

b) Transferul prin intermediul armăturii transversale (efectul de dorn)

Armăturile transversale (principale) joacă un rol considerabil în transferul forțelor în îmbinare. Efortul de întindere ce se manifestă în armătură este echilibrat de efortul de compresiune din beton la nivelul bazei dinților.

Forța de întindere din armătură, provocată de o deschidere a fisurii de 0,3 mm, luând în considerare un modul de elasticitate al armăturii de $2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ și la o lățime de îmbinare de 180mm (îmbinările Pommeret), va fi de 333 N/m^2 .

Existența armăturilor transversale duce la alunecări g_r (figura 3.1) de 1,5 mm, iar încărcarea de rupere crește în mod sensibil față de îmbinările nearnate. Pentru ca armăturile principale să-și îndeplinească rolul, este necesară asigurarea unei lungimi de ancorare suficiente de o parte și de alta a planului de contact.

Tassios [121] apreciază că la valori mai mari ale lunecărilor, efectul de "dorn" se reduce până la jumătate.

Dacă se compară eficiența armăturii transversale repartizate pe lungimea unei îmbinări față de cea concentrată, se poate afirma [7, 107] că cea repartizată aduce o rezistență superioară îmbinării de $10 \div 15 \%$.

c) Efectul de împănare

Efectul de pană a făcut obiectul a numeroase lucrări [20, 61, 79, 81, 101].

Împănarea a două blocuri de beton separate printr-o fisură și legate pe deschiderea fisurii prin armătură va antrena o deviere a armăturii. (figura 3.13.a) În momentul fisurării se produce o deplasare relativă mică între marginile fisurii. Admițând o aderență corespunzătoare între beton și armătură, deplasarea produsă între marginile fisurii va solicita bara de armătură la întindere însoțită de deplasările (deviațiile) δ_{ax} și δ_{ay} , care vor antrena la rândul lor forțe de împănare Q_x și Q_y .

După Phillips [81], această forță de împănare este provocată de unul din cele trei mecanisme din figura 3.13.b.

- înconvoierea armăturii;
- forța de forfecare a unei bare de armătură;
- deviația barei "Kinking".

Conform încercărilor lui Phillips, dacă barele sunt supuse la eforturi mari de înconvoiere, primul mecanism este cel dominant, iar mecanismul de "Kinking" este la originea forței de împănare mai ales pentru diametre mici de armătură.

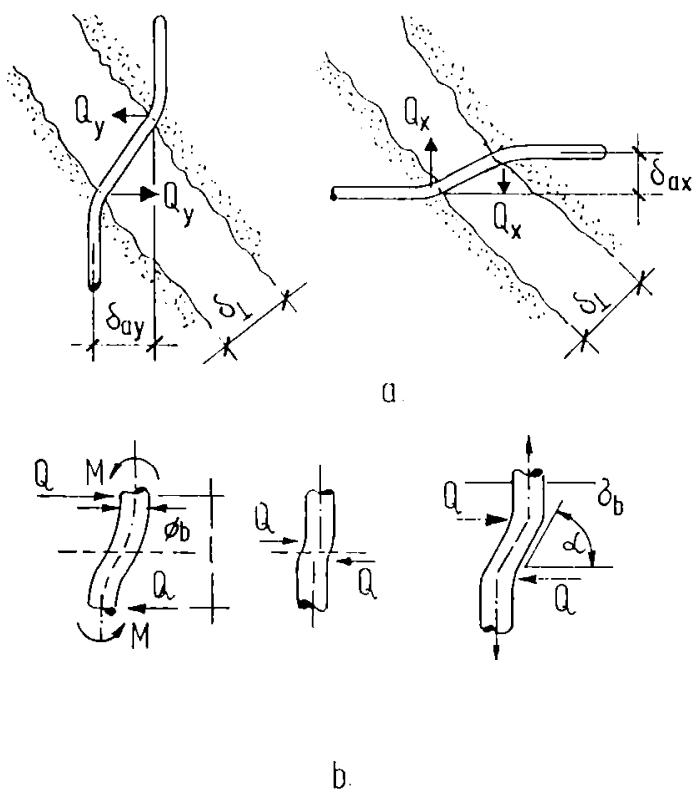


Figura 3.13.

EFECTUL DE ÎMPĂNARE

a - forțele de împănare Q_x și Q_y datorate deplasărilor δ_{ax} și δ_{ay} impuse de fisura de deschidere δ_{\perp}

b - mecanismele care produc împănarea

Pentru a lega forța de împănare Q de deplasarea δ , adică pentru a găsi rigiditatea de împănare, s-au făcut până acum mai multe modele [24, 67] și au fost realizate încercări experimentale în vederea validării lor. La baza celor mai multe dintre modelele matematice stă teoria grinzilor continue de secțiune constantă rezemate pe rezeme continue elastice.

Foucault [24], neglijând efectul de aderență între armătură și beton,

propune următoarea formulă:

$$Q = K \cdot \delta = \frac{\varnothing^2}{8} \sqrt[4]{\frac{\pi \cdot E \cdot K_S^3}{\varnothing}} \cdot \delta \quad (3.14)$$

unde: \varnothing = diametrul armăturii;

E = modulul de elasticitate al armăturii;

K_S = coeficientul de reacție elastic cuprins între $2 \cdot 10^5$ și $24 \cdot 10^5$ N/cm³

d) Efectul de angrenare

Lunecarea relativă a marginilor fisurii poate fi stânjenită de neregularitățile formei celor două margini, putând apărea eforturi în punctele de contact - figura 3.14.

Forțele de angrenare depind de numeroși parametri:

- natura, forma și mărimea granulelor de beton;
- deschiderea fisurii.

Este evident că angrenarea poate fi neglijată în cazul unor deschideri mari de fisuri.

3.1.5. Considerații asupra comportamentului îmbinărilor

Pe baza încercărilor întreprinse de diferiți cercetători (vezi și cap.2) se pot formula următoarele considerații:

a) prefisurarea ce poate surveni între îmbinare și panourile prefabricate din cauza contracției, a fluajului, a dilatării termice diferențiate, trebuie luată în considerare având în vedere că fenomenul de aderență poate influența profund analiza comportamentului îmbinărilor;

b) modul de rupere cel mai des observat este forfecarea de la baza dinților însoțită de fisurarea oblică care decupează betonul îmbinării în biele; armăturile sunt în majoritatea cazurilor plastificate;

c) parametri principali care influențează rezistența unei îmbinări sunt secțiunea și repartizarea armăturii principale, limita de elasticitate a armăturii, aria și geometria dinților, rezistența betonului;

d) efectul de împănare și efectul de angrenare joacă un rol ce nu poate fi neglijat în cazul îmbinărilor prefisurate;

e) trebuie să se țină seama de comportamentul non-liniar al materialelor în vederea obținerii de rezultate apropiate de cele reale, mai ales pentru încărcarea de rupere;

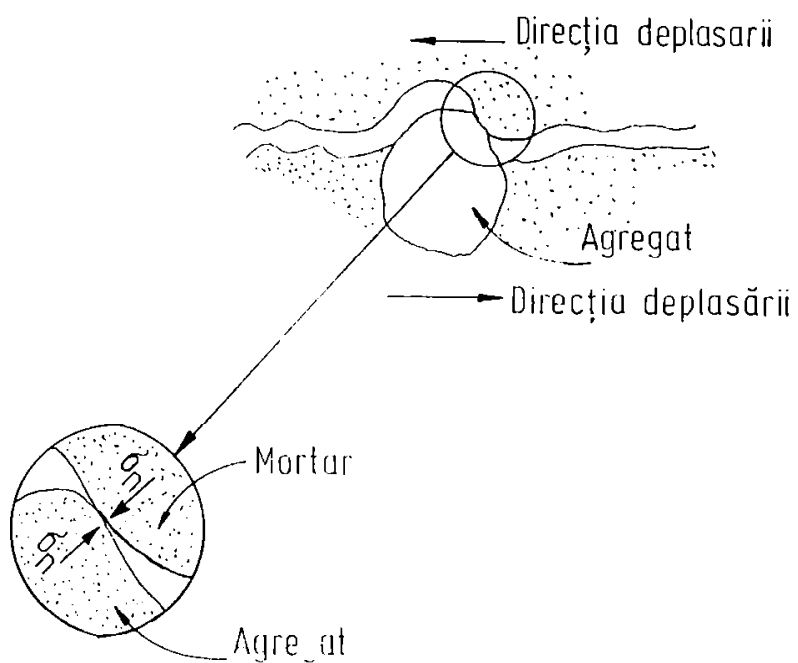
f) metoda elementelor finite este o soluție valabilă, dar aceasta nu poate exprima mecanismul de rupere relevat în urma încercărilor experimentale;

g) formulele empirice sau semiempirice se aplică în cazuri precise și limitate;

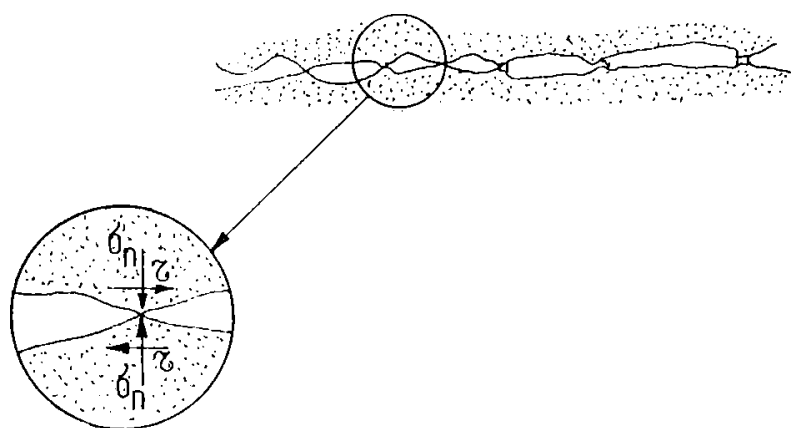
h) modelarea îmbinărilor ca resoarte duce la rezultate apropiate de cele reale, dar pentru datele de intrare este necesară cunoașterea curbei caracteristice efort tangențial - lunecare;

i) degradarea rigidității îmbinării a fost confirmată de Pommeret [95], Peterson [89] și alții, ceea ce impune considerarea unei rigidități diminuate la rupere.

Figura 3.14
EFECTUL DE
"NG" ENARE



a - Mecanismul de împingere (presare)



b - Mecanismul de frecare

3.2 Factorii care influențează capacitatea portantă a îmbinărilor și modul de rupere

3.2.1. Rezistența betonului

Incercările experimentale întreprinse de cercetători au dus la concluzia fermă a creșterii încărcării de rupere (T_r) odată cu creșterea rezistenței betonului de monolitizare. Această dependență este prezentată de Pommeret prin graficul din figura 3.15 pentru îmbinările cu dinți.

Pommeret [94, 47] și Schwing [7, 107] au ajuns la concluzia că încărcarea de rupere este proporțională cu rădăcina pătrată din rezistența de compresiune a betonului:

$$T_r = K \sqrt{\sigma_c} \quad (3.15)$$

unde: $K = 1,33$.

C.I.B. [36] a propus o relație liniară, iar Mattock și Ibrahim [61, 39] consideră că mărirea rezistenței betonului de monolitizare nu joacă un rol eficient în îmbinările slab armate.

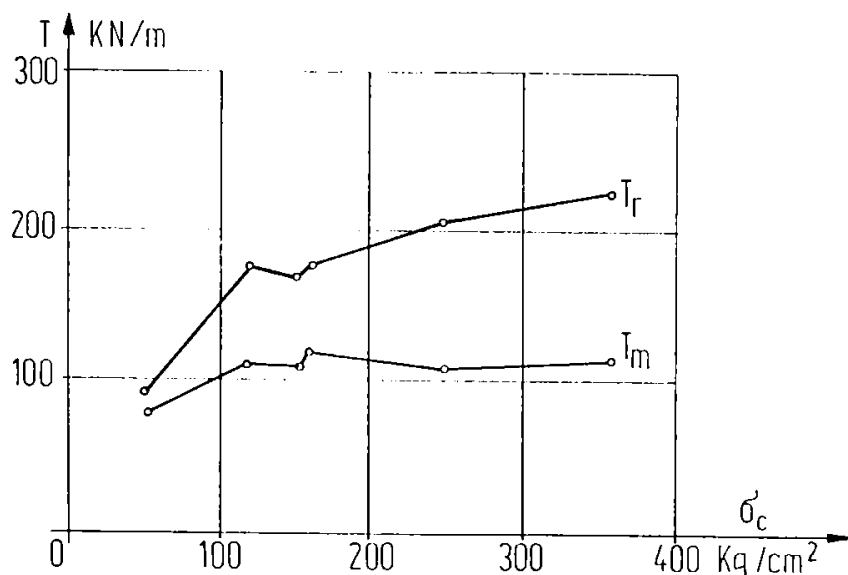


Figura 3.15. DIAGRAMA ÎNCĂRCARE - REZISTENȚĂ BETON POMMERET

Peterson și Erikson [88] consideră că încărcarea de rupere crește de asemenea și cu creșterea rezistenței betonului la întindere.

În concluzie, se poate afirma că rezistența betonului joacă un rol considerabil în cazul îmbinărilor armate și că încărcarea de rupere crește odată cu creșterea rezistenței betonului de monolitizare.

În cazul îmbinărilor orizontale cu subbetonare, Moga [77] ia în considerare și dependența între capacitatea portantă a îmbinării și rezistența la compresiune a betonului din elementele pre fabricate și din monolitizare.

Prelucrând rezultatele experimentale [100], ilustrează grafic (figura 3.16) scăderea capacității portante cu 15 - 20% în cazul în care diferența între rezistența la compresiune a betonului din panou și rezistența la compresiune a betonului de monolitizare este mai mare de 20%. După cum se observă din grafic, scăderea este influențată și de procentul de armare transversală a panourilor de pereți și de modul de dispunere a plaselor de bordare la extremități.

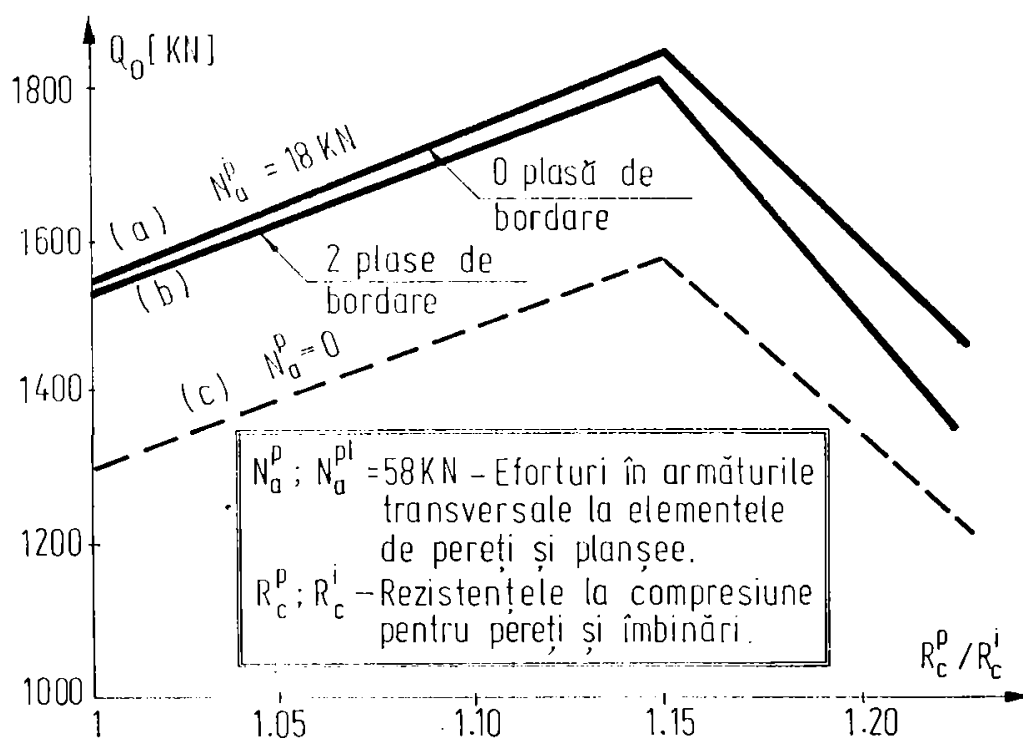


Figura 3.16 DEPENDENȚA CAPACITĂȚII PORTANTE FAȚĂ DE VARIAȚIA REZISTENȚELOR LA COMPRESIUNE

3.2.2. Armătura transversală din îmbinare, tipul armăturii, limita elastică (σ_e), ancorarea armăturii

Influența secțiunii armăturii transversale (principale) asupra forței tăietoare capabile Q_1 este ilustrată în figura 3.17 [77]. Se observă o creștere semnificativă a forței tăietoare capabile Q_1 o dată cu majorarea secțiunii de armătură A_a .

În figura 3.18 [77] este prezentată influența formei armăturilor transversale (mustăți sudate sau bucle) și a ariei secțiunii profilelor marginale (A_p).

Prelucrând rezultatele din lucrările [101, 102], Moga A [77] 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.

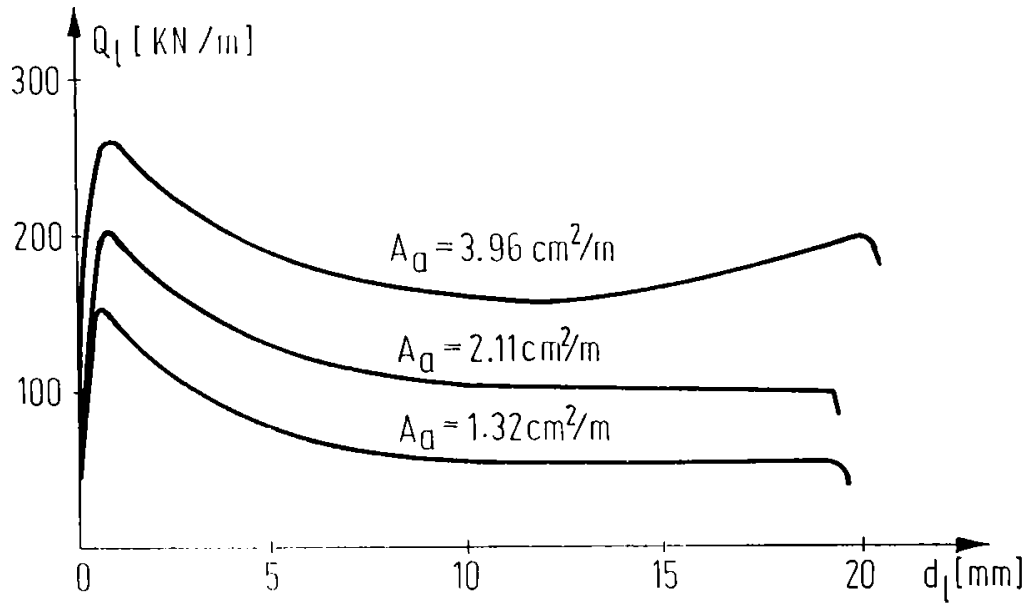


Figura 3.17. DEPENDENȚA FORȚEI TĂIETOARE DE SECȚIUNEA DE ARMĂTURĂ TRANSVERSALĂ

Influența ariei secțiunii profilelor marginale (A_p) a fost constatată mai ales în cazul armării cu mustăți sudate, unde creșterea de 100% a lui A_p a condus la creșterea cu 40% a forței tăietoare capabile.

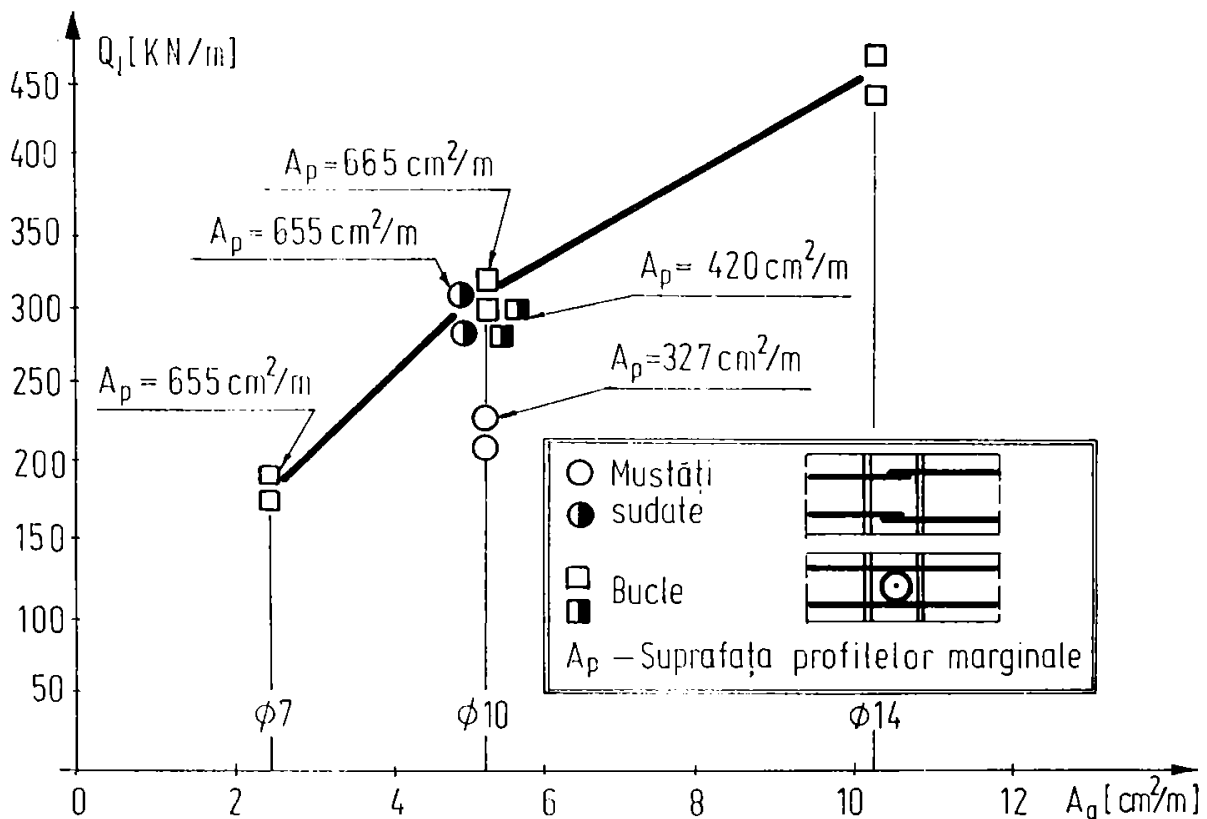


Figura 3.18. DEPENDENȚA FORȚEI TĂIETOARE FAȚĂ DE FORMA ARMĂTURILOR ȘI SUPRAFAȚA PROFILELOR

Secțiunea de armătură și limita sa elastică pot fi legate prin definirea parametrului φ :

$$\varphi = S \cdot \sigma_e / 100\text{cm} \quad [\text{Kgf/cm}] \quad (3.16)$$

Pommeret [94] și C.I.B. [34] au determinat o creștere cu 55% a încărcării de rupere în cazul în care limita elastică (σ_e) crește de la 3200 la 6300 kgf/cm².

În cazul în care parametrul φ rămâne constant, chiar și în cazul creșterii limitei elastice nu se observă variații semnificative ale încărcării de rupere. (Tab.3.1)

Armătura distribuită pe lungimea îmbinării verticale duce la o creștere a încărcării ultime cu 10 - 15% [65, 109] față de cazul armăturii concentrate.

Incercarea N ⁰	197	196	195	194	193
S (cm ²)	9,05	5,49	4,77	5,00	4,29
σ_e (Kgf/cm ²)	2743	4320	5600	5600	5600
φ (Kgf/cm)	248,2	237,2	267,1	280,0	240,2
Tr (Kgf)	45980	51490	45030	48830	43700

Tab.3.1 - ÎNCERCĂRI POMMERET

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.

3.2.3. Aria și geometria dinților profilelor dispuse la marginile panourilor prefabricate

Halasz [33], Pommeret [47, 94] au făcut comparația între îmbinările profilate și cele plane și au determinat faptul că încărcarea de rupere a îmbinărilor cu dinți este de cel puțin trei ori mai mare decât a îmbinărilor plane.

Este evident faptul că încărcarea ultimă crește o dată cu creșterea secțiunii unitare a dinților B ($B = n \frac{a \times b}{l}$), dar această creștere se face până la o anumită limită, peste care ruperea se va produce în panou în loc să se producă în îmbinare [47].

În relația lui β s-a notat cu n - numărul profilelor marginale din îmbinare.

De asemenea, pentru îmbinările profilate rezultatele au demonstrat că secțiunea unitară (B) este un parametru determinant al comportamentului îmbinării, cu rezerva că această creștere a încărcării ultime o dată cu creșterea lui B nu este identică pentru diferite procente de armare.

În Fig.3.19 este prezentată relația $T_u / \sqrt{\sigma_c} - B$ pentru diferite procente de armare.

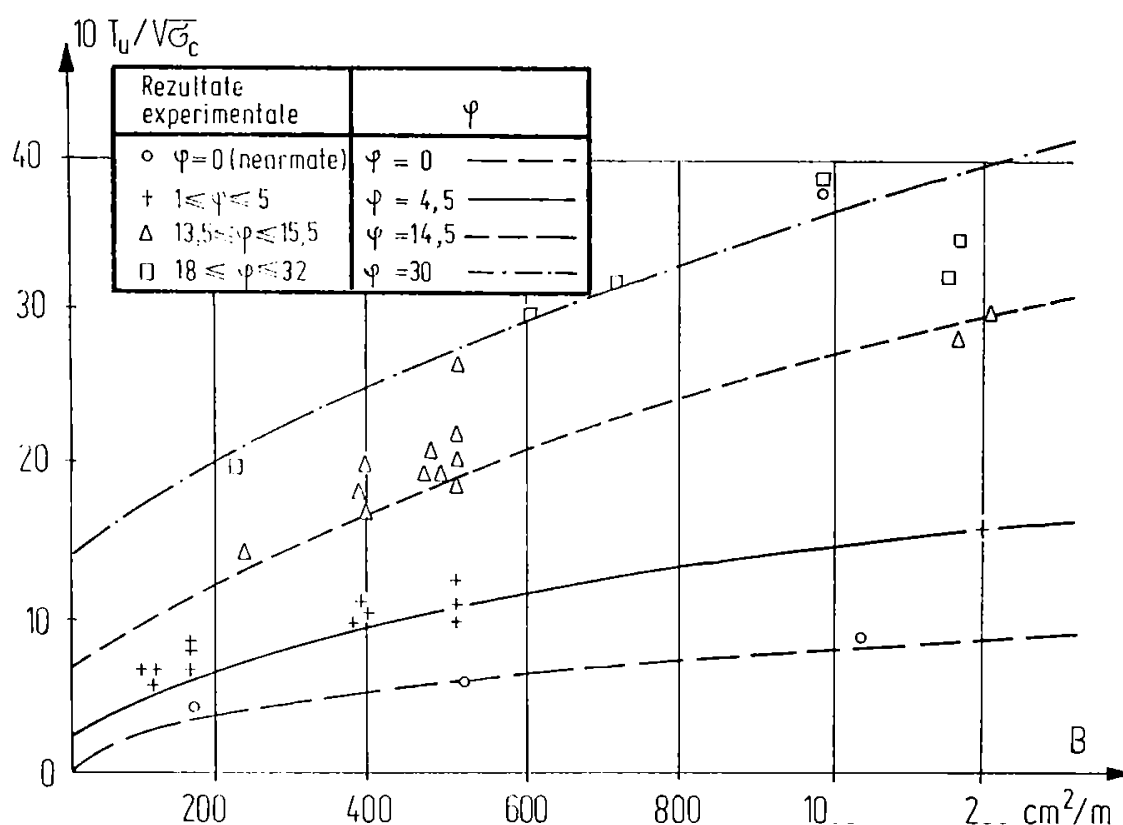


Figura 3.19. INFLUENȚA ARIEI DINȚILOR "B" ASUPRA ÎNCĂRCĂRII ULTIME
COMPARAȚIE ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE - FORMULA LUI POMMERET
FUNCȚIE DE ψ

Geometria dinților (a , b , h și α) are o influență considerabilă asupra formei curbei caracteristice și asupra modului de cedare a îmbinării. După cum s-a arătat deja (punctul 3.1), raportul $\lambda = a/h$ va determina fie cedarea prin strivirea betonului de monolitizare ($\lambda = 12$), fie cedarea prin dizlocarea betonului de monolitizare față de marginea panoului ($\alpha \leq 45^\circ$), fie cedarea prin forfecare la baza dinților.

Unghiul α determină și alura curbei caracteristice. Dacă $\alpha \geq 45^\circ$ încărcarea de rupere este ridicată și este însoțită de o lunecare mică; se distinge de asemenea scăderea bruscă a efortului tangențial după punctele t_r ; g_r (efort tangențial de rupere și lunecare de rupere) (figura 3.20).

Dacă $\alpha \leq 30^\circ$ - îmbinările pot fi considerate ductile, curba caracteristică rămânând aproape orizontală după atingerea punctului t_r însoțită în același timp de lunecare relativ importantă. Dacă $30 < \alpha < 45$ se poate constata o situație de tranziție între cele două tipuri de comportări.

Influența suprafeței profilelor marginale notată cu A_p și a unghiului α a fost prezentată de Moga [77] (figura 3.21) pe baza prelucrării rezultatelor experimentale [27, 28, 35, 47, 100].

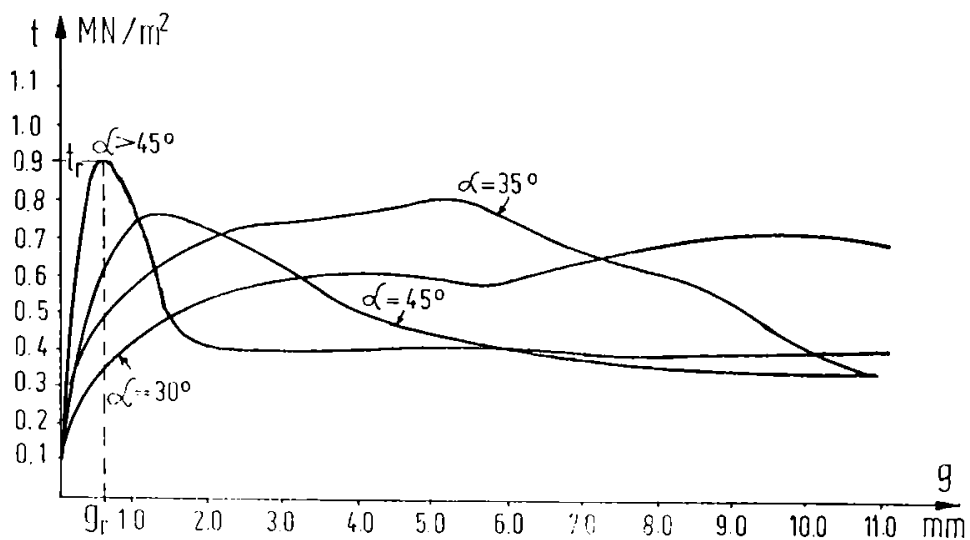


Figura 3.20. INFLUENȚA UNGHIULUI α ASUPRA COMPORTAMENTULUI ÎMBINĂRII

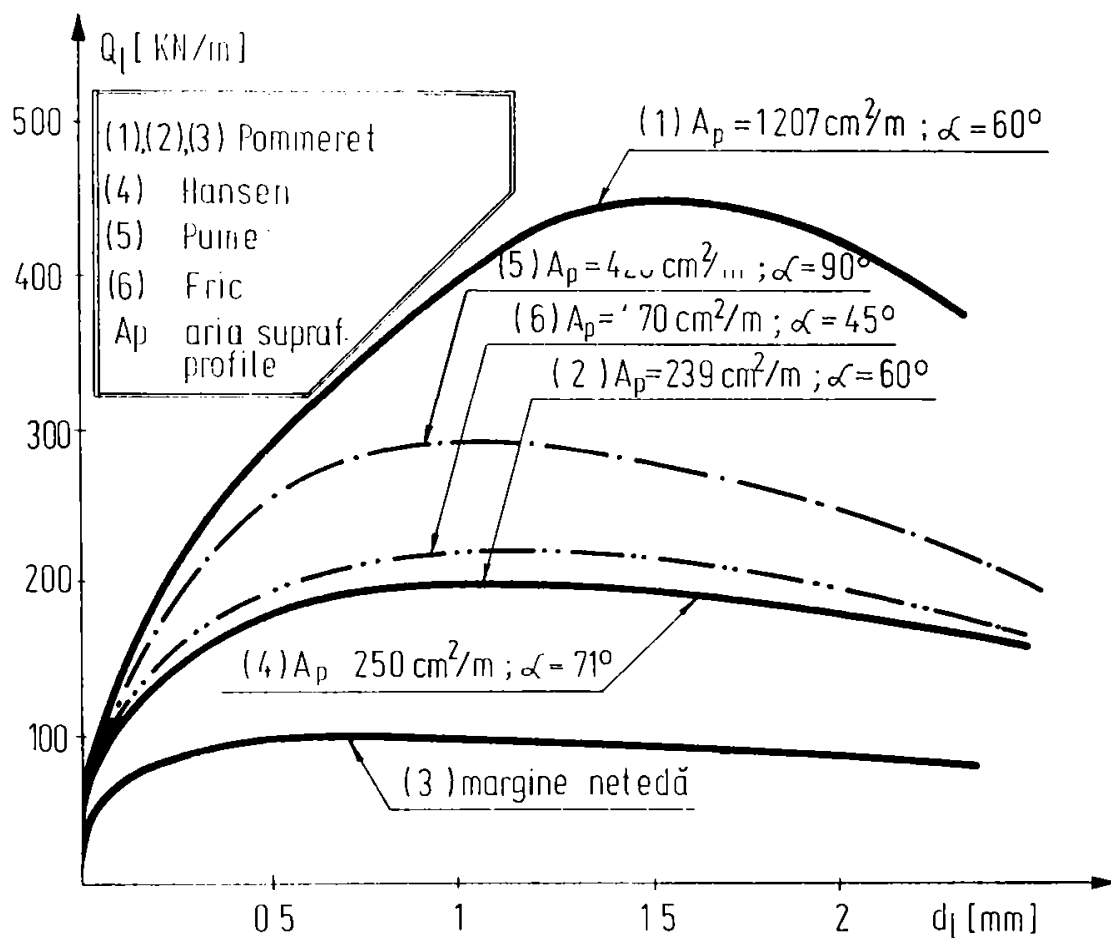


Figura 3.21. INFLUENȚA SUPRAFETEI PROFILELOR MARGINALE A_p ȘI A UNGHIULUI α ASUPRA FORȚEI TĂIETOARE

Pentru același unghi α (curbele 1 și 2) majorarea suprafeței profilelor de aproximativ 5 ori va conduce la o majorare a forței tăietoare capabile de aproximativ 2,2 ori. Creșterea este mult mai redusă pe măsură ce valoarea unghiului α se apropie de domeniul de comportare caracterizat prin ruperea prin dislocare. Comparând curbele 5 și 6, unde valorile lui A_p sunt aproximativ egale, se remarcă o scădere a forței tăietoare capabile în cazul în care $\alpha = 45^\circ$. Deplasările datorate lunecării la valoarea maximă a forței tăietoare capabile au fost între $0,5 \div 1,5$ mm.

3.3 Capacitatea portantă

3.3.1. Capacitatea portantă a îmbinărilor verticale

Capacitatea portantă a unei îmbinări verticale se poate considera definită de:

- rezistența la forța tăietoare a betonului de monolitizare din îmbinare;
- rezistența la forța tăietoare a centurii monolite sau a planșeului prefabricat de nivel;
- rezistența armăturilor orizontale din îmbinarea verticală.

3.3.1.1. Capacitatea portantă a îmbinărilor continue cu margini profilate

Prescripțiile sovietice [140] recomandă următoarea relație:

$$Q \leq 1,5 \cdot n \cdot A_l \cdot R_t + 0,7 A_a \cdot R_a \cdot m_a + 0,7 N_c \quad (3.17)$$

unde:

- n = numărul profilelor marginale
- A_l = aria secțiunii de lunecare;
- R_t = rezistența la întindere a betonului din îmbinare;
- A_a = aria secțiunii armăturilor transversale;
- R_a = rezistența armăturilor;
- N_c = componenta normală pe suprafața de rezemare a profilului;
- m_a = coeficientul condițiilor de lucru al armăturii.

În Recomandările C.E.B. din 1985 [136] este prevăzută o relație de forma:

$$Q = \frac{1}{\gamma_d} (\beta_1 \cdot A_{fi} \cdot R_{ci} + \beta_2 \cdot A_a \cdot R_a) \quad (3.18)$$

unde:

- β_1, β_2 = coef. ai condițiilor de lucru;
- A_{fi} = aria totală de forfecare a profilelor îmbinării;
- R_{ci} = rezistența la compresiune a betonului din îmbinare;
- A_a, R_a = aria totală a armăturilor transversale din îmbinare și centură, respectiv rezistența acestora;
- γ_d = coeficient de siguranță.

Instrucțiunile românești P101/78 [143] prezintă capacitatea portantă printr-o expresie de forma:

$$Q \leq n \cdot A_s R_c + 0,8 A_a R_a + 0,6 A_p R_t \quad (3.19)$$

unde:

A_s = aria secțiunii de strivire a pragurilor;

A_p = aria secțiunii de forfecare a centurii.

În Propunerile IPCT București [149] se prezintă următoarea relație:

$$Q = Q_i^{\min} + 0,8 A_a R_a \quad (3.20)$$

unde:

$$Q_i^{\min} = \min[1,5 A_l \cdot R_t; A_s \cdot R_c]$$

A_s = aria secțiunii de strivire a profilelor îmbinării;

A_l = aria secțiunii de lunecare a profilelor îmbinării.

Moga [77] prezintă capacitatea portantă Q sumă a trei componente:

$$Q_1^v = Q_a^v + Q_b^v + Q_c^v \quad (3.21)$$

unde:

Q_b^v - forța tăietoare preluată de beton;

Q_a^v - forța tăietoare preluată din armătură;

Q_c^v - forța tăietoare preluată de centura monolită sau planșeul prefabricat.

Forța tăietoare preluată de beton este dată de relația :

$$Q_b^v = \min[Q_b^{vf}; Q_b^{v,c}; Q_b^{v,p}] \quad (3.22)$$

unde:

$Q_b^{v,f}$ = rezistența la forfecare a betonului de monolitizare

$$Q_b^{v,f} = A_{la} \cdot R_f = 1,6 A_{la} \cdot R_t \quad (3.23)$$

$A_{la} = h_a \cdot d_p$ - aria secțiunii de lunecare (figura 3.22)

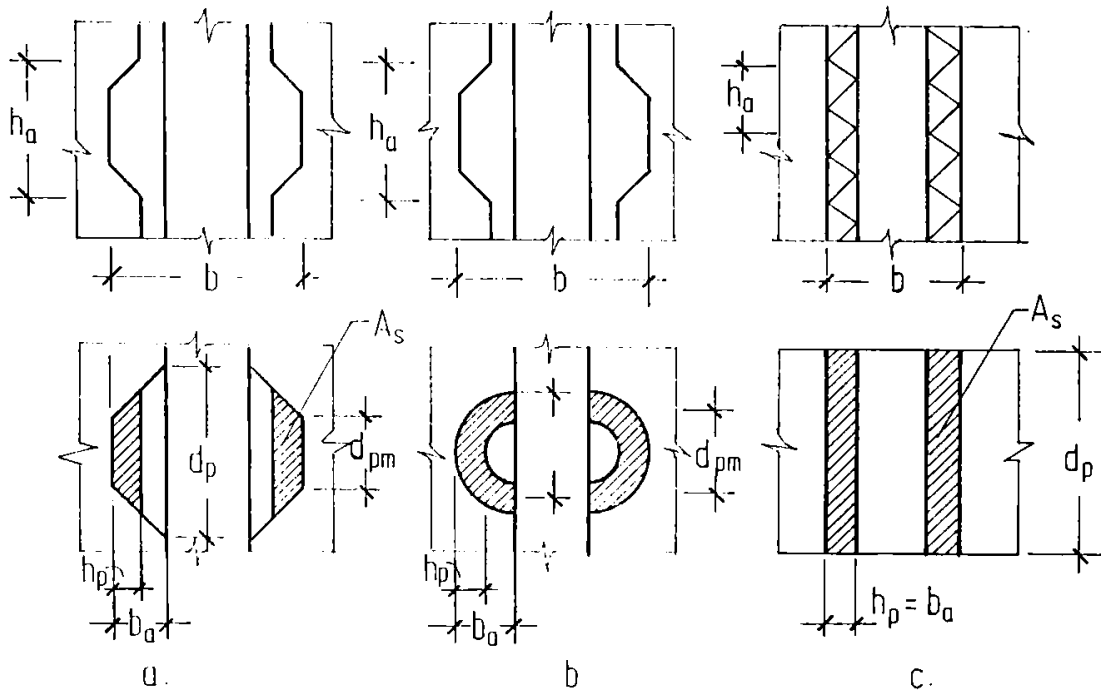


Figura 3.22. IMBINĂRI VERTICALE CU RELIEFURI MARGINALE

$Q_b^{v,c}$ - rezistența la compresiune pe suprafața de rezemare a profilului marginal :

$$Q_b^{v,c} = 1,75 A_s R_c \quad (3.24)$$

unde:

A_s - aria secțiunii de strivire a suprafeței de rezemare;

$Q_b^{v,p}$ - rezistența la forfecare a betonului din profilul marginal al pasului este:

$$Q_b^{v,p} = 1,6 A_{lp} \cdot R_t \quad (3.25)$$

A_{lp} - aria secțiunii de lunecare în profilul marginal

Forța tăietoare preluată de armătură Q_a^v este:

$$Q_a^v = \Delta N_a \cdot \operatorname{tg} \varphi = (N_a - Q_b^v \cdot K_\alpha) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3.26)$$

luând $\operatorname{tg} \varphi = 0,7$ (coeficientul de frecare beton - beton)

$$Q_a^v = 0,95 \cdot A_a \cdot R_a - 0,7 K_\alpha \cdot Q_b^v \quad (3.27)$$

unde:

$$K_{\alpha} = \frac{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\varphi}{1 + \operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi} \quad (3.28)$$

Forța tăietoare preluată de centura monolită sau planșeul prefabricat Q_c^V este:

$$Q_c^V = A_c R_{tc} \quad \text{în cazul centurii} \quad (3.29)$$

unde:

$A_c = h_c b_c$ - aria secțiunii centurii,

R_{tc} - rezistența la întindere a betonului din centură.

$$Q_c^V = A_p R_{tp} \quad \text{-în cazul planșeului prefabricat} \quad (3.30)$$

unde:

$A_p = (b + 2h_p) h_p$ - aria secțiunii planșeului,

b - lățimea panoului de perete,

h_p - grosimea planșeului prefabricat.

R_{tp} - rezistența la întindere a betonului din planșeu.

Expresia finală va fi:

$$Q_l^V = nQ_b^V(1 - 0,7K_{\alpha}) + 0,95A_a R_a + A_c R_{tc} \quad (3.31a)$$

$$Q_l^V = nQ_b^V(1 - 0,7K_{\alpha}) + 0,95A_a R_a + A_p R_{tp} \quad (3.31b)$$

3.3.1.2. Capacitatea portantă a îmbinărilor cu fețe netede

Se consideră că aportul capacității de rezistență a betonului este nul ($Q_b = 0$) datorită lipsei profilelor marginale. Deci capacitatea portantă a îmbinărilor depinde doar de capacitatea de rezistență a armăturii și a centurii monolite de nivel.

$$Q_l^V = 0,95 \cdot A_a R_a + Q_c^V \quad (3.32)$$

3.3.1.3. Capacitatea portantă a îmbinărilor concentrate de tipul penelor de beton

Moga [77] folosește expresia (3.31) unde $Q_c = 0$. Rezistența la forfecare a betonului de monolitizare este:

$$Q_b^f = 1,6h_p d_p R_t \quad (3.33)$$

Rezistența la compresiune pe suprafața de rezemare a penei este:

$$Q_b^c = 1,75bd_p \cdot R_c \quad (3.34)$$

Expresia finală a capacității portante rezultă:

$$Q_l^V = Q_b^f(1 - K_{\alpha} \cdot \operatorname{tg}\varphi) + 0,95A_a R_a \quad (3.35)$$

3.3.1.4 Capacitatea portantă a îmbinărilor concentrate metalice cu buloane

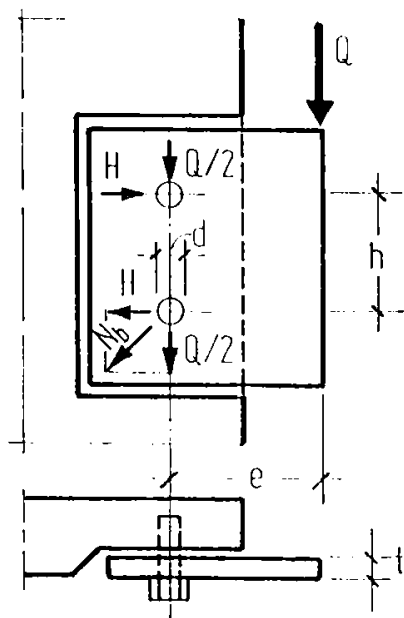


Figura 3.23. SCHEMA DE SOLICITARE A ÎMBINĂRILOR METALICE

Capacitatea portantă constă în asigurarea rezistenței buloanelor N_b la solicitări de forfecare și presiune în pereții găuriți, rezultate în urma unei forțe tăietoare Q (figura 3.23).

Siminea P., Negrei [113] propun verificarea condiției:

$$N_b = \sqrt{N_H^2 + N_Q^2} = \sqrt{\left(\frac{Q}{2}\right)^2 + \left(\frac{Q \cdot e}{h}\right)^2} = \frac{Q}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{2e}{h}\right)^2} \langle N_b^c \quad (3.36)$$

Efortul capabil al bulonului N_b^c se evaluează în funcție de modul de solicitare al acestuia:

- la forfecare:

$$N_{b,f}^c = 377d^2 \quad (\text{N}) \quad (3.37)$$

- la presiune pe pereții găurii:

$$N_{b,p}^c = 420 \cdot d \cdot t \quad (\text{N}) \quad (3.38)$$

3.3.2. Capacitatea portantă a îmbinărilor orizontale

3.3.2.1. Capacitatea portantă a îmbinărilor cu subbetonare

Recomandările internaționale CEB 1985 [136] propun expresii diferite în funcție de modul de solicitare.

- pentru îmbinări solicitate numai la forța tăietoare se acceptă o relație asemănătoare celei folosite la îmbinările verticale cu margini profilate:

$$Q = \frac{1}{\gamma_d} (\beta_1 \cdot A_{fi} \cdot R_{ci} + \beta_2 \cdot A_a \cdot R_a) \quad (3.18)$$

- pentru îmbinări solicitate simultan la forța tăietoare și o forță normală de compresiune (P_c);

$$Q = \frac{1}{\gamma_d} [\beta_1 \cdot \Lambda_{li} \cdot R_{ci} + \beta_2 (\Lambda_a \cdot R_a + P_c)] \quad (3.39)$$

- pentru îmbinări solicitate simultan la o forță tăietoare și o forță normală de întindere (P_i):

$$Q = \frac{1}{\gamma_d} [\beta_1 \cdot \Lambda_{li} \cdot R_{ci} + \beta_2 (\Lambda_a \cdot R_a - P_i)] \left(1 - \frac{P_i}{\Lambda_a \cdot R_a}\right) \quad (3.40)$$

Instrucțiunile sovietice [140] recomandă utilizarea unei expresii de forma:

$$Q \leq (\Lambda_{pl} \cdot R_c \cdot m_{pl} \cdot K_1 + \Lambda_b \cdot R_c \cdot m_b) K_2 \cdot K_3 \quad (3.41)$$

unde:

Λ_{pl} , Λ_b - ariile secțiunilor de rezemare ale elementelor de planșeu, respectiv ale betonului de monolitizare;

m_{pl} , m_b - coeficienți ai condițiilor de lucru variind de la 0,8 la 1;

K_1 , K_2 , K_3 - coeficienți de influență privind modul de dispunere a armăturii, de rezemare a planșeelor și de excentricitate a forței verticale.

Propunerile I.P.C.T. [149] recomandă utilizarea unor relații asemănătoare celei aplicate la îmbinările verticale, indiferent de modul de solicitare.

Korcinski [45] evaluează capacitatea portantă în condițiile preluării forței de lunecare:

$$Q \leq \frac{1}{1,5} L_p b_p R_c \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3.42)$$

unde:

L_p , b_p - lungimea și lățimea panoului de perete;

$\operatorname{tg} \varphi$ - coeficient de frecare.

Instrucțiunile românești P101/78 [143] nu țin seama de influența unei forțe normale ($P = 0$) la verificarea la lunecare a îmbinărilor.

$$Q \leq n \cdot \Lambda_s \cdot R_c + 0,8 \cdot \Lambda_a \cdot R_a \quad (3.43)$$

unde:

n - numărul profile marginale;

Λ_s - aria secțiunii de strivire a pragurilor profilelor;

Λ_a - aria armăturii verticale dintre panouri și îmbinarea verticală.

Moga A. [77] propune următoarele relații pentru evaluarea capacității portante.

a) Capacitatea portantă la compresiune într-o secțiune transversală a îmbinării orizontale Q_{ct}^0 este definită de: forța de compresiune preluată de betonul de monolitizare Q_{bc}^i , forța de compresiune preluată de betonul din elementele de planșeu Q_{bc}^{pl} , forța de lunecare preluată de la armăturile orizontale de legătură, dispuse la extremitățile de rezemare a elementelor de planșeu Q_a^0 .

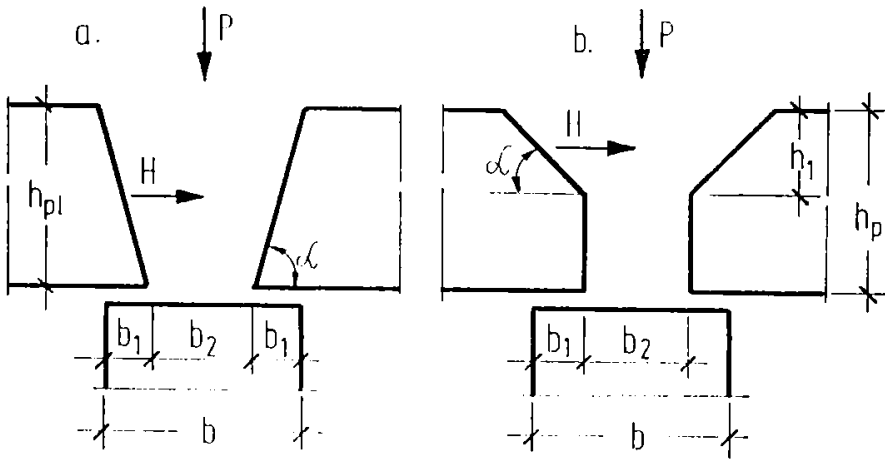
Pentru evaluarea celor trei componente sunt propuse următoarele relații:

$$Q_{bc}^{pl} = 2\Lambda_{pl} \cdot R_c^{pl} \quad (3.44)$$

unde:

$A_{pl} = b_l \cdot l_{pl}$ - aria suprafeței de rezemare a unui element de planșeu (figura 3.24)

R_c^{pl} - rezistența la compresiune a betonului din elementele de planșeu.



$$Q_{bc}^i = A_i \cdot R_c^i \quad (3.45)$$

unde:

$$A_i = b_2 \cdot l_1$$

- aria suprafeței betonului de monolitizare (figura 3.24)

R_c^i - rezistența la compresiune a betonului de monolitizare.

Figura 3.24. SCHEME DE REZEMARE A PLANȘEELOR PE PANOUL DE PERETE

$$Q_a^o = \Delta N_a \operatorname{tg} \varphi = (m N_a - \frac{Q_{bc}^{pl} + Q_{bc}^i}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot K_\alpha) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3.46)$$

unde: $m = 0,8$ - coeficientul condițiilor de lucru

$N_a = 1,35 A_a R_a$ - forța dezvoltată în armătura orizontală.

Pentru $\operatorname{tg} \varphi = 0,7$ relația (3.46) devine:

$$Q_a^o = 0,76 A_a R_a - \frac{Q_{bc}^{pl} + Q_{bc}^i}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot 0,7 K_\alpha \quad (3.47)$$

Deci capacitatea portantă la compresiune este exprimată de relația:

$$Q_{ct}^o = \frac{Q_{bc}^{pl} + Q_{bc}^i}{\operatorname{tg} \alpha} (\operatorname{tg} \alpha - 0,7 K_\alpha) + 0,76 A_a R_a \quad (3.48)$$

b) Capacitatea portantă la forță tăietoare în secțiunea longitudinală a îmbinării orizontale este exprimată printr-o relație de forma:

$$Q^o = Q_b^o + Q_a^o \pm P \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3.49)$$

Forța tăietoare preluată de beton Q_b^o se admite ca cea mai mică valoare dintre:

- rezistența la forfecare a betonului de monolitizare conform relației (3.23)
- rezistența la compresiune pe suprafața de rezemare a profilului marginal conform relației (3.24)

- rezistența la forfecare a betonului din profilul marginal conform relației (3.25).

Forța tăietoare Q_a^0 preluată de armătura verticală se evaluează conform relației (3.27) prin relația (3.50):

$$Q_a^0 = 0,95 \cdot A_{av} \cdot R_a - 0,7 \cdot K_{\alpha} \cdot Q_b^0 \quad (3.50)$$

- forța de frecare generată de efortul de compresiune $P \cdot \operatorname{tg} \varphi$ datorat panourilor de perete superioare.

Dacă se admite $\operatorname{tg} \varphi = 0,7$ capacitatea portantă la forță tăietoare poate fi exprimată prin expresia:

$$Q^0 = n \cdot Q_b^0 (1 - 0,7 K_{\alpha}) + 0,7 (1,35 A_{av} \cdot R_a \pm P) \quad (3.51)$$

3.3.2.2. Capacitatea portantă a îmbinărilor cu pat de mortar

Instrucțiunile P101/78 [143] nu prevăd relații de calcul pentru acest tip de îmbinare orizontală, impunând grosimea și marca stratului de mortar.

Brînzan și Barbaianu [12] recomandă o verificare a rezistenței mortarului sub acțiunea eforturilor de compresiune.

Recomandările internaționale unificate CEB, CIB, UEA din 1971 [141] admit pentru calcul relația:

$$Q = m \cdot A_p \cdot R_c \quad (3.52)$$

unde:

m - coeficient ce caracterizează influența îmbinării; se determină pe cale experimentală;

A_p, R_c - aria secțiunii și rezistența la compresiune a betonului din panourile de perete.

Instrucțiunile sovietice [140] recomandă utilizarea unei expresii de forma:

$$Q = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot A_p \cdot R_c \quad (3.53)$$

unde:

C_1, C_2, C_3, C_4 - coeficienți de corecție determinați experimental prin care se ține seama de grosimea stratului de mortar, rezistența la compresiune a stratului de mortar, modul de armare a panourilor de perete și excentricitatea forței de

compresiune;

A_p - aria suprafeței de rezemare a panoului de perete;

R_c - rezistența la compresiune a betonului din panoul de perete.

Vasiliev în lucrarea [128] impune condiția de verificare:

$$Q \leq A_p \cdot R_t \quad (3.54)$$

unde:

R_t - rezistența la întindere a betonului din panoul de perete.

Moga A. [77] propune o relație de forma:

$$Q_m^o = Q_{mb}^o + Q_{ma}^o \quad (3.55)$$

unde:

$$Q_{mb}^o = \Lambda_p^{pl} \cdot R_c + \Lambda_p^i \cdot R_c \cdot \frac{E_i}{E_{pl}} = (\Lambda_p^{pl} + \Lambda_p^i \cdot \frac{E_i}{E_{pl}}) R_c \quad (3.56)$$

cu:

$\Lambda_p^{pl}, \Lambda_p^i$ - aria suprafeței de rezemare a panoului de perete corespunzătoare lățimilor de rezemare a elementelor de planșeu, respectiv lățimii betonului de monolitizare între aceste elemente ($\Lambda_p^{pl} + \Lambda_p^i = A_p$);

E_i, E_{pl} - moduli de deformație a betonului de monolitizare și a elementelor de planșeu;

R_c - rezistența la compresiune a betonului din panoul de perete.

$$Q_m^a = m \cdot A_a^p \cdot R_a \left(1 - \frac{V_a}{l_a}\right)^2 \quad (3.57)$$

cu:

A_a^p - suprafața secțiunii armăturilor transversale, de bordare, dispuse la extremitățile panourilor de perete;

V_a, l_a - parametri dați în figura 3.25;

$m = 0,85$ coeficientul condițiilor de lucru.

Deci capacitatea portantă a îmbinării cu pat de mortar este exprimată prin relația:

$$Q_m^o = (\Lambda_p^{pl} + \Lambda_p^i \cdot \frac{E_i}{E_{pl}}) \cdot R_c + m \cdot A_a^p \cdot R_a \left(1 - \frac{V_a}{l_a}\right)^2 \quad (3.58)$$

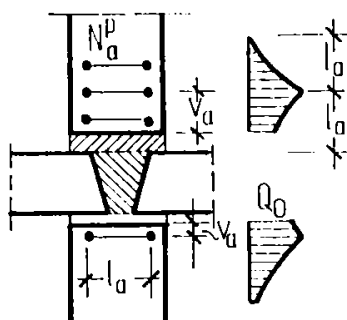


Figura 3.25.

SEMNIFICAȚIA PARAMETRILOR V_a și l_a

Cap. 4 ANALIZA PRESCRIPȚIILOR ROMÂNEȘTI DE PROIECTARE A CLĂDIRILOR CU STRUCTURI DE REZISTENȚĂ CU DIAFRAGME DE BETON ARMAT, ASAMBLATE DIN PANOURI MARI

Scopul fundamental al calculului elementelor de construcții și al structurilor este obținerea unei asigurări raționale a construcțiilor în raport cu exigențele de performanță specifice diferitelor categorii de construcții, pe toată durata lor de viață.

În capitolul 4 se face o sinteză a problemelor privind cerințele actuale de conformare generală și de detaliu, calcul și alcătuire a structurilor cu diafragme de beton armat asamblate din panouri mari.

4.1. Protecția antiseismică a construcțiilor prin proiectare

Prin proiectarea antiseismică se urmărește limitarea degradărilor, a avariilor și evitarea prăbușirii elementelor structurale și nestructurale în vederea limitării consecințelor unui cutremur, pierderilor de vieți omenești și a pagubelor materiale.

Protecția antiseismică a construcțiilor se realizează prin:

- alegerea de amplasamente favorabile din punct de vedere al comportării la acțiunea seismică;
- alcătuirea de ansamblu a construcției în vederea unei comportări favorabile la acțiunea unui cutremur;
- asigurarea structurii de rezistență cu proprietățile necesare de rezistență, stabilitate, rigiditate și ductilitate.

4.1.1. Amplasarea construcțiilor

Normele românești [145] recomandă ca alegerea amplasamentului construcțiilor să se facă de așa natură încât protecția antiseismică să poată fi realizată în condiții economice, fără măsuri costisitoare.

În normele din 1978 [143] se interzicea amplasarea clădirilor din panouri mari:

- pe terenuri defavorabile din punct de vedere seismic: maluri și râpe abrupte, zone de discontinuități tectonice, terenuri fugitive, terenuri surpătoare, grohotișuri nestabile, umpluturi recente neconsolidate;
- pe terenuri care pot conduce la tasări cu valori superioare celor indicate în STAS 3300-77;

Se admitea amplasarea în zone cu condiții speciale de fundare (pământuri contractile, terenuri cu nivel ridicat al apelor subterane, inclusiv ape agresive; terenuri cu rigiditate redusă pentru care

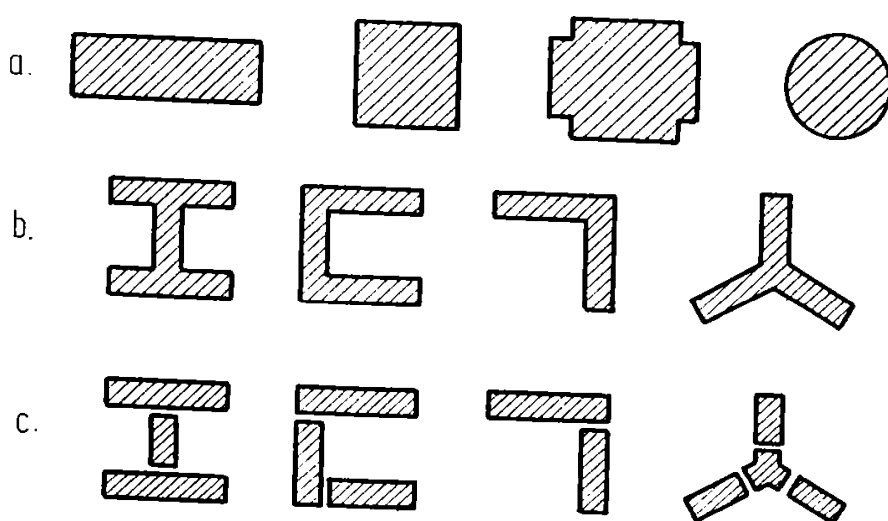
normativul P100-78 prevede mărirea coeficientului β_T cu 30%; pământuri sensibile la umezire din grupa A).

Normativele din 1992 și 1993 [145, 146] recomandă evitarea amplasării construcțiilor pe maluri, râpe sau pe alte terenuri care prezintă pericol de alunecări sau surpări, iar dacă aceste amplasamente nu se pot evita, trebuie luate măsuri de stabilizare a terenului. De asemenea, în cazul amplasării construcțiilor pe terenuri nefavorabile: nisipuri cu grad mare de afânare, refulate sau lichifiabile, mълuri, umpluturi neconsolidate - trebuie luate măsurile necesare pentru consolidarea terenurilor, astfel ca acestea să poată asigura o bună comportare seismică a construcțiilor. În cazul construcțiilor situate pe terenuri sensibile la umezire și în general pe terenuri unde pot apărea tasări diferențiate importante, este necesară prevederea de măsuri suplimentare de alcătuire, dimensionare și armare, corespunzătoare condițiilor de fundare respective.

4.1.2. Alcătuirea de ansamblu a construcțiilor

a) Forma în plan și în elevație

În [145] se recomandă alegerea de contururi regulate în plan, compacte și simetrice, evitându-se disimetriile pronunțate în distribuția volumelor, a maselor și a rigidităților în cadrul aceleiași tronson de clădire, în vederea limitării efectului defavorabil al torsiunii generale (figura 4.1.a.). Se vor evita formele neregulate în plan (figura 4.1.b.) cu discontinuități în zona în care pot apărea eforturi



a - forme în plan favorabile; b - forme în plan defavorabile; c - forme în plan de tronsonare prin rosturi antiseismice.

Fig. 4.1

suplimentare semnificative. Dacă respectarea acestor prevederi nu este posibilă, se recurge la tronsonarea prin rosturi antiseismice astfel ca fiecare tronson să ajungă la o formă avantajoasă, la o distribuție avantajoasă a volumelor, maselor și rigidității (figura 4.1.c.). În cazul în care, din considerente funcționale sau estetice ale fațadelor, configurația în plan prezintă neregularități

sub forma unor intrânduri (ieșinduri), se recomandă ca dimensiunile acestora să nu depășească 1/4 din dimensiunea totală a clădirii pe direcția considerată (figura 4.2.).

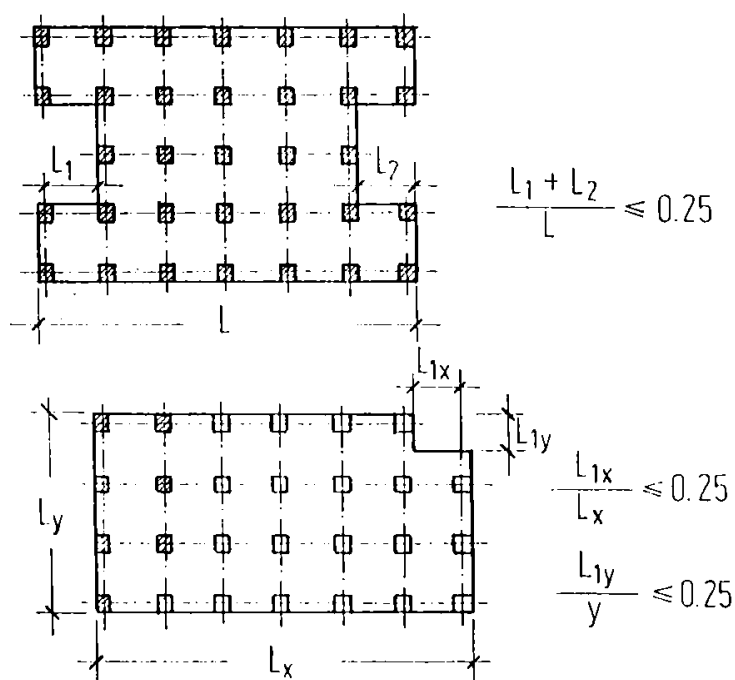


Figura 4.2. RECOMANDĂRI PRIVIND DIMENSIUNILE INTRÂNDURILOR (IEȘINDURILOR) FORMEI ÎN PLAN A CLĂDIRII

În vederea limitării efectelor defavorabile ale excitației asincrone a bazei structurii, se recomandă ca la construcțiile înalte amplasate în zonele seismice de calcul A, B și C dimensiunile în plan să nu depășească 40 m.

b) Măsuri ce urmăresc limitarea maselor construcțiilor

Forța seismică totală ce acționează asupra unor construcții este intim legată de masa totală a construcției. Deci în vederea reducerii forței seismice se poate acționa asupra masei totale a construcției în vederea diminuării ei, prin:

- realizarea de elemente nestructurale (învelitori, termoizolații, șape, pereți de compartimentare, parapete, balcoane) din materiale ușoare, reducerea grosimii tencuielilor și a șapelor de egalizare;
- folosirea betoanelor de înaltă rezistență la elementele structurale în cazul clădirilor cu regim mare de înălțime;
- amplasarea la nivelurile inferioare a funcțiunilor care implică încărcări utile mari.

c) Prevederi generale de alcătuire a structurilor de rezistență

Normativul P100-92 [145] prevede:

- ca prin modul de dispunere a elementelor structurale să se asigure transmiterea cât mai directă a încărcărilor gravitaționale la teren;
- asigurarea conlucrării spațiale între componentele sistemelor (subsistemelor) structurale verticale prin realizarea la nivelul planșelor a unor șaibe sau contravântuiri orizontale suficient de rigide și rezistente;

- amplasarea golurilor în planșee (pentru scară, ascensor, instalații) nu trebuie să slăbească exagerat planșeul după anumite secțiuni, evitând apariția unor ruperi în lungul acestora la acțiunea unor cutremure de intensitate ridicată.

La stabilirea distribuției elementelor în cadrul ansamblului structural și la dimensionarea rigidității acestora se va avea în vedere ca:

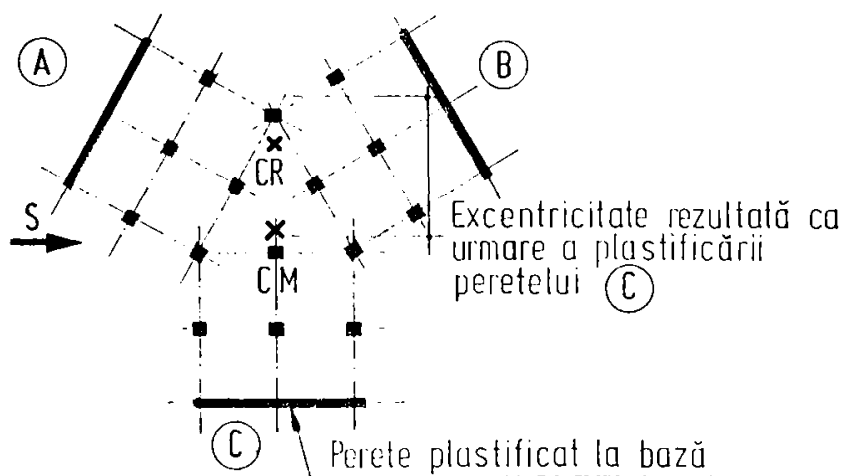
- rigiditatea de ansamblu la deplasarea laterală pe direcția celor două axe principale, respectiv perioadele fundamentale de oscilație în cele două direcții să fie cât mai apropiate;
- la construcțiile cu mai multe deschideri se va urmări ca, prin dimensionarea adecvată a rigidității elementelor, să se evite suprasolicitarea pe anumite zone a șabnelor constituite din planșee;
- la clădirile etajate se va urmări asigurarea unei variații continue a rigidității de nivel la deplasarea laterală, fără schimbări bruște de la un nivel la altul.

În vederea obținerii unei comportări favorabile în domeniul postelastice de deformare, trebuie evitate schimbările bruște în capacitățile de rezistență ale elementelor structurale.

Elementele care sunt cele mai sollicitate de acțiunea forțelor orizontale trebuie să fie suficient lestate - deci trebuie să li se asigure o încărcare gravitațională aferentă suficientă în vederea obținerii de condiții avantajoase de preluare a solicitărilor din încărcări orizontale și de transmitere a acestora la fundații.

În normativul P85-93 [146] se prevede suplimentar ca:

- în cadrul aceluiași tronson suprafața planșeului să fie pe cât posibil aceeași, admitându-se retrageri doar la ultimele niveluri;
- dispunerea în plan a pereților trebuie realizată de așa natură încât să se evite efectele defavorabile rezultate din apariția unor excentricități suplimentare ca urmare a plastificării nesimultane a unor pereți la acțiunea cutremurului după anumite direcții (figura 4.3);



- distribuția în plan a pereților trebuie menținută la toate nivelurile, astfel încât ei să se suprapună pe verticală, admitându-se suprimări parțiale sau totale ale unor diafragme doar la nivelurile superioare;

- dacă se dorește crearea de spații libere mari la nivelurile inferioare, suprafețele planșeului și pereților pot fi deosebite și se iau măsuri în vederea menținerii caracterului rigid al structurii și la aceste niveluri;

Figura 4.3. EXCENTRICITATEA SUPLIMENTARĂ DATORATĂ PLASTIFICĂRII NESIMULTANE A PEREȚILOR

structurile având primele niveluri flexibile se admit doar în zonele seismice de calcul D, E și F;

- pereții interiori și exteriori pot fi realizați ca pereți prefabricați structurali - în care caz sunt necesare măsuri speciale (amprente, subbetonare, înădiri de armături etc.) pentru a asigura transmiterea eforturilor din încărcări orizontale și verticale (eforturi axiale, momente înconvoietoare, forțe de alunecare) prin rosturile orizontale și rosturile verticale între panourile pereților și celelalte elemente structurale verticale (problemele specifice structurilor cu pereți structurali prefabricați sunt prezentate la punctul 4.1.3.);
- distanța maximă între pereții structurali se adoptă în așa fel încât planșeele să poată asigura în bune condiții conlucrarea tuturor elementelor verticale în vederea obținerii unei deplasări solidare de translație și de torsiune generală.

d) Rosturi de dilatație și rosturi antiseismice

Pentru evitarea solicitărilor suplimentare ce pot să apară, datorită contracției betonului și a variațiilor de temperatură, lungimea tronsoanelor ("L") între două rosturi de dilatare și lungimile ("l") între capetele extreme ale pereților longitudinali se limitează, în cazul amplasării în zonele seismice de calcul A, B și C, la 40 m.

Rosturile seismice sunt prevăzute cu scopul de a separa între ele corpurile de construcție cu caracteristici dinamice diferite, pentru a se permite oscilația lor independentă în timpul mișcării seismice.

Dacă rosturile separă tronsoane cu caracteristici dinamice și constructive similare, se pot adopta dimensiunile stabilite din condiția de rost dilatație - contracție, cu luarea de măsuri ce vizează limitarea degradărilor în zonele de coliziune. Se recomandă ca tronsoanele de la extremitățile clădirii separate prin rosturi, care suportă șocul maxim, să aibă în raport cu tronsoanele intermediare o masă sporită - prin prevederea unui număr suplimentar de travei - și/sau o capacitate de rezistență superioară pentru a limita efectele negative suplimentare între aceste corpuri de clădire.

În cazurile în care corpurile de clădire învecinate au: caracteristici dinamice diferite (mase, înălțimi și/sau rigidități diferite); nu au planșeele situate la aceleași niveluri; au unul față de celălalt poziții excentrice (figura 4.4.a.), se pune condiția ca în timpul seismului tronsoanele separate prin rost să nu se afecteze prin coliziune atunci când oscilează defazat. Lățimea necesară a rostului se determină cu relația:

$$d = \delta_1 + \delta_2 + 20 \text{ mm} \quad (4.1)$$

în care: (figura 4.4.b)

d = lățimea necesară rostului;

δ_1, δ_2 - deplasările maxime ale celor două tronsoane sub acțiunea încărcărilor seismice orizontale la nivelul extremității superioare a corpului de clădire cu înălțime mai mică.

Rosturile de dimensiuni inferioare celor calculate cu formula (4.1) se admit în cazul în care:

- se determină printr-un calcul dinamic forțele de impact și acestea se iau în considerare la dimensionarea structurii tronsoanelor;
- se prevăd în rosturi dispozitive de amortizare (tampoane, resoarte), ale căror caracteristici și poziții se stabilesc pe baza unui calcul dinamic.

Elementele de mascare a rosturilor nu trebuie să aibă o influență semnificativă asupra oscilațiilor corpurilor de clădire învecinate.

4.1.3. Probleme specifice alcătuirii structurilor prefabricate

4.1.3.1. Alcătuirea structurii de rezistență

Structura clădirilor din panouri mari este alcătuită dintr-un ansamblu de diafragme transversale

și longitudinale, pline sau cu goluri, și diafragme orizontale - planșeele, formând o structură rigidă spațial, cu o mare capacitate de rezistență și stabilitate la încărcările verticale și orizontale. (figura 4.5)

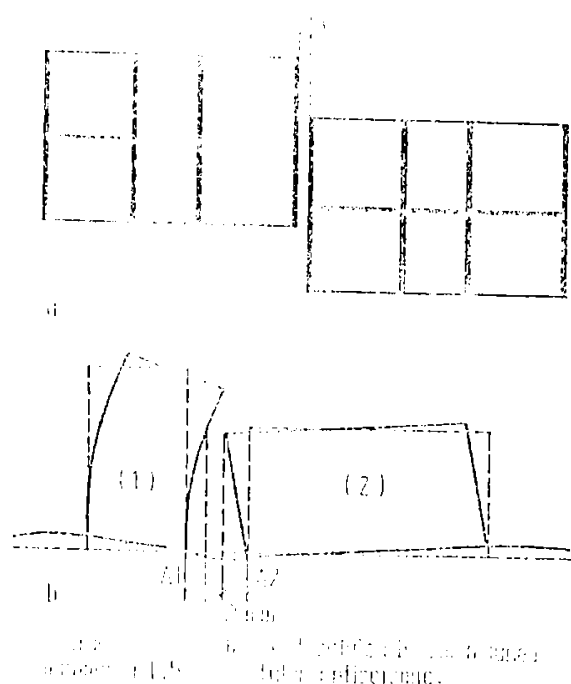


Figura 4.4. ROSTURI ANTISEISMICE

Prin măsurile de alcătuire a elementelor prefabricate și a îmbinărilor dintre acestea, se urmărește obținerea unei comportări structurale, inclusiv în raport cu acțiunile seismice, similare cu cea a structurilor cu pereți din beton monolit.

În plus față de cele arătate la punctul 4.1.2., P.101-78 [143] recomandă ca:

- diafragmele să fie în măsură cât mai mare continue pe toată lățimea și lungimea tronsonului, mărind rezistența și rigiditatea clădirii și evitând apariția de eforturi suplimentare locale și de asemenea ca diafragmele să fie continue pe toată înălțimea clădirii, asigurând transmiterea directă a eforturilor verticale prin pereții subsolului la fundații;

- realizarea unui raport judicios între plinurile și golurile de uși și ferestre ale fiecărei diafragme - este indicat ca șpațelei dintre ferestrele amplasate în diafragmele longitudinale să fie de dimensiuni apropiate;
- se va căuta ca golurile să fie dispuse suprapus cu buiandruguri între ele; pentru întărirea unor diafragme se admite alternarea pe nivele a unor goluri, cu condiția ca decalarea golurilor să fie peste 1,5 m;
- în cazul amplasării pe terenuri cu tasări inegale pe direcție longitudinală, tronsoanele trebuie să fie prevăzute cu cel puțin un șir continuu de diafragme interioare, fără decalări sau întreruperi (figura 4.6.a, c, e, f, g, i, m);
- distanța între diafragme să nu depășească de regulă 7,2 m pe nici o direcție;

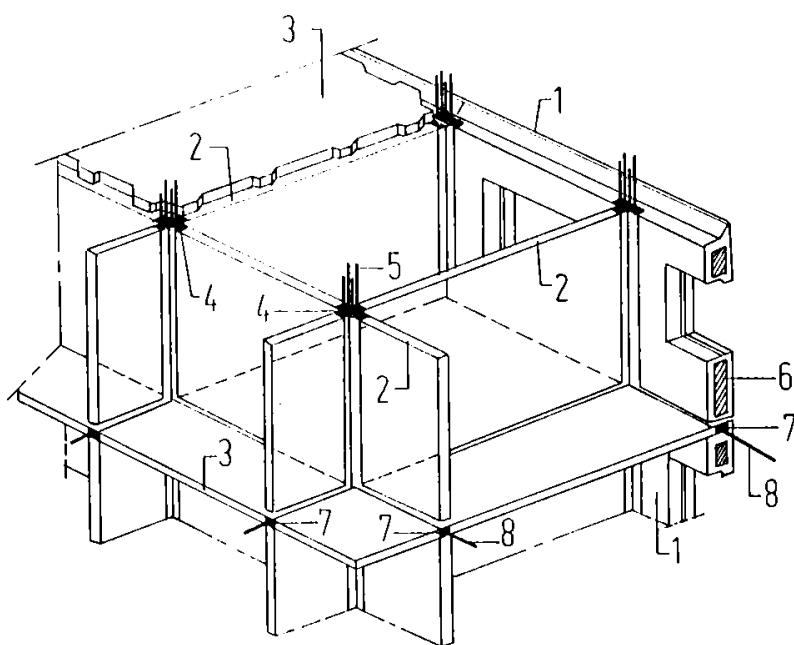


Fig.

ALCĂȚUIREA DE PRINCIPIU A UNEI STRUCTURI DIN PANOURI MARI

- 1 - panou de perete portant exterior;
- 2 - panou de perete portant interior;
- 3 - panou de planșeu; 4 - beton turnat în stâlpișori (îmbinări verticale);
- 5 - armături verticale în stâlpișori; 6 - izolație termică;
- 7 - beton turnat în centuri (îmbinări orizontale); 8 - armături orizontale în centuri.

- diafragmele de pe o direcție să fie rigidizate prin îmbinarea cu diafragmele de pe cealaltă direcție, formând elemente de formă T, L, cruce, limitându-se astfel substanțial efectul flambajului; o lățime totală a tălpii perpendiculară pe diafragmă de minim 70 cm asigură o rigidizare suficientă.

Se recomandă ca pereții exteriori longitudinali să îndeplinească următoarele funcțiuni structurale:

- să fie elemente portante la acțiunea încărcărilor verticale;
- să mărească rigiditatea, rezistența și stabilitatea diafragmelor transversale, prin realizarea unor tălpi la capetele acestora;
- să sporească rezistența și rigiditatea de ansamblu a clădirii la acțiunea încărcărilor orizontale seismice;
- să confere structurii o mai mare capacitate de rezistență la efectul de torsiune generală;

- să constituie elemente rezistente la acțiunea unor tasări inegale.

În funcție de alcătuirea generală a structurii, gradul de seismicitate, numărul de niveluri, natura terenului, se pot adopta și soluții cu pereți exteriori longitudinali neporanți.

Se accentuează cerințe ca:

- plașeele să fie diafragme rigide în planul lor, capabile să transmită și să repartizeze încărcările orizontale la diafragmele verticale;
- stabilirea dimensiunilor celulelor și modul de realizare a planșeelor trebuie să conducă la transmiterea încărcării verticale ce acționează pe planșee către toți pereții adiacenți, pentru a obține o stare de eforturi de compresiune în toate diafragmele verticale și în special în diafragmele mai puternic solicitate de încărcările orizontale.

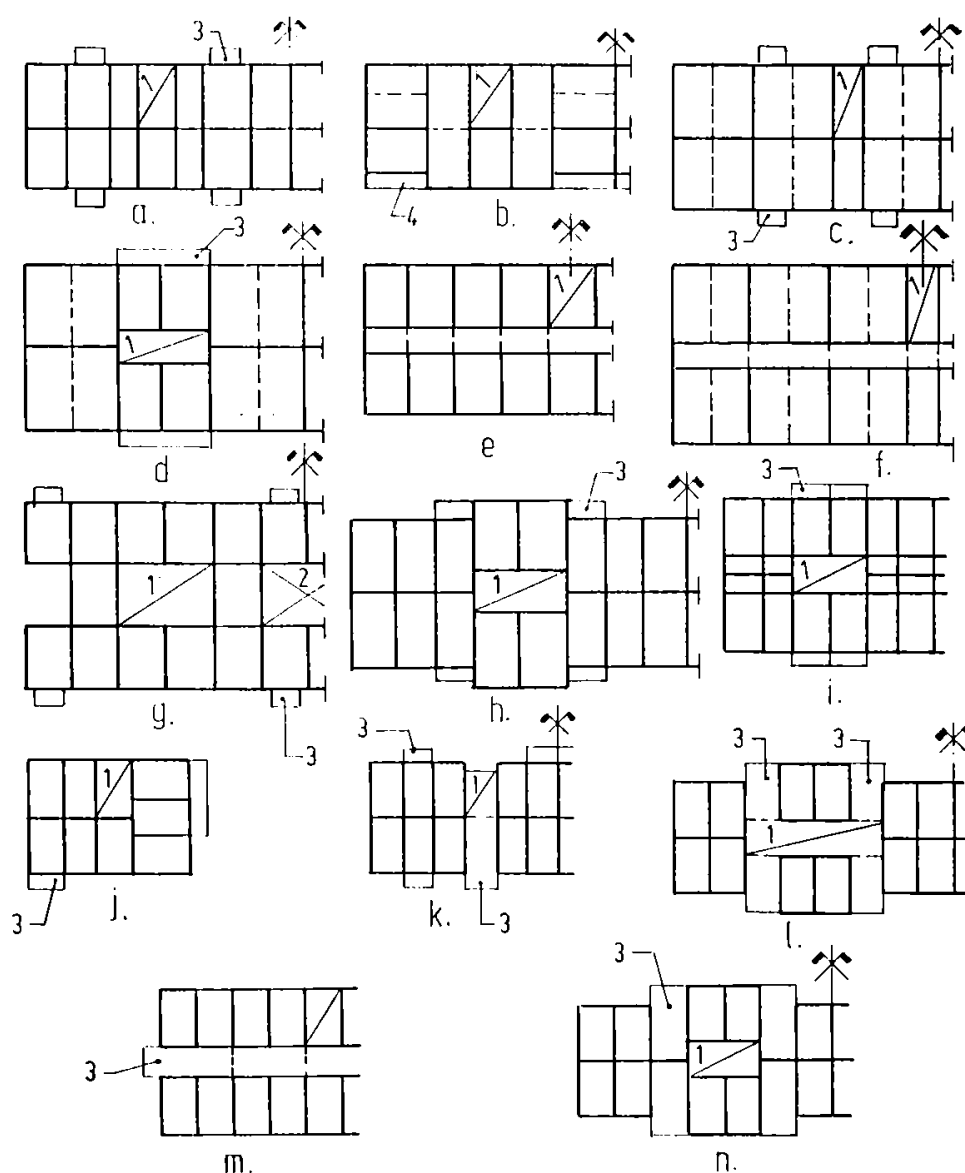


Figura 4.6.
SCHEME CON-
STRUCTIVE LA
CLĂDIRI CU
PANOURI
MARI

1 - casa scării;
2 - curte interioară; 3
- balcon; 4 - logie.

Se mai precizează că:

- diafragmele verticale, din panouri formează console complexe, din console elementare în același plan sau în planuri perpendiculare, asamblate prin îmbinări verticale; consolele elementare sunt alcătuite din șiruri de panouri suprapuse, asamblate prin îmbinări orizontale;
- diafragmele orizontale sunt alcătuite din panouri asamblate prin îmbinări orizontale;
- panourile de pereți și planșee, precum și îmbinările, se vor executa din același tip de beton, pentru a asigura omogenitatea materialului; utilizarea de betoane diferite se admite doar la clădiri cu max. 5 niveluri.

Se atrage atenția ca:

- buiandrugii, importanți disipatori de energie în cazul solicitărilor seismice, să fie armați corespunzător;
- îmbinările între panouri să fie capabile de ductilitate (dispunerea de armături din oțeluri ductile) pentru a putea absorbi energia dezvoltată de șocurile seismice;
- la solicitări mari, îmbinările trebuie să fie capabile de plastifiere, evitându-se astfel distrugerea clădirii prin rupere casantă;
- numărul maxim de niveluri supraterane se limitează funcție de zona seismică a amplasamentului astfel:
 - gradul 6, 7 și 8 seismic impune maxim 9 niveluri,
 - gradul 9 seismic impune maxim 5 niveluri.

4.1.3.2. Alcătuirea infrastructurii

În situațiile curente, prin proiectare se dirijează apariția deformațiilor postelastice din acțiunile seismice de mare intensitate în suprastructură, iar infrastructura rămâne solicitată în domeniul elastic.

Infrastructura clădirilor de locuit cu panouri mari se realizează de regulă cu subsol general. Pereții infrastructurii vor avea de regulă o grosime superioară grosimii adoptate în suprastructură. P85-93 [146] prevede pentru pereții de contur ai subsolurilor o grosime minimă de 250 mm, iar pentru cei interiori de cel puțin 200 mm.

Pentru a se obține o armare economică la înconvoiere și la forță tăietoare, se adoptă o înălțime suficientă a infrastructurii.

Golurile pentru instalații vor avea dimensiuni minime și vor fi dispuse în afara zonelor cu solicitări mari. În cazul golurilor cu dimensiuni mari, se vor prevedea goluri rotunde sau cu colțuri teșite în locul golurilor dreptunghiulare. În jurul golurilor se prevede o armătură de bordaj de secțiune cel puțin egală cu cea a barelor întrerupte prin prezența golului.

Procentele de armare orizontale și verticale în pereți vor fi de minim 0,25%, iar armarea minimă în ambele direcții a plășului 0,20%, dar cel puțin 6 bare \varnothing 8/m.

Normativul P101-78 [143] specifică faptul că pereții subsolului pot fi realizați în soluție monolită sau prefabricată, cu realizarea de centuri pe toți pereții la partea superioară, sub planșeu în cazul pereților monoliți și la partea inferioară în cazul panourilor prefabricate.. În cazul în care pereții subsolului sunt prefabricați, panourile vor avea prevăzute pe fețele laterale profiluri și mustăți sau bucle de armătură, care vor fi înădite în cadrul îmbinărilor verticale prin sudură sau suprapunere. Rezemarea panourilor de pereți pe centura cuzinet se va face prin subbetonare, iar fața inferioară a panoului va fi prevăzută cu praguri dese și mustăți sau bucle.

4.1.3.3. Alcătuirea panourilor

a) Elementele prefabricate care alcătuiesc structura sunt de regulă sub formă de elemente plane - panouri mari, dar funcție de forma concretă a pereților, de tehnologia de execuție, de mijloacele de ridicare și transport, se pot adopta și alte forme spațiale sau de bare.

Elementele prefabricate se realizează din beton de clasă minimă Bc20, cele pentru pereți interiori de grosime minimă de 140 mm pentru clădiri cu maxim 5 niveluri și minim 160 mm pentru clădiri mai înalte.

Panourile de pereți exteriori vor fi de regulă alcătuite din trei straturi:

- strat interior de rezistență din beton armat, cu o grosime ce poate fi cu 20 mm mai mică decât cea indicată pentru pereți interiori și va fi corelată cu numărul, poziția și natura elementelor de legătură de stratul exterior;
- un strat termoizolant intermediar realizat dintr-un material rigid;
- un strat exterior de protecție, din beton armat de grosime minimă de 60 mm.

Nervurile de legătură între cele două straturi de beton, de grosime între 40 și 60 mm, se stabilesc funcție de dimensiunile, forma panoului și a golurilor, de valoarea solicitărilor, modul de execuție și necesitatea reducerii punților termice.

Panourile de planșeu au grosimea stabilită pe criterii de rezistență, stabilitate, izolare fonică, dar minim 120 mm, și pot rezema pe 4, 3 sau chiar 2 laturi, funcție de forma și poziția camerelor, existența logiilor și a balcoanelor. Panourile de balcon se realizează, de regulă, prin scoaterea în consolă a panourilor de planșeu.

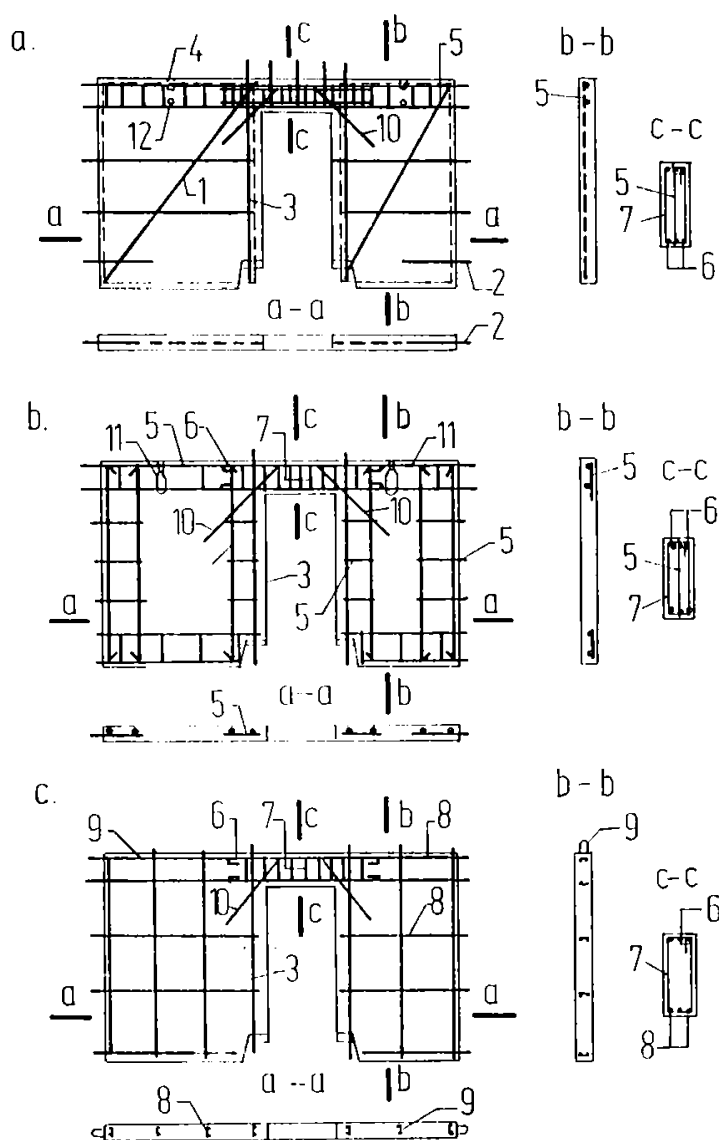


Figura 4.7.

EXEMPLE DE ARMARE A PANOURILOR PORTANTE DE PEREȚI INTERIORI

a - cu plase generale în planul median al panoului; b - cu carcasse locale în planul median al panoului; c - cu carcasse întrepătrunse (armare în două planuri);

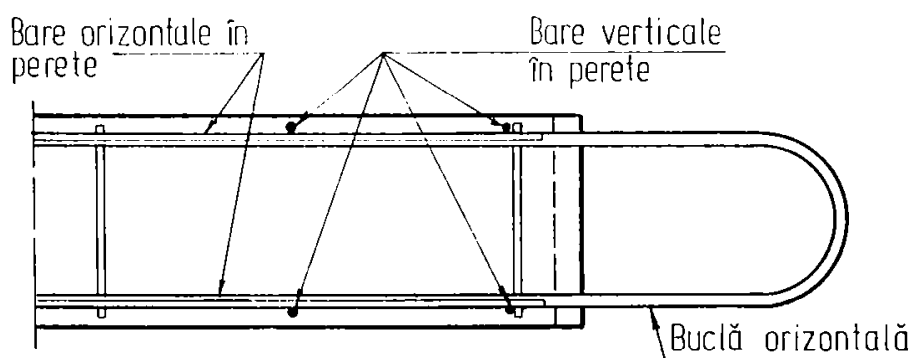
1 - plasă generală sudată; 2 - mustăți legate de plasa generală; 3 - bare verticale de bordare a golului; 4 - bucuțe de centrare; 5 - carcasse sudate; 6 - bare izolate; 7 - etrieri închiși; 8 - carcasse perpendiculare pe planul panoului; 9 - cârlige de ridicare în prelungirea carcaselor verticale; 10 - bare de armătură înclinată dispuse deasupra golurilor; 11 - bucuțe de ridicare; 12 - goluri lăsate în panou pentru introducerea dispozitivului de ridicare.

b) Armarea panourilor (figura 4.7) se realizează cu bare armătură PC 52, PC 60, OB 37 și STNB de preferință sub formă de plase și carcasse sudate. Armarea în câmp a panourilor, realizată din două plase, va respecta condițiile de armare minime pentru armătura orizontală și verticală. Pe conturul panoului se prevede o armătură de bordare alcătuită din bare izolate sau carcasse sudate, pentru a prelua solicitările care apar în fazele de manipulare, transport și montaj. La panourile cu goluri de uși, pentru a micșora eforturile care apar în riglele de cuplare în fazele de manipulare, transport și montaj, la partea inferioară a golurilor se vor monta dispozitive speciale de rigidizare recuperabile. Golurile de uși și ferestre se bordează cu bare izolate sau carcasse, funcție de solicitările panoului, și se recomandă armarea suplimentară a colțurilor cu bare înclinată pentru reducerea fisurării, în special la manipularea panourilor.

Riglele de cuplare se armează conform prevederilor de la punctul 4.3.2.4. Dacă se urmărește conlucrarea cu centura, crierii trebuie dimensionați și pentru rolul de conectori.

Barele verticale, rezultate ca necesare din calculul de înconvoiere cu efort axial de compresiune sau întindere, care nu se pot dispune în monolitizările verticale, se vor dispune cât mai aproape de marginile panoului. În cazul panourilor cu goluri de uși, barele verticale ale armăturii continue se amplasează în imediata apropiere a golului. Acoperirea minimă a acestor armături este de 50 mm.

Armăturile scoase din panou sub formă de mustăți drepte sau sub formă de bare se vor dispune la interiorul celor două plase de armare a inimii pereților. În cazul armăturilor realizate sub formă de bucle de diametru mare, trebuie luate măsuri pentru asigurarea unui ancoraj corespunzător, prin prevederea a 2 - 3 bare transversale sudate (figura 4.8).



Atât mustățile care pătrund în îmbinările verticale, cât și cele prin care se asigură continuitatea armăturilor verticale intermediare, trebuie plasate centric, pentru o transmitere directă, fără excentricitate, a eforturilor de întindere. Pentru aceasta este necesară prevederea de dispozitive și armături suplimentare, în vederea asigurării poziției mustăților pe durata betonării și transportului.

Figura 4.8. DETALIU DE BUCLĂ ORIZONTALĂ

turi suplimentare, în vederea asigurării poziției mustăților pe durata betonării și transportului.

4.1.3.4. Alcătuirea îmbinărilor

a) Principii de bază în alcătuirea îmbinărilor

Îmbinările dintre elementele prefabricate care alcătuiesc pereții structurali prefabricați, trebuie să asigure, prin modul de realizare, o comportare similară a pereților prefabricați cu cea a pereților monoliți, sub aspectul rigidității și al capacității de rezistență și ductilitate.

P85-93 [146] indică folosirea, în toate cazurile, a îmbinărilor de tip umed cu beton armat. Avantajele prezentate față de îmbinările de tip uscat prin elemente metalice (care implică și prevederea de plăci și profile înglobate, ancorate în praznuri) sunt:

- posibilitatea transmiterii continue a eforturilor de compresiune și de lunecare;
- limitarea sau chiar evitarea completă a eforturilor de întindere transversală rezultate din devierea eforturilor, prezente practic întotdeauna în cazul îmbinărilor cu piese metalice;
- simplitatea execuției, inclusiv prin admiterea de toleranțe sensibil mai mari.

Pe această bază, îmbinările umede cu beton armat sunt, practic, totdeauna preferabile.

Clasificarea îmbinărilor funcție de poziția și rolul în structură le împarte în:

- îmbinări verticale, sub formă de stâlpi din beton armat turnat în spațiile verticale dintre panourile de pereți și care asigură legăturile orizontale dintre panouri;
- îmbinări orizontale, sub formă de centuri turnate în spațiile orizontale între panouri, care asigură legătura verticală între panouri și legătura dintre pereții prefabricați și planșeele prefabricate.

Cerința de bază este ca îmbinările, atât cele verticale cât și cele orizontale, să fie alcătuite în așa fel încât să poată prelua și transmite eforturile ce apar în zona respectivă.

Principiile de bază care trebuie respectate la alcătuirea îmbinării sunt prezentate în P101-78 [143] și P85-93 [146]:

- Prin dimensionarea îmbinărilor trebuie să li se asigure o comportare în domeniul elastic pentru solicitarea la lunecare [146]. În [143] se indică o comportare elasto-plastică, îmbinările fiind caracterizate de o deformație elastică (sub acțiunea încărcărilor normate), iar înainte de rupere prin producerea unor lunecări relativ mari, cu alungirea plastică a armăturilor, fără scăderi importante ale forței tangențiale, aceste fenomene de plastifiere conducând la evitarea pericolului unei rupturi casante (figura 4.9).

În P85-93 [146] se arată că la structurile cu diafragme, proiectate în conformitate cu prescripțiile în vigoare [145], este esențială posibilitatea mobilizării capacității de deformare postelastice asociată solicitării de înconvoiere. În consecință, structurile prefabricate nu trebuie să se rupă prematur în îmbinări. De exemplu în cazul îmbinărilor verticale cu dinți și armături transversale, o concepție de proiectare corectă trebuie să aibă în vedere dezvoltarea unei forțe de lunecare maxime în îmbinare, sensibil mai mică decât valoarea lunecării capabile în regim de solicitare monoton crescătoare (figura 4.10). Aceasta deoarece incursiunile în domeniul deformațiilor mari sunt asociate cu

ruperea dinților a căror capacitate de rezistență nu se poate reface, ci numai eventual înlocui prin introducerea unor elemente structurale, preluarea lunecărilor în rost fiind asigurată numai prin efectul de coasere al armăturilor transversale. Intervine o degradare dramatică a rezistenței și a capacității de absorbție de energie, care afectează capacitatea de rezistență a pereților structurali la forțe horizontale și implicit siguranța de ansamblu.

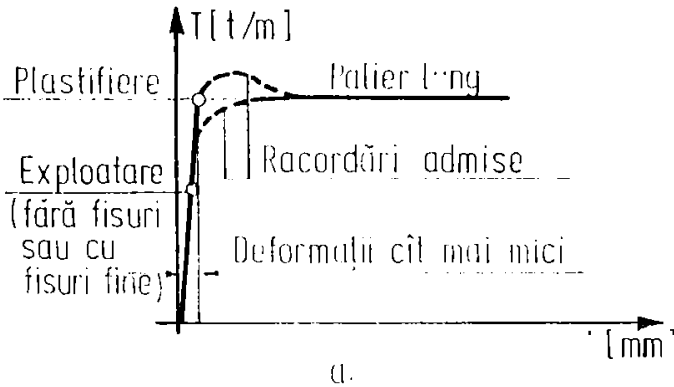
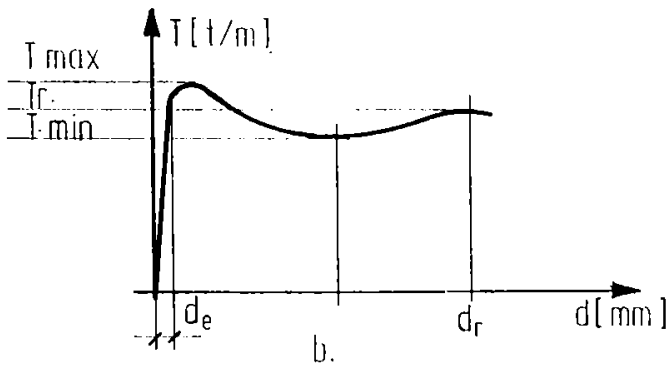


Figura 4.9. COMPORTAREA ÎMBINĂRILOR LA ACȚIUNEA UNOR SOLICITĂRI TANGENȚIALE

a - curba caracteristică a unei îmbinări ideale;

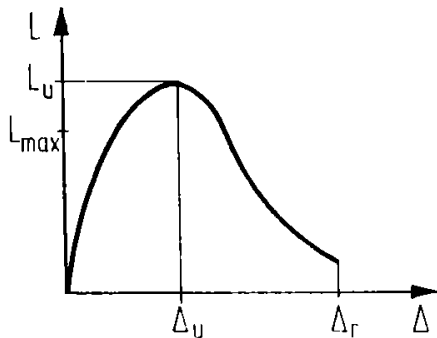
b - exemplu de curbă caracteristică a unei îmbinări elasto-plastică.



- Transmiterea forțelor de compresiune de la un panou la altul se face conform [146] prin contact nemijlocit prin intermediul betonului de monolitizare, spre deosebire de normativul P101-78 [143] care admitea în cazul îmbinărilor orizontale și transmiterea prin mortar de ciment.

- Forțele de întindere se transmit exclusiv prin armături înădite prin sudură, petrecere sau bucle petrecute.

- Forțele de lunecare între panouri se transmit prin alveole, praguri, (dinți), armături care traversează îmbinarea și care sunt corespunzător ancorate. Prin întinderea acestor armături se crează un efect de diagonală comprimată sau un efect echivalent de frecare pe suprafața de separație între betoane de vârste diferite.



Preluarea lunecărilor se realizează printr-un mecanism de tip grindă cu zăbrele, în care efortul din armătura care traversează rostul echilibrează efortul de compresiune din diagonala comprimată aplicat între pragurile dinților (figura 4.11) sau printr-un mecanism echivalent de frecare [148]. Primul mecanism este activ în îmbinările verticale cu dinți, iar al doilea în îmbinările orizontale de la nivelul planșelor.

Figura 4.10. CURBA CARACTERISTICĂ LUNECARE-DEPLASARE LA SOLICITARE MONOTON CRESCĂTOARE

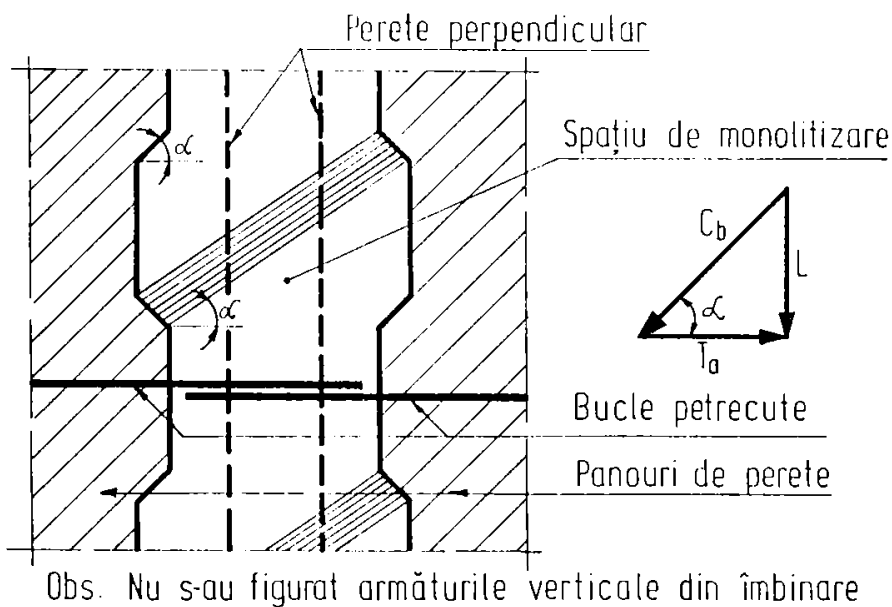


Figura 4.11. MECANISMUL DE TRANSMITERE A LUNECĂRII DE TIP GRINDĂ CU ZĂBRELE

- Transmiterea eforturilor normale și tangențiale se va face cât mai distribuit, pentru a evita concentrarea de eforturi în anumite zone.
- La stabilirea dimensiunilor elementelor de îmbinare se va avea în vedere crearea spațiilor necesare pentru montarea și înădirea armăturilor,

o betonare și o vibrare în condiții corespunzătoare.

Asigurarea unui beton compact și rezistent, care să umple spațiile dintre dinți, este vitală pentru rezistența îmbinării verticale, de exemplu dacă se are în vedere mecanismul ei de rezistență. Execuția nesatisfăcătoare a îmbinărilor la construcțiile cu panouri mari realizate în România s-a datorat, în mare măsură, faptului că spațiile de betonare prevăzute în proiecte erau insuficient de mari față de tehnologiile de turnare a betonului aplicate pe șantier. Adoptarea de soluții care prevedeau rezemarea panourilor de planșeu direct pe panourile de pereți (conform P101-85 [143] - figura 4.12 și figura 4.13), ca și adoptarea unor soluții de îmbinări verticale cu panourile de pereți practic în contact în îmbinare (de tip "închis"), nu au permis nici betonarea și vibrarea corespunzătoare, și nici controlul calității betonului turnat.

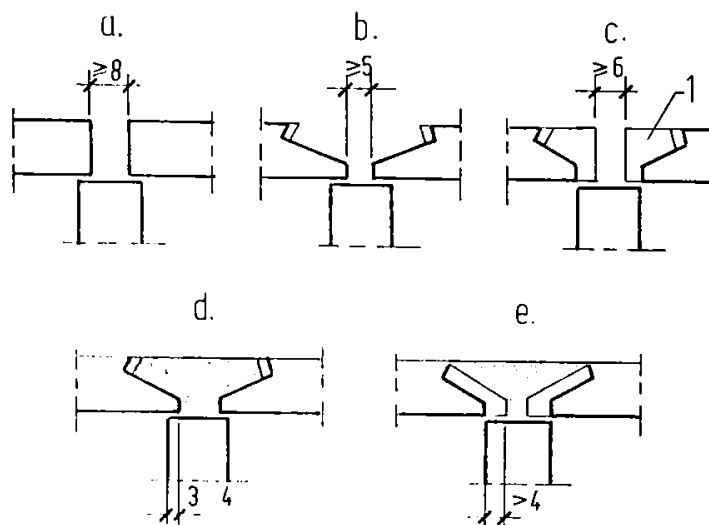


Figura 4.12. ALCĂTUIREA CENTURILOR

a, b, c - lățimea minimă a centurilor; d - rezemarea continuă a panourilor de planșeu;
e - rezemarea discontinuă a panourilor de planșeu.

Prevederile din P85-93 [146] ce vor fi prezentate în continuare au urmărit eliminarea acestor deficiențe.

Normativul P85-93 [146] prevede în mod obligatoriu ca atât îmbinările verticale, cât și cele orizontale să fie de tip deschis, pentru a permite controlul vizual al calității betonului turnat.

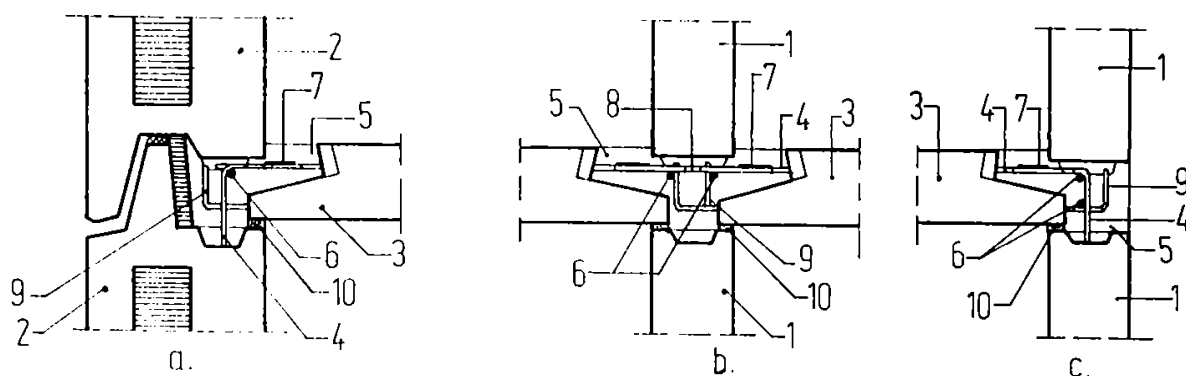


Figura 4.13. EXEMPLE DE ÎMBINĂRI ORIZONTALE

a - îmbinare exterioară; b - îmbinare interioară; c - îmbinare cu rost;

1 - panou de perete interior; 2 - panou de perete exterior; 3 - panou de planșeu; 4 - mustăți din oțel beton; 5 - centură executată prin subbetaonare; 6 - bare longitudinale în centură; 7 - cordon de sudură; 8 - eclise din oțel beton; 9 - mustăți $\varnothing 6$ sau $\varnothing 8$ ancorate în centură; 10 - mortar de ciment.

b) Îmbinările verticale [146]

Fețele laterale ale panourilor vor fi profilate sub formă de dinți având de regulă configurația din figura 4.14. Se recomandă ca raportul h/d să fie mai mic de 8, iar unghiul α să nu depășească 30° . Profilul optim al dinților și dimensiunile acestora depind și de distanța dintre marginile panourilor de perete, care sunt poziționate față în față în îmbinare, în vederea realizării unui unghi favorabil al diagonalelor comprimate. Pe măsură ce înclinarea diagonalelor crește, scade efortul de compresiune în beton și se sporește efortul din armătura orizontală din rost și invers. La rândul ei distanța dintre fețele panourilor este dictată de grosimea panourilor și de spațiul necesar unei bune betonări și vibrări. Ca o consecință, profilul panourilor trebuie să rezulte dintr-o analiză de optim pe baza considerentelor de mai sus.

Lungimea totală a secțiunilor de forfecare a dinților (Σh) va fi aproximativ jumătate din înălțimea panoului. Prevederea privind lungimea totală a dinților are în vedere faptul că la rezistențe egale (clase de beton identice), rezistența dinților panoului prefabricat și a celor din monolitizări trebuie să fie egală. Limitarea inferioară a numărului de dinți pe înălțimea unui nivel urmărește transmiterea cât mai uniformă a eforturilor în lungul îmbinării.

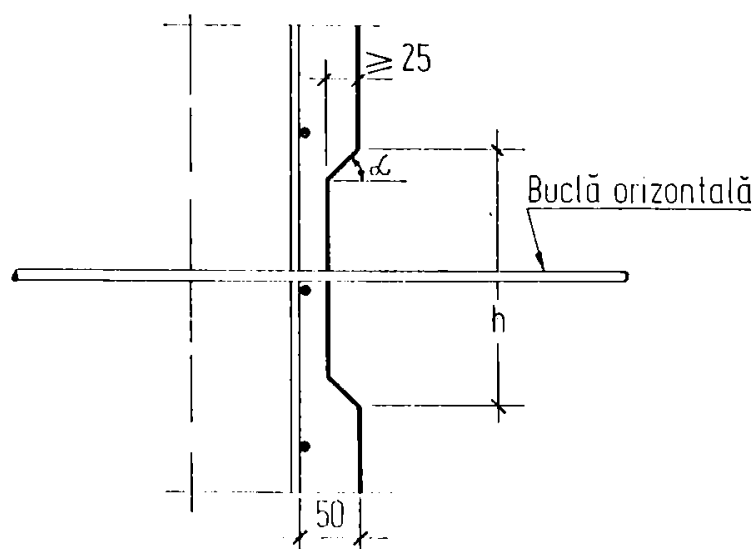


Figura 4.14. DETALII DE PROFILATURĂ LA PANOURILE DE PEREȚI

Mustățile orizontale se pot realiza cu bare drepte înădite prin sudură (figura 4.15.a) sau sub formă de bucle petrecute (figura 4.15.b, c), soluție recomandabilă. Numărul legăturilor de armătură pe înălțimea unui nivel va fi de minim 5. Armăturile sub formă de mustăți vor fi poziționate în intrândurile dinților. Această prevedere urmărește conservarea integrității dinților, vitală pentru asigurarea capacității de rezistență la lunecare. S-a observat în practică faptul că plasarea armăturilor în dreptul dinților are efecte defavorabile, la decofrare betonul dinților fiind afectat pe zone importante.

P85-93 [146] face trimitere la STAS 10107/0-90 [148] cu privire la raza minimă de curbură - diametrul maxim al buclei în cazul utilizării mustăților sub formă de bucle de tip semicircular.

În îmbinările verticale se prevăd și etrieri suplimentari intermediari buclelor, cu diametrul minim de $\varnothing 6$ mm. Distanța maximă între legăturile transversale ale barelor verticale este de $10d$ (d fiind diametrul barelor verticale din îmbinarea verticală).

c) Îmbinările orizontale [85, 86, 146]

Fețele superioare și cele inferioare ale panourilor de pereți pot fi realizate cu alveole (amprente) pe adâncimi de 20 - 25 mm sau chiar cu suprafețe plane cu rugozitate sporită.

Îmbinările se alcătuiesc sub forma unor centuri continue având, de regulă, o înălțime egală cu grosimea panourilor de planșeu.

Panourile de planșeu vor avea dimensiunile egale cu lungimea deschideilor dintre pereți, mai puțin 150 mm (figura 4.16) și vor fi montate provizoriu pe popi sau cricuri de perete, juguri etc. Se admite rezemarea panourilor de planșeu pe peretele inferior prin intermediul unor bucle întărite. Se recomandă ca fețele laterale ale panourilor de planșeu să fie realizate cu o ușoară înclinare față de verticală, de aproximativ 10° (figura 4.17).

În P85-93 [146] se impune, pentru prima dată în prescripțiile românești, evitarea rezemării directe a panourilor de planșeu pe pereți prin intermediul dinților. Soluția de tip rezemare a panourilor de planșeu de peretele inferior, practic generalizată în perioada anterioară, conduce la întreruperea pe zone relativ mari a continuității pereților verticali, ca urmare a execuției imperfecte și a imposibilității practice a prevederii unui mortar de poză, turnat sau matat ulterior montării. De asemenea secțiunea centurii este gătită în anumite zone unde nu există spațiul necesar dispunerii barelor longitudinale și înglobării lor în beton.

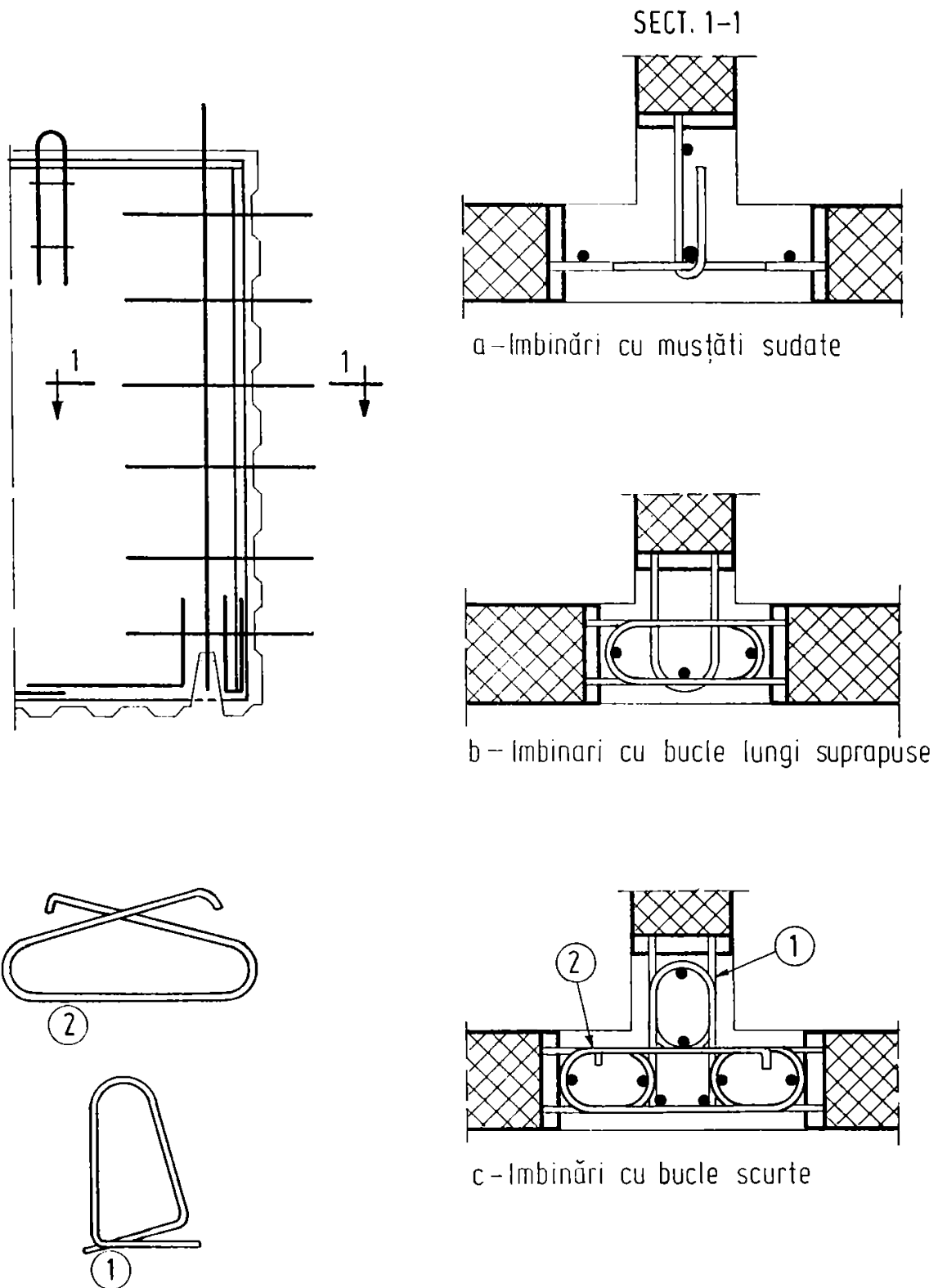
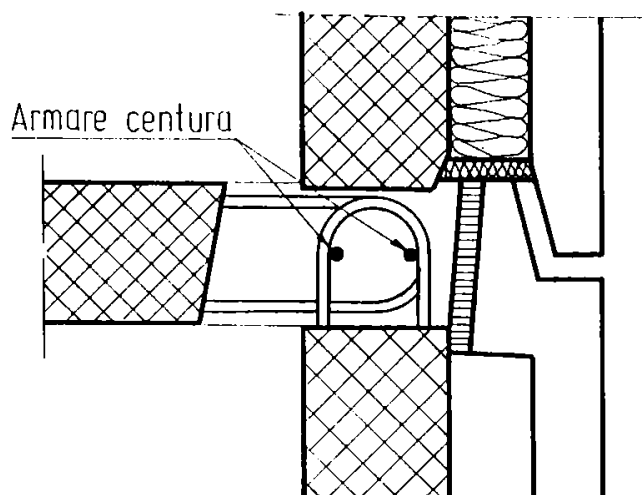
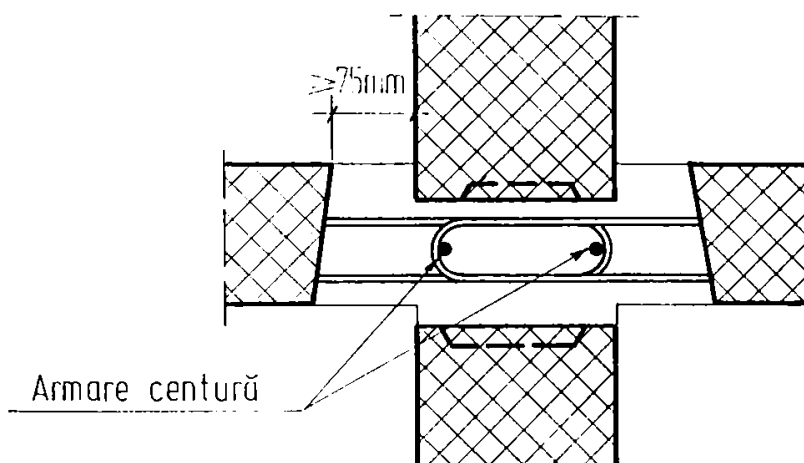


Figura 4.15. EXEMPLE DE ÎMBINĂRI VERTICALE



a - Pe perete exterior

Figura 4.16. DETALII
REZEMARE PLANȘEE

b - Pe perete interior

Rezemarea panourilor de pereți pe îmbinarea orizontală se poate realiza:

- pe un strat de mortar vâscos matat sub panou într-un spațiu de 15 - 20 mm deasupra centurii;
- direct pe betonul din centură, turnat după montarea pereților de deasupra (subbetonare).

Al doilea procedeu este preferabil și în acest caz se recomandă ca marginea inferioară a panoului să fie înneacă 20 - 30 mm în grosimea centurii.

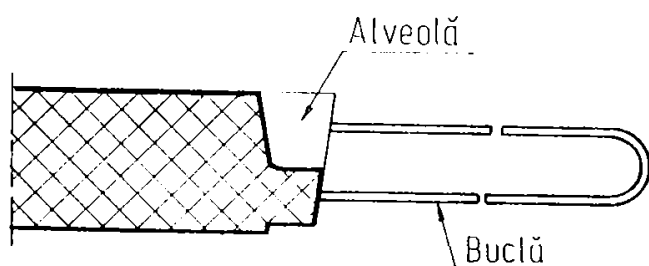
Armăturile verticale din panouri cu rol de conectori și armătura de rezistență intermediară de înconvoiere se realizează de regulă cu bare mai puține și cu diametru mai mare (≥ 14 mm) care se înneacă prin sudură în nișă special prevăzute la partea inferioară a panourilor de pereți, cu dimensiuni

corelate cu lungimile necesare înmădării. Prin modul de realizare a detaliilor de înmădire se va urmări transmiterea centrică fără devieri a eforturilor de întindere din armături.

Se admit și alte soluții de realizare a armăturilor verticale care traversează îmbinarea orizontală (de exemplu soluția cu bucle petrecute), dar aceste soluții trebuie să satisfacă condițiile structurale privind transmiterea eforturilor ce le revin și o execuție simplă și sigură.

Armătura longitudinală din centură va fi alcătuită din cel puțin două bare și va fi ancorată corespunzător (se prevede o lungime de ancorare de $40\varnothing$ pentru barele PC 52, PC 60 și OB 37 cu cârlige și $60\varnothing$ în cazul barelor OB 37 fără cârlige).

Figura 4.17. DETALIU FAȚĂ LATERALĂ PLANȘEU



Armătura transversală a centurilor este realizată de mustățile ce ies din panourile de planșeu, alcătuite de regulă suțormă e bucle și, după caz, de etrieri suplimentari cu diametrul minim de $\varnothing 6$ mm.

4.2. Calculul structurilor la acțiunea seismică

4.2.1. Modelarea în calcul a comportării structurale

Pentru determinarea efectelor acțiunii seismice asupra structurilor se utilizează modele de calcul idealizate care trebuie să reflecte configurația generală a structurilor, distribuția maselor și a rigidităților, caracteristicile de rigiditate, legăturile cu mediul exterior, iar în cazul utilizării metodelor de calcul neliniar, și distribuția capacităților de rezistență și deformare. Aceste metode trebuie să țină seama și de elementele nestructurale care pot influența în mod semnificativ răspunsul structurii.

În modelarea structurii se admit următoarele simplificări și aproximații:

- distribuția reală a maselor se poate înlocui cu una ce reduce volumul de calcul fără a afecta în mod sensibil rezultatele (exemplu: concentrarea maselor la construcțiile etajate, la nivelurile planșeelor), punctele de concentrare a maselor vor fi punctele de aplicare a încărcărilor seismice;
- plășeele din beton armat alcătuite conform prescripțiilor în vigoare [148] pot fi considerate infinit rigide în planul lor;

- pentru structurile la care numărul de deschideri și de niveluri depășește capacitatea de cuprindere a programelor de calcul automat sau în cazul în care volumul de operații și timpul de lucru este mare, se admite utilizarea de modele structurale condensate.

Caracterul spațial al acțiunii seismice se reflectă în calculele ingineresti prin:

- considerarea ca sistem de referință a trei axe ortogonale, una verticală și două orizontale;
- în cazul metodei de calcul simplificat (metoda A) se efectuează analize separate, considerând că acțiunea seismică are direcția pe rând a celor două axe orizontale; cele două ipoteze se consideră independente, iar eforturile corespunzătoare nu se suprapun.

În modelarea structurală se va lua în considerare atât construcția în elevație, cât și terenul de fundare - zona activă adiacentă construcției.

4.2.2. Metode de calcul a structurii la acțiunea seismică

4.2.2.1. Metoda curentă de proiectare (Metoda A)

Calculul structurilor de rezistență la acțiuni seismice se face la stări limită, în conformitate cu prescripțiile generale de verificare a siguranței construcțiilor conform STAS10100/0-75 [147].

a) Metoda statică liniară

Caracterul dinamic al acțiunii seismice se consideră în mod în mod simplificat, prin adoptarea unor distribuții ale încărcării statice echivalente care țin seama de formele proprii de vibrație ale structurilor și de ponderea relativă a acestora în deformația totală a construcției.

În calculul eforturilor și deplasărilor structurii sub acțiunea încărcărilor seismice de calcul se consideră că structurile lucrează elastic. Se utilizează modulii de elasticitate (de deformație) precizați în prescripțiile specifice de proiectare a structurilor din diverse materiale.

Tipul modelului structural poate fi:

- plan cu considerarea simplificată a efectelor de torsiune generală;
- spațial.

În primul caz valorile eforturilor de la extremitățile unor elemente ale structurii se modifică în raport cu valorile rezultate din calculul structural în vederea impunerii mecanismului de plastificare dorit.

În al doilea caz, diagramele de eforturi pe elemente structurale sunt cele asociate mecanismului de plastificare.

b) Metoda de calcul dinamic liniar

Metoda constă în integrarea numerică a ecuațiilor diferențiale care exprimă caracterul dinamic la fiecare moment de timp al răspunsului seismic elastic.

Excitația seismică este prezentată prin accelerograme înregistrate pe amplasament sau prin accelerograme care, prin conținutul de frecvențe al mișcării, sunt caracteristice pentru zona amplasamentului.

Tipul modelului structural poate fi plan sau spațial.

La dimensionarea structurii, ordonatele diagramelor de eforturi în momentele de solicitare maximă vor fi reduse în raportul dintre valoarea forței seismice de calcul statice echivalente și valoarea forței tăietoare de bază înregistrată în momentele respective.

În metoda A se impun următoarele condiții generale:

- condiția de rigiditate: valorile de calcul ale deplasărilor trebuie să fie mai mici decât cele valorile admisibile;
- condiția de ductilitate: se exprimă în mod aproximativ prin condiții de alcătuire a secțiunilor în funcție de valorile eforturilor secționale.

În cadrul acestei metode nu se poate verifica explicit realizarea mecanismului de plastificare urmărit.

4.2.2.2. Metoda B - metoda bazată pe considerarea proprietăților de deformare a structurii

Metoda B, bazată pe considerarea proprietăților de deformare neliniară a unei structurii, permite dirijarea, într-o manieră explicită, a formării mecanismului de plastifiere a structurii.

a) Metoda de calcul static neliniar

Metoda este situată la un nivel intermediar de complexitate între metoda de calcul static echivalent și cea de calcul dinamic neliniar. Se recomandă în cazul structurilor cu alcătuire mai puțin ordonată sau cu regim de înălțime superior celui obișnuit, în completarea calculelor ingineresti obligatorii pe care le presupune metoda curentă de proiectare.

Metoda constă într-un calcul biografic în care încărcările gravitaționale sunt considerate constante, iar încărcările orizontale sunt aplicate static și monoton crescător, distribuite după mai multe legi posibile care au în vedere ponderi diferite ale modurilor proprii de vibrație.

Se evidențiază pentru această ipoteză de încărcare: succesiunea formării articulațiilor (zonelor plastice), deplasările capabile ale structurii și forțele orizontale asociate.

O varietate a metodei este aceea în care se investighează direct echilibrul la limită (considerând valorile momentelor de plastificare în secțiunile plastice potențiale) pentru structura în întregime sau părți ale acesteia.

b) Metoda de calcul dinamic neliniar

Este, ca și metoda precedentă, o metodă de verificare; se aplică unor structuri la care capacitățile secționale de rezistență și de deformare pot fi evaluate. În evaluarea acestor caracteristici se utilizează valori ale rezistențelor materialelor apropiate de valorile medii.

Metoda de calcul dinamic neliniar se bazează pe integrarea ecuațiilor de echilibru dinamic exprimat la pași de timp suficient de mici. Admite caracteristici de rigiditate constante pe durata fiecărui interval de timp, dar variabile de la un pas de timp la altul, în concordanță cu dezvoltarea deformațiilor plastice și a degradărilor structurale.

Aplicarea metodei presupune cunoscute relațiile efort - deplasare pentru fiecare element al structurii, precum și legea de mișcare a bazei.

Metoda de calcul dinamic neliniar permite determinarea principalelor caracteristici ale răspunsului seismic al structurii pe durata de acțiune a cutremurului. De asemenea permite determinarea explicită a cerințelor de ductilitate în diferite zone ale structurii. Metoda reprezintă un instrument prin intermediul căruia se poate dirija dezvoltarea unui mecanism structural de plastificare favorabil.

4.3. Calculul structurilor cu pereți structurali la acțiunea încărcărilor gravitaționale și orizontale

4.3.1. Indicații generale

Calculul structurilor cu pereți structurali de beton armat se poate face, în cazurile curente, numai pentru gruparea specială de încărcări cuprinzând încărcarea seismică de calcul. Această prevedere se bazează pe faptul că gruparea specială de încărcări, care include încărcarea seismică de calcul, induce în structurile cu pereți structurali de beton armat solicitările maxime, chiar și în zonele seismice de calcul E și F (excepție fac construcțiile speciale).

Proiectarea antiseismică a structurilor cu pereți structurali pe baza instrucțiunilor P85-93 [146] are în vedere un răspuns seismic preliminar al ansamblului suprastructură - infrastructură - teren de fundare, implicând absorbția și disiparea de energie prin deformații postelastice. În consecință:

- se urmărește localizarea deformațiilor postelastice în elementele suprastructurii, având în vedere asigurarea unei comportări ductile pentru aceste elemente;
- în cazuri speciale se admite realizarea structurii astfel ca deformațiile postelastice să fie dirijate în infrastructură sau teren de fundare;
- la dirijarea deformațiilor postelastice, în unul sau mai multe dintre cele trei elemente ale ansamblului suprastructură - infrastructură - teren de fundare, corelarea capacităților de rezistență se face pe baza valorilor medii ale rezistenței betonului, armăturii și terenului de fundare.

Concentrarea deformațiilor plastice cu prioritate în elementele suprastructurii reprezintă o componentă de bază a concepției proiectării antisismice pe plan modal, datorită posibilității controlului comportării structurii la acțiuni seismice.

P85-93 [146] admite pentru construcțiile curente utilizarea metodelor de calcul din categoria A, având în vedere imposibilitatea abordării unui calcul complex al structurii, calcul care ar necesita echipament de calcul special și ar implica un timp îndelungat pentru proiectare.

În aceste condiții, calculul unei structuri cu pereți structurali la acțiunea încărcărilor verticale și orizontale cuprinde următoarele etape:

- alcătuirea inițială a structurii (dispunerea pereților structurali, alegerea formei și a dimensiunilor elementelor structurale);
- schematizarea structurii pentru calcul (stabilirea secțiunilor active ale pereților structurali pentru direcțiile de acțiune ale încărcărilor orizontale, ale riglelor de cuplare);
- stabilirea nivelului de încastrare a pereților;
- determinarea încărcărilor verticale aferente fiecărei diafragme și a eforturilor secționale de compresiune produse de aceste încărcări;
- verificarea preliminară a secțiunilor pereților structurali pe criteriul de ductilitate minimă (eventual modificarea secțiunii dacă este nevoie prin mărirea secțiunii inimii, prevederea de bulbi la capetele libere, mărirea clasei betonului);
- determinarea caracteristicilor de rigiditate ale pereților structurali pentru fiecare direcție de acțiune a încărcărilor orizontale;
- stabilirea încărcărilor orizontale de calcul;
- determinarea eforturilor secționale din încărcările orizontale (se recomandă programe de calcul automat care iau în considerare comportarea spațială a structurii; pentru structurile ordonate, cu geometrie monotonă și înălțimi mici sau mijlocii se pot aplica metode simplificate);
- determinarea eforturilor secționale de dimensionare la acțiunea încărcărilor orizontale;
- calculul și armarea elementelor verticale la compresiune (întindere) excentrică, la forță tăietoare în secțiuni înclinate și calculul armăturilor orizontale în îmbinările verticale la structurile prefabricate;
- calculul și armarea riglelor de cuplare la înconvoiere și la forță tăietoare;
- în cazul structurilor prefabricate, calculul îmbinărilor verticale și orizontale dintre pereți și a îmbinărilor dintre pereți și planșeu;
- determinarea eforturilor în șabtele orizontale formate de planșee și verificarea preluării lor de către planșee;
- evaluarea inițială a dimensiunilor elementelor infrastructurii și a fundațiilor;
- schematizarea infrastructurii pentru calcul, stabilirea încărcărilor, modelarea legăturilor structurale ale elementelor infrastructurii;
- calculul eforturilor secționale în elementele infrastructurii;
- calculul de dimensionare a elementelor infrastructurii și fundațiilor.

4.3.2. Calculul secțiunii pereților structurali

4.3.2.1. Generalități

Proiectarea structurilor cu pereți structurali are în vedere asigurarea unor condiții care să confere elementelor structurale o ductilitate corespunzătoare și să permită, pentru structura în ansamblu, dezvoltarea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei, cu cerințe moderate ale ductilităților, care să fie repartizate cât mai uniform.

Pentru realizarea acestor cerințe, se iau următoarele măsuri în dimensionarea și armarea pereților structurali:

- asigurarea unui mecanism structural favorabil de plastificare prin adoptarea valorilor eforturilor de dimensionare;
- moderarea eforturilor axiale de compresiune în elementele verticale (limitarea dezvoltării zonelor comprimate ale secțiunilor);
- evitarea fenomenelor de instabilitate;
- moderarea eforturilor tangențiale medii în beton, în vederea reducerii riscului ruperii premature la acțiunea forțelor tăietoare;
- asigurarea unor lungimi de ancorare și suprapunere la înădare suficiente pentru armături;
- folosirea unor oțeluri cu suficientă capacitate de deformare plastică (OB 37; PC 52; PC 60) la armarea elementelor în zonele cu sollicitări importante la acțiuni seismice;
- prevederea de procente de armare suficiente în zonele întinse pentru asigurarea unei comportări caracteristice elementelor de beton armat.

Condițiile de dimensionare și alcătuire constructivă sunt diferențiate în conformitate cu P100-92 [145], STAS 10107/0-90 [148] și în cadrul unui element funcție de posibilitatea apariției "zonelor plastice".

În cazul pereților structurali se consideră următoarele zone plastice:

- la riglele de cuplare - întreaga deschidere (lumina);
- la pereții structurali - zona de la baza lor cu lungimea

$$l_p = 0,4h + 0,05H \quad (4.1)$$

rotunjită în plus în cazul clădirilor etajate (figura 4.18) la un număr întreg de niveluri; dacă l_p depășește limita unui nivel cu mai mult de $0,2H_{niv}$.

4.3.2.2. Valorile eforturilor secționale de dimensionare [96, 145, 146]

Valorile de dimensionare ale momentelor înconvoietoare în pereți în secțiuni situate la distanța y față de secțiunea teoretică de încastrare M_y se determină cu următoarea relație (figura 4.19):

$$M_y = 1,3 \cdot \omega \cdot M_{sy} \quad (4.2)$$

unde:

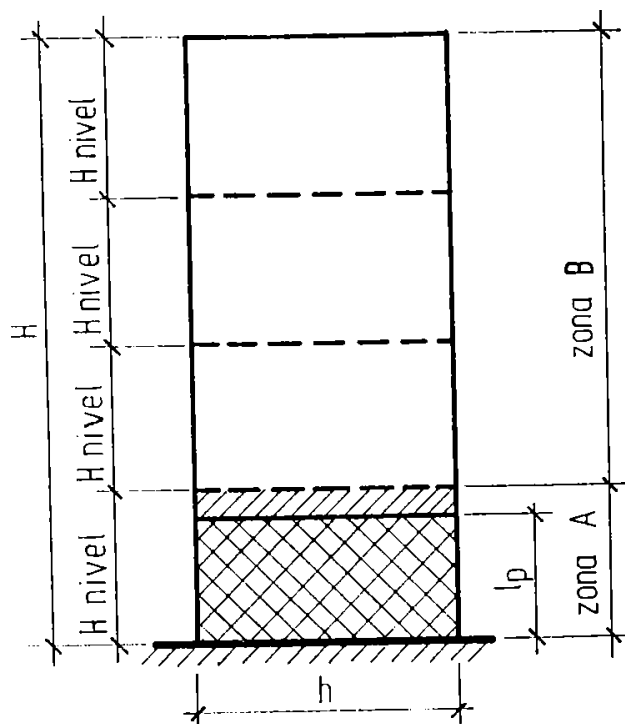


Figura 4.18. ZONA PLASTICĂ POTENȚIALĂ

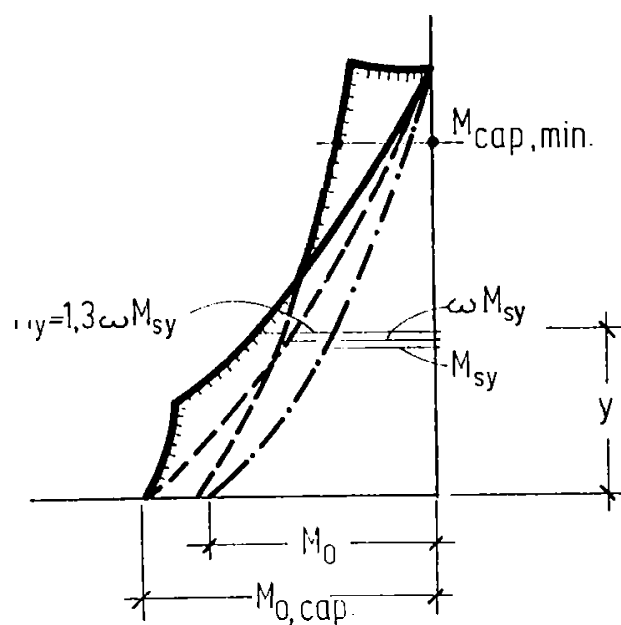


Figura 4.19. MOMENTE ÎNCONVOIETOARE ÎN PEREȚI

M_{sy} - momentul înconvoietor din încărcările seismice de calcul la distanța y

ω - raportul dintre valoarea momentului de răsturnare asociat capacității de rezistență a peretelui structural și valoarea M_0 a momentului de răsturnare corespunzător încărcărilor seismice de calcul.

- la pereții izolați: (figura 4.20.b.)

$$\omega = \frac{M_{0cap}}{M_0} \quad (4.3)$$

unde:

M_{0cap} - momentul capabil la baza peretelui;

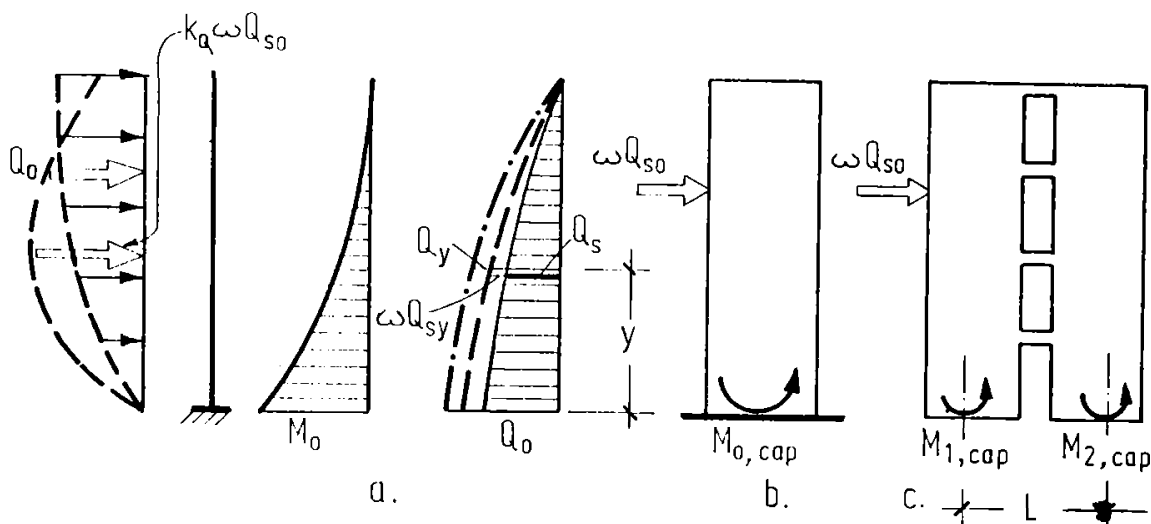


Figura 4.20. DETERMINAREA MOMENTELOR DE DIMENSIONARE DIN PEREȚI

- la pereții cu goluri: (figura 4.20.c.)

$$\omega = \frac{\sum M_{jcap} \pm N_j L_j}{M_0} \quad (4.4)$$

unde:

M_{jcap} - momentul capabil la baza montantului j ;

N_j - efortul axial din montantul j produs de forțele orizontale în situație plasticării riglelor de cuplare la extremități;

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

Stabilirea valorilor momentelor de dimensionare urmărește impunerea mecanismului de plastifiere avantajos cu deformații plastice dezvoltate la capetele riglelor de cuplare și la baza pereților, ceea ce limitează măsurile severe de armare asociate zonelor plastice potențiale într-o zonă restrânsă a peretelui.

Valoarea raportului ω corespunzătoare unui anumit perete se poate obține pe baza echilibrului la limită al montanțului considerat izolat: (figura 4.21):

$$\omega = \frac{M_{j\text{cap}} + (\sum Q_{r,j-1}L_{j-1} + \sum Q_{r,j}L_j)}{M_{0j}} \quad (4.5)$$

unde:

$Q_{r,j}$ - forța tăietoare în riglele de cuplare din șirul j , la plastificarea acestora la ambele capete;

L_j - distanța din axul riglelor din șirul j la axul montanților;

M_{0j} - momentul de răsturnare din încărcările seismice de calcul aferente peretelui j .

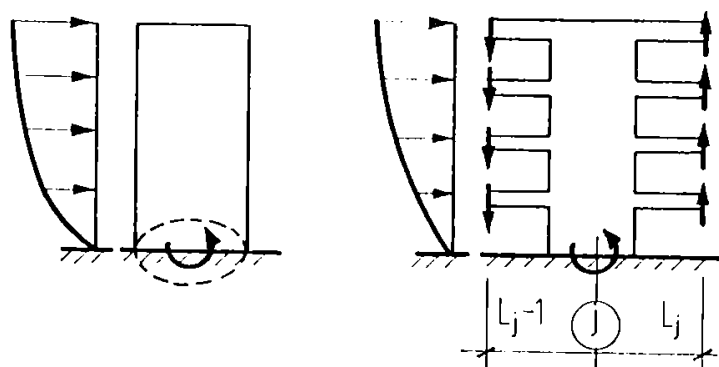


Figura 4.21. SCHEMA ECHILIBRULUI LA LIMITĂ PENTRU DETERMINAREA VALORII LUI ω

Valorile de dimensionare ale forțelor tăietoare Q_y în pereți într-o secțiune situată la distanța y se determină cu relația:

$$1,5Q_{sy} \leq Q_y = k_Q \omega Q_{sy} \leq 4Q_{sy} \quad (4.6)$$

unde:

Q_{sy} - forța tăietoare din încărcările seismice de calcul în secțiunea situată la distanța y față de bază;

k_Q - coeficient ce introduce efectul diferențelor între distribuția reală a forțelor tăietoare și distribuția rezultată prin adoptarea ipotezelor curente de calcul.

Coeficientul de corecție din rețeaua (4.2) a în considerare diferențele dintre distribuția reală și cea de calcul a momentelor, ca urmare a abaterii distribuției forțelor seismice orizontale față de cea admisă în calcul, a unor redistribuții de forțe între pereți și, mai ales, a efectelor modurilor superioare de vibrație în structura plastificată la bază.

$$1,2 \leq k_Q = 1 + 0,03n \leq 1,5 \quad (4.7)$$

unde:

n - numărul de niveluri ale clădirii

În Codul Model C.E.B. coeficientul k_Q este numit factor de amplificare dinamică și are următoarele expresii:

$$k_Q = 0,1n + 0,9$$

când $n \leq 5$

$$k_Q = 1,4 + \frac{0,4(n-5)}{10} \leq 1,8$$

când $n > 5$.

Instrucțiunile P85/82 [144] nu prevăd asemenea factori de amplificare. În Normativul P100-92 [145] pentru k_Q s-a adoptat o valoare intermediară între cea prevăzută de Codul Model C.E.B. și din P85/82 [144].

Valoarea de calcul a forței tăietoare este limitată în relația 4.6 atât superior cât și inferior. Limitarea superioară corespunde condiției ca factorul de amplificare a forței tăietoare de calcul $k_Q \cdot \frac{M_{0cap}}{M_0}$ să fie minim 1,5.

Valorile eforturilor secționale rezultate din calculul la încărcări seismice de calcul se pot redistribui între pereții structurali de pe aceeași direcție (dacă aceasta aduce avantaje la preluarea eforturilor); dar valorile eforturilor distribuite nu trebuie să depășească 30% din valorile obținute în calcul. Valorile forței totale la baza structurii și ale momentului total de răsturnare, rezultate din redistribuirea eforturilor, nu vor fi inferioare valorilor obținute prin calculul structurii la încărcări seismice de calcul.

Valorile eforturilor secționale din calculul la încărcări seismice se pot redistribui între riglele de cuplare situate pe aceeași verticală. Corecțiile efectuate nu vor depăși 20% din valorile rezultate din calcul, iar suma valorilor eforturilor din riglele situate pe aceeași verticală rezultate în urma redistribuirii nu va fi inferioară valorilor corespunzătoare rezultate din calcul.

Forța tăietoare de calcul pentru riglele de cuplare se determină cu relația:

$$Q = 1,25 \frac{\left| M_{cap}^{st} \right| + \left| M_{cap}^{dr} \right|}{I_r} \quad (4.8)$$

unde:

$|M_{cap}^{st}|; |M_{cap}^{dr}|$ - valorile absolute ale momentelor capabile în secțiunile de la extremitățile

riglei, corespunzătoare celor două sensuri de acțiune a momentelor stabilite pe baza rezistenței de calcul a armăturii R_a

l_r - deschiderea riglei.

Coefficientul de amplificare 1,25 din relația (4.8) se bazează pe faptul că, în cazul cutremurelor de mare intensitate, armăturile longitudinale din rigle pot ajunge în domeniul de consolidare al oțelului.

Valorile eforturilor axiale din pereții cuplați rezultate din acțiunea forțelor orizontale (efectul "indirect" al acestor forțe) sunt cele asociate forțelor tăietoare Q_r din rigle.

4.3.2.3. Dimensionarea secțiunii de beton a pereților structurali

Grosimea peretelui structural se stabilește punând condiția:

$$\xi = \frac{x}{h} \leq \xi_{lim} \quad (4.9)$$

unde:

x - înălțimea zonei comprimate (stabilită pe baza rezistențelor de calcul ale betonului și armăturii la starea limită de rezistență în gruparea specială)

Valorile lui ξ_{lim} se iau :

0,10 ($\omega + 2$) - pentru zonele seismice A, B, C, D, E

0,12 ($\omega + 2$) - pentru zona seismică F

Inegalitatea (4.9) reprezintă o condiție de ductilitate de curbură minimă prin intermediul limitării zonei comprimate a secțiunii de beton. Valorile lui ξ_{lim} s-au stabilit considerând ductilitatea structurală cuprinsă între 4 și 6 (cazul diafragmelor lungi $H/h > 4$). Convertind condiția de ductilitate de deplasare a structurii în condiții de ductilitate de curbură și ținând seama de raportul dintre rezistențele de calcul și cele medii se obține $\xi \cong 0,30$. În expresiile lui ξ_{lim} raportul ω ține seama de faptul că cerințele de ductilitate se reduc pe măsura creșterii capacității de rezistență.

Verificarea pentru evitarea pierderii stabilității pereților se face în cazul în care:

$$l_p > H_{liber} \quad (4.10)$$

$$x > \min[5b; 0,4h] \quad (4.11)$$

unde:

l_p - lungimea zonei plastice potențiale de la baza diafragmei;

H_{liber} - înălțimea liberă a nivelului

b - grosimea diafragmei

h - înălțimea secțiunii diafragmei

În cazurile curente se admite că se evită pierderea stabilității peretelui dacă:

$$b \geq \frac{H_{\text{liber}}}{15} \quad (4.12)$$

Condițiile privind necesitatea unor verificări ale stabilității de formă sunt incluse în P85-93 [146], fiind preluate din diferite surse [84, 135] unde nu sunt fundamentate. S-a considerat că introduc efectul principalilor factori care influențează fenomenul: mărimea zonei comprimate, vecinătatea cu elementele de rigidizare transversale și cu zonele întinse.

În vederea reducerii riscului ruperii la forța tăietoare, la stabilirea dimensiunilor pereților structurali se mai prevede și condiția:

$$Q \leq 2bhR_t \quad (4.13)$$

Această condiție este modificată față de cea din P85/82 [144], considerată prea severă în raport cu alte condiții similare din prescripțiile de proiectare naționale sau cu valabilitate internațională.

4.3.2.4. Calculul armăturilor longitudinale și transversale din pereții structurali

a) Calculul pereților structurali la încovoiere, compresiune excentrică și întindere excentrică.

Calculul la compresiune (întindere) excentrică al pereților structurali se face în conformitate cu ipotezele și metodele descrise în normele în vigoare [148].

În vederea tratării unitare a problemei evaluării rezistențelor de calcul ale betonului pentru toate tipurile de elemente structurale, au fost eliminați coeficienții subunitari ai condițiilor de lucru care se aplicau în P85-82 [144] suplimentar față de cei din STAS 10107/0-90 [148].

Deoarece în prezent există programe de calcul riguroase la starea limită de rezistență a secțiunilor de formă și armare oarecare, se renunță la aplicarea procedeelelor aproximative de dimensionare-verificare din P85/82 [144]. Calculul efectuat prin procedeele aproximative sau prin utilizarea abacelor din acest normativ putea fi în multe situații descoperitor, ca urmare a subaprecierii valorii momentelor capabile și, implicit, a forței tăietoare, putând expune diafragmele la ruperi premature neductile.

Conform [148], calculul elementelor solificate la încovoiere, compresiune excentrică și întindere excentrică se face admitând că eforturile unitare în beton în zona comprimată sunt distribuite uniform pe înălțimea acestei zone (notată cu x) și au mărimea R_c . (figura 4.22)

$$\bar{x} \cong 1,25x \quad (4.14)$$

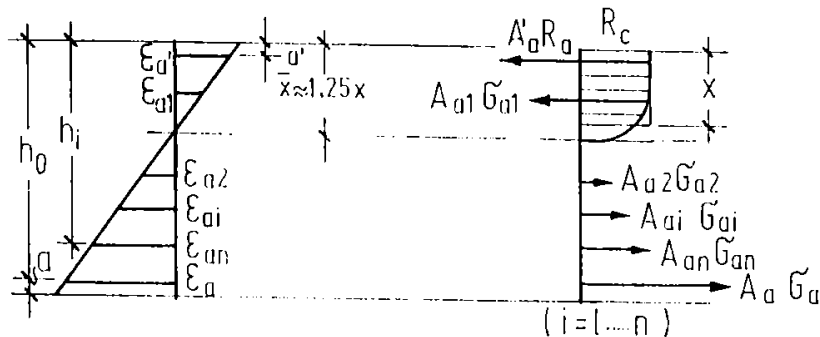


Figura 4.22. PREMIZELE CALCULULUI SIMPLIFICAT PENTRU ELEMENTELE SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE, LA COMPRESIUNE EXCENTRICĂ ȘI LA ÎNTINDERE EXCENTRICĂ CU EXCENTRICITATE MARE

Valorile lui $\xi_b = \frac{x_b}{h_0}$ sunt date funcție de tipul betonului, clasa betonului și tipul armăturii.

Efortul unitar σ'_a în armăturile A'_a se ia egal cu:

$$\text{- dacă } x \geq 2a' \quad \sigma'_a \Rightarrow -R_a \quad (4.15)$$

- dacă $x < 2a'$ se admite simplificarea suplimentară de a considera că rezultanta tuturor eforturilor unitare din zona comprimată a secțiunii (beton + armătură) este concentrată în centrul de greutate al armăturii A'_a . Această simplificare este admisă doar în cazul verificării la starea limită de rezistență.

Efortul unitar σ_a în armătura A_a se determină funcție de înălțimea relativă a zonei comprimate $\xi = x/h_0$ și de ξ_b cu relațiile:

$$\text{- dacă } \xi \leq \xi_b$$

$$\sigma_a = R_a \quad (4.16)$$

$$\text{- dacă } \xi_b < \xi \leq 0,8$$

$$\sigma_a = \frac{\xi_b}{\xi} \cdot \frac{1 - 1,25\xi}{1 - 1,25\xi_b} R_a \quad (4.17)$$

$$\text{- dacă } \xi > 0,8$$

$$\sigma_a = -R_a(5\xi - 4) \quad (4.18)$$

În cazurile curente se admite să nu se ia în considerare aportul armăturilor intermediare A_{ai} ($A_{a1} \dots A_{an}$) la determinarea momentului capabil al secțiunii.

La elementele la care acest aport este important și nu poate fi neglijat (pereți diafragme), eforturile unitare σ_{ai} în armăturile intermediare A_{ai} se stabilesc separat pentru fiecare rând de armături cu relațiile:

- dacă $\xi \leq 0,8$

$$-R_a \leq \sigma_{ai} = \frac{\xi_b}{1 - 1,25\xi_b} \frac{\frac{h_i}{h_o} - 1,25\xi}{\xi} R_a \leq R_a \quad (4.19)$$

- dacă $\xi > 0,8$

$$-R_a \leq \sigma_{ai} = \frac{1,25\xi_b}{1 - 1,25\xi_b} [5 \frac{h_i}{h_o} (1 - \xi) - 2,72 + 2,15\xi] R_a \quad (4.20)$$

La dimensiunile elementelor sollicitate la înconvoiere trebuie respectată condiția:

$$\xi \leq \xi_b \quad (4.21)$$

Așa cum s-a prezentat la punctul 4.3.2.3., în cazul elementelor structurale care participă la preluarea acțiunilor seismice în zonele plastice potențiale, pentru asigurarea ductilității secționale necesare se pune o condiție mai restrictivă decât cea anterioară și anume:

$$\xi \leq \xi_{lim}$$

b) Calculul pereților structurali la forța tăietoare se face după secțiuni înclinate.

În cazul pereților structurali cu $H/h \geq 1$ (raportul dintre elevația peretelui și înălțimea secțiunii), dimensionarea armăturilor orizontale A_{ao} la forța tăietoare în secțiuni înclinate se face pe baza relației:

$$Q \leq Q_b + 0,8A_{ao}R_a \quad (4.22)$$

unde:

A_{ao} = suma armăturilor orizontale intersectate de o fisură înclinată la 45° , inclusiv armătura din centură și armătura aferentă din zona de placă (înglobând trei grosimi de placă de fiecare parte a peretelui) a planșeului, dacă această fisură traversează planșeul;

Q_b = forța tăietoare preluată de beton.

Forța tăietoare preluată de beton se consideră egală cu:

$$Q_b = \min[0,5bhR_t; 0,3bh\sigma_0] \quad \text{în zona A} \quad (4.23)$$

(zona plastică potențială a peretelui)

$$Q_b = 0,75bhR_t \quad \text{în zona B} \quad (4.24)$$

Cu σ_0 s-a notat efortul unitar mediu de compresiune în secțiunea peretelui.

În cazul pereților cu $H/h < 1$, secțiunile armăturilor orizontale și verticale din inima pereților vor respecta relația:

$$Q \leq Q_b + 0,8R_a \left[\frac{H}{h} \Lambda_{a0} + \frac{h-H}{h} \Lambda_{av} \right] \quad (4.25)$$

unde:

Λ_{av} - suma secțiunilor armăturilor verticale intersectate de o fisură înclinată la 45° .

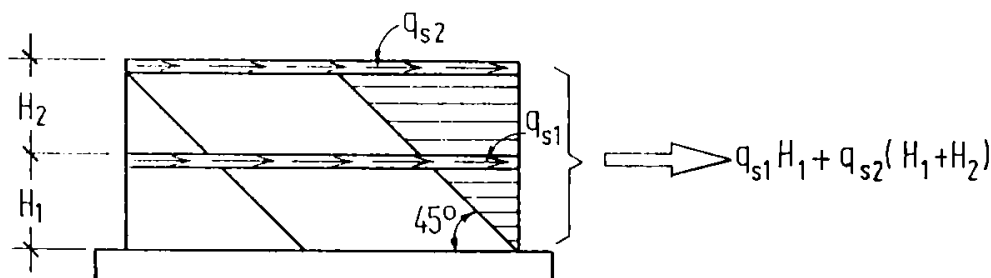


Figura 4.23. SCHEMA "SUSPENDĂRII" ÎNCĂRCĂRII ORIZONTALE ASOCIATE LA NIVELUL PLANȘEEI ÎN ZONA COMPRIMATĂ

Cantitatea de armătură Λ_{a0} trebuie să fie cel puțin egală cu cea corespunzătoare "suspendării" încărcării orizontale asociate la nivelul planșeei în zona comprimată pe o schemă de comportare de grindă cu zăbrele cu diagonală comprimată la 45° . (figura 4.23)

Ipoteza înclinării fisurii la 45° utilizată în relațiile de calcul (4.22 și 4.25) prezintă avantajul simplității, chiar dacă expresia poate apărea uneori neacoperitoare. La înclinări sub acest unghi aportul armăturilor orizontale este supraapreciat, pe ansamblu însă expresia oferă rezultate acoperitoare (prin subaprecierea contribuției betonului comprimată), fapt atestat de numeroase studii experimentale efectuate la INCERC Cluj, Timișoara și București.

Față de P85/82 [144] se introduc două corecții și anume:

- valoarea Q_b a forței tăietoare preluate de beton este limitată și funcție de intensitatea încărcării axiale de compresiune în secțiunea peretelui. Dependența capacității de rezistență a betonului de mărimea efortului unitar de compresiune σ_0 a fost evidențiată de majoritatea studiilor experimentale pe modele de diafragme și este luată în considerare în majoritatea normelor de proiectare din alte țări [135, 142]. Determinarea lui σ_0 trebuie făcută prin raportarea forței axiale la întreaga secțiune de calcul a peretelui și nu numai la aria inimii;

- armătura continuă din centura planșeului și de pe o anumită porțiune din apropierea peretelui este o armătură activă în preluarea forței tăietoare în pereți. În [144] acest aport era neglijat.

Nu există un model de calcul satisfăcător deși studiile experimentale consacrate comportării pereților scurți sunt numeroase pe plan mondial [6, 79, 116]. Modurile de cedare și diferitele mecanisme de rezistență utilizate depind de numeroși parametri: forma secțiunii, cantitate și modul de distribuție a armăturii verticale, efortul unitar mediu de compresiune în secțiune, modul de aplicare al încărcării orizontale. De aceea relația propusă în P85/93 [146] pe lângă că prezintă avantajul simplității, are și un caracter acoperitor.

În Comentariile la Codul A.C.I. 318 [139] se arată, că în cazul pereților scurți sunt necesare atât armături orizontale, cât și verticale, deoarece: "pe măsură ce raportul H/h scade, armătura orizontală devine mai puțin eficientă, în timp ce eficiența armăturii verticale crește".

Procentul armăturii verticale este dat de relația:

$$p_v = 0,25 + 0,5\left(2,5 - \frac{H}{h}\right)(p_o - 0,25) \leq p_o \quad (4.26)$$

unde:

p_o - procentul armăturii orizontale.

În Normativului P100/92 [145] relația D_{11} neglijează aportul betonului în ideea că la diafragmele scurte, efortul unitar mediu σ_o este mic. În P85/93 [146] relația este înlocuită cu (4.25).

La forțele indicate în figura 4.23 (perete plin) se adaugă, pentru a fi preluate prin armătura de suspendare și forțele orizontale aferente zonelor unde peretele nu este legat de planșeu ca urmare a unor goluri practicate în perete sau în planșeu în vecinătatea pereților.

c) Calculul în secțiunile orizontale de la nivelul rosturilor orizontale

P85-93 [146] precizează că dimensionarea armăturilor verticale de conectare din îmbinările orizontale ale structurilor cu panouri mari se determină conform prevederilor din STAS 10107/0-90 [148]. Conform acestui normativ, armăturile transversale care străbat planul potențial de lunecare și au rolul de a împiedica dislocarea în lungul acesteia, sunt denumite armături de conectare sau conectori. Armăturile de conectare pot fi dispuse perpendicular sau înclinat față de planul de lunecare.

În calcul, capacitatea de rezistență la lunecare se consideră asigurată de un mecanism echivalent de frecare. Dacă normal pe planul de lunecare acționează și un efort axial de compresiune, forța de frecare pe care o generează se adaugă la cea echivalentă acțiunii conectorilor.

Forța totală de lunecare L_{cap} care poate fi preluată în lungul planului potențial de lunecare se determină cu relația:

$$L_{cap} = \mu_f (A_{ac} R_{at} + N) + A_{ai} R_{at} (\cos \alpha + \mu_f \sin \alpha) \quad (4.27)$$

în care:

- A_{ac} = suma ariilor conectorilor dispuși perpendicular pe planul de lunecare;
- A_{ai} = suma ariilor secțiunilor armăturilor înclinate întinse care străbat planul de lunecare;
- α = unghiul dintre barele înclinate și planul de lunecare;
- R_{at} = rezistența armăturilor transversale
($R_{at} = m_t R_{at}$; m_t = coeficient al condițiilor de lucru = 0,8 pentru OB37, PC52, PC60)
- N = efortul axial secțional de compresiune (dacă este întindere se introduce semnul - și nu se înmulțește cu μ_f)
- μ_f = coeficient echivalent de frecare.

În cazul în care planul potențial de lunecare este perpendicular pe axul elementului, dimensionarea conectorilor se face cu relația:

$$Q \leq L_{cap} \quad (4.28)$$

în care:

- Q = forța tăietoare de calcul în secțiunea considerată a elementului;
- L_{cap} = conform relației (4.27) cu precizarea că în zonele seismice A, . . . , E, când N este efort de compresiune, mărimea lui se afectează cu coeficientul 0,6.

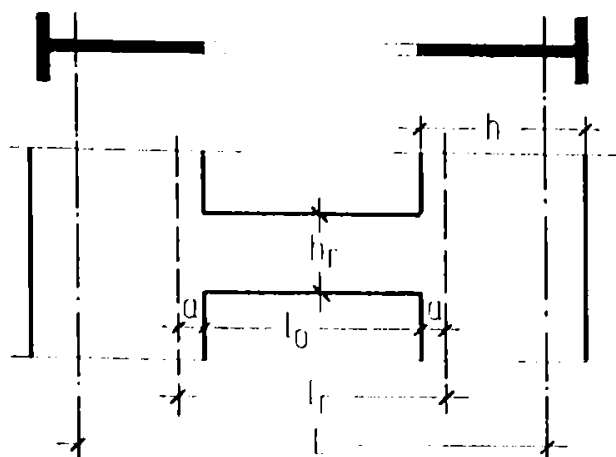


Figura 4.24.

Fig 4.24 Rogle de cuplure

Calculul la forță tăietoare (lunecare) în lungul unor secțiuni prefisurate, cum sunt rosturile orizontale în structurile prefabricate cu panouri mari, este tratat pentru prima dată în normele de proiectare românești în STAS 10107/0-90 [148] pe baza mecanismului rezistenței la forfecare prin frecare "shear friction strenght" unanim acceptat pe plan internațional.

În cazul pereților cuplați, armăturile de conectare rezultă din condiția lunecării pe ansamblul pereților (însușind lungimea rosturilor corespunzătoare tuturor pereților cuplați).

d) Calculul armăturilor din riglele de cuplare

Calculul armăturilor longitudinale ale riglelor de cuplare se face conform STAS 10107/0-90 [148] privind calculul la înconvoiere la valorile momentelor rezultate din calculul la acțiuni seismice (prezentat la punctul 4.3.2.4.a.).

În cazurile în care $l_f < 1,0$ m se pot neglija momentele din acțiunea încărcărilor verticale. (figura 4.24)

Secțiunea de beton a riglelor de cuplare armate cu bare ortogonale va respecta relația:

$$Q \leq 2bh_f R_t \quad (4.29)$$

Armăturile transversale se determină din condiția ca ele să preia întreaga forță tăietoare de calcul (la riglele cu $h_f / l_f < 1$):

$$A_{ac} \geq \frac{Q \cdot a_e}{n \cdot 0,8R_a h_f} \quad (4.30)$$

în care:

- A_{ac} - aria necesară a secțiunii unui etrier;
- a_e - distanța între etrieri;
- n - numărul de brațe ale etrierului.

În cazul în care se adoptă un sistem de armare cu carcasa înclinată, aria armăturii înclinată de pe fiecare diagonală se determină cu relația:

$$A_{ai} = \frac{Q}{2R_a \cdot \sin \alpha} \quad (4.31)$$

unde:

α - unghiul de înclinare a carcaselor de armătură față de orizontală.

4.3.2.5. Calculul armăturilor orizontale în îmbinările verticale ale structurilor prefabricate P85/93.

Valoarea eforturilor de lunecare în lungul îmbinărilor verticale în structurile cu pereți de beton armat prefabricați cu diferite alcătuirii, se determină pe baza condiției de echilibru al forțelor în structură, având secțiunile de la extremitățile riglelor de cuplare și de la baza pereților structurali solicitați la capacitatea lor de rezistență. (figura 4.25)

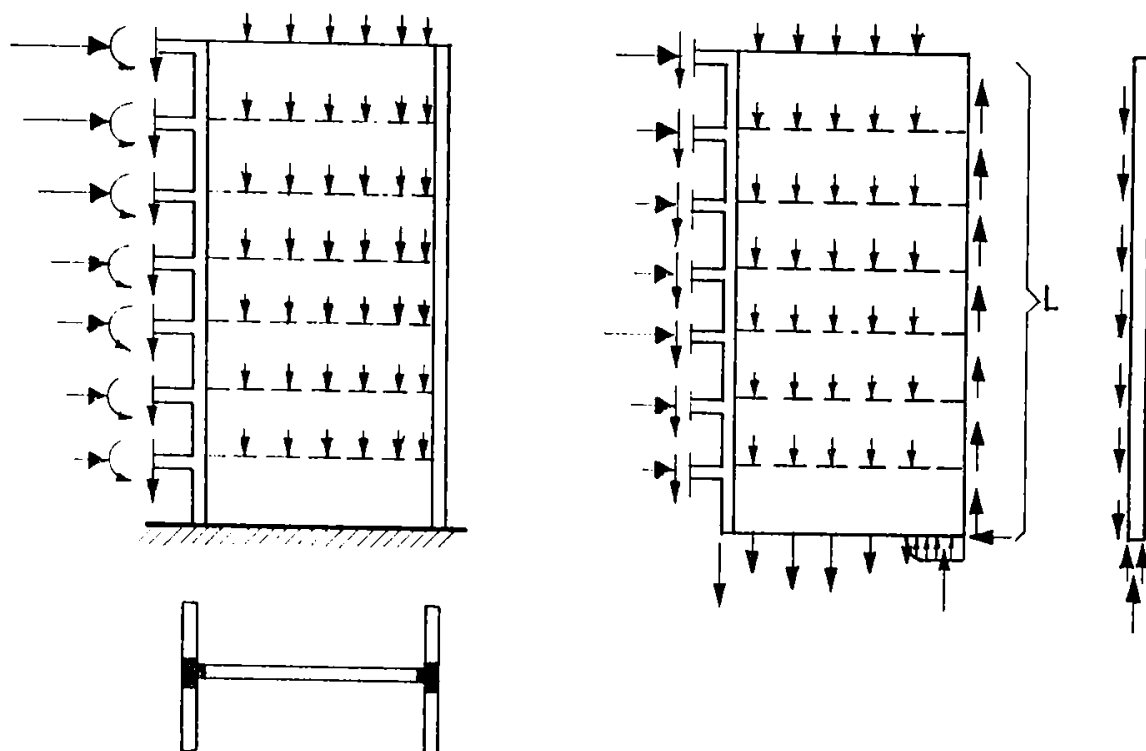


Figura 4.25. DETERMINAREA EFORTURILOR DE LUNECARE LA ÎMBINĂRILE VERTICALE

Armătura orizontală A_{a0} în îmbinările verticale ale panourilor cu profilatura sub formă de dinți, incluzând armătura orizontală din centuri, se determină pe baza relației:

$$L \leq \sum L_d + \sum A_{a0} R_a \quad (4.32)$$

unde:

$\sum L_d$ - suma eforturilor de lunecare capabile ale dinților panoului sau monolitizării
(cea mai mică dintre ele).

Lunecarea capabilă a unui dinte se va lua cea mai mică dintre valorile (figura 4.26)

- rezistența la strivire pe capătul dintelui:

$$L_{d1} = a \cdot b \cdot R_c \quad (4.33)$$

unde:

a, b - dimensiunile în proiecție orizontală a dintelui,

R_c - rezistența la compresiune a betonului.

- rezistența la forfecare a dintelui:

$$L_{d2} = h_d \cdot b \cdot R_f = 1,5h_d \cdot b \cdot R_t \quad (4.34)$$

unde:

h_d - înălțimea dintelui,

R_f - rezistența la forfecare a betonului,

R_t - rezistența la întindere a betonului.

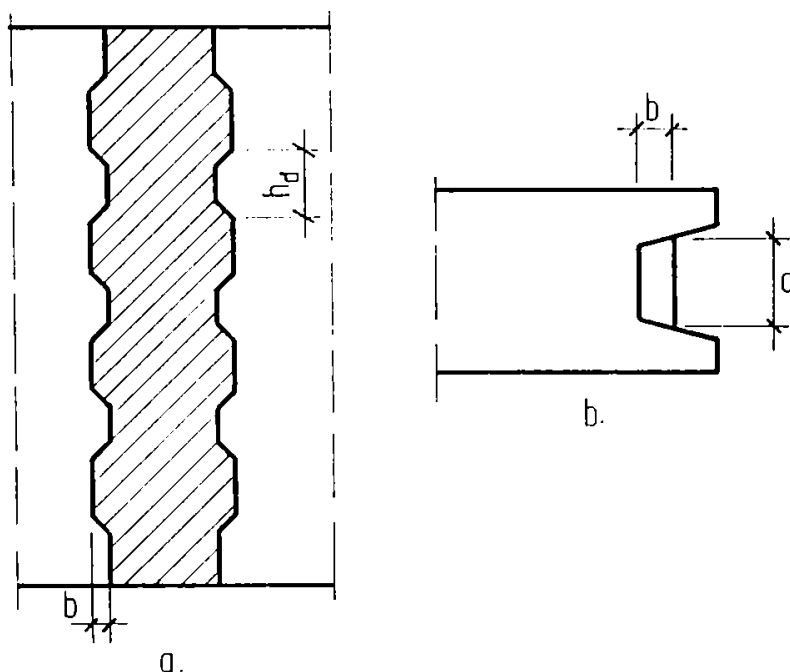


Figura 4.26.
ÎMBINARE VERTICALĂ CU
DINȚI

În P101/78 [143] modelele de calcul se bazează pe ipotezele materialelor elastice. Forța de alunecare în rosturile verticale era determinată pe baza relațiilor din rezistența materialelor pentru calculul eforturilor tangențiale τ (formula lui Juravsky). Astfel pe înălțimea unui etaj H_e forța de alunecare se consideră;

$$L_c = \tau b_p H_e = \frac{Q_e \cdot S}{b_p \cdot I} \cdot b_p \cdot H_e = \frac{Q_e \cdot S}{I} \cdot H_e \quad (4.35)$$

în care:

Q - forța tăietoare maximă pe înălțimea unui nivel considerat; în condițiile adoptării unui panou unic pe toată înălțimea clădirii se folosea valoarea Q_{e0} a forței tăietoare de la baza momentului,

b_p - grosimea peretelui,

S - momentul static al zonei care alunecă (al zonei delimitate de rosturile verticale) în raport cu centrul de greutate al secțiunii transversale a peretelui,

I - momentul de inerție al secțiunii montantului.

Pe lângă faptul că baza conceptuală este nesatisfăcătoare, relația (4.33) furnizează valori neacoperitoare ale forței de alunecare în raport cu comportarea reală. Aceasta se datorează ipotezei potrivit căreia materialul este continuu în secțiunile orizontale. Nu se ține seama de desprinderea care intervine în zonele întinse ale secțiunilor prin fisurare, se ignoră faptul că transportul unei fracțiuni importante a încărcărilor verticale pe planșeu se face către zona comprimată de la bază prin eforturi tangențiale.

Schema de alunecare în rosturile verticale prezentată în P85-93 [146] are la bază echilibrul la limită luând în considerare răspunsul elastic al structurilor cu pereți portanți din beton armat la cutremure puternice. Relația de calcul exprimă condiția de echilibru între eforturile de alunecare însumate pe toată lungimea rostului vertical, pe de-o parte, și încărcările pe planșee și forțele de legătură cu infrastructura pe zona delimitată de rost, pe de altă parte.

Valoarea eforturilor de alunecare capabile ale dinților panoului sau betonului de monolitizare date de relațiile (4.33) și (4.34) au fost confirmate de un număr important de studii experimentale efectuate la I.C.C.P.D.C. București, Cluj și Timișoara. Capacitatea dinților de a prelua forțe de alunecare este dictată de dimensiuni, de rezistența la forfecare (respectiv de întindere) sau de rezistența la strivire a betonului.

O altă problemă privind verificarea rosturilor verticale la structurile cu panouri mari se referă la modul în care sunt distribuite eforturile unitare de alunecare în lungul acestui rost.

În condițiile ipotezelor generale ale rezistenței materialelor continue, omogene și elastice și la o distribuție triunghiulară a forțelor orizontale pe înălțimea H a clădirii, va rezulta o distribuție parabolică a eforturilor unitare tangențiale τ_y

$$\tau_y = \tau_0 \left[1 - \frac{y^2}{H^2} \right] \quad (4.36)$$

în care:

- τ_0 - valoarea efortului tangențial maxim la baza peretelui
- y - înălțimea nivelului curent în raport cu secțiunea de încastrare.

Insumând valorile eforturilor unitare tangențiale în lungul rostului vertical, va rezulta forța totală de alunecare L cu valoarea:

$$L = \frac{2}{3} b \cdot h \cdot \tau_0 \quad (4.37)$$

Valoarea maximă a forței de alunecare pe un nivel - cel de la bază este:

$$L_{\text{etajmax}} \cong 1,5 \frac{L}{n} \quad (4.38)$$

unde:

- n - numărul de niveluri ale clădirii.

Forța de alunecare verticală este constituită din două părți - una care echilibrează sporul forței de întindere din armătură pe înălțimea rostului și a doua care echilibrează încărcările verticale pe planșee.

Distribuția eforturilor tangențiale verticale dată de relația lui τ_y poate fi acceptabilă pentru ambele componente, evidențiind o concentrare a acestor eforturi spre baza clădirii.

Problema distribuției eforturilor unitare τ_y prezintă o importanță practică deosebită, de aceasta depinzând nivelul armăturii orizontale a rosturilor.

Cap. 5 STUDII TEORETICE ȘI ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE MODELE DE ÎMBINĂRI VERTICALE

În cadrul Catedrei Construcții Civile, Industriale și Agricole a Facultății de Construcții din Timișoara a fost inițiat, încă din anul 1983, un amplu program de cercetare teoretică și experimentală privind comportarea îmbinărilor de tip umed, armate, cu fețe profilate, ale panourilor mari prefabricate [150, 151, 152, 153, 154, 155, 156].

5.1 Programele de calcul automat utilizate la structurile cu diafragme din panouri mari prefabricate

5.1.1. Programul PANEL [118]

Programul PANEL 02 - "Program pentru calculul neliniar al diaframelor asamblate din panouri mari prefabricate" utilizează metoda elementelor finite în vederea determinării eforturilor. Îmbinările orizontale și verticale dintre panouri sunt considerate zone slabe, în care se concentrează deformațiile plastice, iar pentru panouri se admite o comportare preponderent elastică. [9, 26, 54, 65, 112, 105]

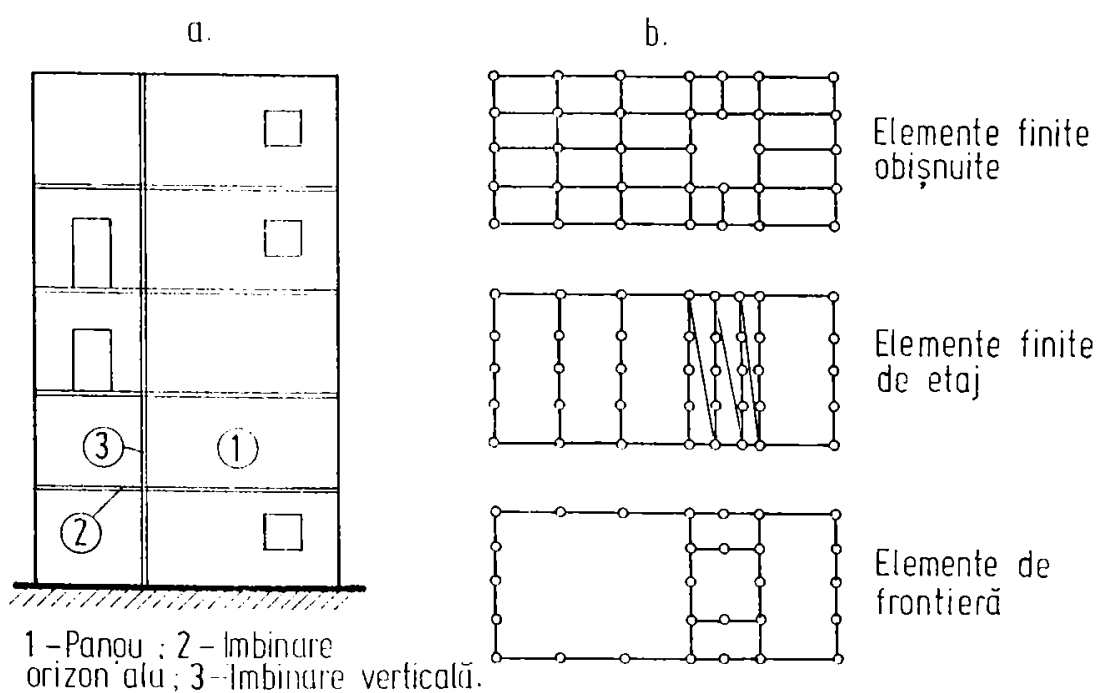


Figura 5.1. DISCRETIZAREA PANOURILOR

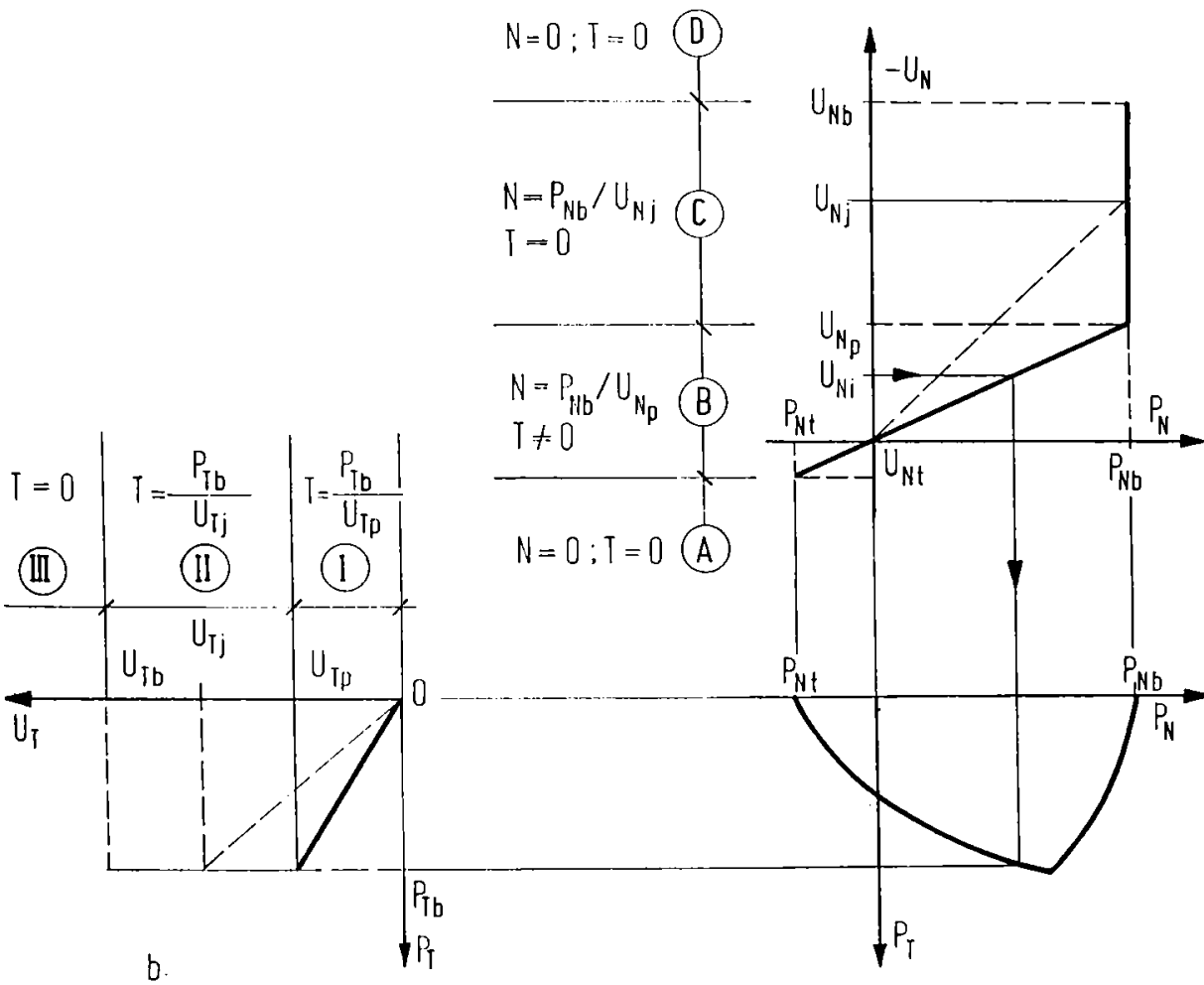
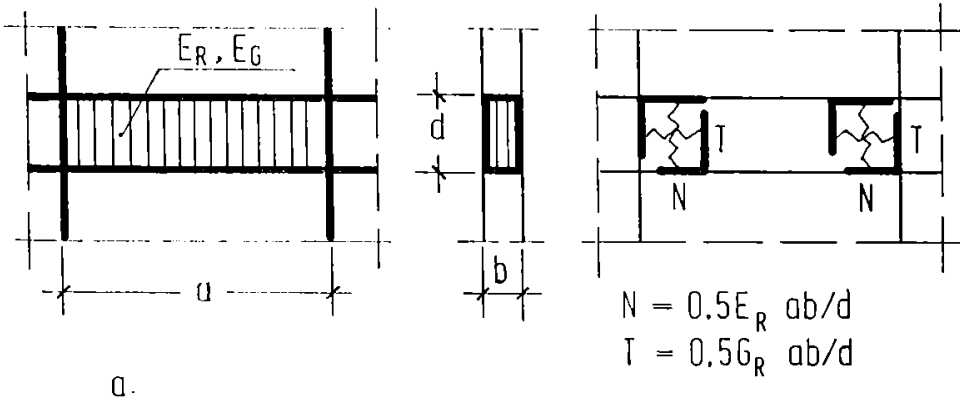
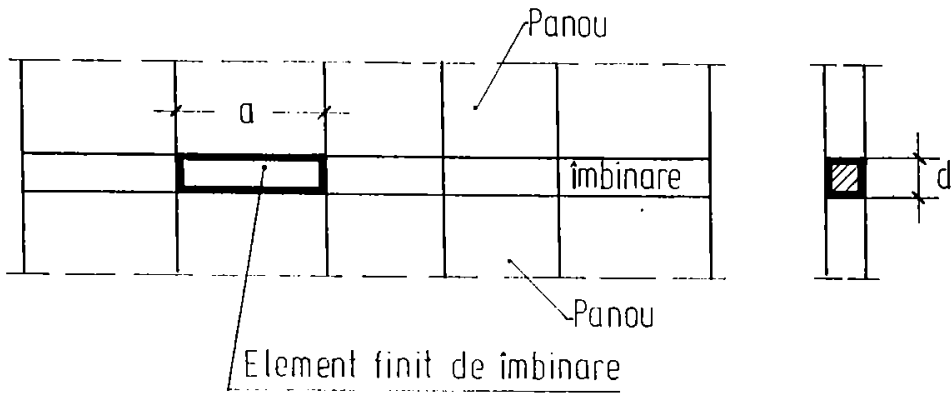


Fig5.2 a - Modelarea îmbinărilor
 b - Actualizarea rigidităților resoartelor

Panourile pot fi modelate prin elemente finite unidimensionale [105], respectiv bidimensionale [9, 26, 54, 65, 105, 112] sau prin elemente de frontieră unidimensionale [5]. Ținând cont de geometria diafragmelor verticale ale clădirilor, cele mai frecvent utilizate elemente finite bidimensionale sunt cele dreptunghiulare. În figura 5.1 se prezintă discretizarea unui panou prin elemente finite obișnuite, prin elemente finite de etaj [3] și prin elemente de frontieră.

Modelarea prin elemente finite de etaj presupune înlocuirea zonei cu gol printr-un mediu cu rigiditate globală echivalentă. În această variantă este posibilă găsirea unei modelări neelastice a ansamblului format de buiandrugii și parapeți.

În cazul elementelor de frontieră este necesară admiterea comportării elastice, modelarea neelastică fiind posibilă doar în cazul în care se face o împărțire în subdomenii (figura 5.1). Comportarea neelastică a buiandrugilor și parapeților s-a putut descrie prin elemente finite obișnuite, procedând ca în programul BIOGRAF 03.

Dacă comportarea panourilor este considerată elastică se poate utiliza tehnica substructurii fizice sau matematice [76]. În primul caz, proprietățile de rigiditate ale substructurilor de tip panou mare pot fi determinate direct sau prin condensare statică [9, 26, 105]. Substructurarea matematică corespunde tratării sistemului de ecuații pe blocuri și poate fi utilizată și în cazul comportării neelastice a panourilor.

Programul PANEL 02 utilizează elemente finite dreptunghiulare obișnuite în domeniul elastic, subîmpărțirea fiind necesară pentru delimitarea golurilor. Substructurarea adoptată are caracter matematic.

Îmbinările pot fi discretizate în elemente finite dreptunghiulare [9, 24, 56] sau sub formă de resoarte [105, 112]. (figura 5.2.a.) Resoartele normale și tangențiale definite în lucrarea [112] caracterizează comportarea globală a îmbinărilor. În lucrarea [102] se propun 7 tipuri de comportare a resoartelor, punându-se un accent deosebit pe fenomenele de încărcare-descărcare repetate. Aceasta datorită faptului că modelarea este utilizată într-un calcul dinamic propriu-zis.

În programul PANEL 02 se adoptă un calcul simplificat cu încărcări seismice statice echivalente, comportarea resoartelor luându-se în concordanță cu [112]. Comportarea elementelor finite de îmbinare este descrisă de curbe caracteristice forțe-deplasări $P_N - U_N$, respectiv $P_T - T_T$. Cea de-a doua este legată de prima printr-o curbă de interacțiune $P_N - P_T$, punând în evidență faptul că rigiditatea tangențială este condiționată de forța normală ce acționează asupra îmbinării. Curbele caracteristice și cele de interacțiune la nivelul materialului pot fi determinate experimental sau prin calcule [117].

În funcție de deplasările medii normale U_{Ni} și tangențiale U_{Ti} într-un element finit de îmbinare, la fiecare pas de calcul corespunzător unei noi trepte de încărcare se actualizează rigiditățile N și T ale resoartelor, în concordanță cu figura 5.2.b. Se observă că această comportare neelastică este caracterizată prin rigidități secante.

PANEL 02 se aplică diafragmelor cu contururi dreptunghiulare sau care pot fi descompuse în subdomenii dreptunghiulare. În alegerea rețelei de elemente finite se ține seama de geometria

diafragmei, poziția îmbinărilor și a golurilor, dispoziția încărcărilor. Generarea automată a rețelei de elemente finite necesită specificarea următoarelor date:

- coordonatele x_i și y_i ale generatoarelor rețelei ce acoperă diafragma (sistemul de axe se alege în așa fel încât toate coordonatele să fie pozitive); la poziționarea axelor se urmărește ca numărul nodurilor pe direcția x să fie mai mic decât cel pe direcția y ;
- coordonatele laturilor subdomeniilor componente.

Caracteristicile mecanice se specifică pe subdomenii de tip panou, respectiv îmbinare orizontală sau verticală. Panourile sunt considerate izotrope, prezența armăturii poate fi luată în considerare în mod aproximativ prin ajustarea modulului de elasticitate al betonului.

Condițiile de margine geometrice se introduc prin specificarea coordonatelor extremităților segmentelor de dreaptă, situate pe rețeaua definită, în lungul cărora sunt amplasate noduri cu aceleași deplasări blocate și a codului de blocare corespunzător.

Încărcările se introduc prin forțe concentrate în nodurile rețelei definite.

Pentru o încărcare dată, programul determină starea de eforturi în panouri și în îmbinări, în urma unui calcul neliniar bazat pe rigiditățile secante ale îmbinărilor neelastice.

Programul PANEL 03 înlătură simplificarea prin care panourile sunt considerate că vor avea o comportare elastică, ținând cont de comportarea elasto-plastică a elementelor de beton armat.

5.1.2. Programul BIOGRAF [117]

Metoda de calcul implementată în program se aplică elementelor plane de beton armat aflate în stare plană de tensiuni. Elementul plan poate avea grosimi variabile, în limita respectării ipotezei de tensiuni plane, poate fi alcătuit dintr-un material izotrop sau anizotrop (de tipul betonului armat). Armătura elementului se consideră a fi amplasată în planul median. Metoda poate fi aplicată atât elementelor monolite, cât și celor prefabricate cu sau fără monolitizări - deci este aplicabilă și în cazul diaframelor din panouri mari prefabricate de beton armat.

Metoda descrie neliniaritatea fizică a betonului armat în varianta biografică a metodei analitice de calcul postelastice. Răspunsul neelastic se datorește mai ales fisurării betonului întins și plasticizării betonului comprimat și a armăturilor întinse. Efectele neliniare de care nu se ține seama sunt lunecarea armăturii în beton și deteriorarea fețelor fisurilor, ceea ce împiedică închiderea completă la descărcare.

Acțiunile exterioare aplicabile structurii prin metoda biografică sunt forțe concentrate sau distribuite provenite dintr-un regim static sau cvasistatic. Ele se aplică în nodurile rețelei de discretizare și pot avea caracter constant sau variabil în cadrul biografiei elementului. Forțele cu caracter constant își păstrează intensitatea și direcția pe parcursul biografiei elementului, iar încărcările variabile se aplică structurii prin incremente de încărcare egale sau neegale succesive. Suma acestor incremente determină intensitatea încărcării la pasul de încărcare respectiv. Incrementele de încărcare se pot defini astfel încât să modeleze forțele descrescătoare ca intensitate sau schimbarea direcției de acțiune a acestor forțe (în cazul încărcărilor ciclice). În cazul existenței

mai multor forțe variabile acționând simultan, intensitatea acestora poate varia proporțional cu mărimea intensității fiecăreia (de exemplu o distribuție liniară a forțelor variabile se păstrează liniară pe parcursul desfășurării procesului biografic).

Calculul se efectuează prin metoda elementelor finite, utilizând elemente finite triunghiulare.

Betonul armat este considerat ca un material compozit, comportarea lui de ansamblu fiind rezultatul comportării fiecărui material component, precum și a legăturilor dintre acestea. Pentru betonul nefisurat solicitat axial s-a adoptat criteriul Cervenka-Mises; betonul fisurat se consideră în stare de tensiune monoaxială, iar armătura se consideră perfect elastică atât la întindere cât și la compresiune.

Răspunsul neliniar se datorează în principal fisurării betonului și plasticizării armăturii, respectiv a betonului comprimat.

Pe un subdomeniu (element finit) fisurile se consideră distribuite, amplasate uniform, la distanțe infinitezimale, perpendicular pe direcția efortului unitar principal de întindere.

La nivelul materialului, matricea rigidității betonului armat rezultă prin suprapunerea matricelor betonului și armăturii, ținând seama de proporțiile celor două materiale și de starea fizică a betonului din zona respectivă (fisurat, nefisurat, plasticizat), respectiv de armătură (elastică sau în curgere).

Procesul de fisurare s-a modelat prin metoda rigidității tangente, iar procesul de plasticizare prin metoda rigidității inițiale. Diferența dintre aceste două metode se manifestă în cadrul unui increment: la prima metodă matricea rigidităților se modifică cu modificarea proprietăților integrate ale materialelor, iar la cea de-a doua matricea se menține constantă, fiind necesare mai multe iterații. Toate celelalte operații sunt comune, restabilirea echilibrului făcându-se cu ajutorul forțelor de transfer.

Zdrobirea betonului solicitat monoaxial are loc când se atinge deformația limită ϵ_1 , iar a celui solicitat biaxial la atingerea unei deformații echivalente asociate criteriului Mises.

Programul este destinat să analizeze plăcile de beton armat încărcate în planul lor, la care se produc fisuri și apare plasticizarea betonului sau curgerea armăturii. Se pot defini pentru fiecare element patru direcții de armare.

Programul poate analiza elasto-plastic plăci izotrope la care procentul de armare este nul, iar rezistența materialului să fie mai mare decât efectul de curgere. Se pot analiza și cazurile de propagare pură a fisurilor dacă efortul de curgere se adoptă suficient de mare.

Mărimea incrementului de forță are un efect relativ mic asupra rezultatelor. În general deplasările sunt ceva mai mici în cazul incrementelor mari.

Diagrama forță-deplasare pentru o discretizare grosieră este în general deasupra celei obținute pentru o discretizare fină.

Programul rezolvă structura în fiecare increment de încărcare și determină tabloul general al deplasărilor nodale, reacțiunile la nodurile blocate, eforturile din beton și armătură la fiecare element, deformațiile specifice și starea fizică în fiecare element (fisurat, nefisurat, plasticizat, zdrobit).

Direcția eforturilor unitare principale, respectiv direcția fisurilor este raportată în grade față de axa x, cu semn pozitiv în sens trigonometric.

5.2. Cercetări experimentale pe modele de îmbinări verticale în regim de încărcare static și monoton

Capacitatea de deformare și rezistență a îmbinărilor verticale și orizontale în regim de solicitare alternant, de tip seismic, are o importanță hotărâtoare asupra siguranței structurilor din panouri mari prefabricate. Modificarea caracteristicilor dinamice ale structurii, în mod controlat în timpul unui cutremur, prin ieșirea din lucru în primul rând a îmbinărilor verticale, astfel ca elementele verticale de tip consolă să-și păstreze comportarea elastică până în apropierea cedării îmbinărilor orizontale de la baza consolelor, ar permite ridicarea gradului de protecție antiseismică la asemenea structuri.

În timpul solicitării structurii la forțe orizontale (vânt, seism), în îmbinările verticale dintre panourile prefabricate apar solicitări complexe. În cazul îmbinărilor profilate de beton, formate prin turnarea betonului de monolitizare în spațiul dintre fețele verticale care se îmbină ale panourilor prefabricate (fețe prevăzute cu alveole), apar în principal eforturi de forfecare preluate de penele de beton și de armătura orizontală din îmbinare și centuri.

Primele încercări efectuate asupra îmbinărilor verticale au avut un regim de încărcare static și monoton.

5.2.1. Descrierea programului experimental

Elementele experimentale reproduc la scara 1:1 porțiuni dintr-un panou mare prefabricat de perete, având fețele de îmbinare prevăzute cu alveole, în încercarea de a modela cât mai fidel alcătuirea reală a îmbinărilor. Prin alăturarea a două asemenea elemente legate între ele cu armătură orizontală și prin monolitizarea spațiului dintre ele, se crează o îmbinare verticală umedă armată prevăzută cu alveole. (figura 5.3)

Pentru încercări s-a ales un principiu care se aplică relativ comod și anume acela în care ansamblul de încercare comportă două secțiuni de analizat, simetric dispuse în raport cu un ax vertical. Încărcarea aplicată pe elementul central este transmisă elementelor adiacente prin intermediul îmbinărilor verticale. (figura 5.4) În vederea eliminării eforturilor "parazite" ce puteau apare în cele două secțiuni studiate, s-a încercat asigurarea unor deformabilități egale.

Pentru a se ține seama de încărcarea normală (orizontală) pe îmbinare, rezultată ca efect al rigidității panourilor Λ (neîncărcate), au fost plasate două juguri la extremitățile modelului experimental. Valorile deformațiilor măsurate cu ajutorul timbrelor tensometrice dispuse pe juguri arată că efortul maxim a fost de numai 8,47 t. - adică 11,7% din rezistența maximă a îmbinării. (figura 5.5)

Betonul din care s-au turnat elementele a fost prevăzut a fi de marcă B250 (clasa Bc20), iar monolitizările (îmbinările) din beton B300 (clasa Bc25). Granulozitatea agregatelor s-a respectat conform practicii curente de execuție, iar modul de turnare și compactare a betonului de monolitizare a fost identic cu cel din condițiile reale.

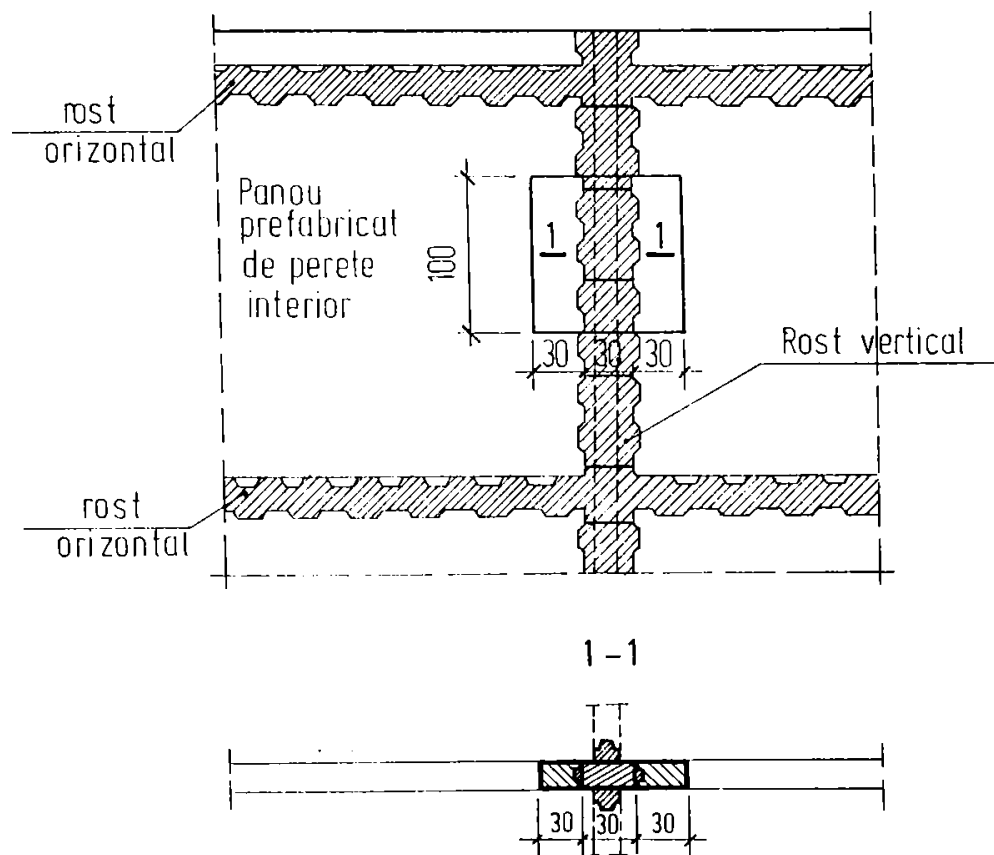


Figura 5.3.
IMBINAREA
VERTICALĂ
MODELATĂ

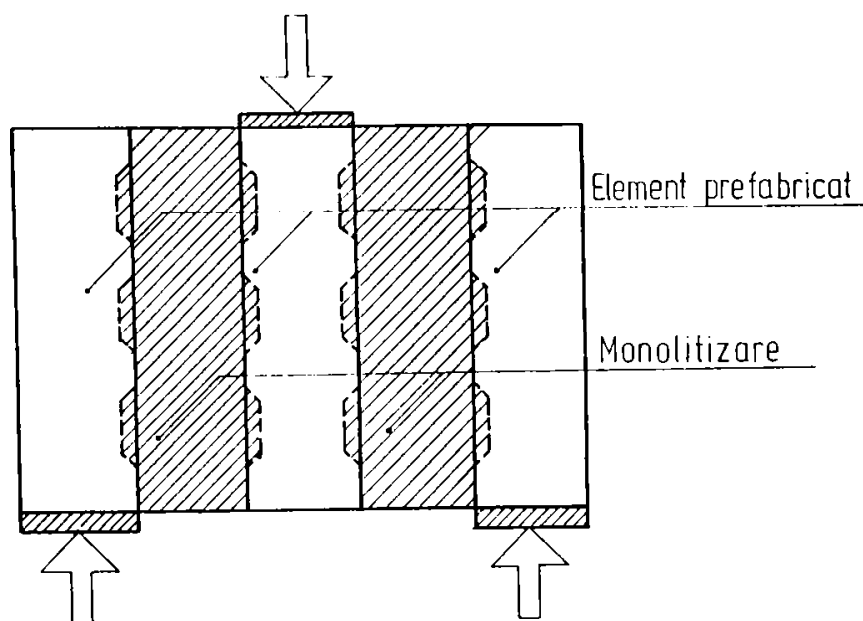


Figura 5.4.
ELEMENT
EXPERIMENTAL
MODUL DE
APLICARE A
ÎNCĂRCĂRII

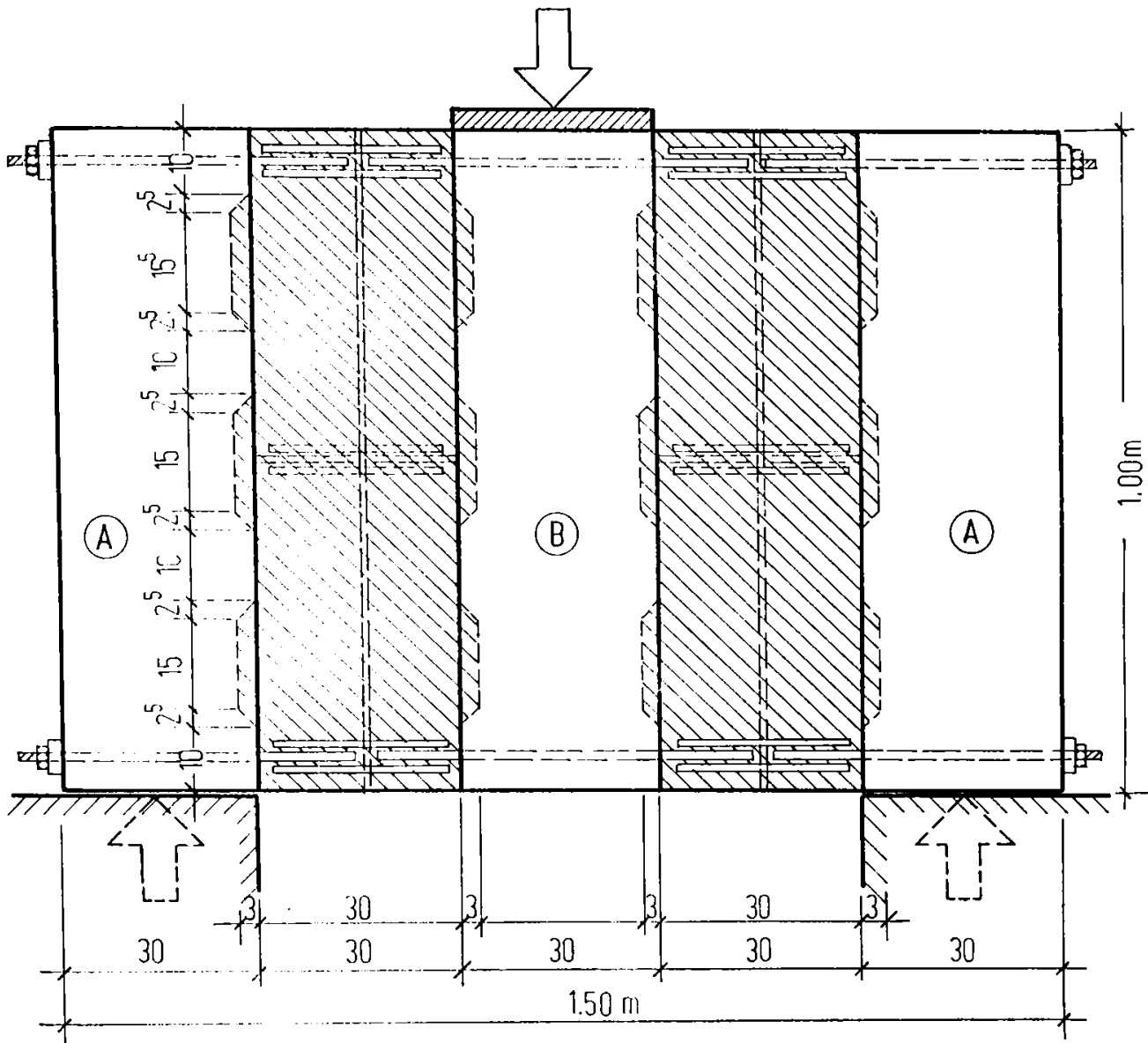


Figura 5.5. ANSAMBLUL ÎNCERCAT - AMPLASAREA JUGURILOR DE STABILIZARE

În tabelul 5.1 sunt prezentate valorile rezistențelor obținute pe betonul panourilor și al monolitizărilor pentru ansamblurile de încercare RVI, RVII și RVIII.

Armarea elementelor experimentale s-a făcut cu plase $\varnothing 6/10$ cm din OB37, iar în îmbinări s-au prevăzut mustăți de armătură din P.C.52.

Diametrul și numărul armăturilor care traversează îmbinarea verticală s-a stabilit conform [143] și proiectului IPCT "770-81". Astfel, având în vedere dimensiunile ansamblului (înălțimea elementelor în raport cu înălțimea unui panou prefabricat real), s-au introdus două sau trei legături cu bare $\varnothing 12$ din P.C.52 (ceea ce corespunde îmbinărilor reale pentru gradul seismic 7, respectiv 8 - proiect IPCT-770-81).

În figura 5.6 este redată armarea elementului marginal al ansamblului de încercare (tip "A"), iar în figura 5.7 armarea elementului central (tip "B").

În figura 5.8 este redat numărul de legături care străbat îmbinarea verticală și modificările incluse în alcătuirea ansamblului (prin armarea betonului de monolitizare).

Situația se prezintă astfel:

- la RVI - îmbinarea este armată prin două legături $\varnothing 12$;
- la RVII - îmbinarea este armată prin 2 legături sudate $\varnothing 12$ și o bară verticală $\varnothing 12$;
- la RVIII - îmbinarea este armată prin 3 legături sudate $\varnothing 12$ (corespunzător gradului seismic 8).

Diferențele de alcătuire a îmbinărilor la cele trei ansambluri de încercare, sunt introduse cu scopul observării influenței lor asupra comportării la încercare.

Tabelul 5.1. CARACTERISTICILE BETONULUI LA 28 DE ZILE

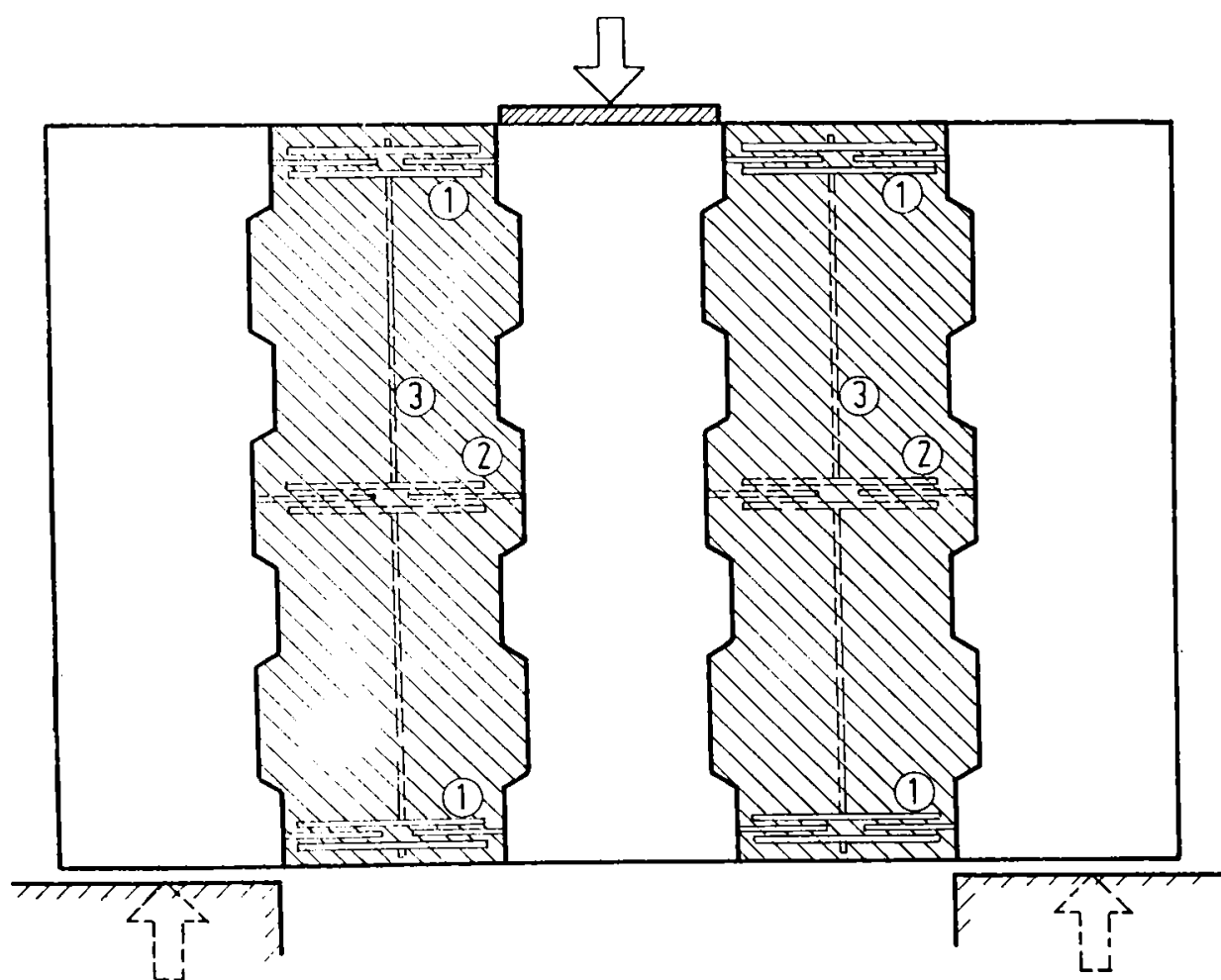
Ansamblul	Elementul	Caracteristica	Valoarea [daN/cm^2]	Obs.
RV I	prefabricat	Rb	278	încercările pe epruvete au fost efectuate la 28 de zile de la data turnării
	monolitizare	Rb	262	
		Rt	18,1	
		E	256944	
RV II	prefabricat	Rb	293	
	monolitizare	Rb	268	
		Rt	20,5	
		E	242880	
RV III	prefabricat	Rb	258	
	monolitizare	Rb	255	
		Rt	17,8	
		E	243730	

Încercările au fost efectuate la 28 de zile de la turnarea betonului de monolitizare în îmbinări cu ajutorul unei prese de 100 tf și al unui cadru-dispozitiv care a permis încărcarea centrică a ansamblului, creșterea forței cu diferite trepte și menținerea acestei forțe constante în vederea efectuării citirilor pe aparatura de măsură. Inregistrarea deplasărilor și a deformațiilor specifice s-a făcut cu ajutorul microcomparatoarelor și al timbrelor tensometrice lipite pe beton și pe armătură.

Ansamblul RV-I

În figura 5.9 și figura 5.10 se prezintă amplasarea timbrele tensometrice pe betonul de monolitizare. Se observă că timbrele tensometrice au fost amplasate pe direcția eforturilor unitare de compresiune apărute în "bielele de compresiune" din îmbinare și perpendicular pe acestea (pe direcția eforturilor de întindere din betonul de monolitizare). La partea superioară a îmbinării s-au plasat pe armătură timbrele TA00 și TA01 (figura 5.9).

Deplasarea elementului central "B" în raport cu elementele marginale "A" a fost înregistrată cu ajutorul a trei microcomparatoare (M1 ÷ M3) de precizie 1:100 mm. Valoarea deplasării efective s-a obținut scăzând din deplasarea înregistrată de M1, media deplasărilor înregistrate de M2 și M3.



- ① Legături sudate la RV I : RV II : RV III
- ② Legătura sudată numai la RV III
- ③ Bară verticală $\phi 12$ (PC52) numai la RV II

Figura 5.8. MODUL DE ARMARE A ÎMBINĂRILOR VERTICALE

Forța aplicată a fost crescută în trepte de 50 kN până la valoarea de 400 kN și apoi în trepte de 25 kN până la rupere ($T_{\max} = 712$ kN). Au fost efectuate două cicluri de încărcare, primul până la 560 kN (în care ansamblul s-a comportat elastic) și al doilea până la rupere.

Ansamblul RV - II

Amplasarea timbrei tensometrice pe betonul de monolitizare a fost modificată față de RV I (ca rezultat al observațiilor apărute la prima încercare), iar timbrele de pe armătură au fost amplasate pe legăturile de la partea inferioară a ansamblului; în plus au fost prevăzute timbre tensometrice și pe barele cadrului de stabilitate inferior (figurile 5.11 și 5.12). Prin montarea microcomparatorului M1 pe un jug metalic prins rigid de elementele marginale "A" s-a renunțat la microcomparatoarele M2 și M3. Forța a fost aplicată în trepte de 50 kN până la valoarea de 400 kN, apoi în trepte de 25 kN până la rupere ($T_{\max} = 725$ kN). A fost efectuat un singur ciclu de încărcare până la rupere.

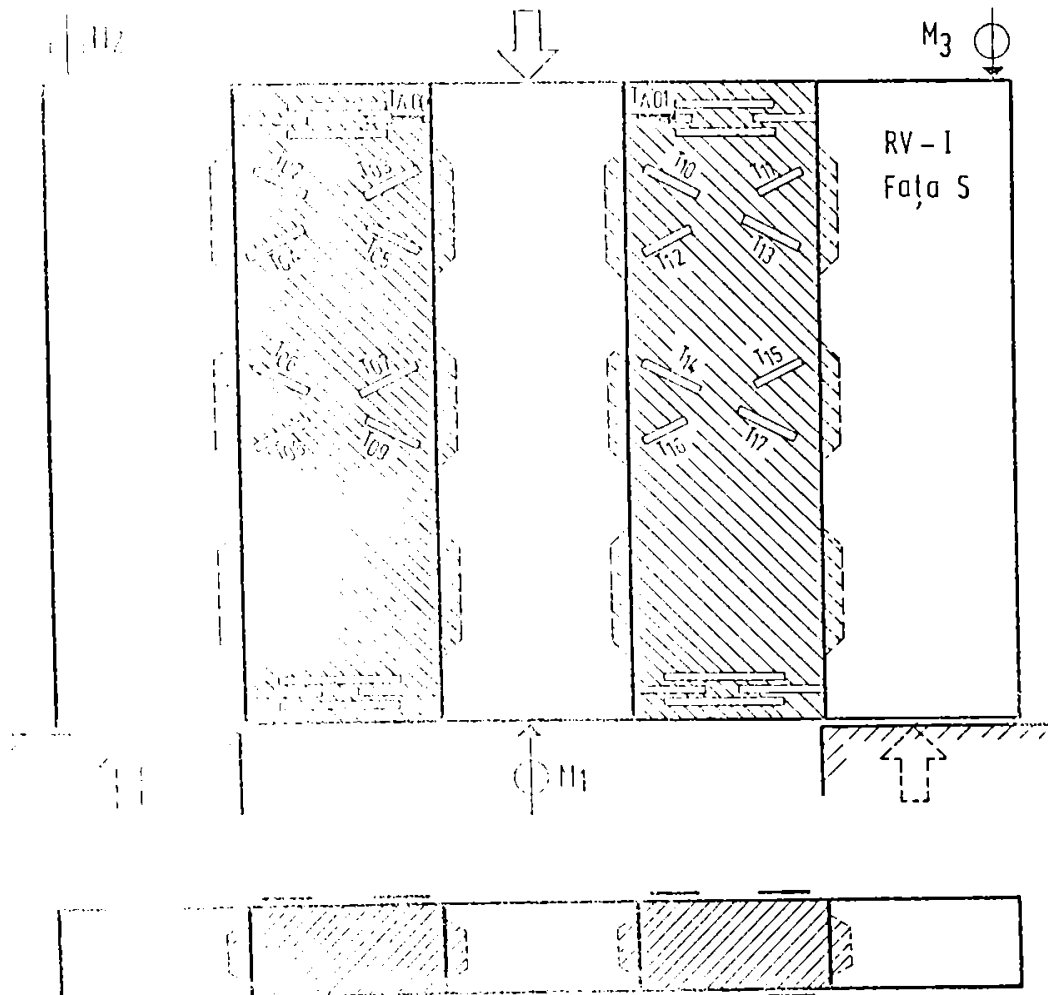


Figura 5.9. DISPUNEREA APARATURII DE MĂSURĂ
ANSAMBLUL RV-I - FAȚA S

Ansamblul RV - III

Amplasarea timbrelor tensometrice pe beton și a microcomparatorului este identică cu a ansamblului RV II. Timbrele de pe armătură au fost amplasate pe legăturile de la partea inferioară și pe cele de la mijloc.

Forța a fost aplicată în trepte de 50 kN până la valoarea de 400 kN, apoi în trepte de 25 kN până la rupere ($F_{\max} = 525$ kN). A fost efectuat un singur ciclu de încărcare până la rupere.

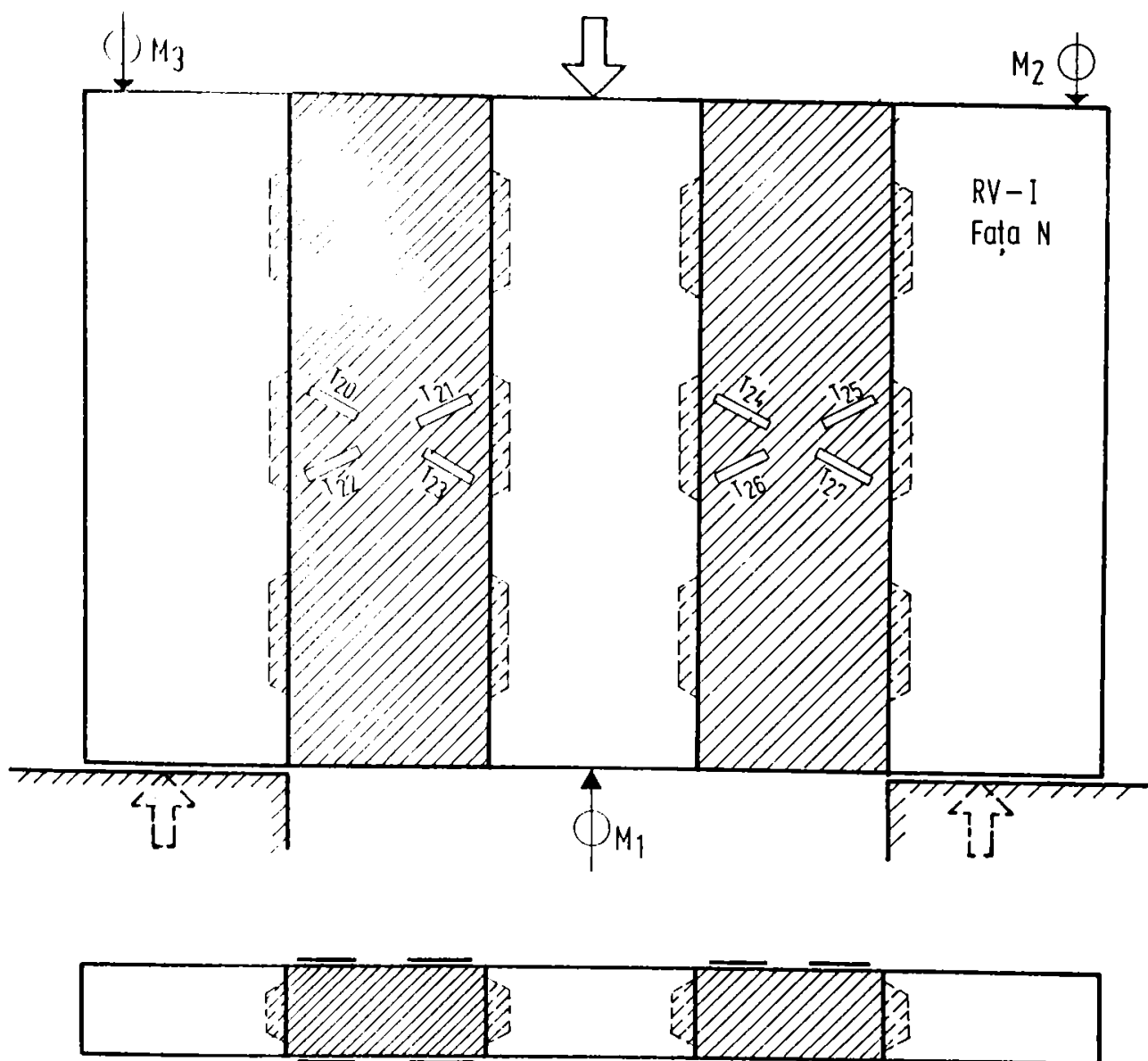


Figura 5.10. DISPUNEREA APARATURII DE MĂSURĂ
ANSAMBLUL RV-I - FAȚA N

- ruperea a avut loc sub efectul preponderent al forței tăietoare, aspectul după rupere fiind asemănător (figura 5.14);
- timbrele tensometrice de pe betonul de monolitizare au înregistrat apariția eforturilor de compresiune în "bielele de compresiune" formate în betonul de monolitizare și a întinderii pe direcție perpendiculară, eforturile de întindere depășind rezistența betonului produc ruperea prin fisuri înclinate;
- deplasarea elementului de mijloc "B" față de elementele marginale "A" a avut în domeniul elastic valori relativ apropiate:
 - la RVI și RVII aproximativ 2mm;
 - la RVIII aproximativ 3mm;
- la rupere deplasările maxime au fost:
 - RVI $\Delta_{max} = 12,5\text{mm}$;
 - RVII $\Delta_{max} = 17,9\text{mm}$;
 - RVIII $\Delta_{max} = 11,8\text{mm}$;

Pe baza încercărilor experimentale prezentate mai sus se pot trage următoarele concluzii:

- cedarea ansamblurilor a avut un caracter elasto-plastic, definit printr-o deformație inițială elastică, după care, înainte de rupere s-au produs lunecări pronunțate în îmbinări (cu alungiri plastice a armăturilor din îmbinare) fără scăderi importante ale forței T.
- ansamblul RVIII a cedat la $T_{max} = 525\text{KN}$, deci armătura suplimentară de rezistență dispusă în rost (legătura sudată de la mijlocul îmbinării - figura 5.8) a avut o influență mai mică decât marca betonului (vezi tabelul 5.1);
- bara verticală ($\varnothing 12$ PC52) din îmbinare dispusă suplimentar la ansamblul RVII nu a influențat în mod deosebit comportarea acestui ansamblu față de RVI și RVIII.

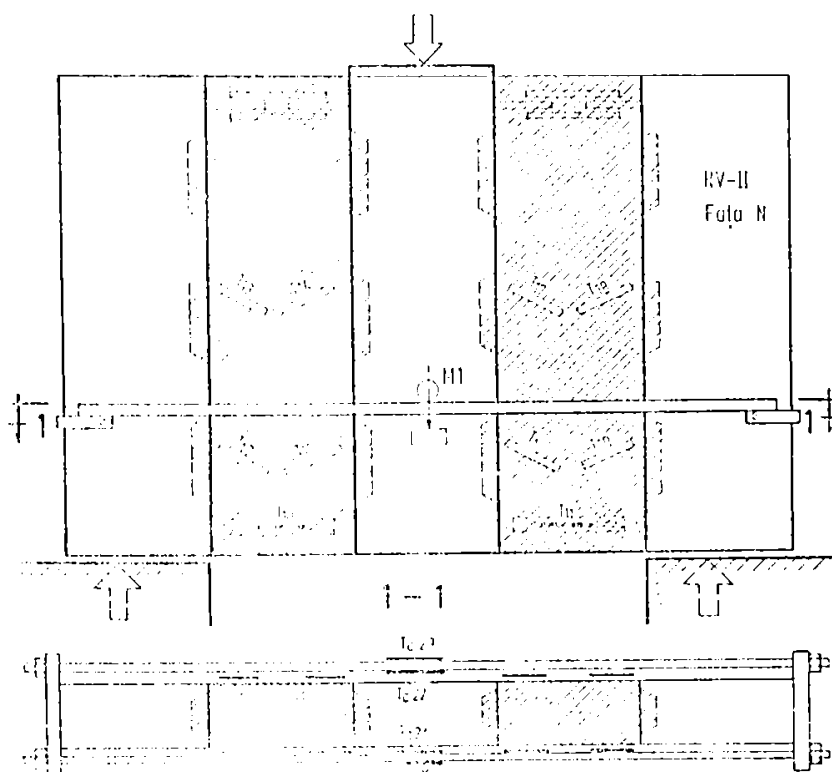


Figura 5.12.
DISPUNEREA
APARATURII DE
MĂSURĂ
ANSAMBLUL RV-
II - FAȚA N

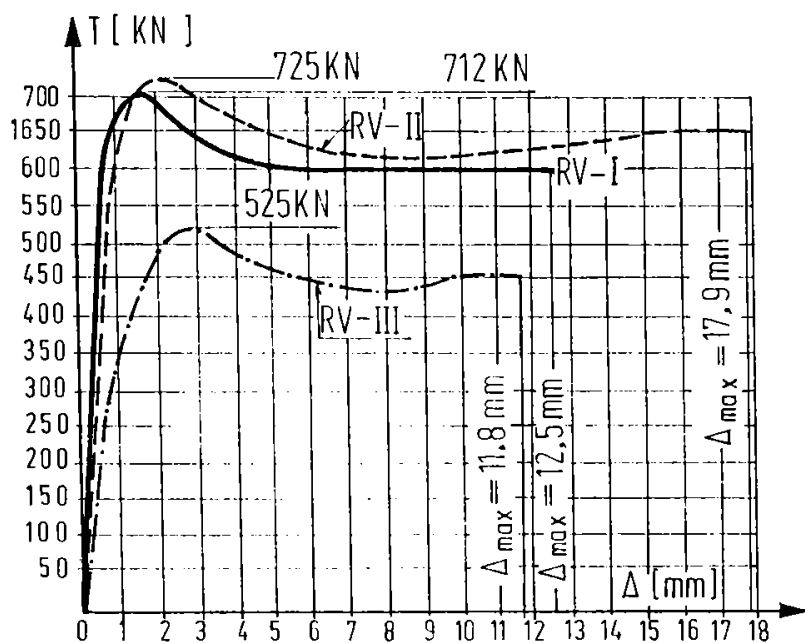
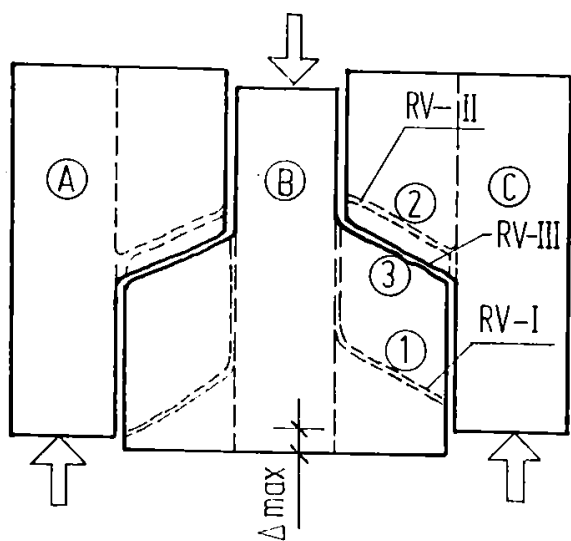
Figura 5.13. DIAGRAMA T - Δ 

Figura 5.14. MODUL DE RUPERE

Fotografiile 5.1÷5.6 prezintă unele aspecte ale încercărilor:

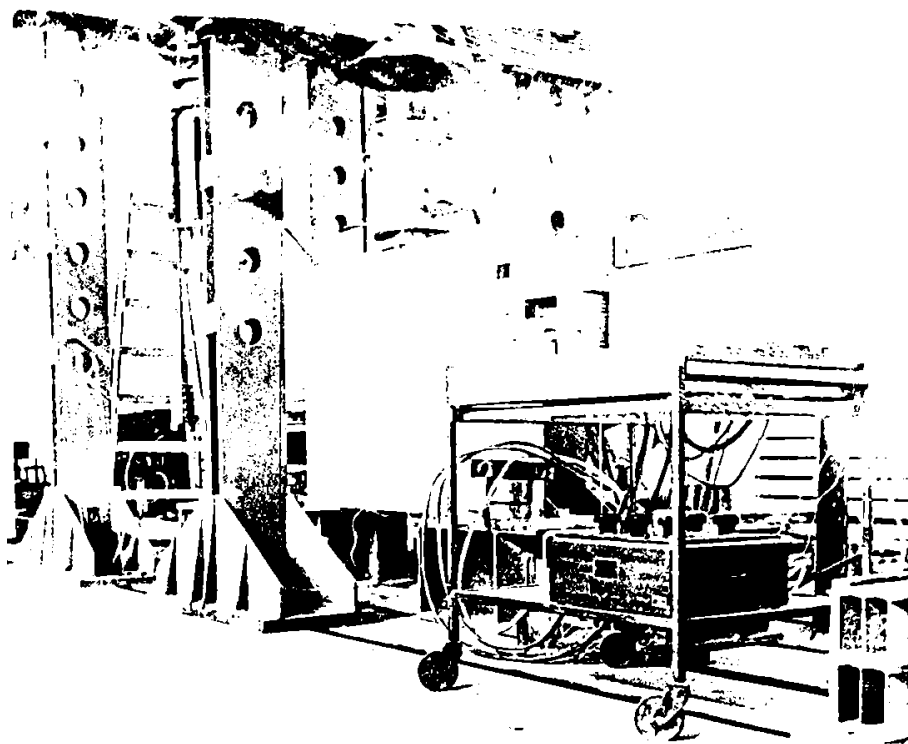


FOTO 5.1
APARATURA DE
ÎNCERCARE

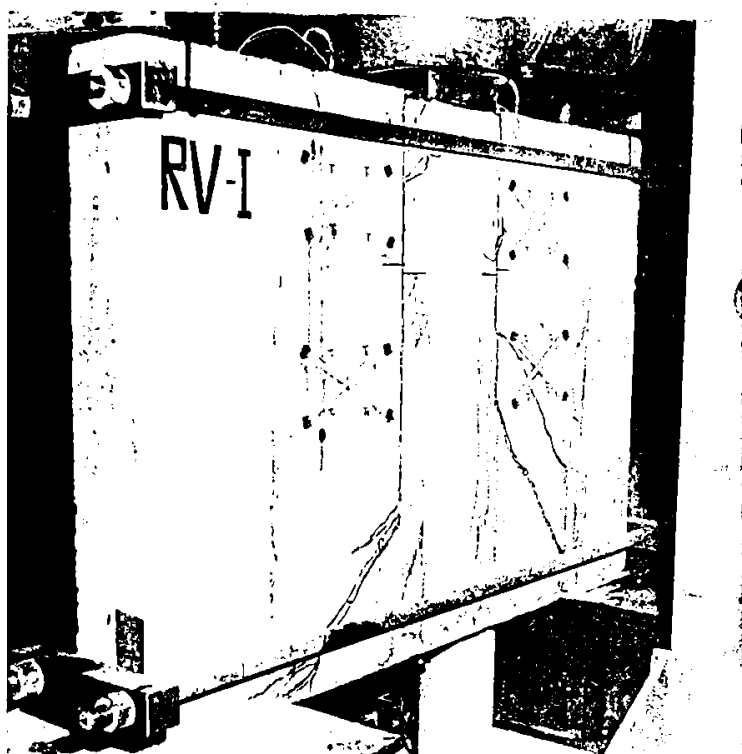


FOTO 5.2
ANSAMBLUL RVI
FAȚA S

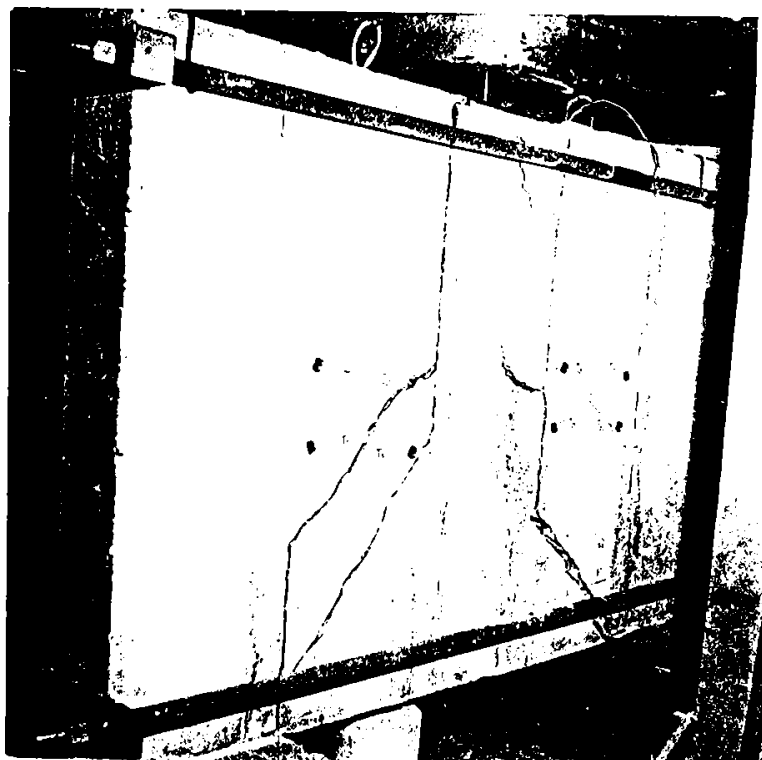


FOTO 5.3 ANSAMBLUL RVI
FAȚA N

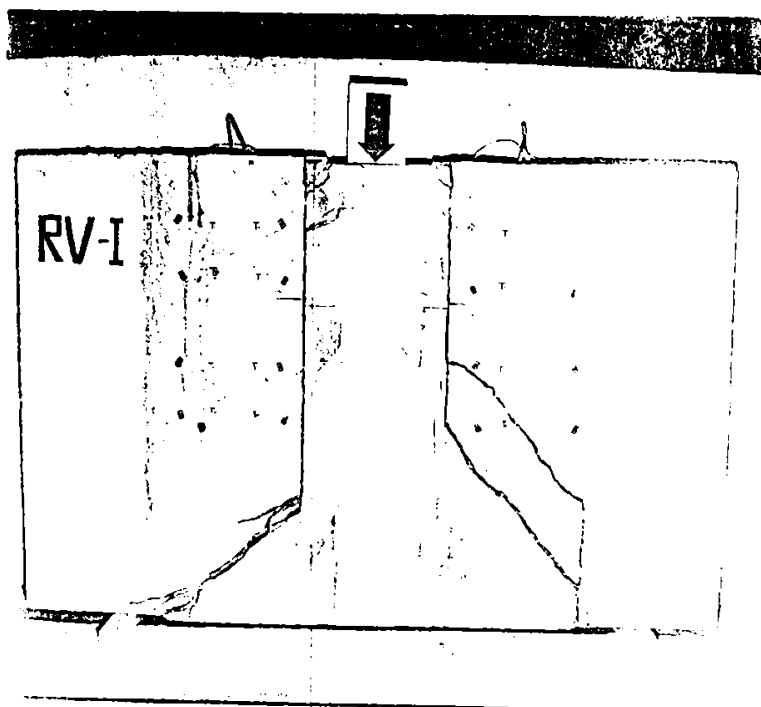


FOTO 5.4 ANSAMBLUL RVI
FAȚA D PĂ E E



FOTO 5.5 ANSAMBLUL RVI
FATA N DUPĂ RUPERE

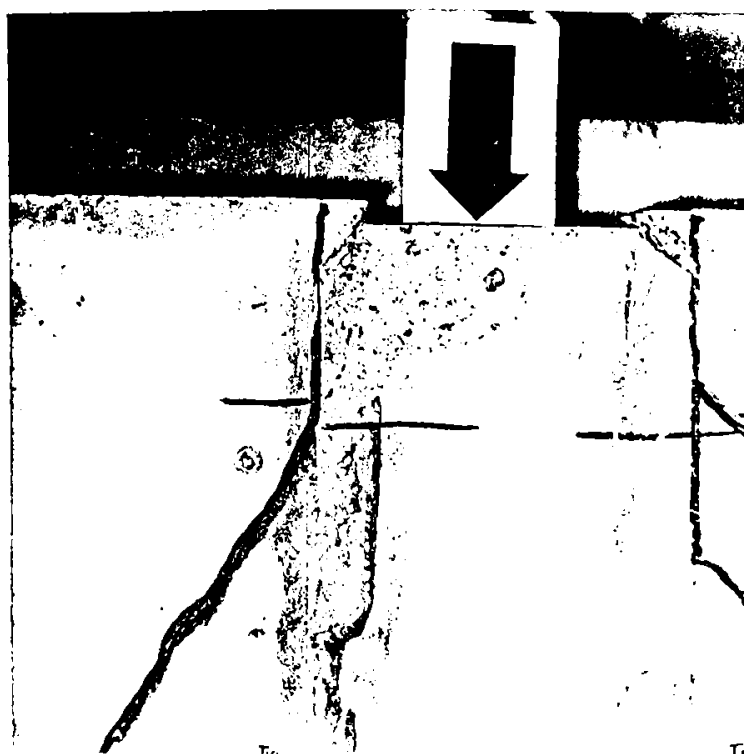


FOTO 5.6 ANSAMBLUL RVII
DUPĂ RUPERE

5.3 Cercetări teoretice și experimentale pe modele de îmbinări verticale supuse la încărcări ciclice alternante

5.3.1. Dispozitiv și metodă de încercare a îmbinărilor panourilor mari prefabricate

5.3.1.1. Dispozitiv de încercare

Îmbinările verticale ale panourilor mari prefabricate de beton armat sunt solícitate cu precădere de forțe de forfecare după axul îmbinării, iar îmbinările orizontale la forțe normale pe axul îmbinării. Din acest motiv, în analiza structurală a fost mai convenabil să se facă distincție între îmbinări de forfecare și îmbinări de compresiune (vezi punctul 3.1.2.1).

Analiza structurală a unei îmbinări necesită cuantificarea rezistenței și deformabilității, exprimate prin diagrama de comportare. Îmbinarea poate fi considerată ca un material, ale cărui proprietăți mecanice pot fi stabilite analitic sau experimental. Proprietățile mecanice esențiale ale unei îmbinări sunt rezistența îmbinării (sau o valoare limită echivalentă) și rigiditatea îmbinării. Îmbinărilor de forfecare le este caracteristică rigiditatea la forfecare.

Pentru studiul comportării îmbinărilor de forfecare se pot utiliza diferite dispozitive (au fost prezentate în Capitolul 2).

Dispozitivul de încercare (figura 5.15) proiectat și executat în cadrul Laboratorului Catedrei Construcții Civile, Industriale și Agricole, a fost creat cu scopul modelării efectului real de încărcare din structură. Transmiterea încărcării se realizează prin intermediul unor buloane antrenate de câte o pereche de piese metalice în formă de L. În acest fel se pot elimina aproape complet tensiunile normale transversale și longitudinale, iar distribuția efortului tangențial este aproape uniformă pentru un anumit raport al lungimilor îmbinării și panoului. Acest raport a fost stabilit printr-un calcul cu elemente finite, prezentat în lucrarea [65].

Pentru validarea dispozitivului de încercare și pentru a evidenția avantajele lui (distribuții aproape uniforme ale eforturilor unitare în axul îmbinării) s-a realizat un calcul cu metoda elementelor finite.

Dimensiunile dispozitivului și ale fâșiilor de beton au fost calculate din condiția de egalitate a momentelor de inerție ale secțiunii dreptunghiulare de beton și ale dispozitivului.

A fost aplicat programul de calcul automat PANEL, îmbinarea și dispozitivul de încercare fiind modelate cu elemente finite în stare plană de tensiuni. Discretizarea s-a făcut ținând cont de cerințele programului de a avea subdomenii de formă dreptunghiulară și de a prinde toate punctele caracteristice. Caracteristicile geometrice sunt prezentate în figura 5.15 iar discretizarea în figura 5.16.

Au fost realizate trei variante, aplicându-se la fiecare câte două forțe concentrate $P = 10000$ daN la capete, considerând trei cazuri aparte de blocare a unor noduri ale rețelei.

Prima variantă ia în considerare un singur pendul dispus la mijlocul îmbinării în dreptul uncia din cele două părți ale dispozitivului de încercare (figura 5.16). Eforturile obținute în lungul îmbinării sunt prezentate în diagramele din figurile 5.17, 5.18 și 5.19 (σ_x , σ_y și τ_{xy}). Se remarcă o distribuție simetrică și uniformă a eforturilor unitare σ_x , σ_y și τ_{xy} .

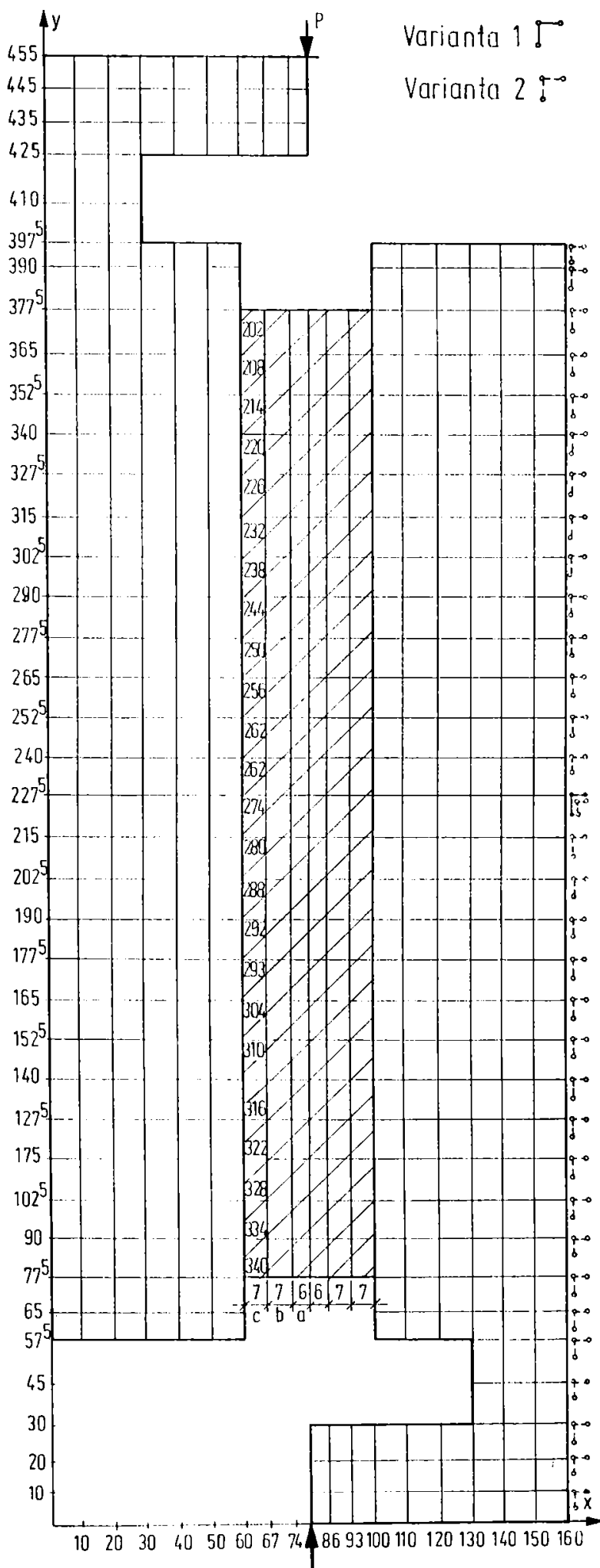


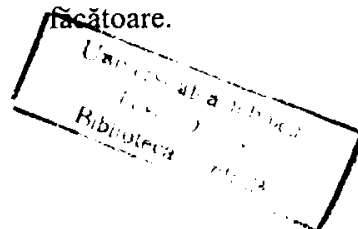
Fig. 5.16 Discretizare l m nu experimental

Această distribuție ordonată a eforturilor conduce la concluzia că dispozitivul permite modelarea corectă a unei solicitări de alunecare în îmbinare.

A doua variantă ia în considerare penduli dispuși în fiecare nod al unei laturi (figura 5.16). Eforturile obținute sunt prezentate în diagramele din figurile 5.20; 5.21 și 5.22 (σ_x , σ_y și τ_{xy}). Valorile eforturilor sunt ceva mai mici dar distribuția nu mai este simetrică.

A treia variantă ia în considerare în totalitate panourile care mărginesc îmbinarea, deci fâșii cu rigiditate infinită. Diagramele de eforturi unitare σ_x , σ_y și τ_{xy} sunt prezentate în figurile 5.23; 5.24 și 5.25. Valorile eforturilor sunt foarte mici iar distribuția lor este simetrică.

Cea de-a treia variantă este cea care se apropie cel mai mult de comportarea reală a îmbinărilor. Cu toate acestea, și prima variantă (care modelează comportarea dispozitivului propus spre validare) dă rezultate satisfăcătoare.



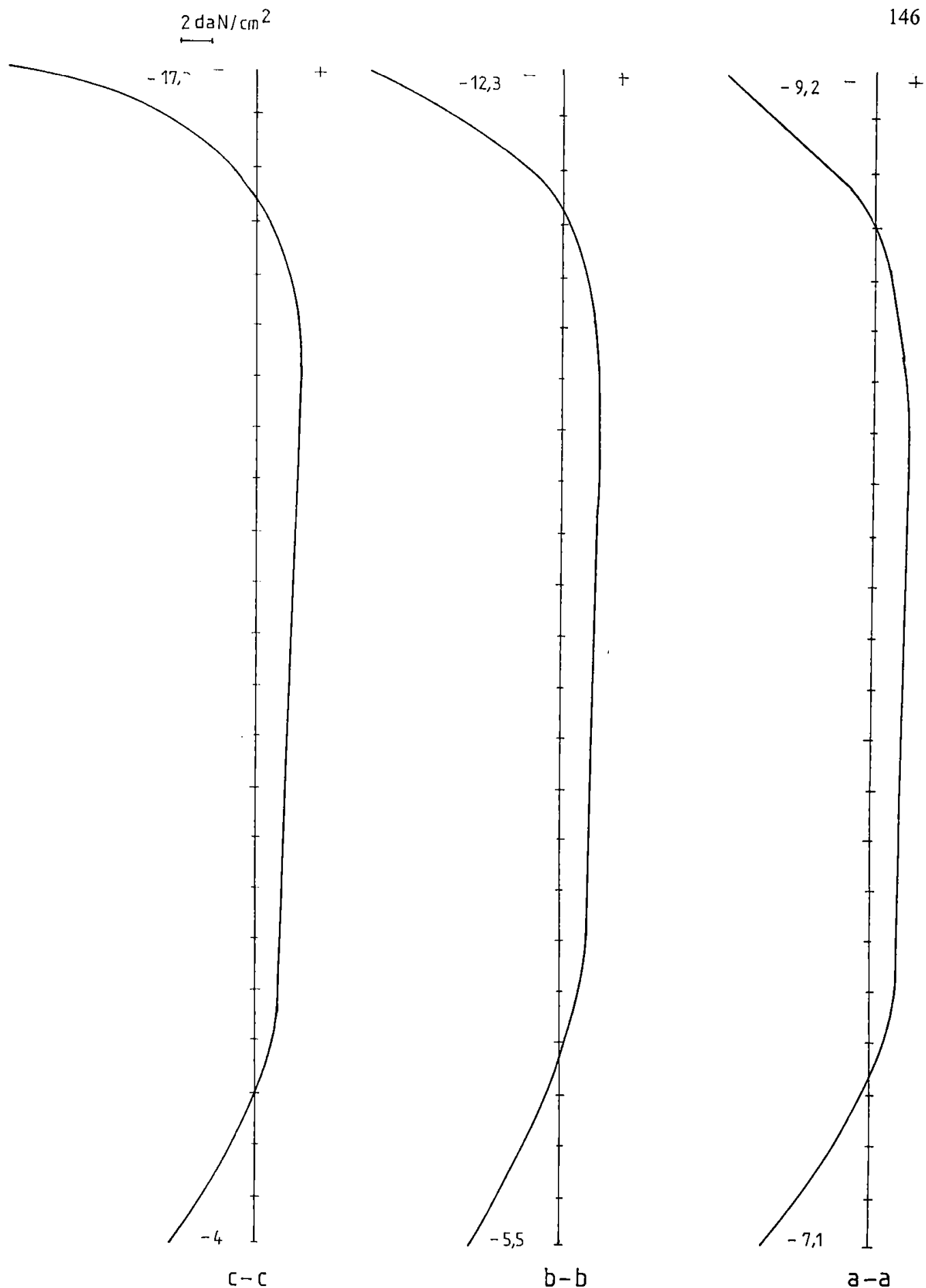


Figura 5. 17 EFORTUL σ_x IN IMBINARE - varianta I

σ_y pentru 10t

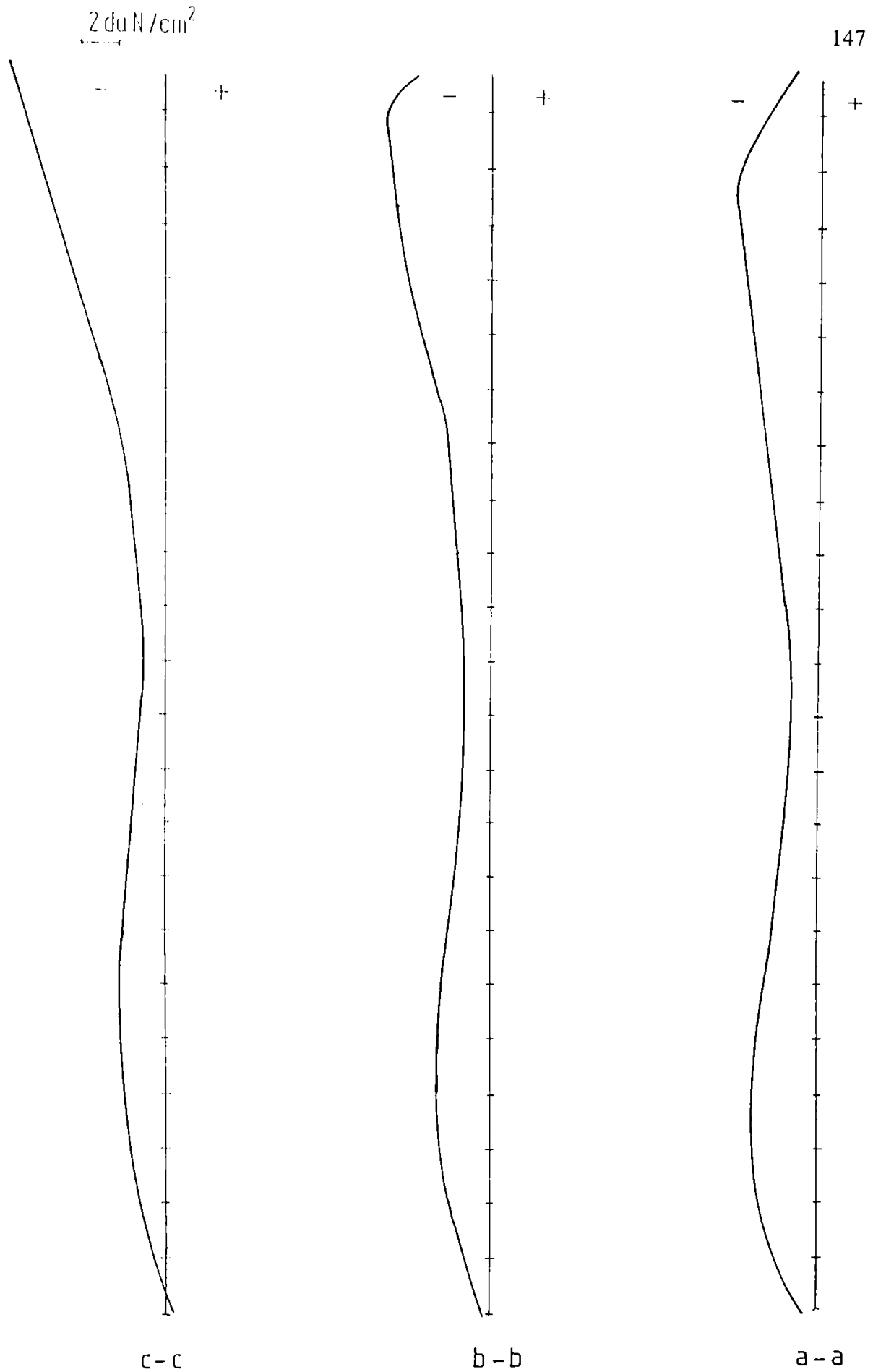


Figura 5. 18 EFORTUL σ_y ÎN ÎMBINARE - varianta 1

2 daN/cm^2

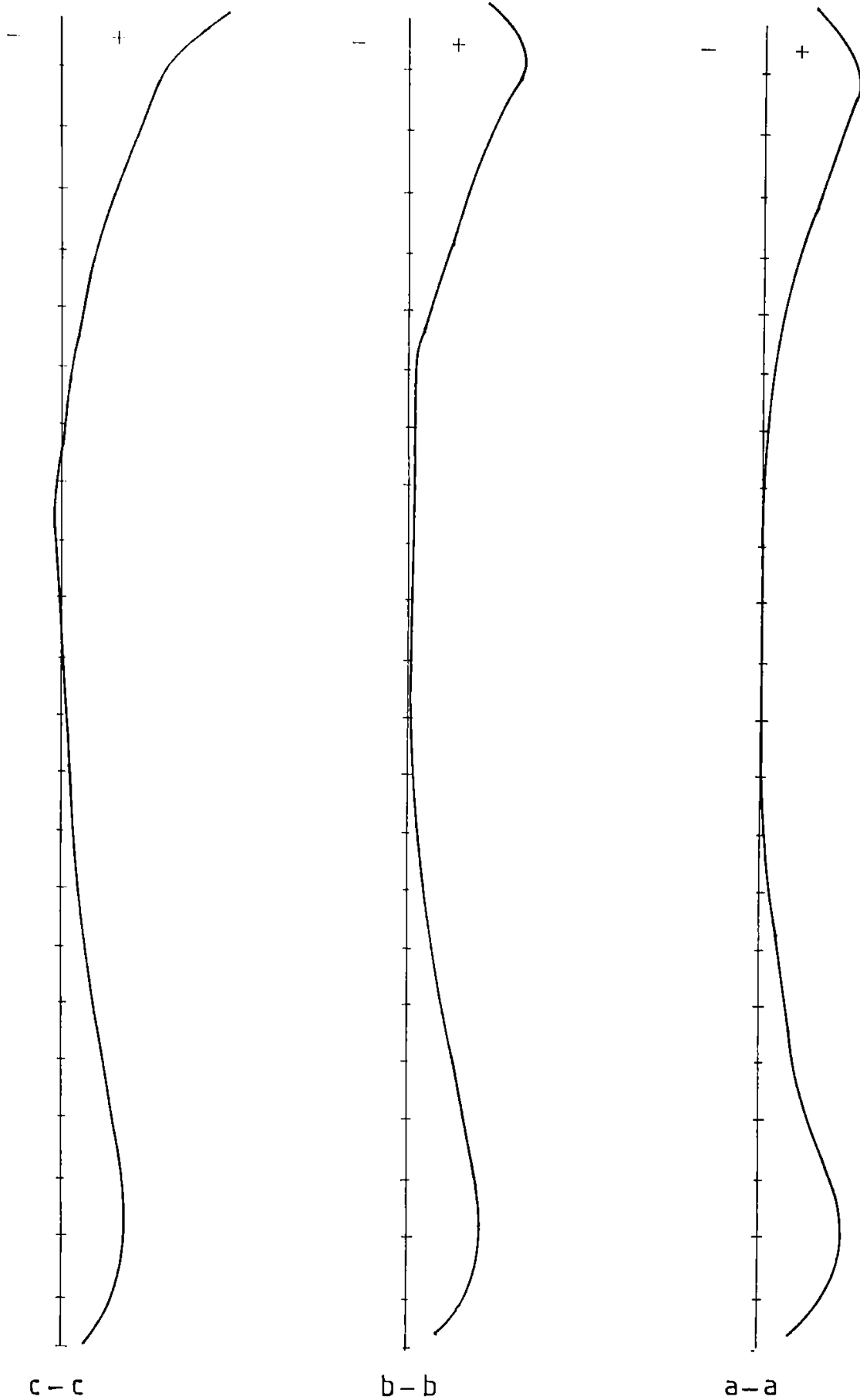


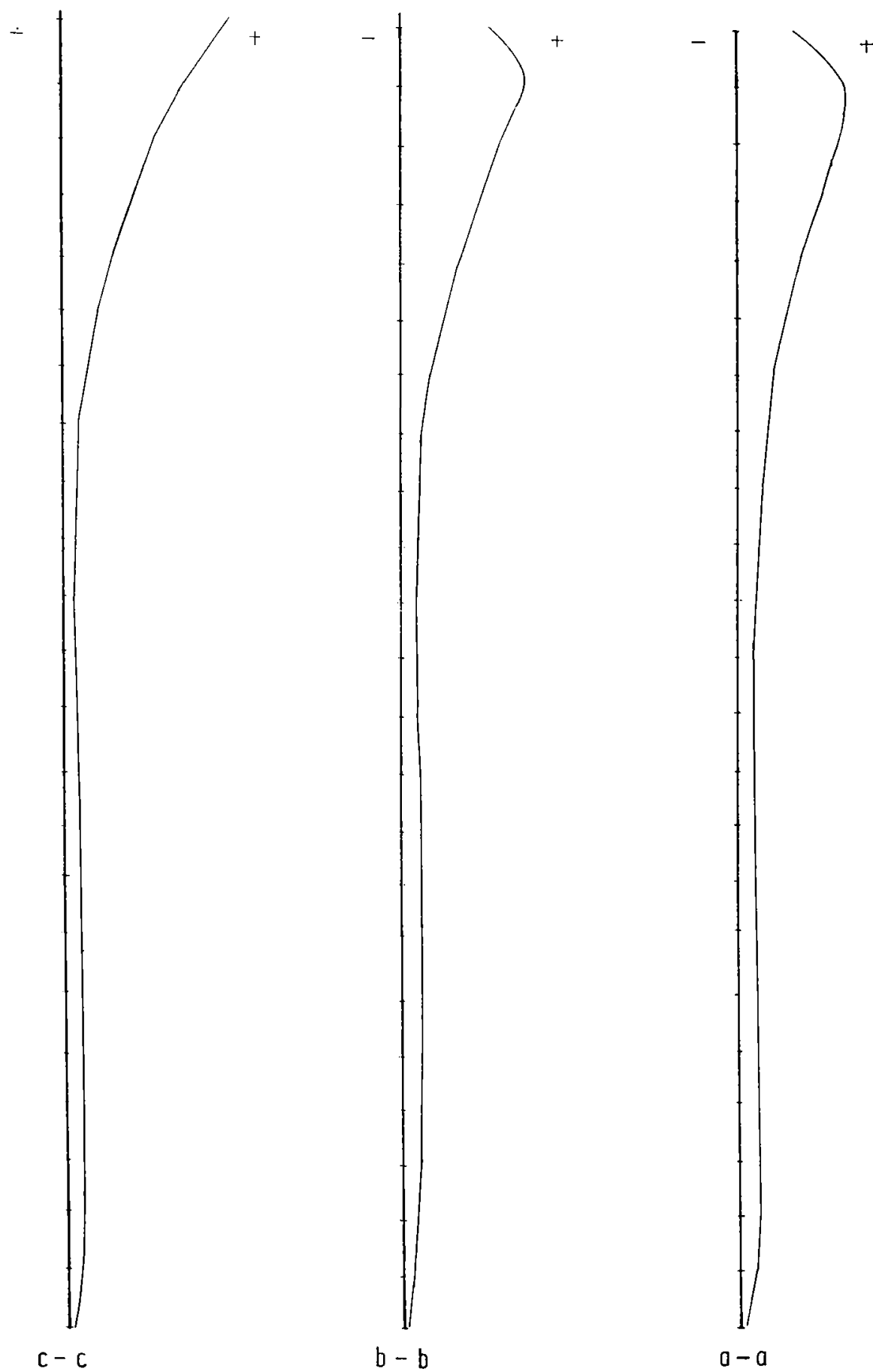
Figura 5. 19 EFORTUL τ_{xy} ÎN ÎMBINARE - varianta 1

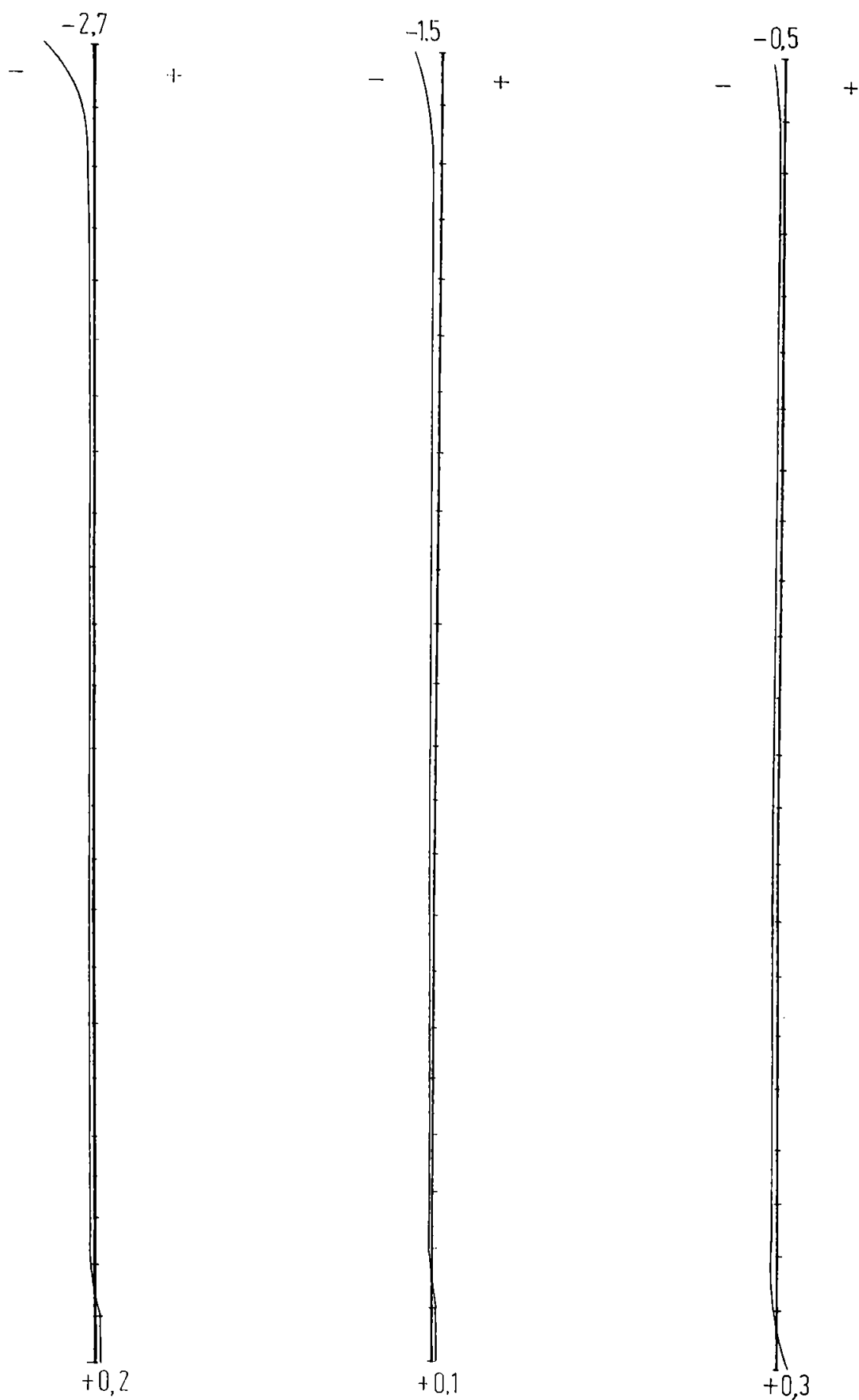


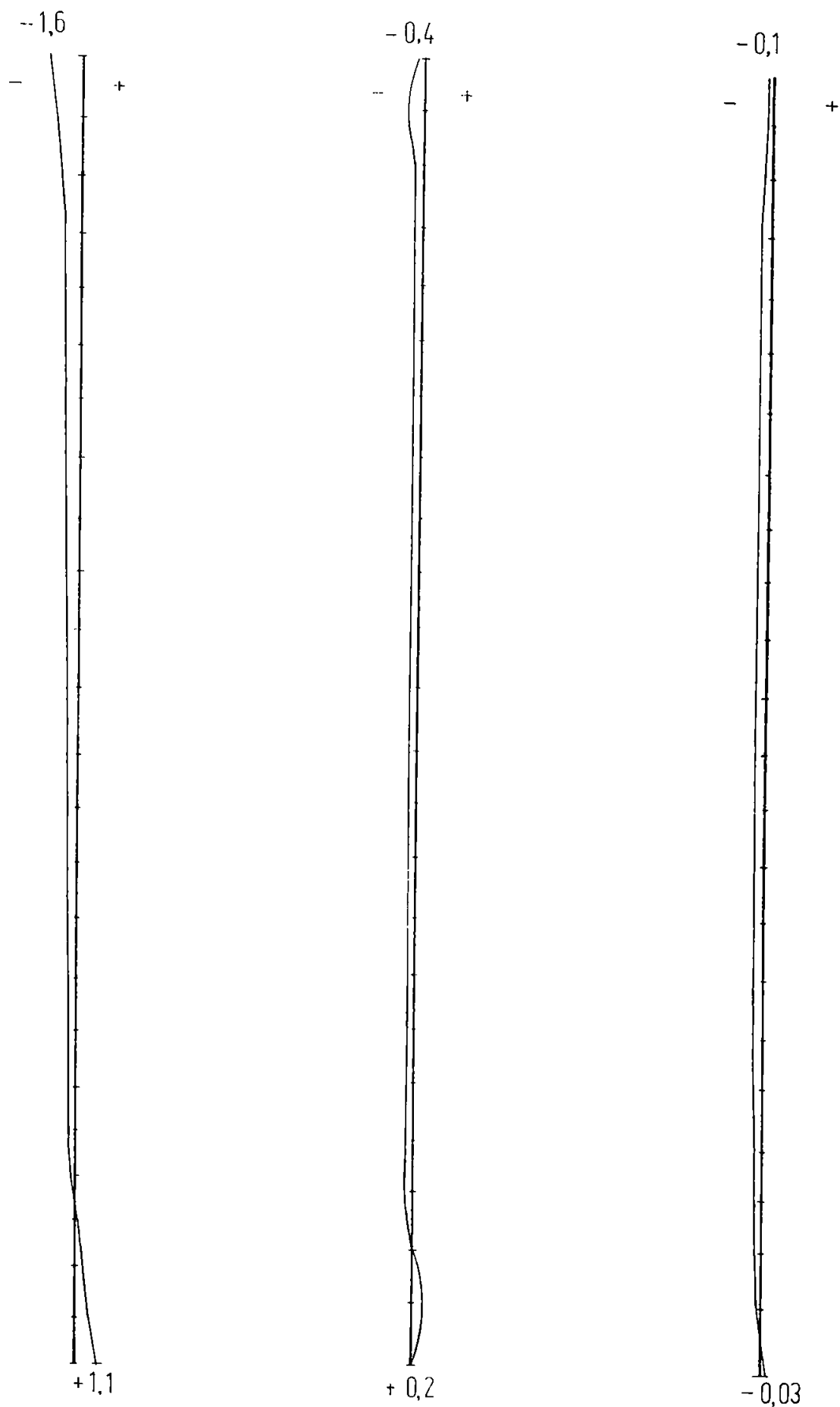
Figura 5. 20 EFORTUL σ_x ÎN ÎMBINARE - varianta 2

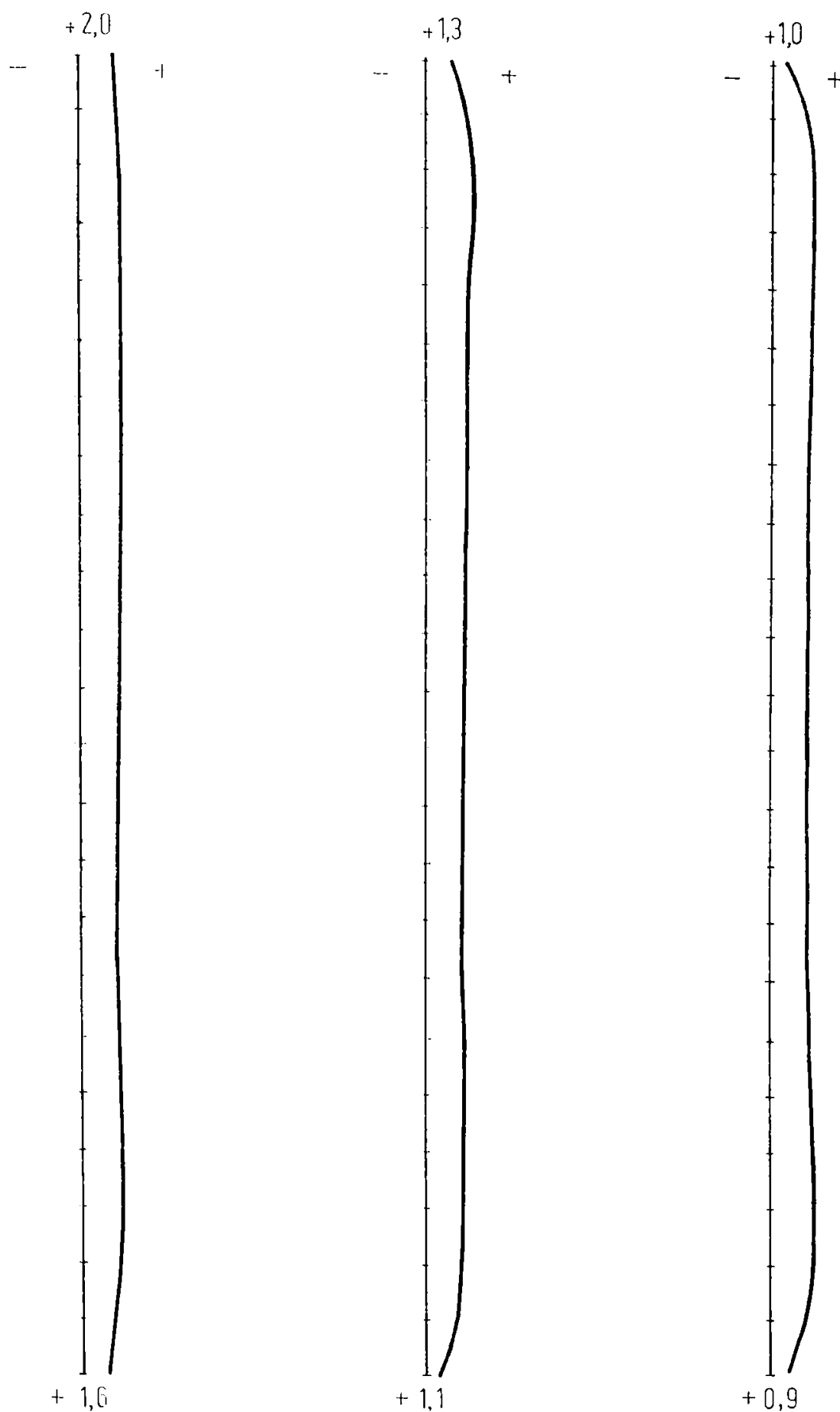


Figura 5. 21 EFORTUL σ_y ÎN ÎMBINARE - varianta 2

Figura 5. 22 EFORTUL τ_{xy} ÎN ÎMBINARE - varianta 2

Figura 5. 23 EFORTUL σ_x ÎN ÎMBINARE - varianta 3

Figura 5. 24 EFORTUL σ_y ÎN ÎMBINARE - varianta 3

Figura 5. 25 EFORTUL τ_{xy} ÎN ÎMBINARE - varianta 3

5.3.1.2. Metoda de încercare

Încercarea experimentală prezentată în continuare a fost realizată cu scopul stabilirii unei metodologii de încercare pentru îmbinările verticale dintre panourile mari prefabricate de beton armat.

Elementul experimental modelează la scara 1:1 o îmbinare verticală umedă, elementul fiind format din două fragmente de panou și îmbinarea verticală pe înălțimea unui etaj (figura 5.15). Caracteristicile geometrice ale îmbinării sunt prezentate în figura 5.26. Pentru a se putea urmări comportarea îmbinării prin observare directă nu s-au modelat "buzele" ce o acoperă, ea rămânând "deschisă".

Caracteristicile mecanice ale betonului utilizat pentru panouri și îmbinare, la data încercării, sunt prezentate în Tabelul 5.2.

Tabelul 5.2 CARACTERISTICI MATERIALE

Element	Vârsta	R_b	R_{pr}	R_t	E_b
	zile	N/mm ²			
Panou	41	28,65	23,25	2,34	24400
Imbinare	27	26,70	19,75	2,77	23400

Armarea fragmentelor de panou este indicată în figura 5.27. S-au dispus 6 \varnothing 12 pe înălțimea panoului; etrieri \varnothing 6/12,5 și bare transversale 5 \varnothing 10 care pătrund în îmbinare din OB37.

Armătura îmbinării prezentată în figura 5.28 este realizată din PC52 și constă într-o bară \varnothing 16 plus barele de legătură ce ies din fragmentele de panouri prefabricate.

Execuția elementului experimental s-a realizat în două etape. În primul rând s-au turnat fragmentele de panouri, cofrajul fiind introdus între cele două dispozitive metalice în formă de L, legate între ele prin buloane. Turnarea acestor două fâșii s-a făcut în poziție culcată pe laturile înguste dințate. Peste 14 zile s-a turnat îmbinarea, în poziție orizontală, după ce în prealabil se realizase înădirea armăturilor transversale îmbinării și se lipiseră timbrele tensometrice pe armături. (figura 5.28)

În vederea măsurării deplasărilor transversale îmbinării, cât și a lunecărilor în lungul ei, s-au utilizat câte 2 x 5 microcomparatoare pe fiecare față. Dispoziția lor este indicată în figura 5.29.

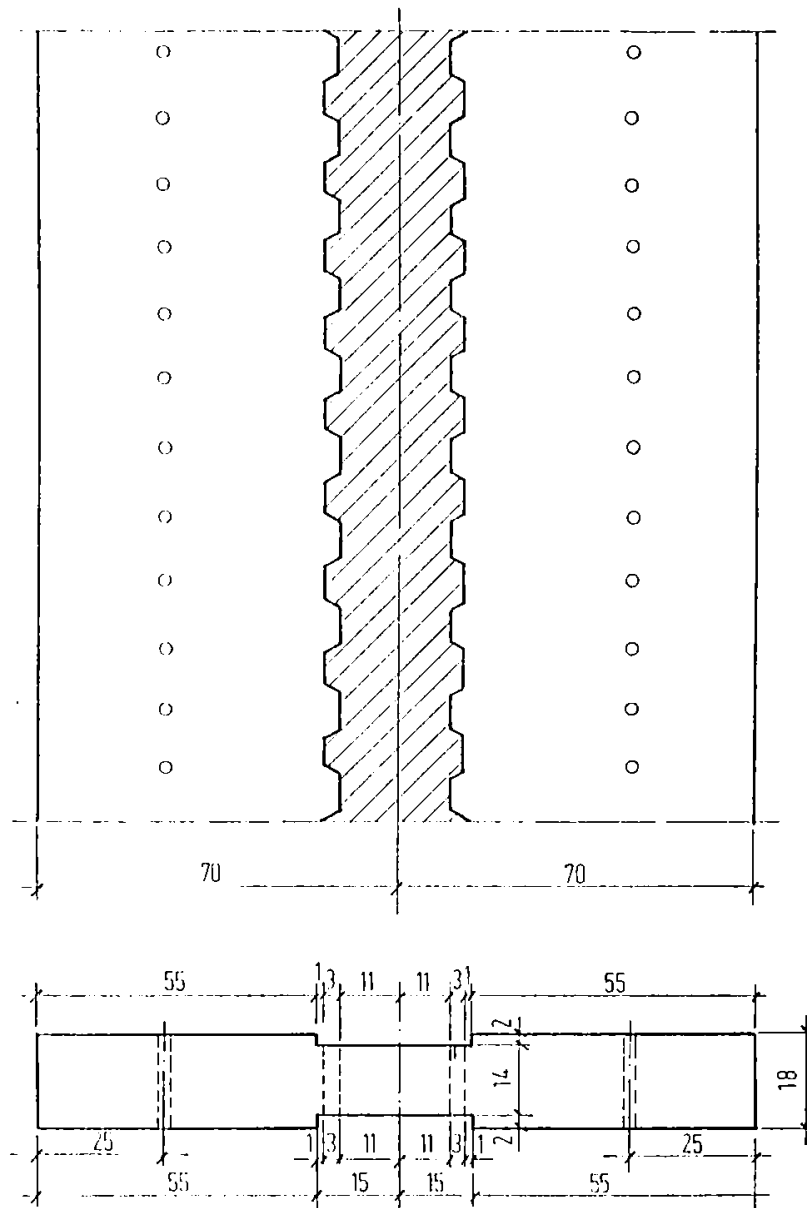


Figura 5.26 CARACTERISTICI GEOMETRICE ÎMBINARE

Încercarea îmbinării a avut loc în poziție culcată pe una din fețele înguste ale ansamblului, cu încărcarea aplicată monoton crescător în trepte de 5000 daN (aproximativ 1/10 din forța de rupere probabilă). La fiecare treaptă s-au citit microcomparatoarele și timbrele tensometrice.

Din citirile microcomparatoarelor au rezultat deplasările transversale îmbinării și lunecările longitudinale. Figura 5.30 prezintă variația deplasărilor transversale δ în lungul îmbinării la diferite trepte de încărcare. Se observă că până la încărcarea de 35.000 daN aceste deplasări au fost foarte mici.

Mediile lunecărilor măsurate la diferite trepte de încărcare sunt prezentate în figura 5.31, funcție de încărcarea P . După depășirea încărcării de 35.000 daN lunecările au crescut puternic. Încărcarea transversală îmbinării fiind mică (rezultată doar din greutatea proprie a jumătății

elementului experimental și a dispozitivului de încercare), diagrama din figura 5.31 reprezintă la o anumită scară, curba caracteristică $\tau - \gamma$ (rezultând o încărcare gravitațională $G = 7500 \text{ N/mm}^2$).

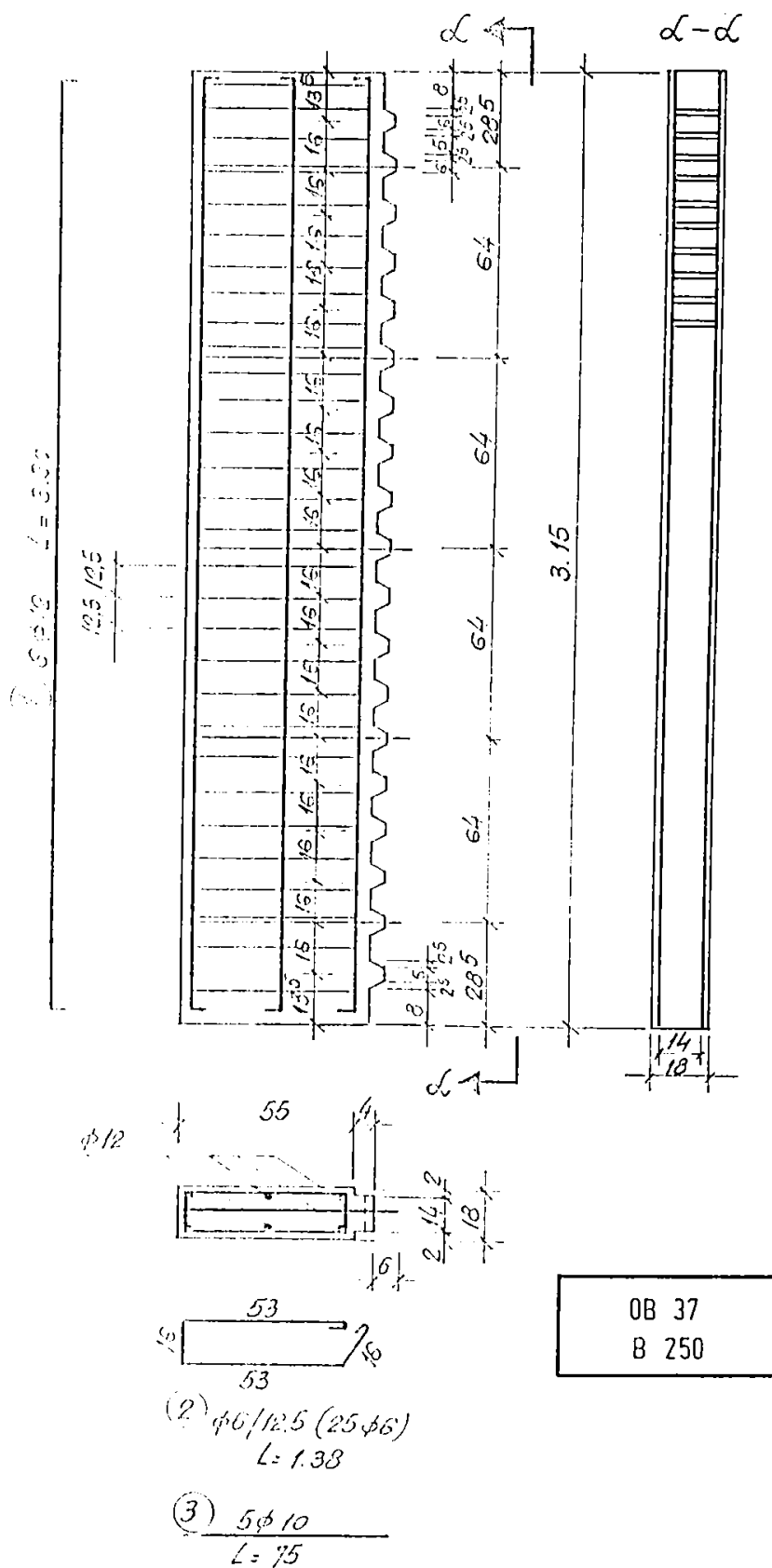


Figura 5.27 ARMAREA FRAGMENTELOR DE PANOU

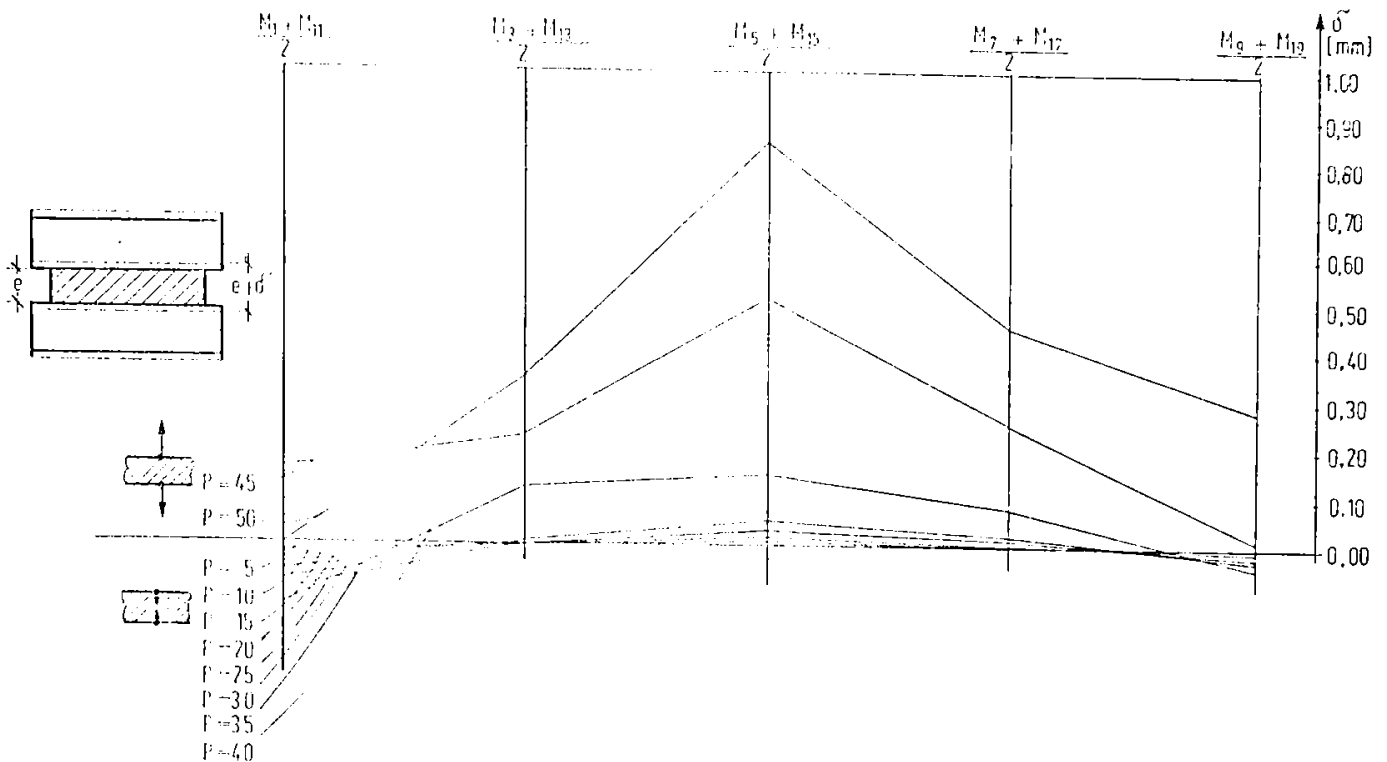


Figura 5.30. VARIAȚIA DEPLASĂRILOR TRANSVERSALE

Îmbinarea a cedat la o forță egală cu 55.000 daN. Releveul fisurilor este expus în figura 5.32.

Fotografiile prezentate în continuare redau diferite faze de realizare a programului experimental. Fotografia 5.7 prezintă o vedere de ansamblu a celor două părți ale unuia din dispozitivele metalice pentru transmiterea încărcării la fragmentele de panou, iar fotografia 5.8 un detaliu de capăt. În fotografia 5.9 este prezentat același dispozitiv asamblat cu buloane, după introducerea carcasi de armături și a panourilor de cofraj, iar în fotografia 5.10 o carcasă de armătură. Fotografia 5.11 redă ansamblul înaintea turnării betonului, în poziția de turnare. Fotografia 5.12 prezintă cele două fragmente de panou, cu armăturile îmbinării - în poziția de turnare. Un detaliu al zonei de îmbinare înaintea turnării betonului este expus în fotografia 5.13. În fotografia 5.14 se prezintă o imagine a feței sudice a ansamblului după cedarea îmbinării, fotografia 5.15 redă aceeași vedere după îndepărtarea dispozitivului metalic de încărcare, iar în fotografia 5.16 se prezintă un detaliu. Fotografiile 5.17, 5.18 și 5.19 prezintă o vedere de ansamblu și detalii ale elementului experimental - fața nordică - după încercare.

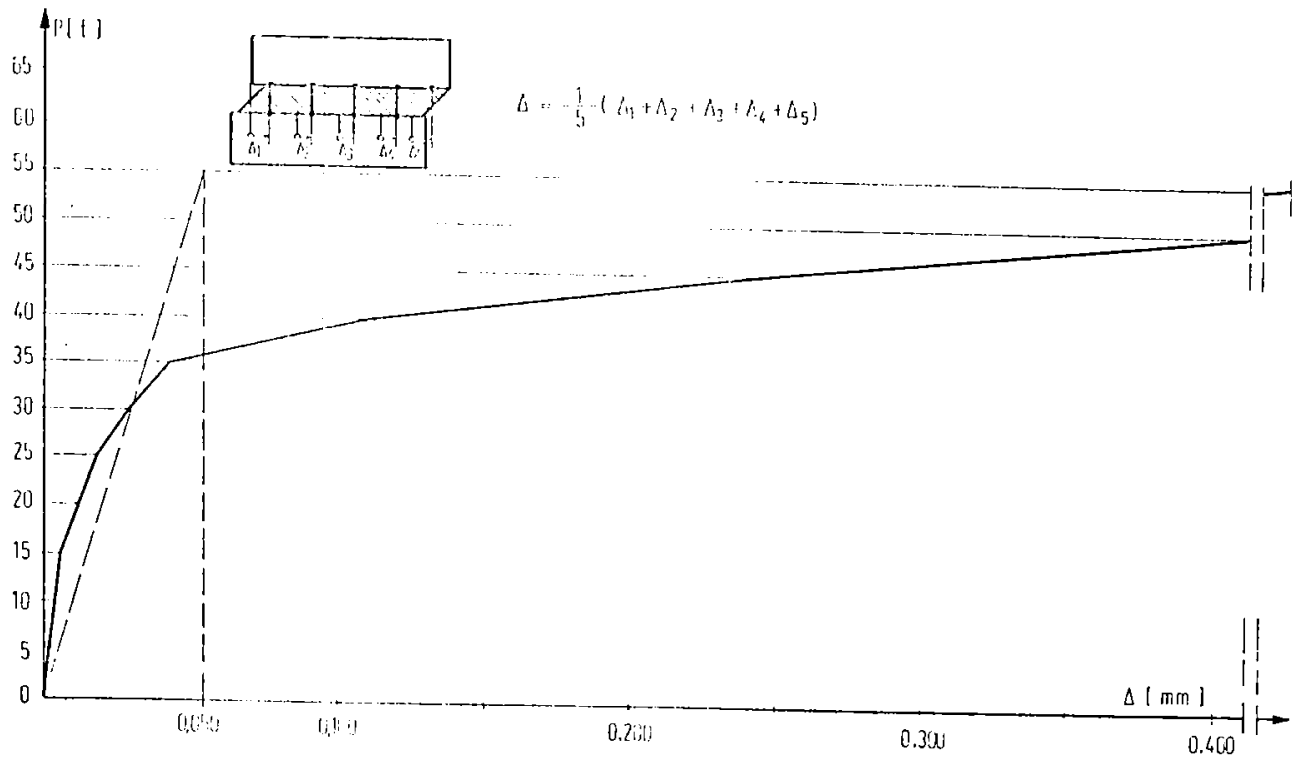


Figura 5.31 DIAGRAMA FORȚĂ - LUNECARE

Forța de rupere înregistrată în timpul încercării a fost comparată cu cea calculată cu ajutorul relațiilor propuse de diferiți autori și este prezentată în tabelul 5.3.

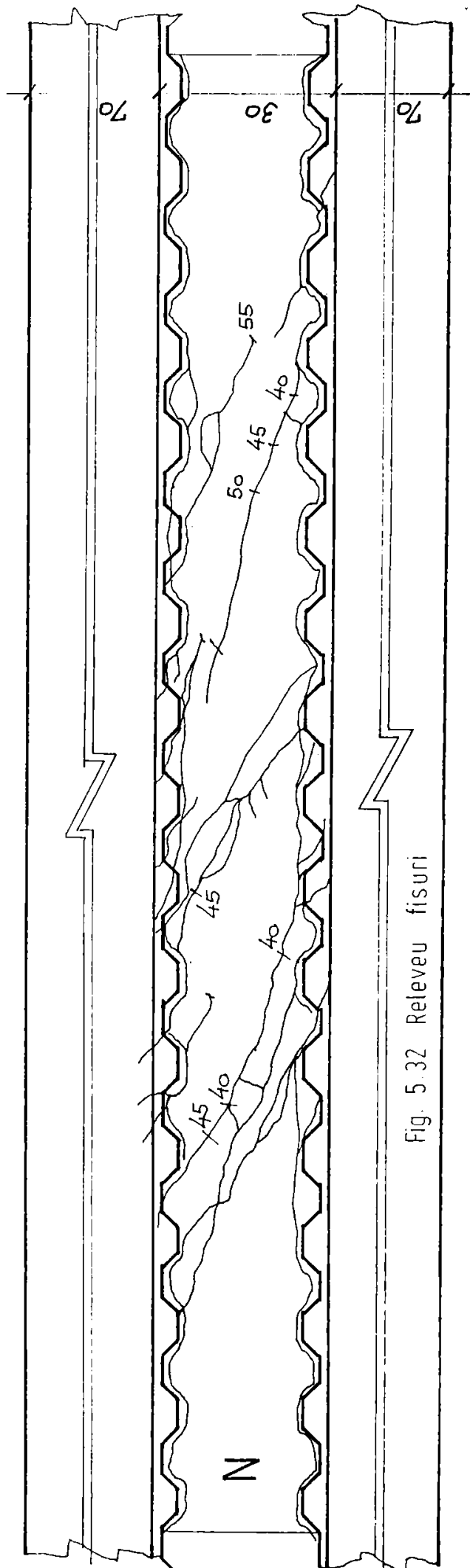
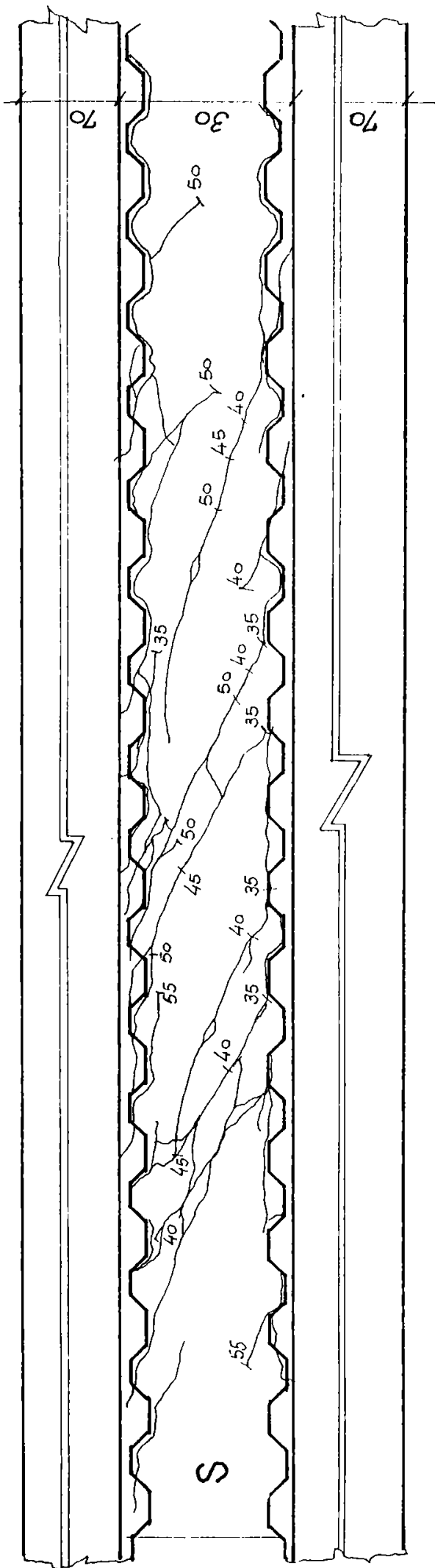


Fig. 5.32 Releveu fisuri

Figura 5.32 RELEVEU FISURI

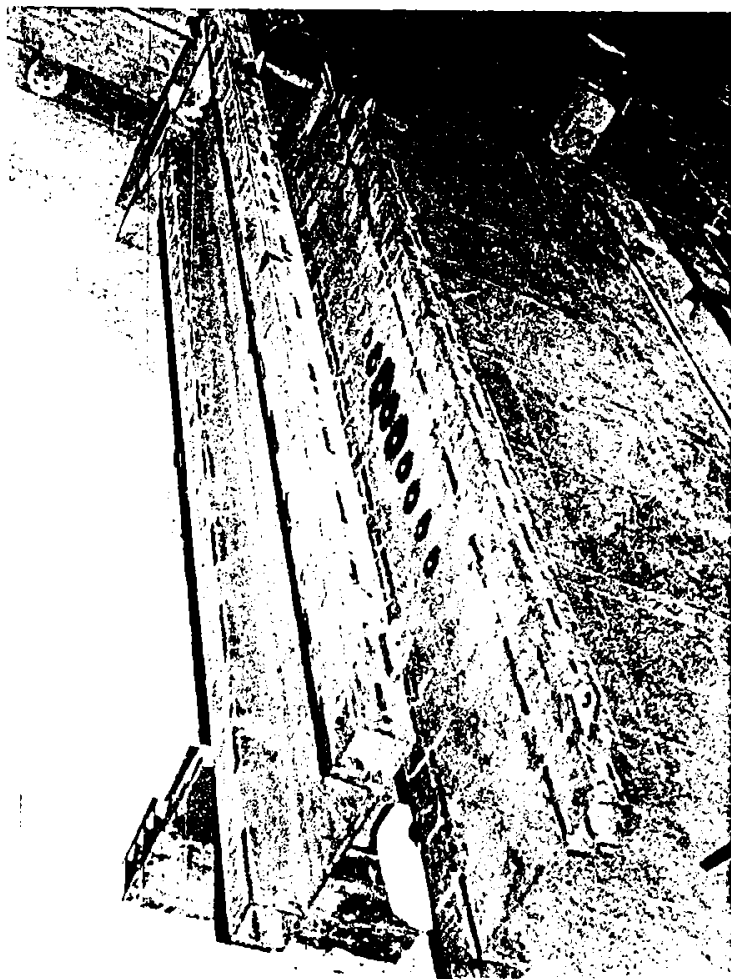


FOTO 5.7
DISPOZITIVUL
METALIC DE
TRANSMITERE A
ÎNCĂRCĂRII
VEDERE DE
ANSAMBLU

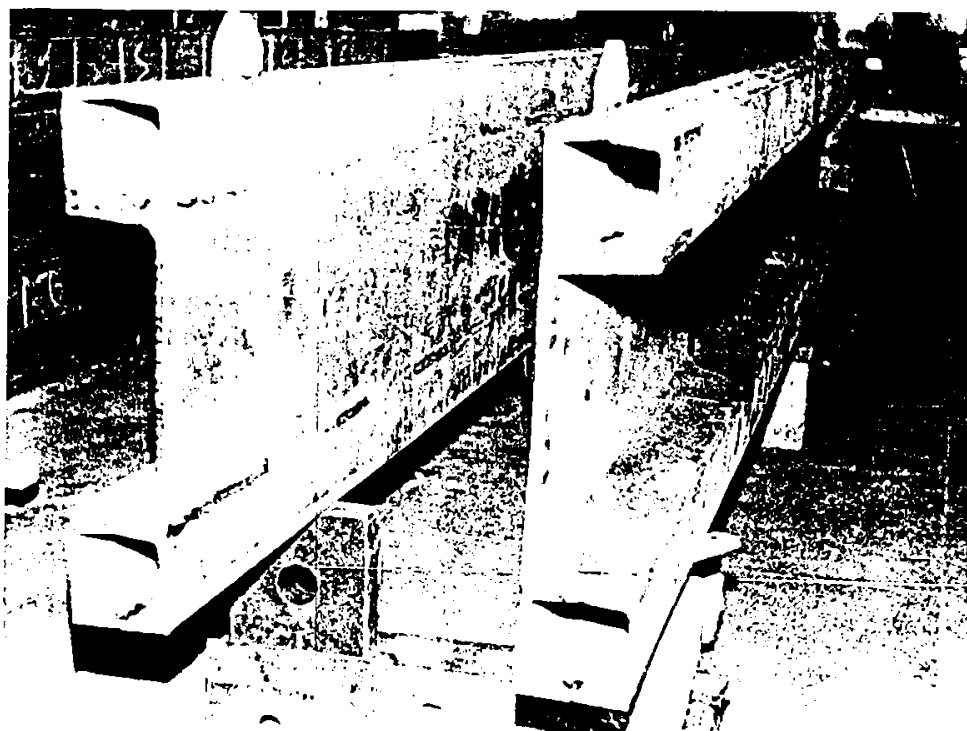


FOTO 5.8
DISPOZITIVUL
METALIC DE
TRANSMITERE A
ÎNCĂRCĂRII
DETALIU DE
CAPĂT

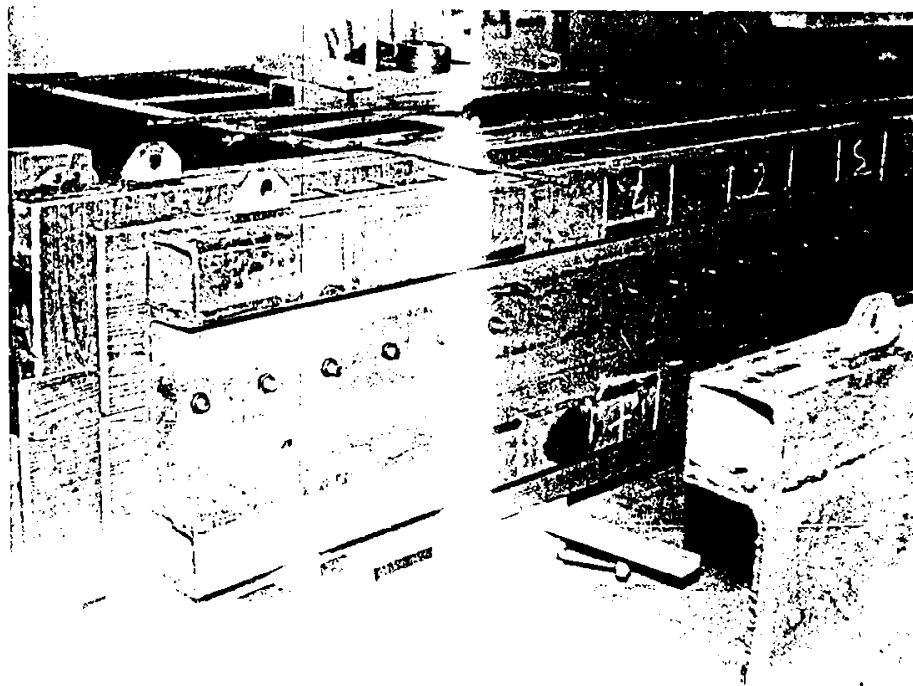


FOTO 5.9
DISPOZITIVUL DE
TRANSMITEREA
ÎNCĂRCĂRII
ÎNAINTE DE
TURNAREA
BETONULUI

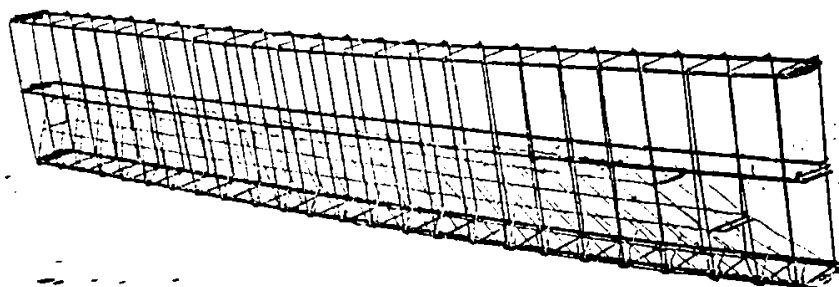


FOTO 5.10
CARCASĂ DE
ARMĂTURA

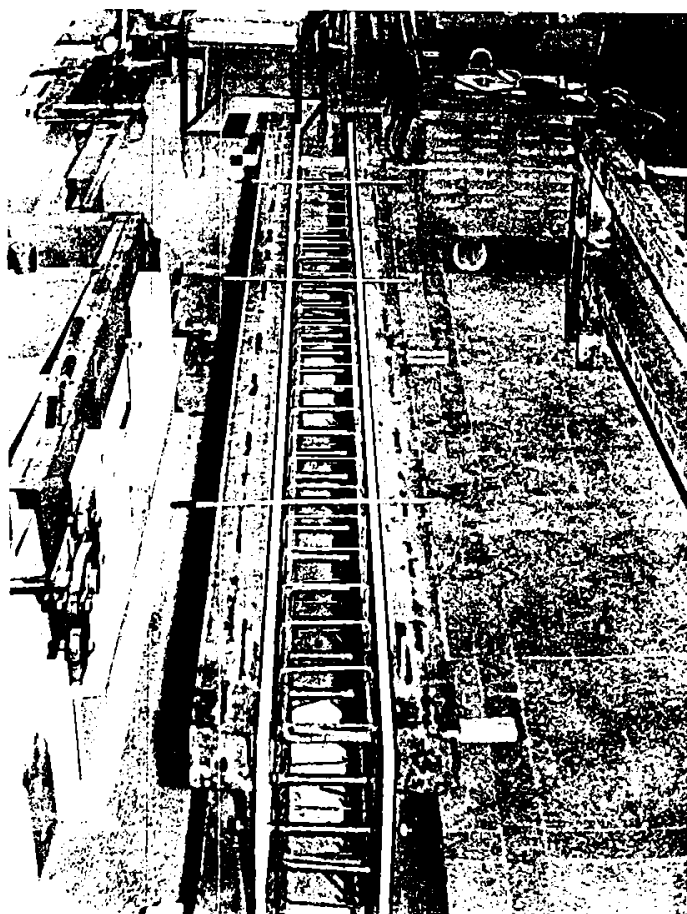


FOTO 5. 11
ANSAMBLUL DE
ÎNCERCARE ÎN POZIȚIA
DE TURNARE A
BETONULUI

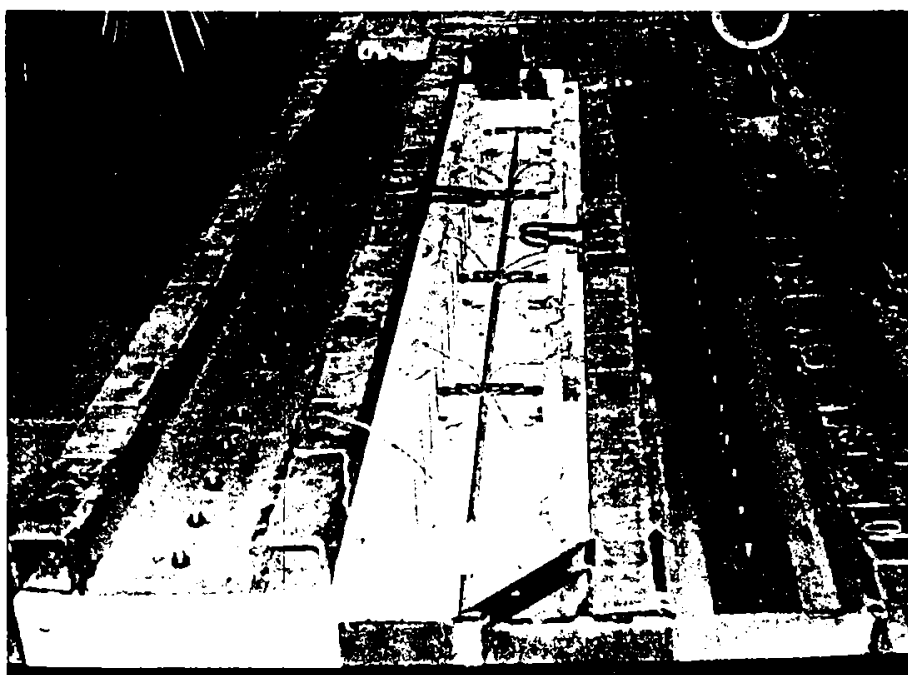


FOTO 5.12
FRAGMENTELE DE
PANOUL CU
ARMĂTURILE
ÎMBINĂRII ÎN
POZIȚIA DE
TURNARE A
BETONULUI



FOTO 5. 13 DETALIUL
ZONEI DE ÎMBINARE
ÎNAINTE DE
TURNAREA
BETONULUI

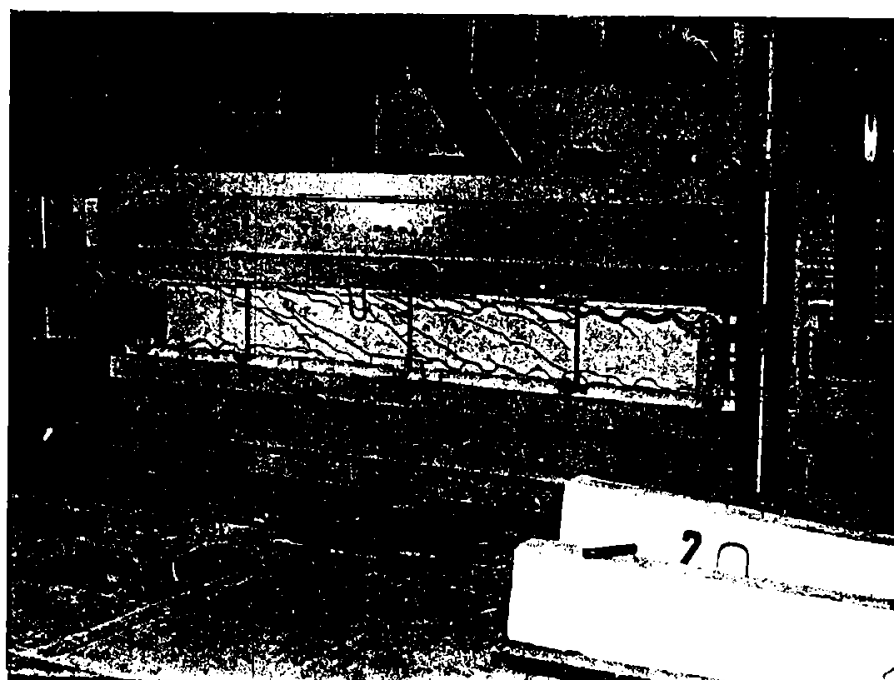


FOTO 5.14
DISPOZITIVUL ÎN
POZIȚIA DE
ÎNCERCARE

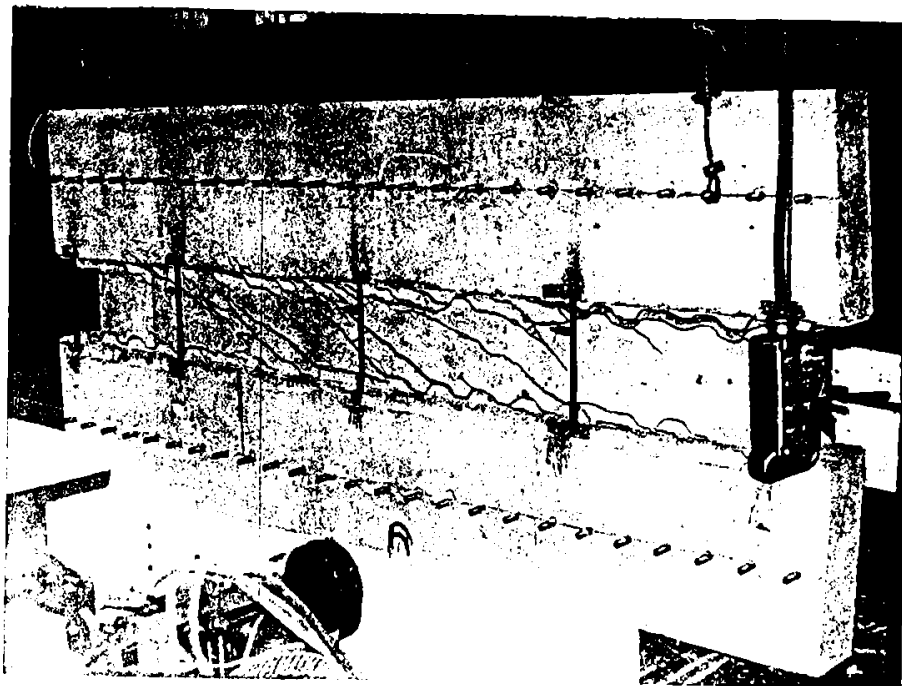


FOTO 5.15 FAȚA
SUD DUPĂ
CEDAREA
ÎMBINĂRII

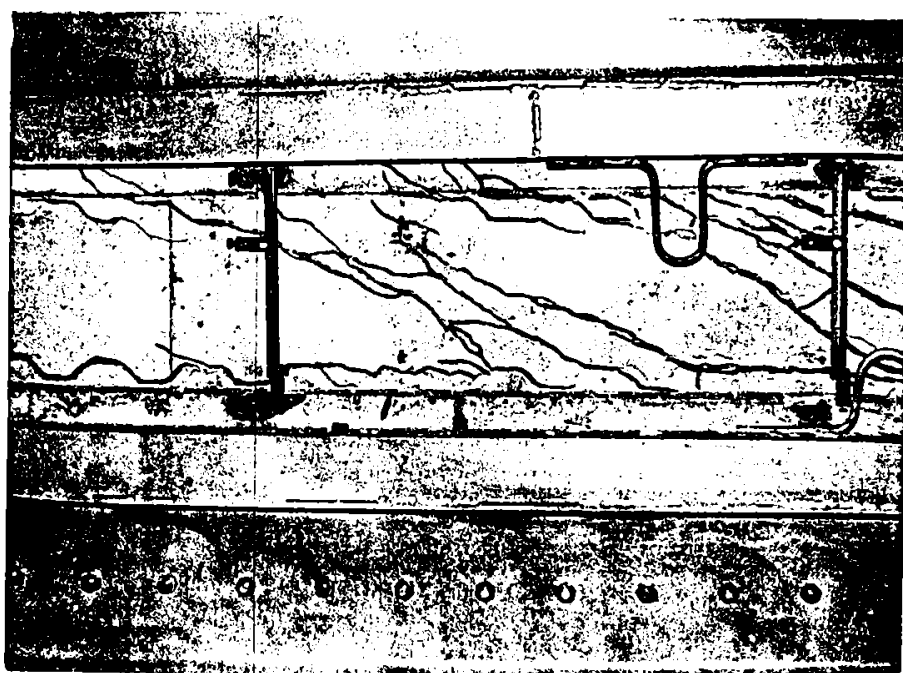


FOTO 5.16 FAȚA
SUD DUPĂ
CEDAREA
ÎMBINĂRII
DETALIU

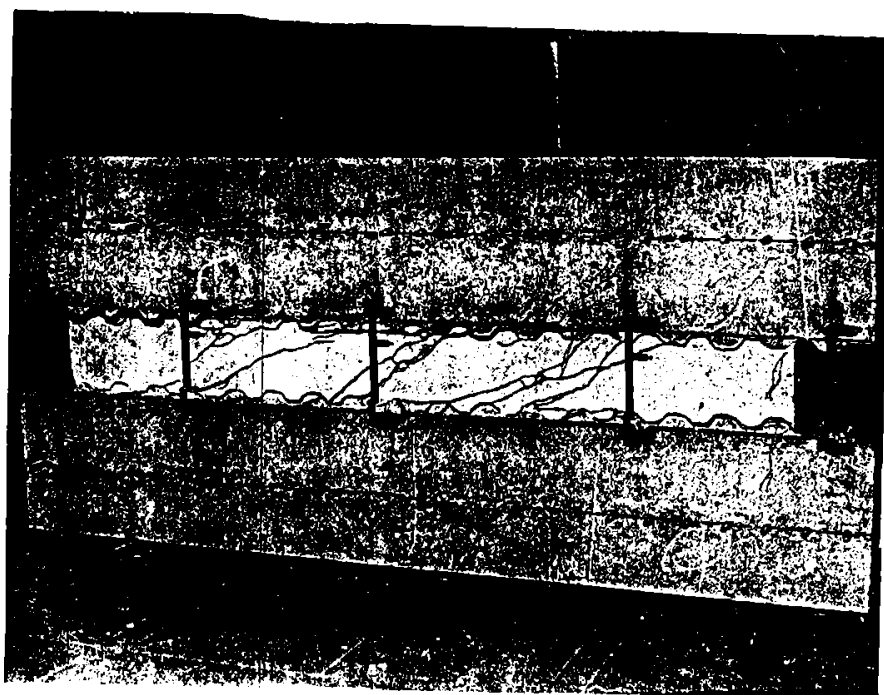


FOTO 5.17 FAȚA
NORD DUPĂ
CEDAREA
ÎMBINĂRII



FOTO 5.18 FAȚA
NORD DUPĂ
CEDAREA
ÎMBINĂRII
DETALIU

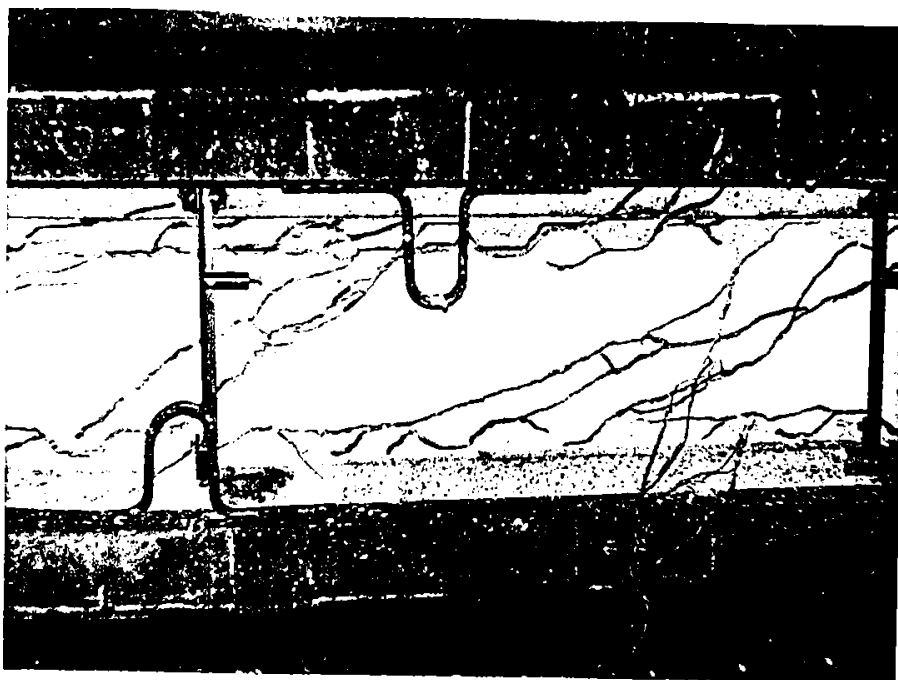


FOTO 5.19 FAȚA
NORD DUPĂ
CEDAREA
ÎMBINĂRII
DETALIU

Tabelul 5.3 FORȚA DE RUPERE - COMPARAȚIE CALCUL - EXPERIMENT

Relația	AUTORI	Caracteristica		
		Rezistența la compresiune	Rezistența la întindere	Forța de rupere
		N/mm ²	N/mm ²	KN
1.	CEB [138] *	26,70	-	793,86
1.	CEB [138] *	19,75	-	618,72
2.	CEB [138] **	26,70	0,25 · 26,70	382,24
2.	CEB [138] **	26,70	0,334 · 26,70	470,00
2.	CEB [138] **	-	2,77	819,06
3.	Tassios [124] relația (3.12)	26,70	2,77	1144,70
3.	Tassios [124] relația (3.12)	19,75	2,77	881,99
4.	Mehlhorn [65; 66] relația (3.13a)	26,70	-	420,06
4.	Mehlhorn [65; 66] relația (3.13a)	19,75	-	361,27
5.	Eriksson [19] relația (3.13b)	26,70	-	627,95
5.	Eriksson [19] relația (3.13b)	19,75	-	540,00
EXPERIMENT		26,70	2,77	550,00

* - $R_{jv} = 0,1A_{key} \cdot f_c + 1,1(A_s f_y + N)$

** - $R_{jv} = A_{key} \cdot f_{ct} + 1,1(A_s f_y + N)$ unde f_{ct} = rezistența la întindere a betonului

Din tabel se poate remarca apropierea dintre rezultatul experimental și variantele CEB și Eriksson pentru rezistența la compresiune egală cu rezistența prismatică R_{pr} .

Analizând rezultatele obținute prin prisma modului de cedare a îmbinării și al valorii forței de rupere, se poate aprecia că metodologia și dispozitivul de încercare sunt corespunzătoare acestui tip de încercare experimentală.

5.3.1.3. Aplicarea programului PANEL pentru determinarea forțelor de lunecare în îmbinările diafragmelor prefabricate

Conform celor prezentate la punctul 5.1.1., pentru determinarea rigidității resoartelor care modelează îmbinările este necesară cunoașterea curbelor de interacțiune $\sigma - \tau$. Stabilirea experimentală a acestor curbe are avantajul că ține seama în mod fidel de toți parametrii de influență: geometria îmbinării, calitățile elasto-plastice ale materialelor, distribuția armăturii și factorii tehnologici.

Din încercarea experimentală prezentată la punctul 5.3.1.2. se pot calcula valorile tensiunii tangențiale medii de cedare τ și a efortului unitar σ .

Îmbinarea a cedat la o forță egală cu 55.000 daN. Tensiunea tangențială medie de cedare este:

$$\tau = \frac{P_{cedare}}{a \cdot l} = \frac{55000}{14 \cdot 260} = 15 \text{ daN/cm}^2$$

unde: a - grosimea îmbinării;

l - lungimea îmbinării;

$$\text{Efortul unitar transversal : } \sigma = \sigma_N + \mu \sigma_C$$

unde:

σ_N - provine din greutatea jumătății superioare (vezi modul de încercare);

$\mu \sigma_C$ - corespunde efectului armăturii transversale îmbinării;

μ - coeficientul de armare;

σ_C - limita de curgere a armăturii.

Se obține:

$$\sigma = \frac{1950}{260 \cdot 14} + \frac{3,92}{260 \cdot 14} \cdot 2600 = 3,34 \approx 3,5 \text{ daN/cm}^2$$

Punctul de pe curba de interacțiune găsit experimental are deci coordonatele P (-3,5; 15). Alte două puncte de pe curba de interacțiune sunt: I (28; 0) - corespunzător rezistenței la întindere R_t și C(-200;0) - corespunzător rezistenței prismatice R_{pr} a betonului îmbinării.

Literatura de specialitate [112] dă mai multe relații pentru desfinirea curbei $\sigma - \tau$. (figura 5.33)

Dacă se adoptă spre exemplu relația

$$\tau = T_0 + T_1\sigma + T_2\sigma^2 \tag{5.1}$$

cei trei coeficienți T_0 , T_1 și T_2 pot fi găsiți din condiția ca această curbă să treacă prin punctele I, P și C:

$$\tau = 13,57 - 0,418\sigma - 0,0024\sigma^2 \tag{vezi figura 5.33.a)}$$

	1	2	3
 $z = T_0 + T_1 G + T_2 G^2$	 $z = T_0 - T_1 G$ $z = \sqrt{T_2^2 - (G + T_3)^2}$	 $z = \sqrt{G_b (T_0 + T_1 G) T_2}$	
T_0	da N/cm ²	da N/cm ²	da N/cm ²
T_1	Adimensional	tg φ, Adimensional	Adimensional
T_2	cm ² /daN	Raza cercului, daN/cm ²	Adimensional
T_3	—	Centrul cercului daN/cm ²	—
<p>CAZUL 3</p> $T_2 = \frac{h_d \cdot a}{l_1 \cdot a_1}$			

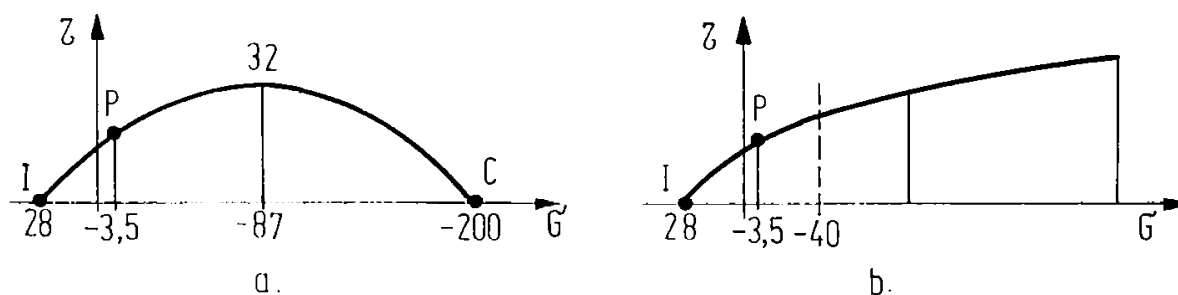


Figura 5.33 CURBA DE INTERACȚIUNE $\sigma - \tau$

O altă formă a corelației recomandată în literatură este:

$$\tau = \sqrt{\sigma_b} (T_0 + T_1 \cdot \sigma) \cdot T_2 \quad (5.2)$$

Semnificația coeficientului T_2 din relația (5.2) este prezentată în figura 5.33.

$$T_2 = \frac{h_d \cdot a}{l_f \cdot a} = \frac{10 \cdot 14}{16 \cdot 14} = 0,6$$

Ceilalți doi coeficienți T_0 și T_1 rezultă din condiția ca această curbă să treacă prin punctele I și P.

$$\tau = \sqrt{120(1,6667 - 0,0595\sigma)} \quad (\text{vezi fig.5.33.b})$$

Cercetările experimentale au confirmat formula (5.2) până la $\sigma \leq |-40| \text{ daN/cm}^2$.

Folosind curba $\sigma - \tau$ determinată experimental (curba a) s-a calculat cu programul PANEL o diafragmă asamblată din panouri mari prefabricate extinsă pe cinci niveluri cu o îmbinare verticală. Încărcările verticale și cele orizontale, precum și discretizarea adoptată sunt prezentate în figura 5.34.

În tabelul 5.4. sunt prezentate forțele de lunecare obținute în îmbinările orizontale și îmbinarea verticală.

Tabelul 5.4 FORȚE DE LUNECARE

NIVEL	FORȚE DE LUNECARE		
	Îmbinare orizontală stânga	Îmbinare verticală	Îmbinare orizontală dreapta
5	2410	1408	2327
4	4731	3064	3972
3	6707	4308	5088
2	6356	5033	7632
1	-2825	4032	18736

Tot în figura 5.34 este prezentată distribuția forțelor de lunecare în rostul vertical central. Alături acestei distribuții este asemănătoare cu cea a forțelor tăietoare în riglele de cuplare ale unei diafragme cu goluri.

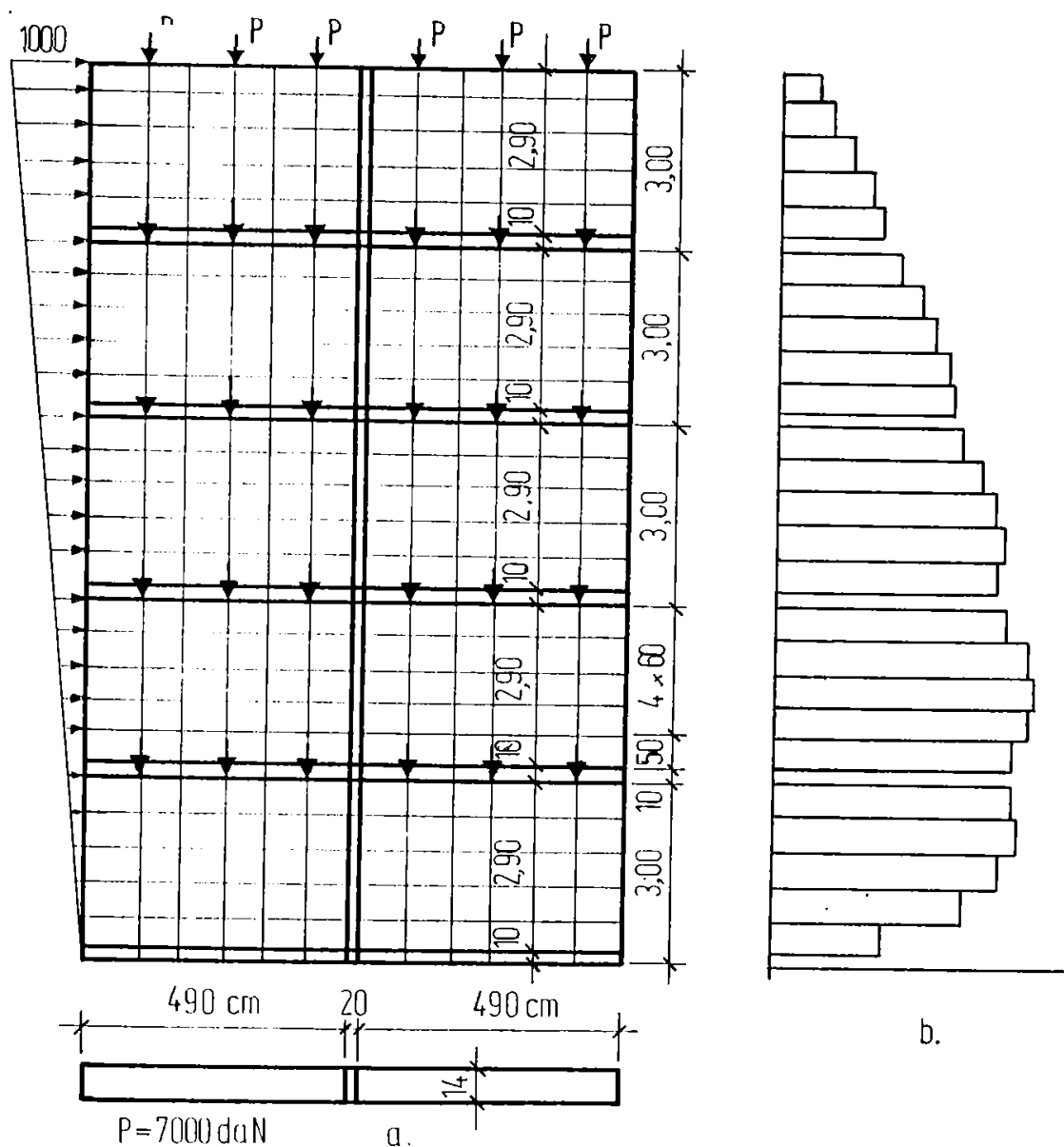


Figura 5.34. APLICAREA PROGRAMULUI PANEL LA O DIAFRAGMĂ ASAMBLATĂ DIN PANOURI MARI

a - discretizarea diafragmei; b - distribuția forțelor de lunecare în rostul vertical

5.3.2 Analiza comportării îmbinărilor verticale dintre două diafragme situate în zone seismice

5.3.2.1. Descrierea programului experimental

a) Scopul cercetării

Tehnologiile de realizare a panourilor mari prefabricate impun modalitățile de alcătuire a îmbinărilor. Modificarea tipurilor de îmbinări necesită studii teoretice și experimentale din care să se poată deduce relații cât mai corecte de dimensionare.

Totodată, în condițiile specifice de seismicitate ale țării noastre, un interes deosebit prezintă și comportarea acestor îmbinări la acțiuni seismice puternice. În acest sens, încercările pe modele de îmbinări, efectuate la noi până în anul 1985, folosind metodologia "forțelor impuse" în regim alternant, nu au permis obținerea de date suficiente pentru evidențierea procesului de degradare a îmbinărilor până la rupere.

Programul experimental inițiat în anul 1986 de I.P.C.T. a vizat verificarea unor noi tipuri de îmbinări între panourile de pereți prefabricați. La acest program au colaborat I.C.C.P.D.C - Filiala Timișoara, precum și Catedra C.C.I.A. a Facultății de Construcții Timișoara în cadrul mai multor contracte [150, 151, 152, 153, 154, 155, 156].

Principalele aspecte urmărite în studiul comportării îmbinărilor la structurile din panouri mari, se referă la:

- comportarea elastică și postelasică a îmbinărilor dintre panourile de pereți la acțiunea solicitărilor alternante, folosind metodologia "deplasărilor impuse" (prezentată în 2.2);
- validarea unor dispozitive de încercare a îmbinărilor care să modeleze cât mai fidel starea de solicitare din îmbinare (punctul 5.2.2.1);
- compararea rezultatelor experimentale cu valorile teoretice date de diferite surse bibliografice în vederea îmbunătățirii relațiilor de calcul;
- experimentarea unor noi tipuri de îmbinări, în scopul elaborării de recomandări menite să îmbunătățească comportarea acestora la acțiuni ciclice și alternante;
- influența betonului din îmbinare asupra comportării ansamblului.

Programul experimental întreprins între anii 1986 - 1987 la Timișoara a cuprins:

- încercarea până la rupere a îmbinării verticale prototip W1 având betonul de monolitizare și betonul din panouri de marcă B250 cu următoarele modele:
 - modelul I.V.1. - supus la o încărcare monotonă;
 - modelul I.V.2 - încărcat alternant-ciclic, folosind metodologia "deplasărilor impuse" cu factori de ductilitate $\Delta = \pm 1,50$ mm;
 - modelul I.V.3 - încărcat alternant-ciclic, folosind metodologia "deplasărilor impuse" cu factori de ductilitate $\Delta = \pm 0,50$ mm;
 - modelul I.V.4 - încărcat alternant-ciclic, folosind metodologia "deplasărilor impuse" cu factori de ductilitate $\Delta = \pm 2,3$ (2,1) mm;
- încercarea până la rupere a îmbinării verticale prototip W1a - modelul I.V.5. având betonul de monolitizare de marcă mai mică (B200) decât cea din proiect (B300), deficiență des întâlnită în practică în turnarea betoanelor de monolitizare;
- studierea îmbinării verticale W1b, concepută pentru zone cu grad redus de protecție antiseismică (6) și prezentând aceeași deficiență de execuție ca și în cazul anterior (modelul I.V.6.);
- studierea îmbinării verticale W1c, reprezentând o variantă a îmbinării W1, la care s-a procedat la confinarea betonului din îmbinare cu crieri (modelul I.V.7).

b) Alcătuirea elementelor experimentale

În vederea obținerii unor rezultate edificatoare, îmbinarea verticală WI a fost modelată la scara 1:1, fiecare model experimental fiind alcătuit din două fragmente de panou și îmbinarea verticală aferentă pe înălțimea unui etaj.

Betonul

La modelele I.V.1; I.V.2; I.V.3; I.V.4; I.V.7 s-a urmărit obținerea unui beton de marcă B250 în îmbinările propriu-zise și de asemenea B250 în panouri. La modelele I.V.5; I.V.6, în condițiile modelării unor deficiențe de execuție a betonului de monolitizare, marca preconizată pentru betonul din îmbinare a fost B200, iar pentru betonul din panouri B250. Caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor la data încercării, determinate pe epruvete confecționate din șarjele folosite la turnarea elementelor sunt prezentate în tabelul 5.5.

Tabelul 5.5 CARACTERISTICILE FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI
LA DATA ÎNCERCĂRII

Nr. crt.	Modelul experimental	Elementul	Rezistențele medii ale betonului		
			R_b [daN/cm ²]	R_c [daN/cm ²]	R_t [daN/cm ²]
1.	I.V.1	Panouri	316	254,95	22,91
		Imbinare	290	235,45	21,72
2.	I.V.2	Panouri	359	286,55	24,79
		Imbinare	260	212,68	20,39
3.	I.V.3	Panouri	314	253,27	22,82
		Imbinare	385	305,30	25,85
4.	I.V.4	Panouri	320	257,92	23,11
		Imbinare	377	299,56	25,50
5.	I.V.5	Panouri	304	246,00	22,38
		Imbinare	207	173,50	17,60
6.	I.V.6	Panouri	302	264,50	22,28
		Imbinare	208	172,30	17,65
7.	I.V.7	Panouri	296	240,00	22,01
		Imbinare	318	256,43	23,00

Armăturile

Pentru armăturile longitudinale și transversale din îmbinări s-a folosit PC52 cu următoarele caracteristici (conform STAS 10107/0):

- rezistența normată $\bar{R}_a = 3600$ daN/cm²
- rezistența de calcul $R_a = 2900$ daN/cm²
- deformația specifică la curgere este

$$\varepsilon_{ac} = \frac{2900}{2,1 \times 10^6} = 1380 \cdot 10^{-6} \mu\text{m}/\text{m} = 1,38 \%$$

Disponerea armăturilor este prezentată în figura 5.35.

c) Dispozitivul de încercare - Aparatura

S-a folosit dispozitivul de încercare prezentat în detaliu la punctul 5.2.2.1., dispozitiv care prezintă avantajul unei distribuții evasi-uniforme a eforturilor unitare în axul îmbinării. (Foto 5.20)

În cazul încercării monotone (încercarea modelului I.V.1.), forța exterioară P s-a aplicat în axul îmbinării prin intermediul unui cric hidraulic de 200 tf. Încărcarea exterioară P s-a transmis într-un singur sens (de la vest la est) prin intermediul cadrului metalic orizontal (Foto 5.21) la consolele metalice ale dispozitivului și în continuare la îmbinare, prin solicitarea de presiune pe gaură cu ajutorul bolțurilor dispuse în panourile preturnate. În acest fel s-a asigurat o transmitere uniform distribuită a încărcării monotone pe lungimea îmbinării. Vederea de ansamblu a standului de încercare este redată în Foto 5.22.

În cazul încercărilor ciclice-alternante (încercarea modelelor I.V.2; I.V.3; I.V.4; I.V.5; I.V.6; I.V.7) alternanța încărcării exterioare s-a realizat folosind pentru fiecare sens de încărcare câte un cric hidraulic CH200. Cricurile au fost fixate pe un dispozitiv suplimentar, dispus în axul îmbinării, amplasat la una din extremitățile elementului experimental. (Foto 5.23). Principial, încărcarea exterioară P s-a transmis îmbinării în același mod ca și cea monotonă, caracterul alternant (direcția de încărcare spre est - direcția de încărcare spre vest) al încărcării materializându-se pe sensul spre est prin împingerea elementului experimental, respectiv pe sensul înspre vest prin tractarea lui.

Aparatura folosită în cadrul încercărilor a constat din:

- microcomparatoare de precizie 1:100, destinate atât măsurării lunecărilor relative dintre panouri, cât și deschiderii îmbinării pe direcția transversală (la modelul I.V.1); disponerea lor este prezentată în figura 5.36.;
- traductorii inductivi de deplasare destinați atât măsurării lunecărilor relative dintre panouri cât și deschiderii îmbinării pe direcție transversală (la modelele I.V.2; I.V.3; I.V.4; I.V.5; I.V.6; I.V.7) - Foto 5.24;
- traductori electrici rezistivi cu baza de 10 mm, amplasați pe armătura longitudinală centrală și pe eclisele din îmbinare;
- aparat X-Y pentru înregistrarea grafică a deplasărilor impuse în timp (la modelul experimental I.V.2).

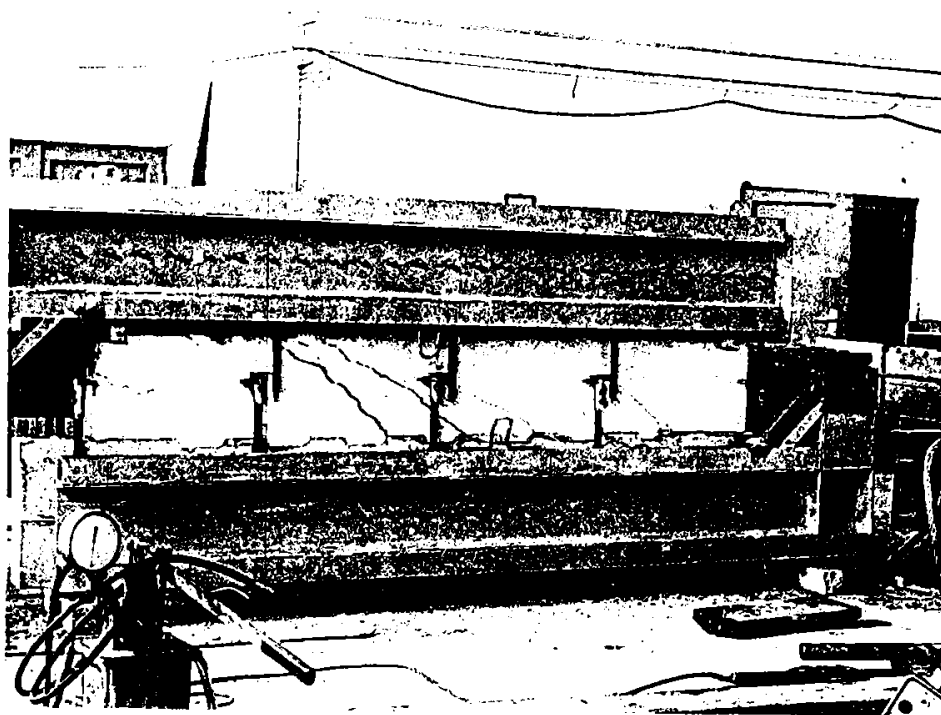


FOTO 5.20
DISPOZITIVUL
DE
ÎNCERCARE

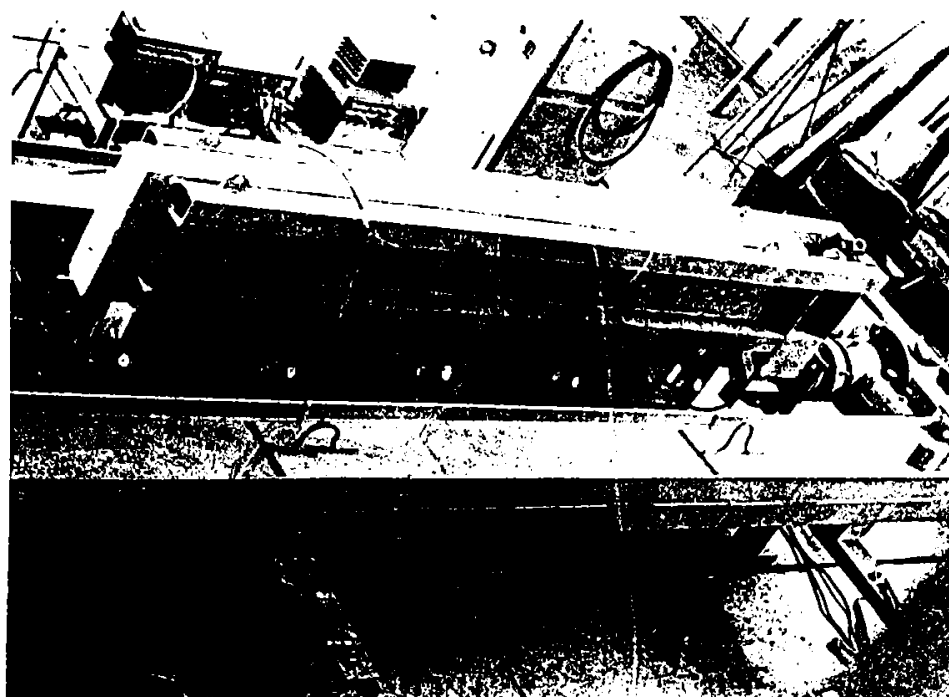


FOTO 5.21
CADRUL
METALIC
_RIZONTAL
DE
T^o ANSMI I ERK
A ÎNCĂRCĂRII

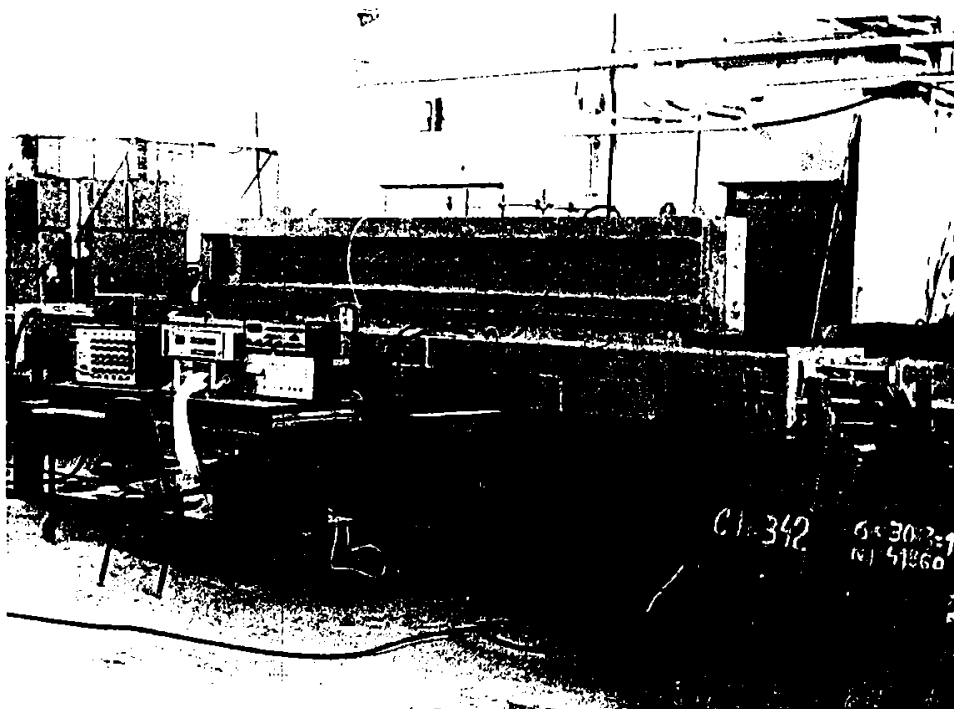


FOTO 5.22
VEDERA DE
ANSAMBLU A
STANDULUI DE
ÎNCERCARE

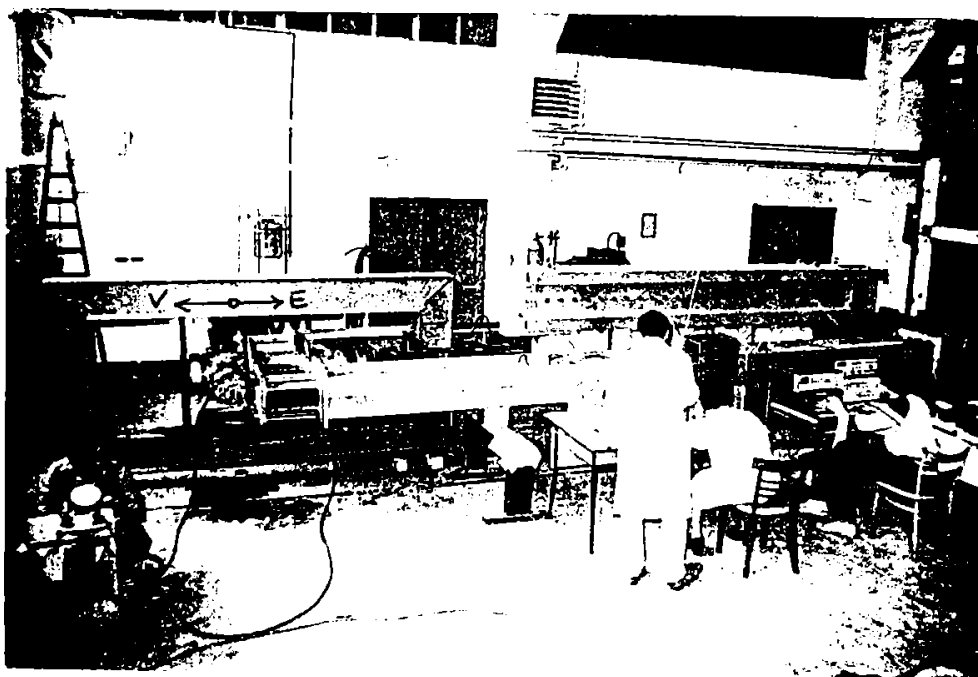


FOTO 5.23
ASAMBLAREA
CRICULUI
HIDRAULIC ÎN
AXUL
ÎMBINĂRII

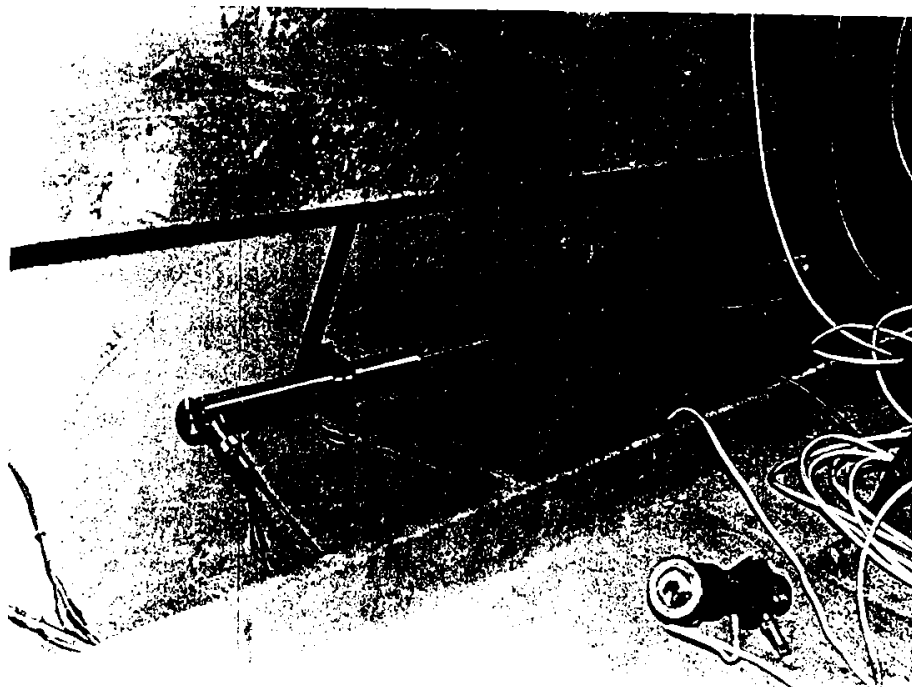


FOTO 5.24
TRADUCTORI
INDUCTIVI DE
DEPLASARE

d) Metodologia de încercare

Metodologia de încercare la deplasări impuse, folosită în cadrul acestor experimentări s-a inspirat din prevederile RILEM [126] (vezi punctul 2.2) privind încercarea la sarcini ciclice. În acest scop, încercarea monotonă a modelului I.V.1 a servit la stabilirea datelor de referință privind forța exterioară P și deplasarea (lunecarea) Δ dintre panouri (I.V.2 - I.V.7).

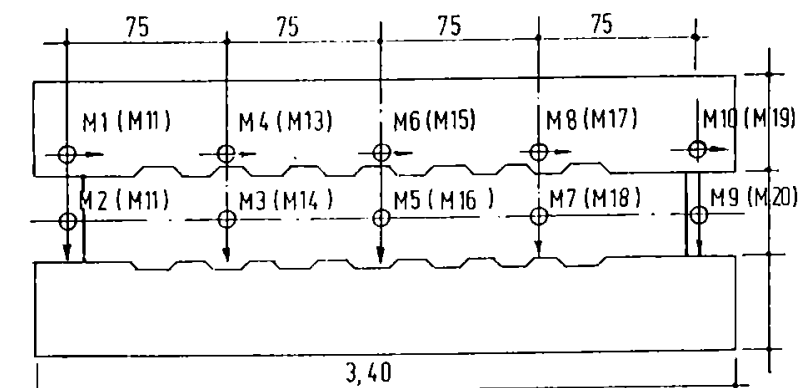


Fig. 5.36 Amplasarea aparaturii I.V.1

Figura 5.36.

menului de comportare elastic a fost de 0,55 mm), această deplasare urmând a se atinge în 4-5 trepte de deplasare;

Pentru încărcarea alternantă a modelelor I.V.2, I.V.5; I.V.6; I.V.7 s-a stabilit, de comun acord cu I.P.C.T.București:

(vezi tab 5.6)

- efectuarea a 10 cicluri alternante (E - V) până la deplasarea corespunzătoare apariției în îmbinare a primelor fisuri înclin-te (la modelul de referință I.V.1 încercat monoton, deplasarea corespunzătoare do-

- continuarea cu 5 cicluri alternante (E - V) până la deplasări impuse reprezentând de 2 ori (la I.V.6), de aproximativ 3 ori (la I.V.2) și respectiv de 4 ori (la I.V.5 și I.V.7) deplasarea parcursă în primele 10 cicluri;

- în final ruperea, pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării exterioare (E), urmărindu-se atingerea deplasării ultime concomitent cu înregistrarea ramurii descendente a curbei P- Δ .

În ideea urmării distincte a comportamentului îmbinării verticale W1 în domeniile elastic, respectiv postelastice, încercările la sarcini ciclice și alternante ale modelelor experimentale I.V.3 și I.V.4 au prezentat următoarele particularități:

- pentru modelul I.V.3, efectuarea a 12 cicluri alternante (E - V) până la deplasarea corespunzând domeniului de comportament elastic (atingerea deplasării impuse $\Delta = \pm 0,50$ mm în 4-5 trepte de deplasare) și în final ruperea pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării exterioare (E), urmărindu-se atingerea deplasării ultime concomitent cu înregistrarea ramurii descendente a curbei P - Δ ;

- pentru modelul I.V.4, efectuarea a 12 cicluri alternante, în trepte de câte 0,3 mm, până la deplasarea impusă $\Delta = 2,3$ mm, situată în domeniul postelastic, cu observația că dacă pe sensul de revenire (V) atingerea deplasării $\Delta = 2,3$ mm periclitează capacitatea portantă a modelului, atunci deplasarea impusă se limitează la valoarea unei forțe exterioare de cel mult $P = 120$ tf (concret, aceasta s-a materializat pe sensul vest printr-o deplasare impusă $\Delta = 2,1$ mm) și în final ruperea pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării exterioare.

În tabelul 5.6 sunt prezentate pragurile de deplasare atinse în ciclurile de încărcare alternantă în cazul modelelor I.V.2 - I.V.7 (modelul I.V.1 s-a încercat monoton)

Tabelul 5.6 DEPLASĂRI IMPUSE

Modelul experimental		Deplasarea impusă / ciclu [mm]					
		I.V.2	I.V.3	I.V.4	I.V.5	I.V.6	I.V.7
1 - 10	E	0,55	0,50	2,30	0,24	0,40	0,40
	V	0,55	0,50	2,10	0,24	0,40	0,40
11 - 12	E	1,50	0,50	2,30	0,96	0,80	1,60
	V	1,20	0,50	2,10	0,96	0,80	1,60
13	E	1,50	38,00	33,80	0,96	0,80	1,60
	V	1,20	-	-	0,96	0,80	1,60
14 - 15	E	1,50	-	-	0,96	0,80	1,60
	V	1,20	-	-	0,96	0,80	1,60
16	E	31,00	-	-	24,94	21,87	46,00

5.3.2.2. Comportarea modelelor experimentale

Comportarea până la rupere a modelelor experimentale a fost caracterizată, în general, prin parcurgerea următoarelor etape de degradare:

- fisurarea la interfețele panou-îmbinare;
- fisurarea betonului de monolitizare în câmpul îmbinării (fenomen ce delimitează domeniul elastic de cel elasto-plastic);
- domeniul postelast caracterizat prin extinderea stării de fisurare pe toată îmbinarea și curgeri ale armăturilor din îmbinare, aspecte sesizabile pe măsura atingerii unor trepte mari de deplasare (în general în ultimul ciclu).

În tabelul 5.7 sunt prezentate valorile forțelor de fisurare, ale deplasărilor aferente, precum și deschiderile maxime ale fisurilor de câmp (la finele ciclurilor de încărcare alternantă și înainte de semiciclul de rupere), corespunzătoare modelelor încercate.

Tabelul 5.7 FORȚELE , DEPLASĂRILE ȘI DESCHIDERILE DE FISURI ÎNAINTE DE SEMICICLUL DE RUPERE

Model experimental	I.V.1	I.V.2	I.V.3	I.V.4	I.V.5	I.V.6	I.V.7
Fisurare							
P_{fis} [tf]	45	42	48	58	32	30	50
Δ_{fis} [mm]	0,55	0,45- 0,55	0,50	0,35	0,24	0,35 - 0,40	0,38 - 0,40
α_{fis} [mm]	-	0,38	0,30	0,36	0,50	0,58	0,44

Valorile maxime ale încărcării P_{max} și lunecărilor aferente Δ_{AF} , respectiv valorile ultime ale încărcării P_U și ale lunecării Δ_U , pentru fiecare model în parte, înregistrate în etapa de comportament postelast, sunt prezentate în tabelul 5.8.

Tabelul 5.8 FORȚELE ȘI DEPLASĂRILE ÎNREGISTRATE ÎN SEMICICLUL DE RUPERE

Model experimental	I.V.1	I.V.2	I.V.3	I.V.4	I.V.5	I.V.6	I.V.7
P, Δ							
P_{max} [tf]	115	107	117	110	85	75	123
Δ_{af} [mm]	3,10	4,40	4,80 - 6,00	5,30	2,44 - 3,44	3,37	3,20
P_U [tf]	75	52	58	55	35	36	50
Δ_U [mm]	12,25	31,00	38,00	33,80	24,94	21,87	46,00

Fotografiile ce urmează prezintă aspecte ale elementelor în timpul încercării.

În fotografia 5.25 este prezentat elementul I.V.1 încercat monoton la treapta de încărcare 98 tf. Se observă fisuri la interfețele panou-îmbinare și fisuri înclinate în câmpul îmbinării, în porțiunea centrală, de asemenea mici fisuri în panouri pornite de la colțurile alveolelor și fisuri înclinate în câmp extinse pe toată lățimea îmbinării (ordinea prezentării coincide cu ordinea apariției).

În fotografiile 5.26 și 5.27 sunt prezentate detalii ale aceluiași element la forța $P_{\max} = 115$ tf, când fisurile înclinate s-au deschis foarte mult și s-au produs forfecări ale dinților. În continuare, forța a scăzut, stabilizându-se la valoarea reziduală de 75 tf cu înregistrarea concomitentă a zdrobirii betonului atât în alveole (Foto 5.28) cât și în câmpul îmbinării (Foto 5.29). Totodată, la extremitatea dinspre est a îmbinării, în planul median al acesteia, s-a deschis fisura din fotografia 5.30.

Vederea de ansamblu a fisurilor la sfârșitul încercării elementului experimental I.V.1. este prezentată în fotografia 5.31.

În cazul elementului experimental I.V.2, încercat la încărcări ciclice-alternante, valoarea maximă a încărcării exterioare a fost $P_{\max} = 107$ tf, apoi forța a scăzut, stabilizându-se în final la o valoare de 52 tf, cu înregistrarea de fisuri cu deschideri pronunțate și zdrobiri ale betonului atât în alveole (Foto 5.32) cât și în câmpul îmbinării (Foto 5.33). Ruperea îmbinării s-a produs prin deschiderea pronunțată a fisurii înclinate din zona centrală a îmbinării ca urmare a forfecării dinților de pe ambele fețe ale îmbinării. La fel ca și la modelul I.V.1, s-au produs fisuri în planul vertical median al îmbinării, betonul fiind expulzat spre exterior. (vezi Foto 5.30). Acest fenomen pare a fi fost favorizat de lipsa unei armături de "confinare" a betonului din îmbinare, fapt ce a conferit acesteia comportamentul unui element de beton slab armat.

Aspectul modelului I.V.2 după încercare este prezentat în fotografia 5.34, totodată figura 5.37 prezintă releveul fisurilor pe fața sud și nord.

În fotografiile 5.35, 5.36 și figura 5.38 este redat aspectul modelului I.V.3 după încercare și releveul fisurilor. Fotografiile 5.37, 5.38, 5.39 și figura 5.39 prezintă aceleași aspecte ale modelul I.V.4.

Privitor la deformațiile specifice ale armăturilor din îmbinare, la modelele I.V.1 - I.V.6 valorile de curgere ε_{ac} au fost atinse și depășite în majoritatea armăturilor din îmbinare (la rupere în ciclul final). Modelul I.V.7, cu betonul din îmbinare confinat cu etrieri $\varnothing 6 / 16,5$ cm, a făcut excepție. Nu s-au înregistrat curgeri ale armăturilor îmbinării, etrierii preluând o parte a eforturilor și asigurând prin aceasta o distribuție mai uniformă a stărilor de eforturi în lungul îmbinării. Aspectul armăturilor deformat, decopertate după ruperea modelului I.V.2 este prezentată în fotografia 5.40.

Pe baza celor constatate se poate trage concluzia că, prin modul lor de rupere, modelele experimentale respectă ideea urmărită la proiectare, adică formarea unui mecanism de cedare prin strivirea betonului din praguri și nu prin dislocarea betonului din îmbinare.

În procesul de rupere, influența confinării betonului din îmbinare (model I.V.7) s-a materializat prin deteriorări mai puțin profunde decât cele constatate la modelele I.V.1 - I.V.6.

Aportul pozitiv al etrierilor de confinare a betonului din îmbinarea I.V.7 a fost confirmat și de atingerea în această îmbinare a forței maxime de lunecare (vezi tabelul 5.8).

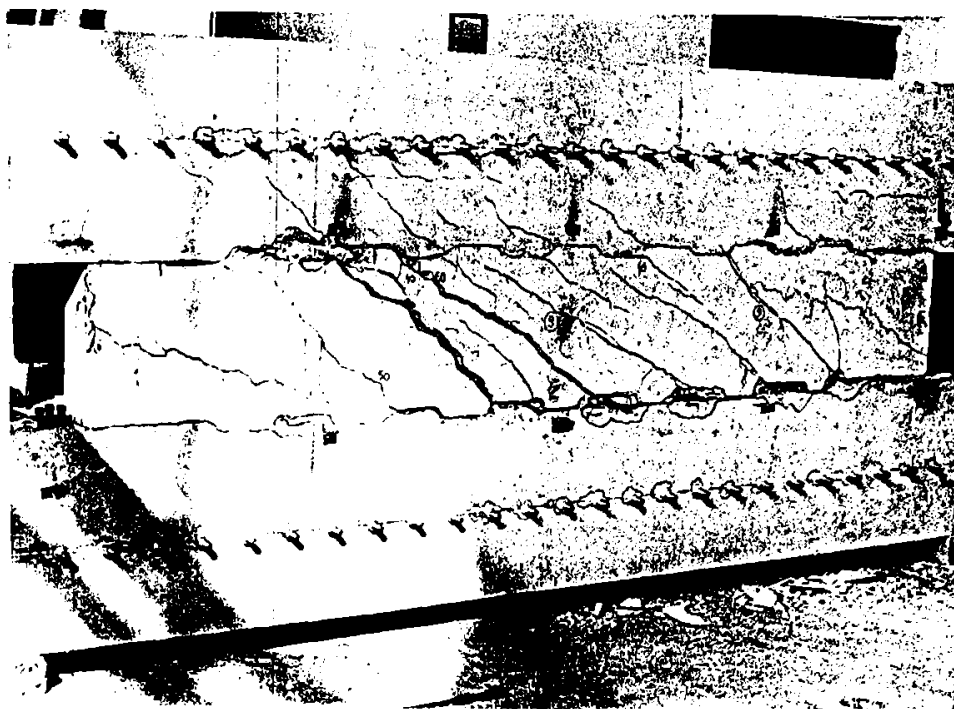


FOTO 5.25
MODELUL IV 1
LA P=98tf



FOTO 5.26
MODELUL IV 1
LA $P_{\max} = 115tf$
DETALIU



FOTO 5.27
MODELUL IV 1
LA $P_{\max} = 115tf$
DETALIU



FOTO 5.28
MODELUL IV 1
ZDROBIREA
BETONULUI
DIN ALVEOLE

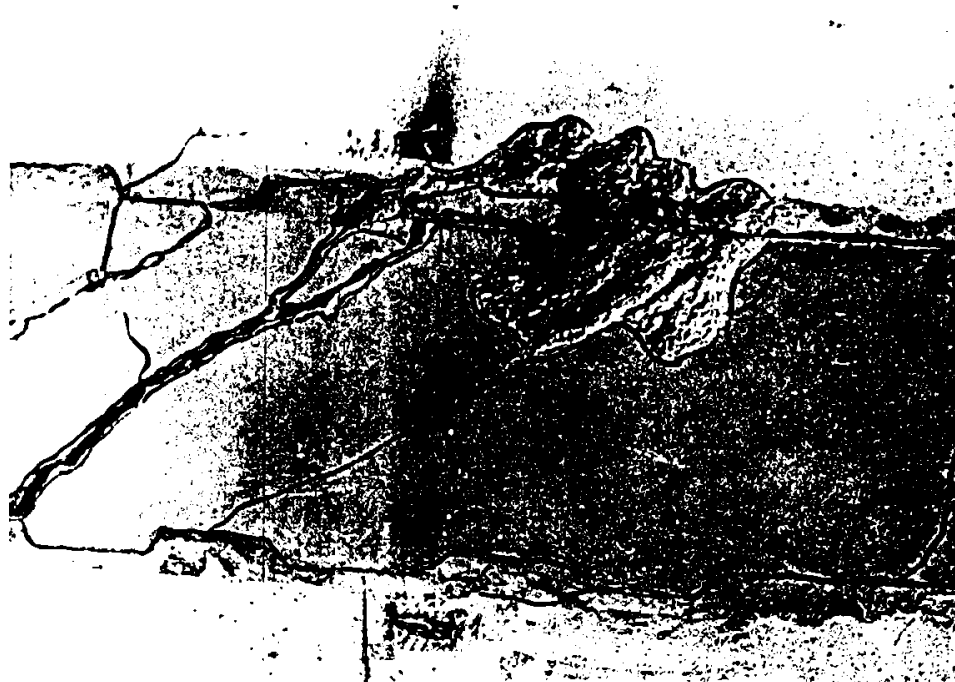


FOTO 5.29
MODELUL IV 1
ZDROBIREA
BETONULUI ÎN
CÂMPUL
ÎMBINĂRII

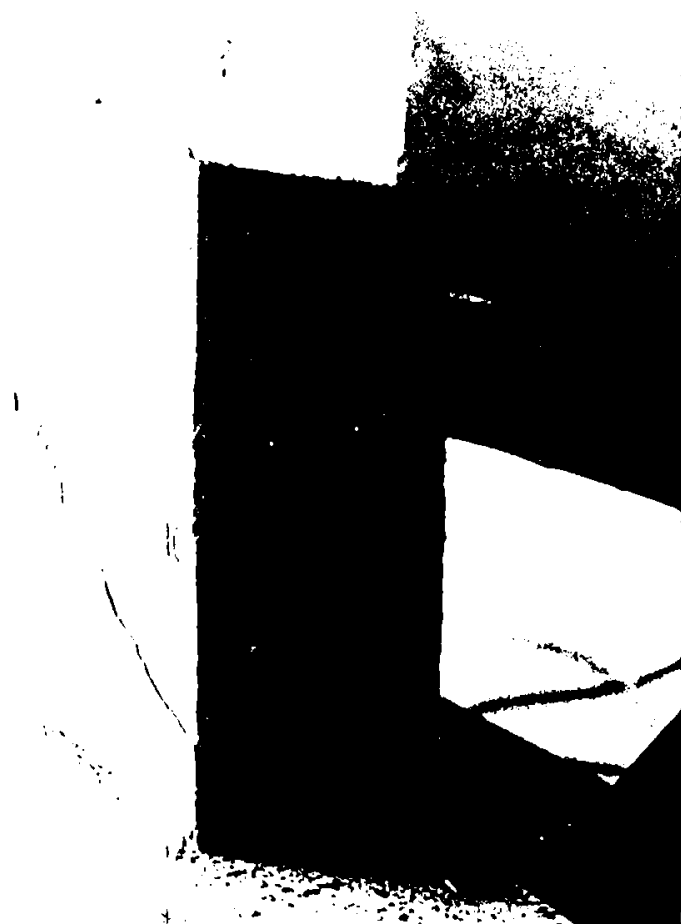


FOTO 5.30 MODELUL IV 1
FISURI ÎN PLANUL MEDIAN
AL ÎMBINĂRII

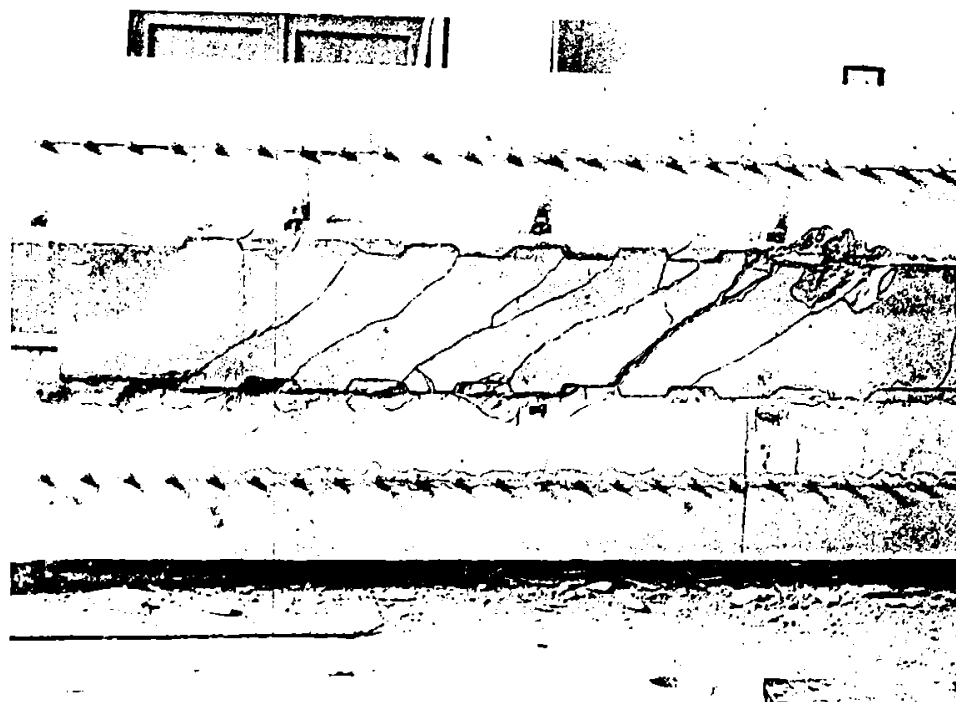


FOTO 5.31
MODELUL IV 1
ANSA B
FISUR OR LA
SFÂRȘITUL
ÎNCERCĂRII

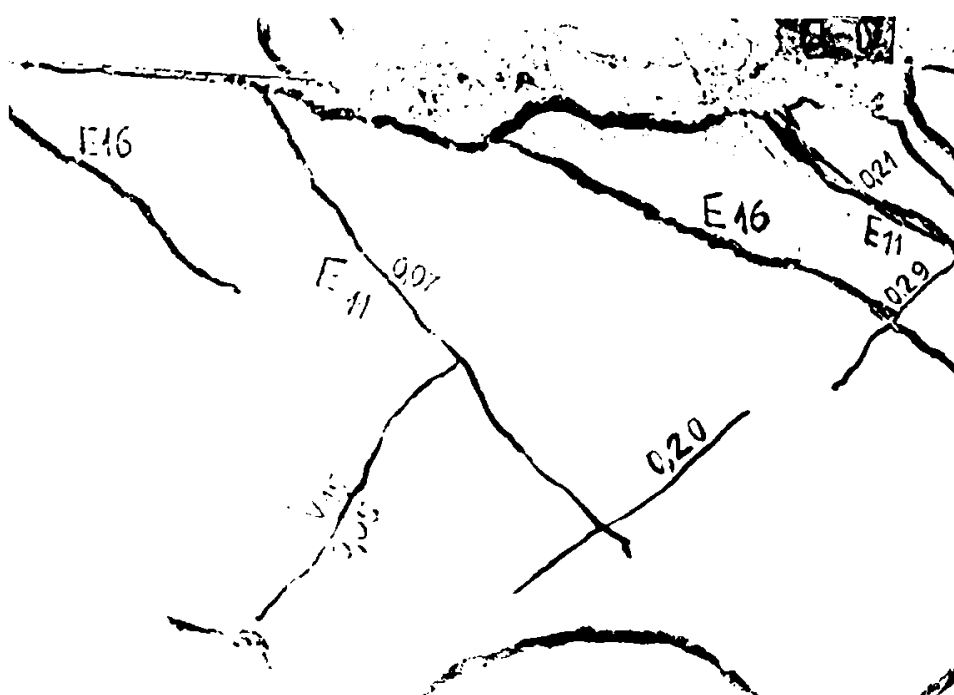


FOTO 5.32
MODELUL IV 2
ZDOBIREA
BETONULUI ÎN
ALVEOLE

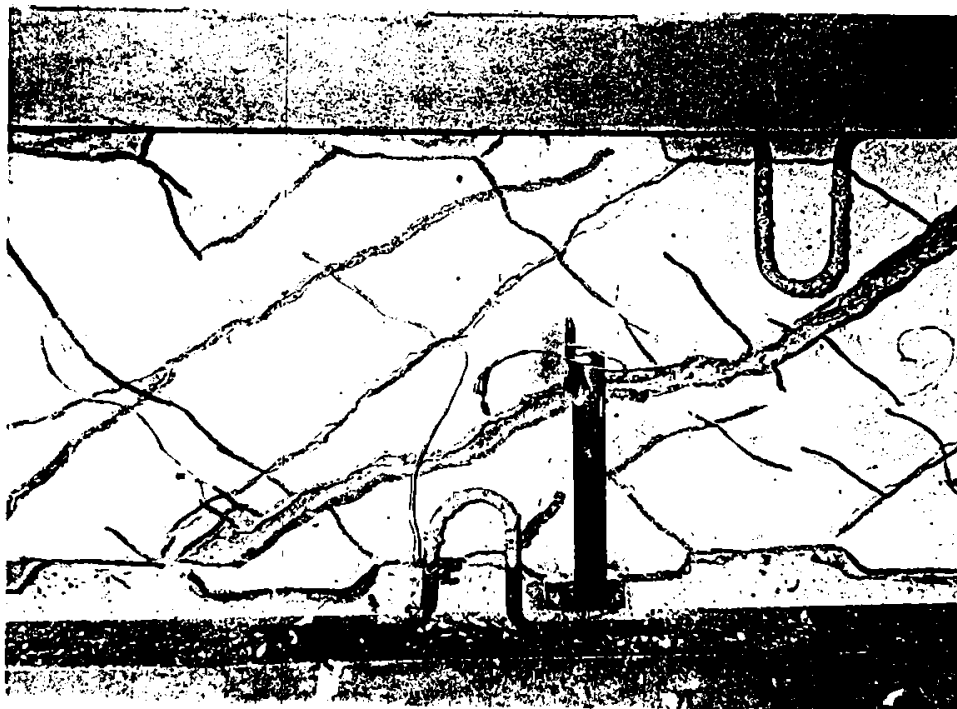


FOTO 5.33
MODELUL IV 2
ZDOBIREA
BETONULUI ÎN
CÂMPUL
ÎMBINĂRII



FOTO 5.34
MODELUL IV 2
ASPECTUL
ÎMBINĂRII LA
SFÂRȘITUL
ÎNCERCĂRII

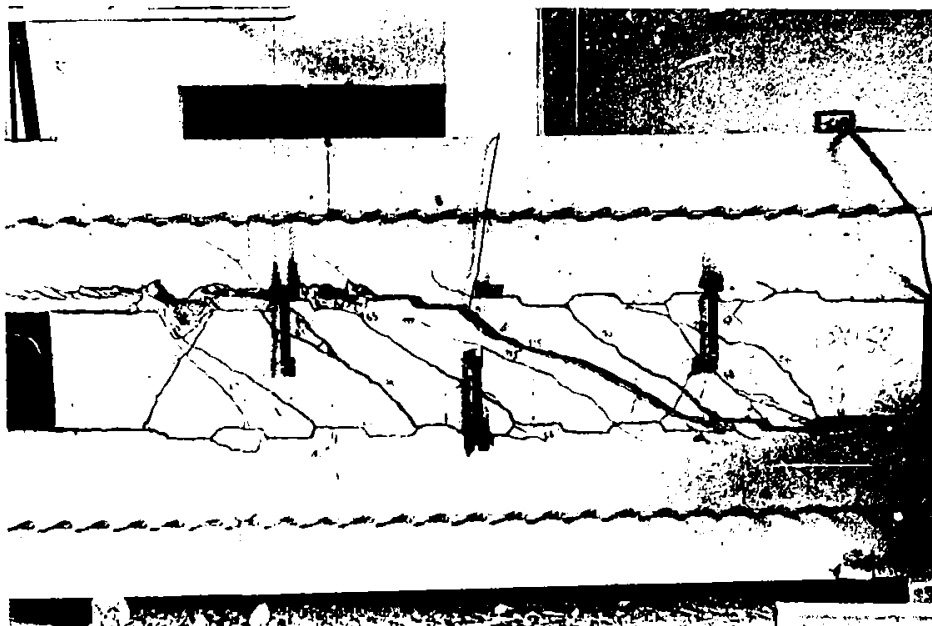


FOTO 5.35
MODELUL IV 3
FAȚA NORD
ASPECTUL
ÎMBINĂRII LA
SFÂRȘITUL
ÎNCERCĂRII

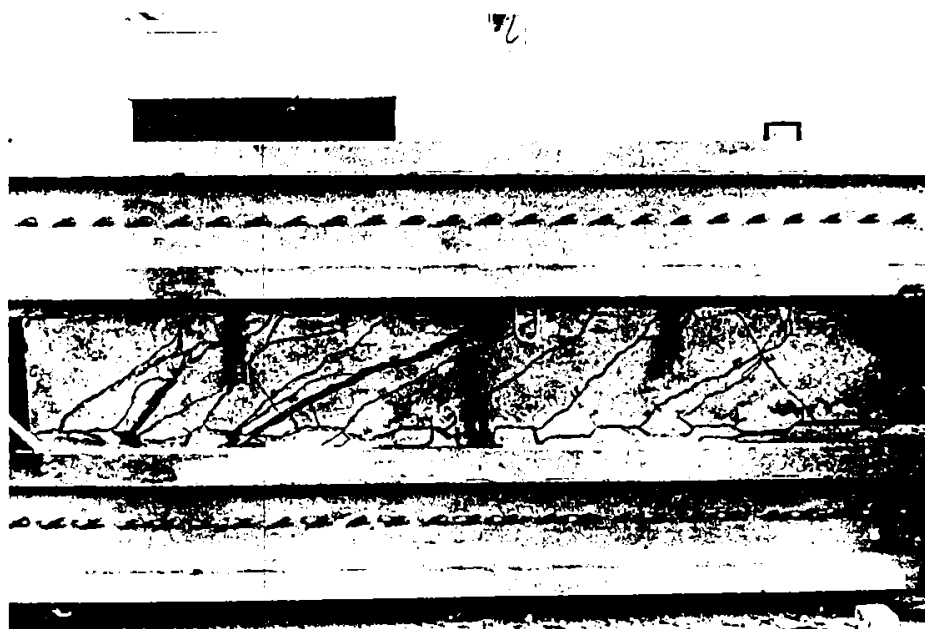


FOTO 5.36
MODELUL IV 3
FAȚA SUD
ASPECTUL
ÎMBINĂRII LA
SFÂRȘITUL
ÎNCERCĂRII

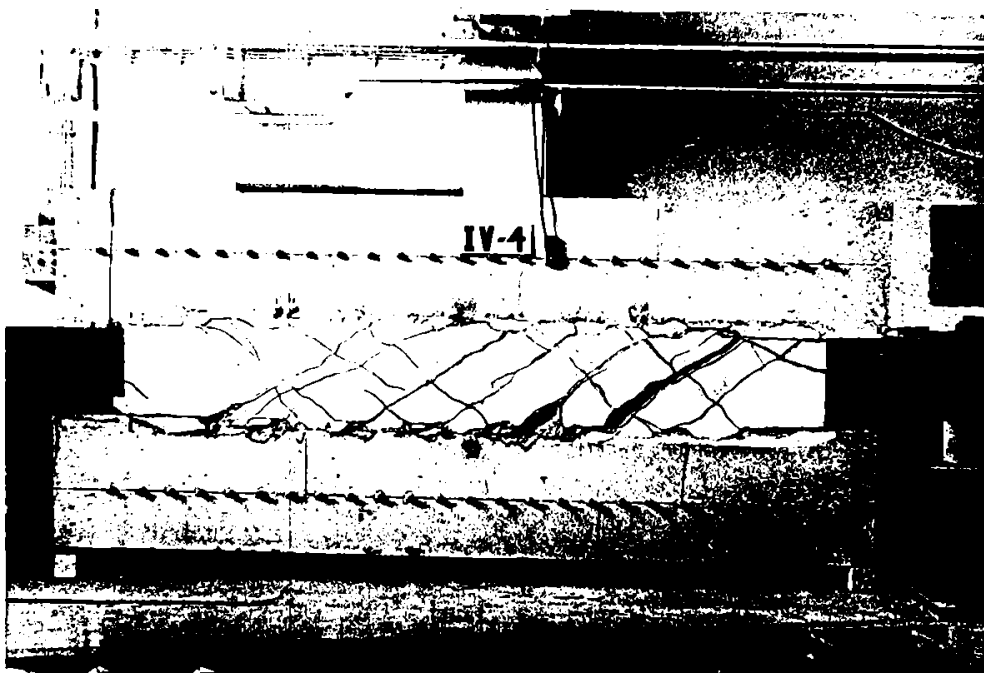


FOTO 5.37
MODELUL IV 4
FAȚA SUD
ASPECTUL
ÎMBINĂRII LA
AFĂRȘITUL
ÎNCERCĂRII



FOTO 5.38
MODELUL IV 4
FAȚA NORD
ASPECTUL
ÎMBINĂRII LA
SFÂRȘITUL
ÎNCERCĂRII

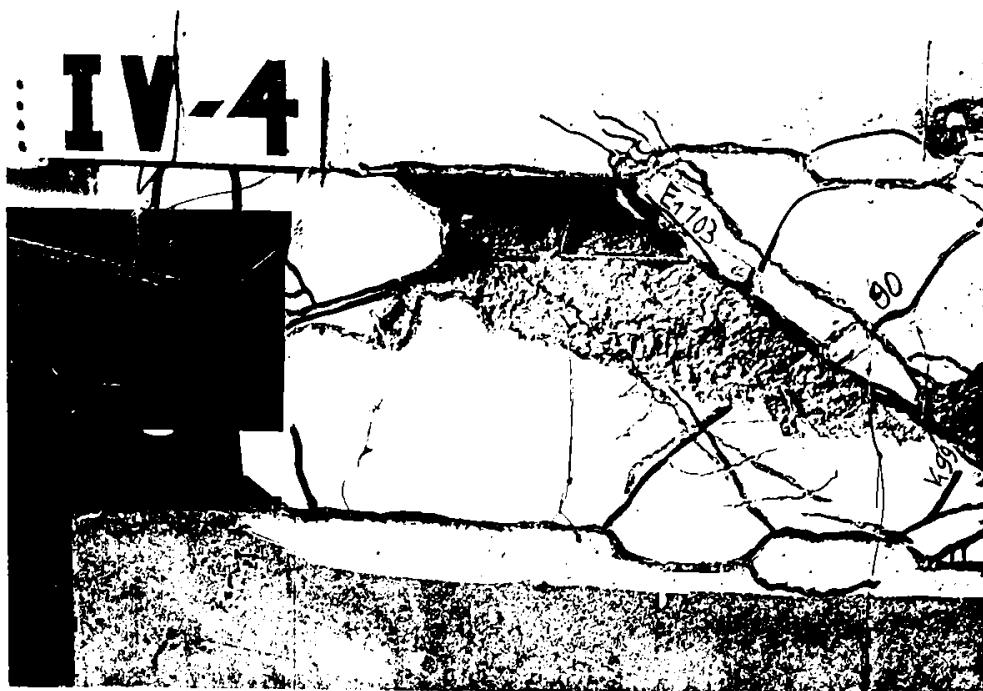


FOTO 5.39
MODELUL IV 4
FAȚA NORD
DETALIU
ZDROBIREA
BETONULUI ÎN
CÂMPUL
ÎMBINĂRII

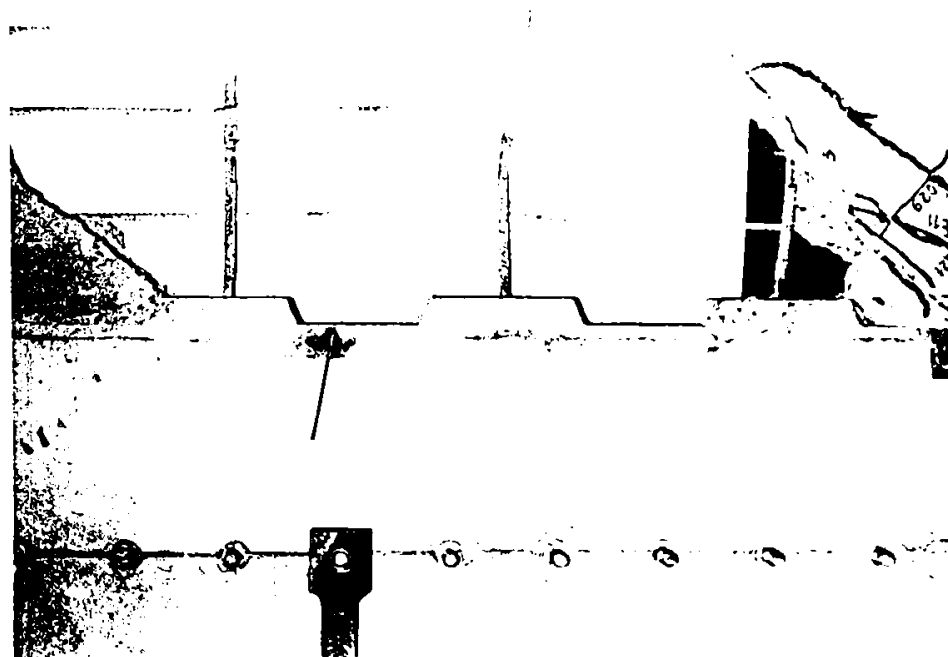
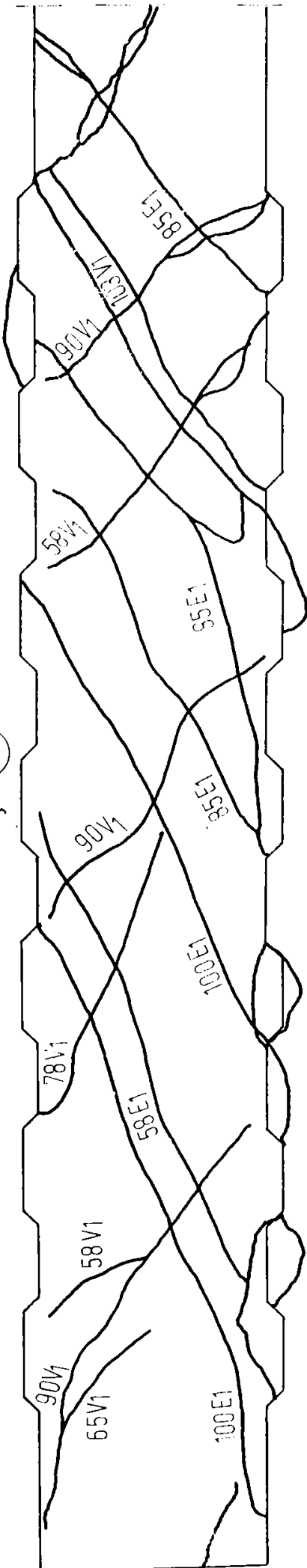


FOTO 5.40
MODELUL IV 2
ASPECTUL
ARMĂTURILOR
DEFORMATE

Faja (S)



Faja (N)

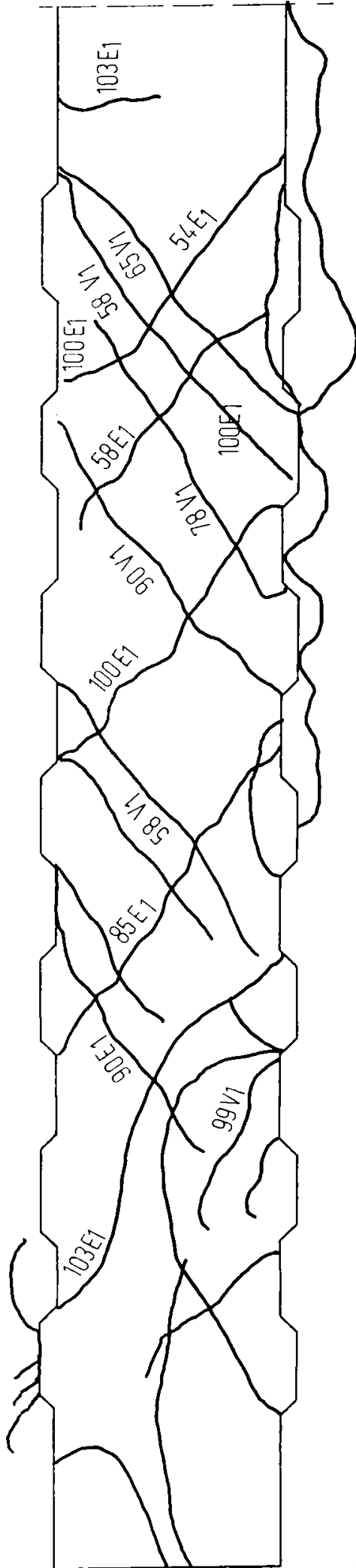


Figura 5.39 RELEVU FISURI ELEMENT IV 4

Marca necorespunzătoare a betonului din îmbinările - model I.V.5 și I.V.6 afectează, după cum era de așteptat, în mod nefavorabil lunecările din îmbinări. La modelele I.V.1 - I.V.6 s-au observat fisuri în planul vertical median al îmbinării, betonul fiind expulzat spre exterior, fenomen absent la modelul experimental I.V.7.

5.3.2.3. Rezultatele încercărilor

Modelele experimentale I.V.1 - I.V.7 au fost studiate în domeniul elastic și în domeniul postelastice până la rupere, în vederea obținerii de date privind capacitatea portantă, rigiditatea, ductilitatea și energia disipată. Interpretarea rezultatelor s-a făcut pe baza curbelor $P - \Delta$ (încărcare exterioară - lunecare înregistrată la mijlocul îmbinării).

În figura 5.40.a. și b. sunt prezentate diagramele $P - \Delta$ (încărcare exterioară - lunecare), respectiv $P - \delta$ (încărcare - deschidere transversală a îmbinării) pentru elementul I.V.1, iar în figura 5.41 o porțiune din ciclograma $P - \Delta$ ridicată la modelul experimental I.V.2.

Capacitatea portantă (lunecarea capabilă)

Pentru determinarea capacității portante prin calcul au fost utilizate relațiile din normativul P101-78 [143] (relația 3.19), din buletinul CEB nr.169 [136] (relația 3.18) și cea propusă de I.P.C.T.București [149] (relația 3.20), relații neafectate de coeficienții suplimentari de siguranță și în care apar rezistențele medii ale betonului și armăturii (tabelul 5.5).

În tabelul 5.9 sunt prezentate centralizat lunecările capabile calculate, conform relațiilor prezentate anterior, pe baza caracteristicilor îmbinărilor comparativ cu valorile experimentale P_{max} .

Tabelul 5.9 LUNECĂRI CAPABILE

Modelul experimental	Caracteristici [cm^2]			L_{cap} (tf) calculat cu :			Valori experimentale P_{max} [tf]
	A_f	A_{str}	A_a	C.E.B.	P101	I.P.C.T.	
I.V.1	1904	336	11,3	68,00	111,65	94,60	115,00
I.V.2	1904	336	11,3	65,00	104,00	90,50	107,00
I.V.3	1904	336	11,3	77,00	135,00	106,40	117,00
I.V.4	1904	336	11,3	76,50	133,20	105,40	110,00
I.V.5	1904	336	11,3	59,47	90,17	82,81	85,00
I.V.6	1904	336	6,28	43,30	76,00	68,50	75,00
I.V.7	1904	336	20,92	104,96	132,56	125,94	123,00

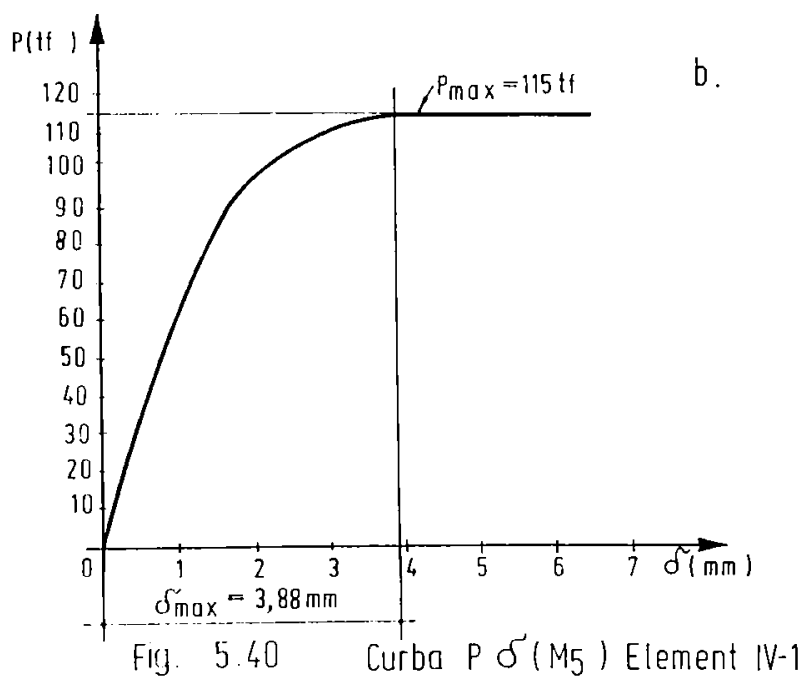
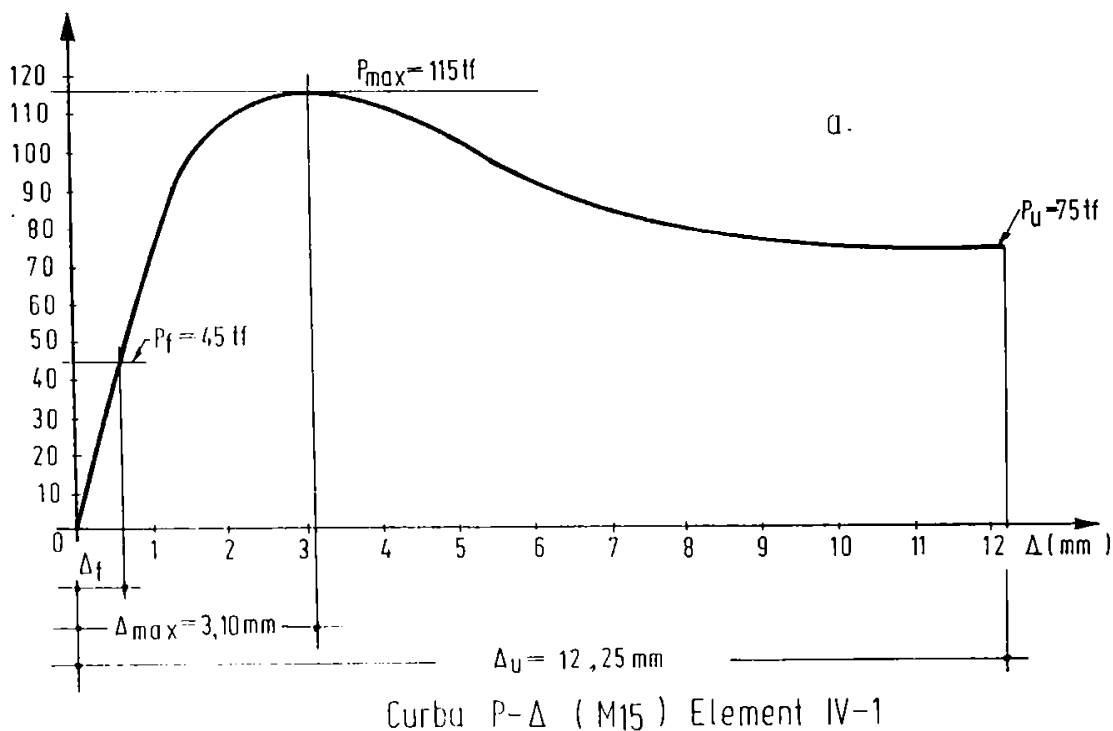


Figura 5.40 CURBA P- δ (M5) Element IV 1

Analiza comparativă a datelor din tabelul 5.9 cu privire la lunecarea capabilă arată că:

- relațiile de calcul propuse de P101-78 [143] și I.P.C.T. [149] conduc la rezultate mai apropiate de experiment decât relația propusă de C.E.B. [136], cu observația că relația propusă de I.P.C.T. este acoperitoare (excepție face elementul IV 7), spre deosebire de relația din instrucțiunile P101-78 [143] care poate fi descoperitoare în anumite condiții;

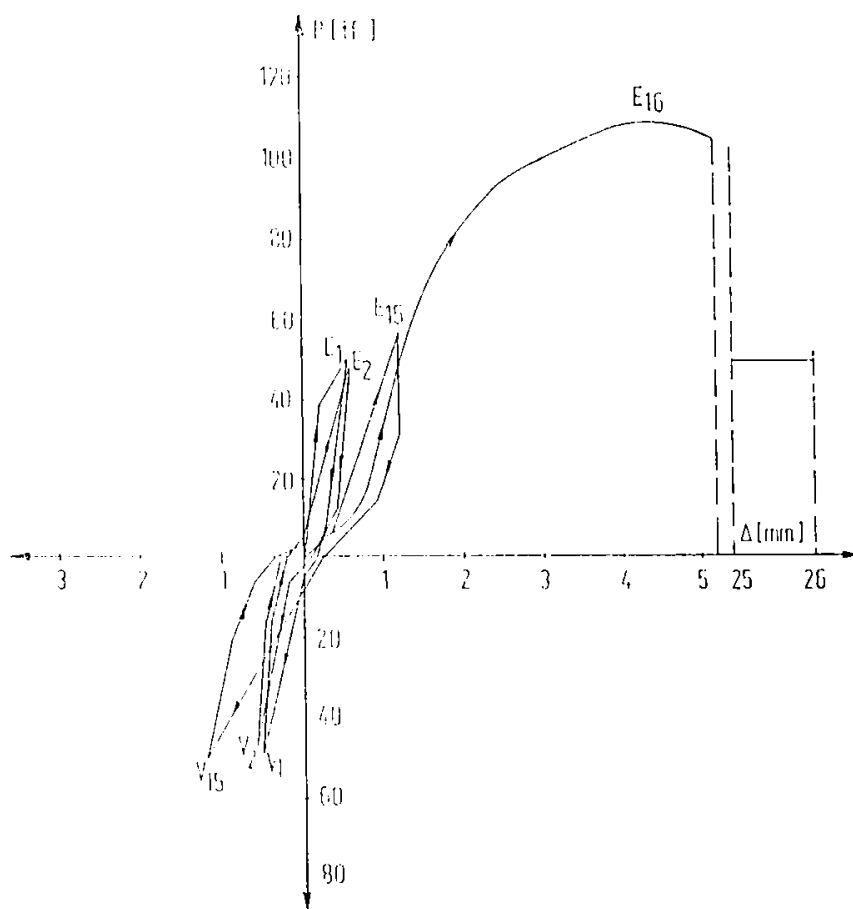


Figura 5.41
CICLOGRAMĂ P-Δ
Element IV 2

- reducerea calității betonului de monolitizare din îmbinare (modelele I.V.5 și I.V.6) conduce la scăderi importante ale lunecării capabile a îmbinării (26 - 33%);
- confinarea betonului de monolitizare din îmbinare mărește sensibil lunecarea capabilă a îmbinării (vezi I.V.7) lunecarea crescând cu aproximativ 10%;

Rigiditatea îmbinării

Rigiditatea îmbinării a fost calculată prin încărcarea P necesară producerii unei deplasări impuse Δ . La toate modelele experimentale s-a manifestat o scădere a rigidității materializată prin descreșterea valorii vârfurilor ciclurilor încărcării exterioare pentru deplasările impuse. Fenomenul de scădere a încărcării exterioare se datorează fisurării îmbinării și nu scăderii capacității portante a acesteia. Lunecările observate pe diagramele $P - \Delta$ la schimbarea sensului de încărcare sunt certificate de scăderile de rigiditate.

În cazul modelului experimental IV 2 în figura 5.42.a. și b. este prezentată descreșterea rigidității ($K = P/\Delta$) funcție de numărul de cicluri est parcurse pentru deplasarea impusă $\Delta = 0,55$ mm și $\Delta = 1,50$ mm, iar în figura 5.42.c. și d. degradarea îmbinării. Procesul de degradare al rigidității (K_n/K_1) și al îmbinării (P_n/P_1) este prezentat în figurile 5.43.a. și b. în cazul modelului experimental I.V.3, respectiv 5.44.a. și b. pentru modelul experimental I.V.4.

Curba care indică scăderea rigidității s-a situat, la toate modelele studiate, în domeniul limitat de valorile 0,5 și 1,0 ale axei ordonatelor, ceea ce atestă o bună capacitate a îmbinărilor la acțiuni ciclice-alternante.

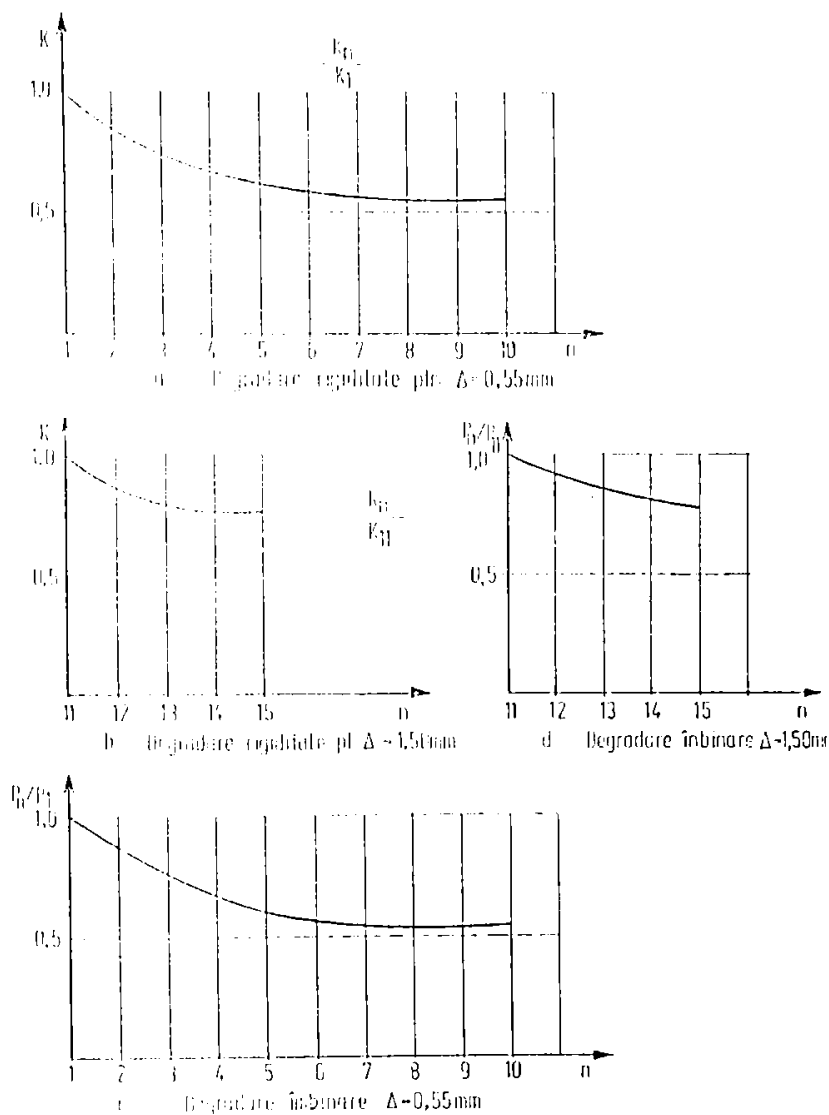


Figura 5.42
ELEMENT IV 2
REDUCEREA
RIGIDITAȚII
DEGRADAREA
ÎMBINĂRII

Rigiditatea de deplasare ($K = P/\Delta$) a diferitelor modele de îmbinări, calculată pentru aceeași deplasare impusă $\Delta = 0,24$ mm (corespunzător apariției fisurii din îmbinarea cea mai slabă) este prezentată în tabelul 5.10.

Tabelul 5.10 RIGIDITĂȚI DE DEPLASARE PENTRU $\Delta=0,24$ mm

Model experimental	I.V.2	I.V.3	I.V.4	I.V.5	I.V.6	I.V.7
Rigiditate						
$K = P / \Delta$	171	146	162	133	81	146

Privitor la starea de fisurare, caracteristică implicită a rigidității îmbinării, la modelele cu beton de monolitizare de marcă inferioară (I.V.5, I.V.6), primele fisuri în îmbinare (tab. 5.7) au apărut la valori relativ scăzute ale efortului de lunecare, adică la aproximativ 75% din eforturile maxime care ar putea apare în îmbinare în cazul unui cutremur de tip vrâncean (42,5tf).

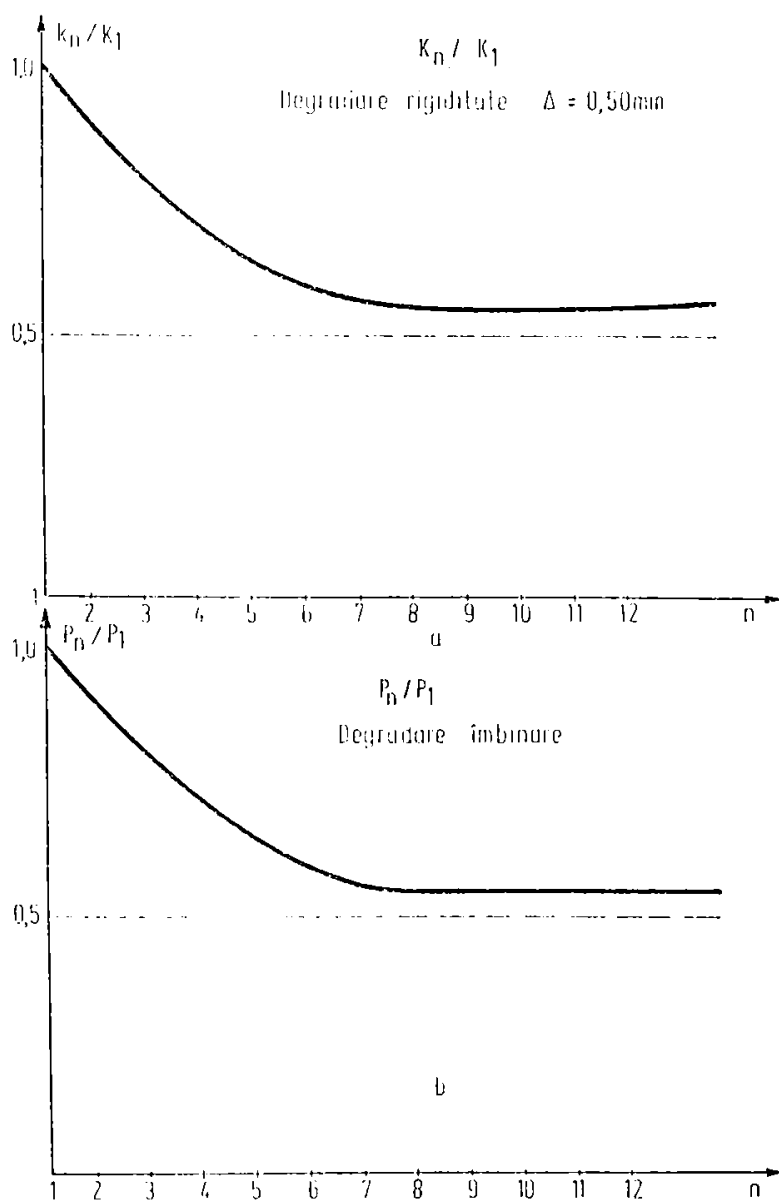


Figura 5.43
ELEMENT IV 3
REDUCEREA
RIGIDITĂȚII
DEGRADAREA
ÎMBINĂRII

Influența confinării se manifestă în sensul că la modelele prezentând mărci de beton relativ apropiate de proiect (B300) adică I.V.2 și I.V.7 - modelul cu betonul din îmbinare confinat (I.V.7) prezintă, la aceeași deplasare impusă ($\Delta = 0,40$ mm), rigidități de deplasare K mai mari cu aproximativ 18%..

Energia absorbită și disipată

În cazul încărcărilor ciclice și alternante, capacitatea de absorbție a energiei se poate caracteriza prin factorul de ductilitate μ_{Δ} în condițiile în care elementul solicitat în regim alternant nu prezintă reduceri importante ale capacității portante la valori mari ale deplasărilor sau reduceri masive ale rigidității la deplasare, în special în domeniul încărcărilor moderate [17]. Deci factorul μ_{Δ} nu este semnificativ în toate cazurile pentru aprecierea capacității de absorbție a energiei de deformație.

Practic, cu cât forma reală a diagramei $P - \Delta$ se depărtează mai mult de cea biliniară de tip Prandtl, caracterizarea capacității de absorbție a energiei prin intermediul factorului de ductilitate μ_{Δ} devine mai puțin semnificativă.

Ca urmare cuantificarea energiei absorbite prin deformare s-a făcut prin integrarea ariilor inelelor histeretice din diagramele $P - \Delta$.

În general, la modelele încercate ciclic-alternant alura diagramei $P - \Delta$ prezintă, din punct de vedere al absorbției de energie, două domenii distincte:

- primele 12 - 15 cicluri, în care absorbția de energie a fost redusă (până la cel mult 15% din energia totală); excepția reprezentată de modelul I.V.4 (aproximativ 28%) datorându-se parcurgerii de către acesta în primele 12 cicluri a unor trepte de deplasare mai mari (în domeniul postelastice);
- semiciclul final, caracterizat printr-o absorbție masivă de energie, ca urmare a deformațiilor importante înregistrate în acest semiciclu dus până la rupere.

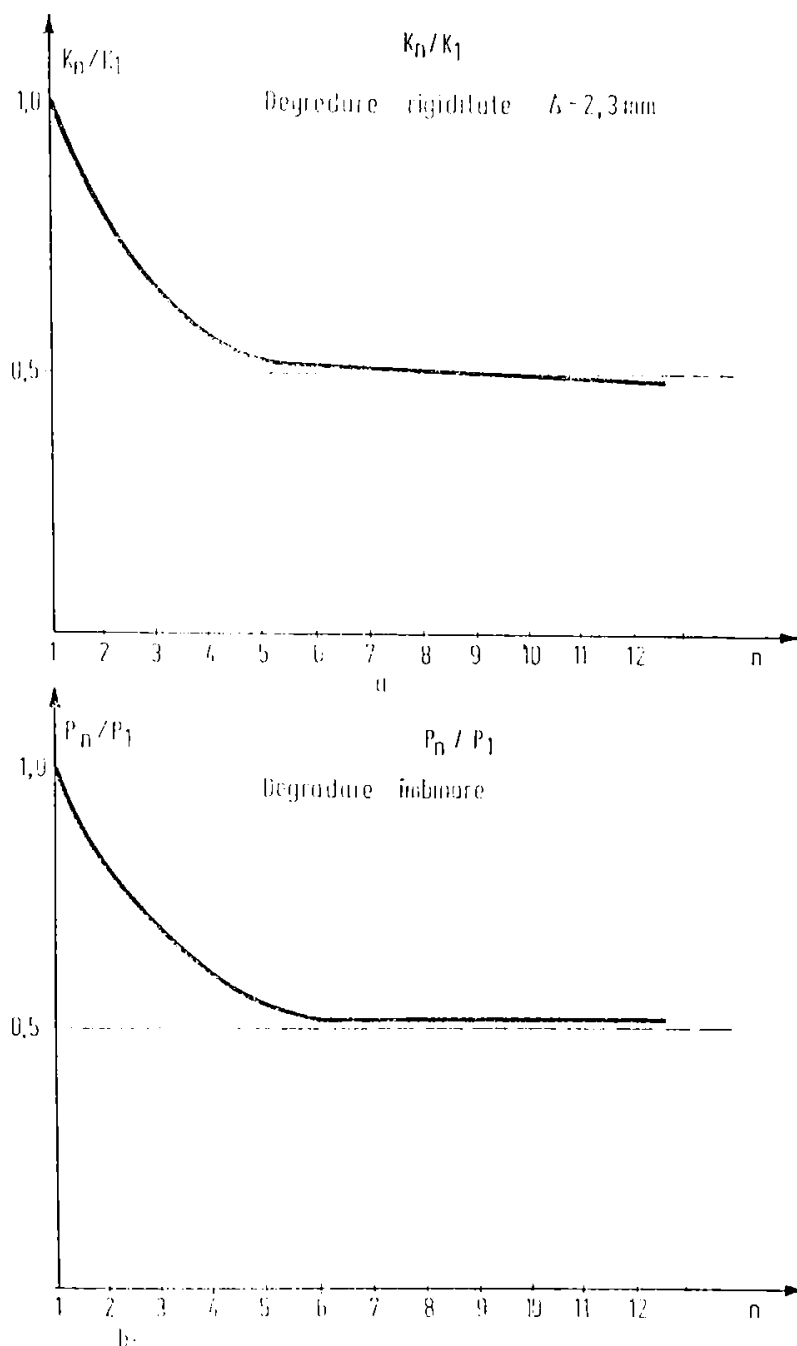


Figura 5.44
ELEMENT IV 4
REDUCEREA
RIGIDITĂȚII
DEGRADAREA
ÎMBINĂRII

În tabelul 5.11 este prezentată energia absorbită de modelele experimentale în ciclurile finale.

Tabelul 5.11 ENERGIA ABSORBITĂ ÎN CICLUL FINAL

Modelul experimental	I.V.2	I.V.3	I.V.4	I.V.5	I.V.6	I.V.7
Energia [tfmm]	2275	2514	2398	1293	1060	3395

Se constată că îmbinarea cu betonul de monolitizare confinat (I.V.7) absoarbe de 1,35 - 1,49 ori mai multă energie decât îmbinările cu betonul neconfinat (IV.3; IV.2). În schimb îmbinarea IV.6

concepută pentru zone cu grad redus de seismicitate are o absorbție de energie de 2,1-2,4 ori mai mică decât îmbinările model IV.2; IV.3 și de 3,2 ori mai mică decât modelul IV. 7.

5.3.2.4. Concluzii

Cercetările prezentate au avut ca scop studierea îmbinării verticale W1 (modelele I.V.1 - I.V.4) și a variantelor W.1.a, b, c (modelele I.V.5; I.V.6; I.V.7) la acțiuni ciclice și alternante, aplicate conform metodologiei "deplasărilor impuse".

În urma acestor cercetări se desprind următoarele concluzii privind comportarea îmbinărilor verticale amintite în domeniul elastic și postelastice:

Îmbinarea prototip W1 (modelele I.V.1 - I.V.4) are o comportare bună la acțiuni ciclice-alternante, materializată prin situarea curbei ce indică degradarea rigidității în domeniul recomandat de literatura de specialitate [126]. Comportarea bună a îmbinării este confirmată și de faptul că, față de eforturile maxime ce ar putea apare în îmbinare în cazul unui cutremur de tip vrâncean (42,5 tf), îmbinarea W1 poate suporta valori mai mari ale efortului de lunecare fără să se fisureze (vezi tabelul 5.7).

Din punct de vedere al absorbției de energie, după două cicluri la deplasări impuse în domeniul postelastice aria ciclogramei $P - \Delta$ devine tot mai mică, fapt ce indică în îmbinare lunecări (de ordinul a 1,5 mm) fără disipare de energie (modelul I.V.4) [153]. Același gen de lunecări, deși de ordin de mărime mai mic, s-au constatat și la încărcările alternante cu deplasări impuse $\Delta = 0,50$ mm corespunzătoare eforturilor la care îmbinarea poate fi solicitată în practică [151], [153].

La încărcările ciclice, capacitatea portantă (lunecarea capabilă) a îmbinării W1 este corespunzătoare, mai cu seamă dacă se are în vedere că, după 12 - 15 cicluri de încărcare alternantă, valoarea lunecării capabile (înregistrate în semiciclul final) este apropiată de capacitatea portantă a modelului încercat monoton.

Referitor la calculul lunecării capabile a îmbinării W1, relația din instrucțiunile P101-78 [143] și cea propusă de I.P.C.T. [149] conduc la valori mai apropiate de experiment decât relația C.E.B. [136]; relația din [149] prezentând avantajul de a fi acoperitoare în toate cazurile.

În privința modului de cedare, îmbinarea W1 respectă premisa ruperii prin strivirea betonului în praguri și nu prin dislocarea betonului de îmbinare.

Fisurile constatate în planul vertical, median al îmbinării, însoțite de expulzarea betonului spre exterior (constatate la toate cele patru modele), certifică necesitatea confinării betonului în îmbinare.

Îmbinarea prototip W.1.a. (modelul I.V.5) având betonul de monolitizare de marcă inferioară (B200) celei prevăzute în proiect (B300), prezintă inconvenientul de a fisura prematur. Din acest motiv rezerva asigurată de proiectant îmbinării verticale W1 (proiect I.P.C.T- nr. 1340/B - 1985) - proiectată să suporte fără să fisureze valori ale efortului de lunecare de până la 60 tf (cu mult peste efortul de lunecare ce poate apărea în cazul unui cutremur vrâncean) este întemeiată. Totodată, marca necorespunzătoare de beton din îmbinare afectează nefavorabil, pe lângă lunecarea capabilă a îmbinării și capacitatea de absorbție și disiparea energiei de către îmbinare în domeniul postelastice.

Îmbinarea prototip W.1.b. (modelul I.V.6) concepută fără sudură, numai cu legături de sârmă pentru zone de grad seismic 6 (proiect I.P.C.T. nr.1340/C - 1987) și încercată în condițiile aceleiași deficiențe de marcă a betonului din îmbinare (B200), prezintă o capacitate de lunecare cu numai 10% mai mică decât a îmbinării de comparație W.1.a. (modelul I.V.5). Capacitatea ei redusă de a absorbi și disipa energie limitează aplicarea ei doar în zone cu grad seismic 6.

Îmbinarea prototip W.1.c. (modelul I.V.7) proiectată cu betonul din îmbinare confinat cu etrieri, manifestă în toate privințele (rigiditate, lunecare capabilă, energie absorbită) comportarea cea mai favorabilă la acțiuni ciclice și alternante. Singura dificultate la această îmbinare este de ordin tehnologic și rezidă în montarea greoaie a armăturii de confinare.

Ca observație generală, la îmbinările W.1.a, b, la fel ca la îmbinarea W1, relația de calcul propusă de I.P.C.T. [149] conduce la valori acoperitoare ale lunecărilor capabile și în același timp mai apropiate de experiment decât celelalte formule de calcul folosite. Doar în cazul îmbinării W.1.C. relația (3.20), propusă de I.P.C.T. București conduce la valori cu 2,3% mai mari decât cele experimentale.

Cercetările prezentate în acest capitol au stat la baza propunerilor de completare a prescripțiilor tehnice P101-78 [143] și a proiectelor tip I.P.C.T. nr.1340/B - 1985; nr.1340/C - 1987, prezentate sintetic în capitolul final al lucrării.

5.3.2.5. Analiza comportării îmbinării verticale dintre două diafragme cu tălpi situate într-o zonă puternic solicitată

În cadrul programului experimental stabilit de I.P.C.T. București - Proiect nr.9650 [157] a fost inclusă și încercarea modelului experimental T3 referitor la detaliul din proiectul I.P.C.T. nr.9652 [158]. Modelul reprezintă o îmbinare verticală dintre două diafragme cu tălpi, situate într-o zonă puternic solicitată.

a) Alcătuirea modelului și a îmbinării verticale sunt prezentate în figurile 5.45 și 5.46.

Caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor la data încercării, determinate pe cuburi cu latura de 14,1 cm, sunt prezentate în tabelul 5.12.

Tabelul 5.12 CARACTERISTICI FIZICO - MECANICE BETON

Modelul experimental	Părți componente	Rezistență medie pe cub R_{bk} (Kgf/cm^2)	Rezist. caract.beton (Kgf/cm^2)	
			R_{ck}	R_{tk}
Îmbinare verticală T3	Panouri PT3	360	287,28	24,82
	Îmbinare T3	350	280,00	24,40

Barele $\varnothing 8$, $\varnothing 10$, $\varnothing 12$ din oțel PC52 pe care s-au amplasat traductoare electrorezistive conform figurii 5.47 au avut caracteristicile fizico-mecanice din tabelul 5.13.

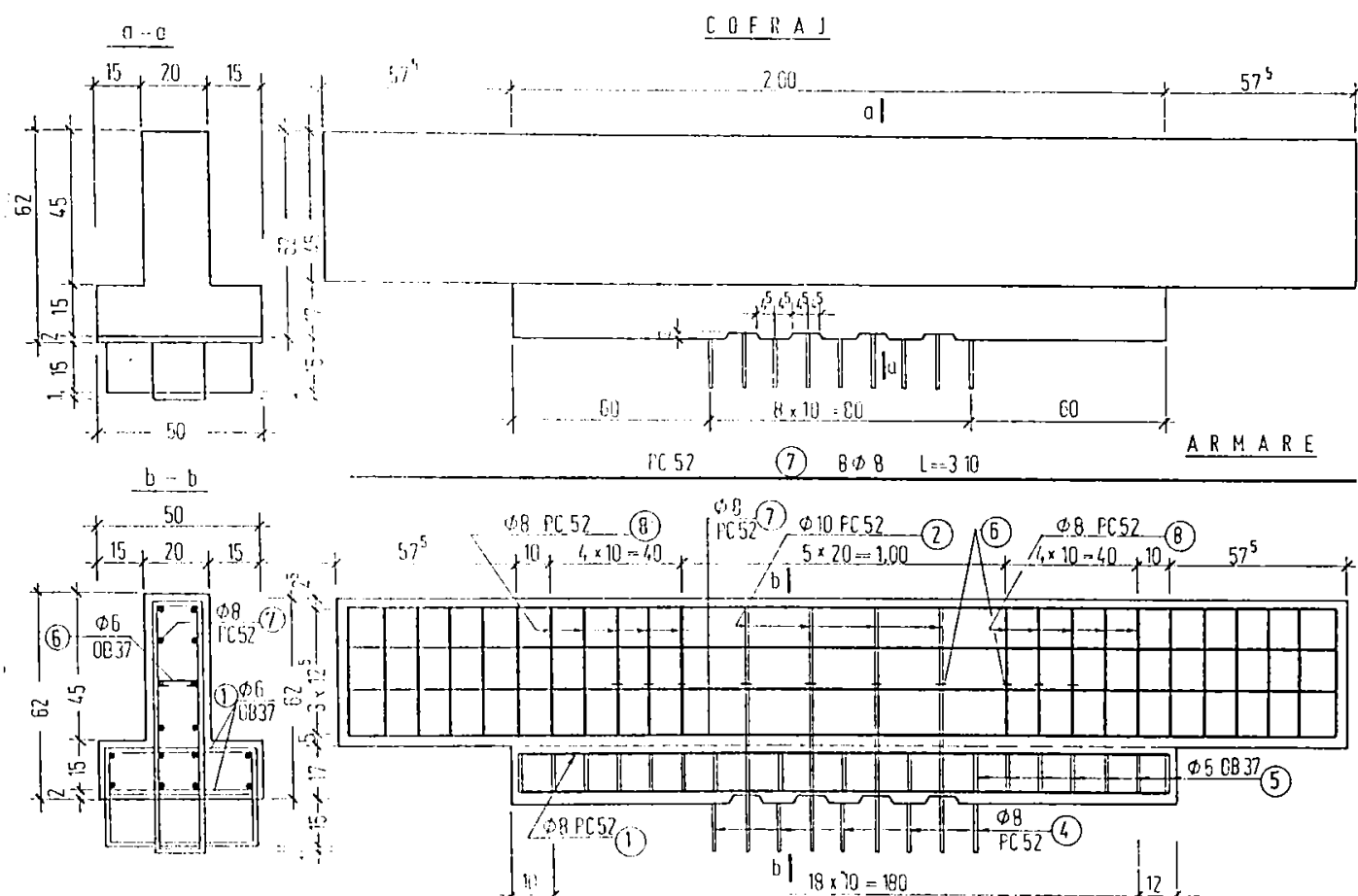


Figura 5.45 PLAN COFRAJ ARMARE MODEL EXPERIMENTAL T₃

Tabel 5.13 CARACTERISTICI FIZICO - MECANICE OȚEL

Model	Oțel	Ø (mm)	Rezist.caract. ale oțelului (Kgf/cm ²)		$\epsilon_{0,2} = \bar{\epsilon}_{ap}$ (%)
			$\sigma_{0,2} = R_{ak}$	σ_r	
Imbinare verticală T3	PC52	8	3750	5500	1,8
	PC52	10	3622	6370	1,7
	PC52	12	3570	5400	1,7

Inercarea modelului T3 s-a făcut în poziție orizontală pe standul prezentat la punctul 5.3.1.

b) Metodologia de aplicare a încărcării ciclic-alternante a fost următoarea:

- efectuarea a cel puțin patru cicluri alternante până la deplasarea corespunzătoare apariției primei fisuri înclinate în imbinare (Δf_{is});

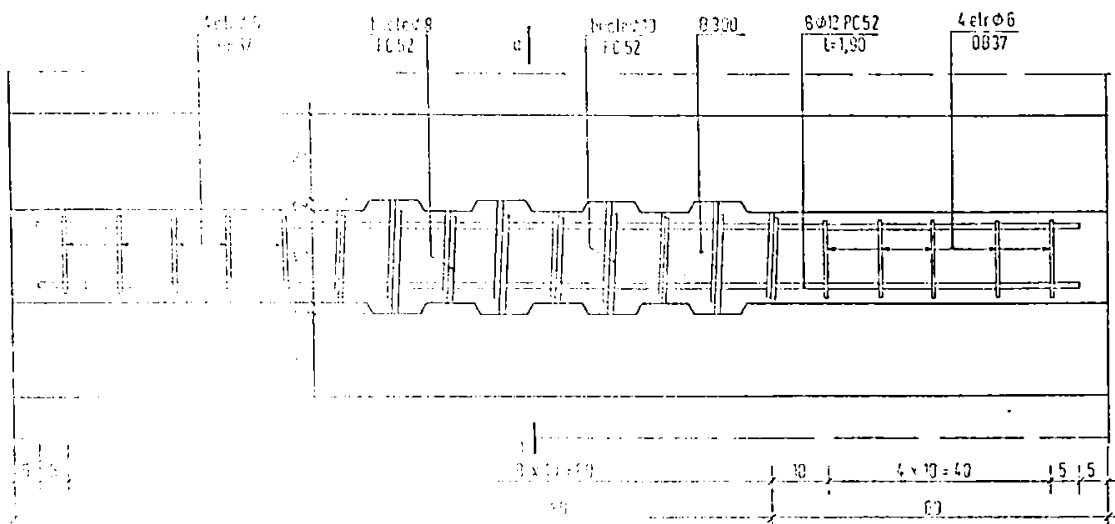


Figura 5.46 ARMAREA ÎMBINĂRII MODEL EXPERIMENTAL T_3

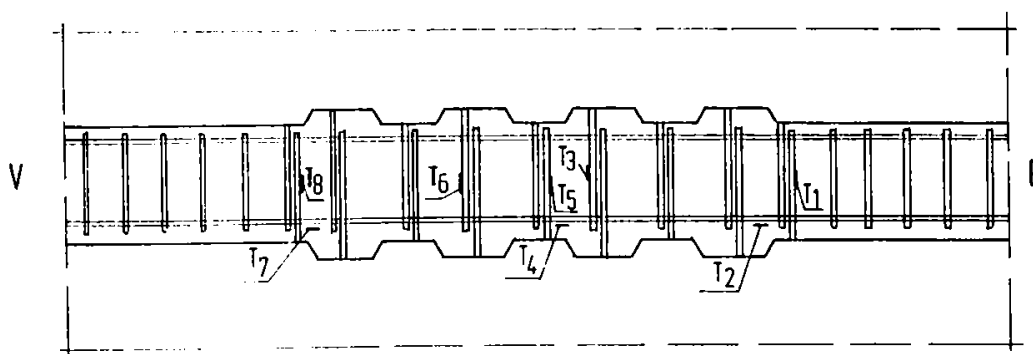


Figura 5.47 DISPUNEREA TRADUCTORILOR ELECTROREZISTIVI

- efectuarea a cel puțin patru cicluri (până la stabilizarea fenomenului) la deplasarea impusă $2\Delta f_{is}$;
- efectuarea a cel puțin 4 cicluri la deplasarea impusă $4\Delta f_{is}$;
- în final ruperea, pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării exterioare.

Aparatura folosită în cadrul încercării a cuprins, în afara traductoarelor electrorezistive din figura 5.47, traductoarele inductive de deplasare, destinate măsurării lunecării relative dintre panouri și microcomparatoare de precizie 1:100, folosite pentru aceleași măsurători și pentru măsurarea deschiderii îmbinării pe direcția transversală (figura 5.48).

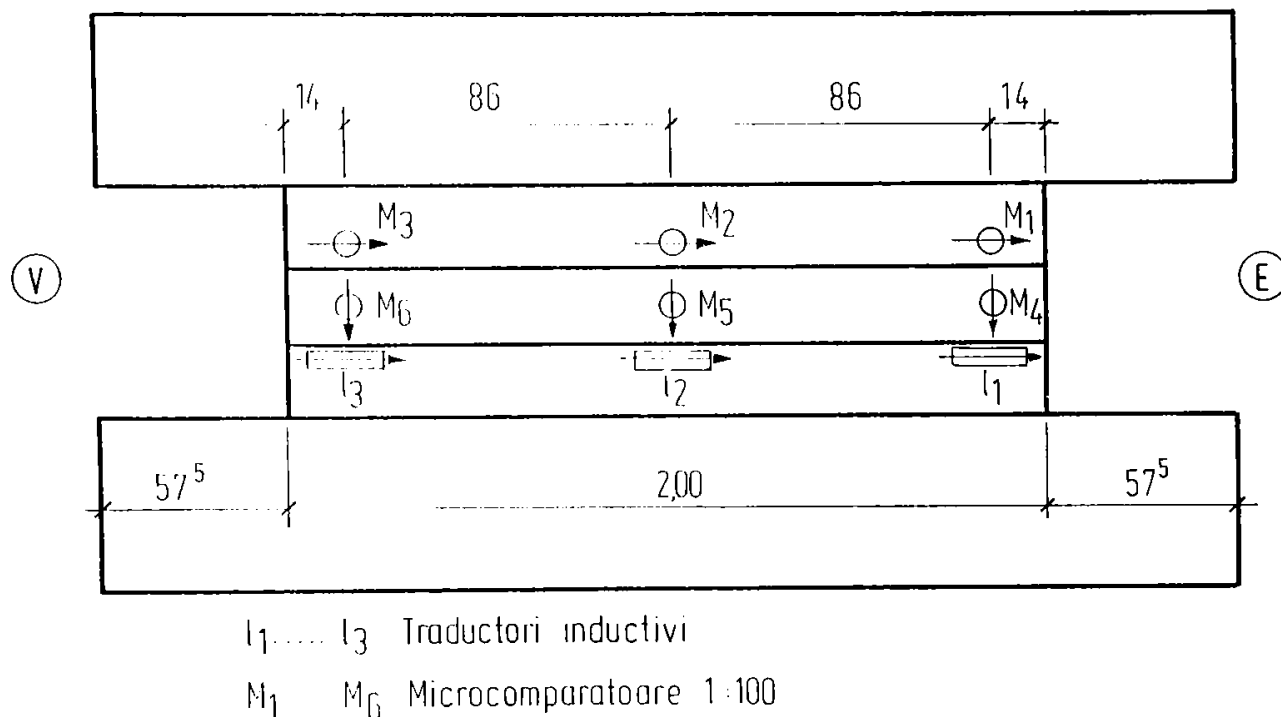


Figura 5.48 POZIȚIA APARATELOR DE MĂSURĂ

c) Comportarea modelului T3

Semiciclul E ₁	<ul style="list-style-type: none"> - Modelul nefisurat până la 70 tf când a apărut prima fisură la interfața panou superior - îmbinare; - la 100 tf fisura s-a extins în câmpul îmbinării - la 100 tf, în axul îmbinării s-a înregistrat deplasarea $\Delta_{f_{IS}} = 0,08$ mm;
Semiciclul V ₁	<ul style="list-style-type: none"> - la 60 tf, fisura de la interfața panou superior - îmbinare s-a extins în sens opus și au apărut două fisuri în talpa panoului superior; - la 70 tf a mai apărut o fisură în talpă, dar cu o ușoară extindere și în îmbinare; - deplasarea înregistrată în axul îmbinării a fost $\Delta_{f_{IS}} = -0,06$ mm (la traductorul l₂) respectiv $\Delta_{f_{IS}} = -0,08$ mm (la microcomparatorul M₂)

Semiciclurile E ₂ , V ₂ , E ₃ , V ₃ , E ₄ , V ₄	<ul style="list-style-type: none"> - deplasarea impusă a fost $\Delta = 0,08$ mm pe E. și $\Delta = 0,08$ mm pe V.; - starea de fisurare a rămas neschimbată; - s-a remarcat deschiderea puternică a rostului dintre talpa panoului și îmbinare, la aplicarea încărcării pe direcția V, la vârful ciclului V₄ deschiderea acestuia fiind de 1,11 mm (microcomparatorul M₆)
Semiciclul E ₅	<ul style="list-style-type: none"> - la P = 122 tf s-a atins deplasarea impusă $\Delta = +0,16$ mm; - au apărut 3 fisuri în talpa panoului superior și o fisură înclinată în câmpul îmbinării; - pe durata citirilor de la treapta de încărcare de 122 tf, deplasarea a crescut brusc de la $\Delta = 0,16$ mm la $\Delta = 0,24$ mm, ca urmare a deschiderii instantanee a rostului superior pe porțiunea marginală netraversată de bucle de armătură; - deschiderea rostului de direcție transversală a fost de 2,44 mm (microcomparatorul M₄); - deschiderea pronunțată a rostului dintre talpa panoului superior și îmbinare în porțiunea marginală, ca urmare a distrugerii aderenței dintre betoanele din panoul superior și îmbinare, a influențat profund comportamentul modelului experimental:
Semiciclul V ₅	<ul style="list-style-type: none"> - la deplasarea impusă $2\Delta_{f_{IS}} = -0,12$ mm a fost atinsă o forță relativ scăzută (P = 52,5 tf) și a apărut o fisură înclinată în îmbinare;
Semiciclul E ₈	<ul style="list-style-type: none"> - la încărcarea P = 68,5 tf și deplasarea impusă $2\Delta_{f_{IS}} = 0,16$ mm, a apărut în îmbinare o nouă fisură continuată și în talpa panoului inferior;
Semiciclul E ₉	<ul style="list-style-type: none"> - s-a atins deplasarea impusă $4\Delta_{f_{IS}} = 0,32$ mm și a mai apărut o fisură în îmbinare, extinsă și în talpa panoului inferior;
Semiciclul E ₁₀	<ul style="list-style-type: none"> - la aceeași deplasare impusă însă la o încărcare mai mică decât cea din semiciclul E₉, a apărut în îmbinare o nouă fisură înclinată;
Semiciclul E ₁₃ (semiciclul final)	<ul style="list-style-type: none"> - încărcarea exterioară a crescut până la P_{max} = 177,5 tf cu o lunecare $\Delta_{max} = 0,50$ mm; - forța a descrescut până la valoarea P = 100 tf cu o lunecare ultimă $\Delta_u \approx 2$ mm; - ruperea modelului s-a produs prin deschiderea pronunțată (5,75 mm) a rostului dintre talpa panoului superior și îmbinarea pe porțiunea marginală din dreapta (Foto 5.41) netraversată de bucle; - zona centrală a îmbinării a rămas relativ puțin fisurată, spre deosebire de panoul superior fisurat puternic, atât în talpă cât și în inimă (Foto 41)

Așadar, cedarea nu s-a produs în îmbinare, secțiunea de rupere urcând în panoul superior. Acest mod de cedare pare a se datora confinării betonului în porțiunea centrală a îmbinării.

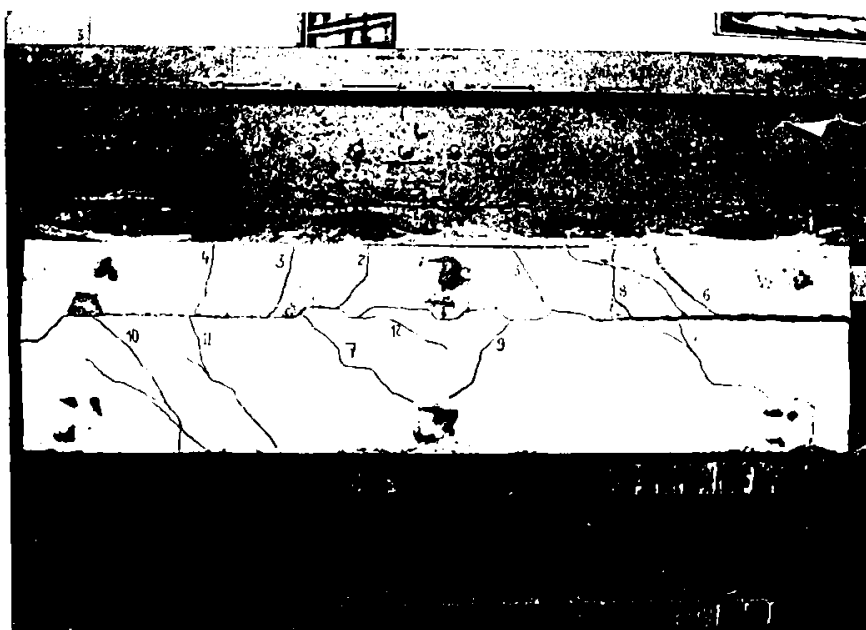


FOTO 5.41
MODELUL
EXPERIMENTAL T₃
DUPĂ ÎNCERCARE

d) Rezultatele încercării

Rigiditatea îmbinării, în evoluția până la rupere rezultă din tabelul 5.14.

Tabelul 5.14 RIGIDITATEA ÎMBINĂRII T₃

Deplasarea din est (E)					Deplasarea din vest (V)				
Ciclul	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$	Ciclul	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$
E1	100	0,08	1250	1,000	V1	70	0,06	1167	1,000
E2	58	0,08	725	0,580	V2	55	0,06	917	0,785
E3	62,5	0,08	781	0,625	V3	57	0,06	950	0,800
E4	60	0,08	750	0,600	V4	60	0,06	1000	0,856
E5	122	0,16	762	0,600	V5	52,5	0,12	438	0,375
E6	62,5	0,16	391	0,312	V6	30	0,12	250	0,214
E7	62,5	0,16	391	0,312	V7	25	0,12	208	0,178
E8	68,5	0,16	428	0,342	V8	25	0,12	208	0,178
E9	142	0,32	444	0,355	V9	50	0,32	156	0,134
E10	135	0,32	422	0,338	V10	32,5	0,32	102	0,087
E11	125	0,32	391	0,313	V11	32,5	0,32	102	0,087
E12	125	0,32	391	0,313	V12	28,5	0,32	89	0,076
E13	177,5	0,50	355	0,284	-	-	-	-	-

Apariția primelor fisuri în ciclul 1 conduce în următoarele trei cicluri de deplasări impuse Δf_{IS} la scăderi ale rigidității de aproximativ 40% (semiciclurile E) și respectiv 20% (semiciclurile V). Dublarea deplasării impuse în ciclul 5 ($2\Delta f_{IS}$) accentuează scăderile de rigiditate, mai cu seamă în semiciclurile vest, ca urmare a deschiderilor pronunțate ale rosturilor dintre talpa panoului superior și îmbinare, pe porțiunile marginale ale îmbinării netraversate de bucle de armătură. Fenomenul se amplifică în ciclurile de deplasări impuse $4\Delta f_{IS}$, la rupere pe direcția E (semiciclul E13) rigiditatea finală fiind sub 30% față de valoarea inițială, iar pe direcția V chiar mai puțin - sub 10%.

Energia totală absorbită și disipată prin deformații inelastice

Din totalul energiei induse în îmbinare de încărcarea ciclic alternantă (energia totală absorbită) o parte este disipată prin deformațiile plastice iar restul se transformă în energie cinetică la descărcare. În tabelul 5.15 este centralizată energia totală absorbită cuantificată prin însumarea suprafețelor cuprinse între curba de încărcare și axa deplasărilor și energia disipată prin deformații plastice rezultată prin măsurarea ariilor inelelor histeretice.

Tabelul 5.15 ENERGIA ABSORBITĂ ȘI DISIPATĂ

Ciclul	Energia absorbită [tmm]	Energia disipată [tmm]	Ciclul	Energia absorbită [tmm]	Energia disipată [tmm]
E1	5,75	3,11	V1	3,10	1,22
E2	2,18	0,48	V2	1,75	0,11
E3	2,23	0,68	V3	1,87	0,47
E4	2,20	0,75	V4	1,87	0,47
E5	19,94	13,37	V5	4,20	3,05
E6	4,82	1,98	V6	1,62	0,86
E7	4,55	1,55	V7	1,36	0,72
E8	6,02	2,06	V8	1,20	0,58
E9	25,25	11,07	V9	8,76	6,38
E10	21,55	8,50	V10	7,63	4,96
E11	20,30	7,20	V11	6,43	4,41
E12	19,00	5,80	V12	3,76	2,08

Capacitatea portantă a modelului a fost de 177,5 tf. Cedarea s-a produs prin panou, îmbinarea propriu-zisă prezentând încă rezerve de capacitate. Prin urmare se poate aprecia că îmbinarea propriu-zisă este aptă să preia forțe de lunecare foarte mari.

În concluzie rezultă că îmbinarea verticală T3 prezintă rezerve importante de capacitate portantă, putând să preia forțe de lunecare mari cu 50% peste forțele de lunecare calculate.

Cap. 6 CERCETĂRI EXPERIMENTALE PE MODELE DE PEREȚI STRUCTURALI ASAMBLAȚI DIN PANOURI MARI

6.1 Scopul cercetărilor [159, 160, 161]

Seria cercetărilor privind comportarea îmbinărilor dintre panourile mari prefabricate, realizate pe elemente izolate, a fost completată cu cercetări pe modele de pereți structurali prefabricați, pentru ca modul de comportare la acțiuni seismice a îmbinărilor verticale și orizontale să fie modelat mai aproape de realitate.

În condițiile specifice de seismicitate ale României un accent deosebit se pune pe modul de comportare a acestor îmbinări la acțiuni seismice puternice, care introduc deformații plastice în structurile prefabricate.

S-a urmărit în principal influența îmbinărilor verticale și orizontale din pereții structurali prefabricați asupra răspunsului acestora, comparativ cu un perete structural de beton armat monolit cu rosturi de turnare. S-a studiat de asemenea influența formei secțiunii transversale a pereților prefabricați - lamelară sau cu tălpi - privind comportarea acestora la acțiuni seismice.

Studiile efectuate au permis formularea unor concluzii referitoare la comportarea postelastice a îmbinărilor verticale și orizontale, rigiditatea, rezistența, deformabilitatea și mecanismul de cedare a pereților structurali prefabricați supuși la acțiuni orizontale ciclice și alternante.

6.2 Programul experimental

6.2.1. Alcătuirea și confecționarea elementelor experimentale

a) Perete structural monolit M1

Pentru obținerea unor rezultate experimentale edificatoare, peretele structural monolit M1 a fost modelat la scara geometrică 1:2, adoptarea acestei scări de similitudine făcându-se din condițiile impuse de gabaritul standului de încercare.

Modelul experimental M1 s-a turnat la locul încercării în poziție verticală, începând cu fundația și continuând cu peretele propriu-zis conform tehnologiei de execuție a diaframelor folosită în practică.

Caracteristicile geometrice și de armare sunt prezentate în figurile 6.1, 6.2 și 6.3.

Elementul experimental modelează un perete structural monolit de: înălțime $H = 4,05$ m și lățime $L = 1,95$ m, încadrându-se deci la limita inferioară a diaframelor de lungime medie

($H/L = 4,05/1,95 = 2,08$). Grosimea de 16 cm a modelului experimental corespunde din punct de vedere al modelării (la scara 1:2) cazului a două diafragme cuplate. Soluția a fost aleasă în vederea eliminării unor inconveniente la confecționarea modelelor (armături cu diametru mic) și la încercarea acestora (flambaj în zona comprimată). Armarea câmpului a fost făcută cu două plase, formate din bare cu diametre uzuale ($\varnothing 6$ mm), dispuse la fiecare față a diafragmei (figura 6.2).

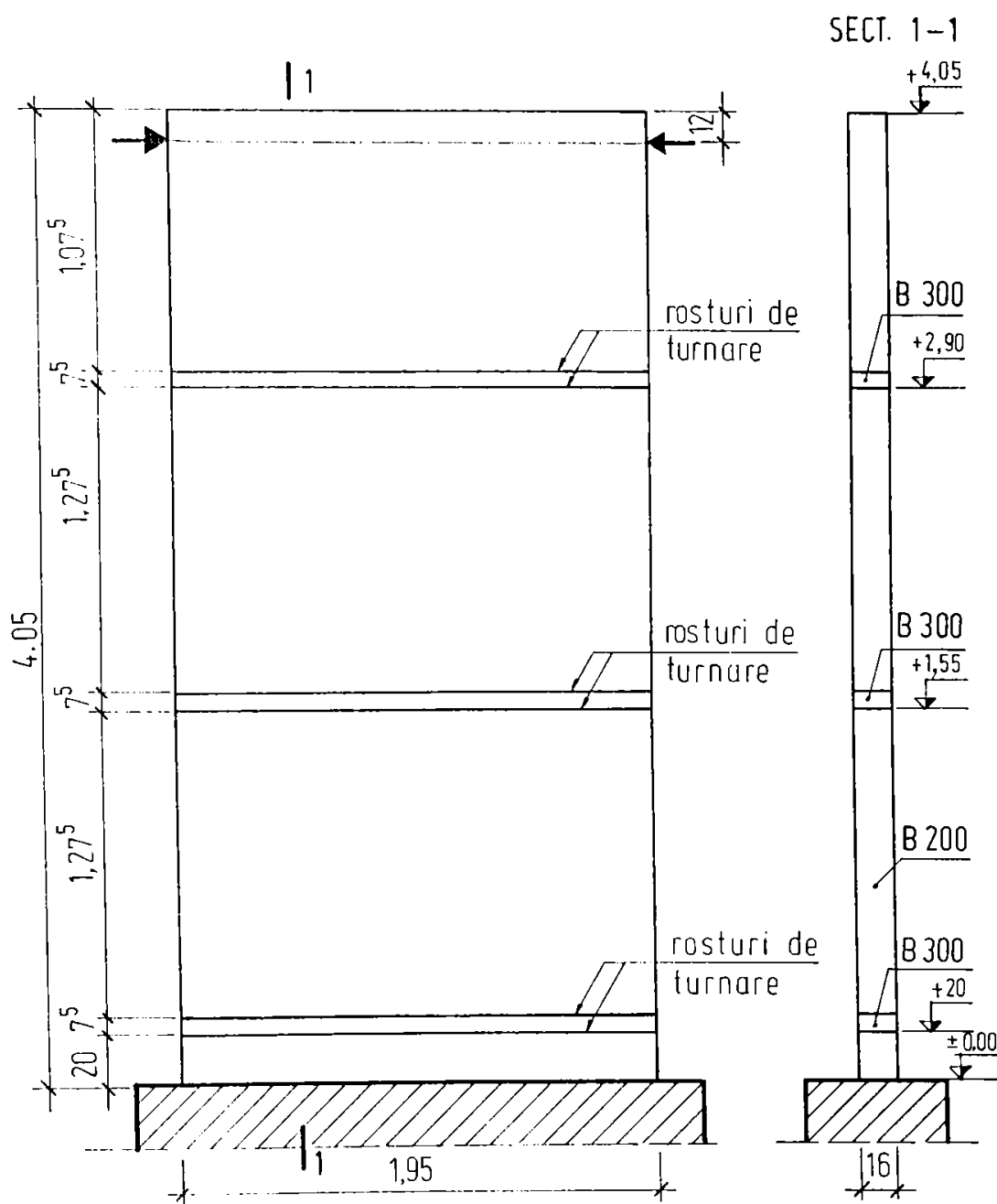


Figura 6.1 PERETE STRUCTURAL MONOLIT M1 - ALCĂTUIRE

Armarea suplimentară a soclului (figura 6.2) s-a făcut în ideea dirijării formării fisurii orizontale din înconvoiere generală a peretelui în zona centurii de la bază, fapt menit să faciliteze și urmărirea stării de fisurare pe durata încercării.

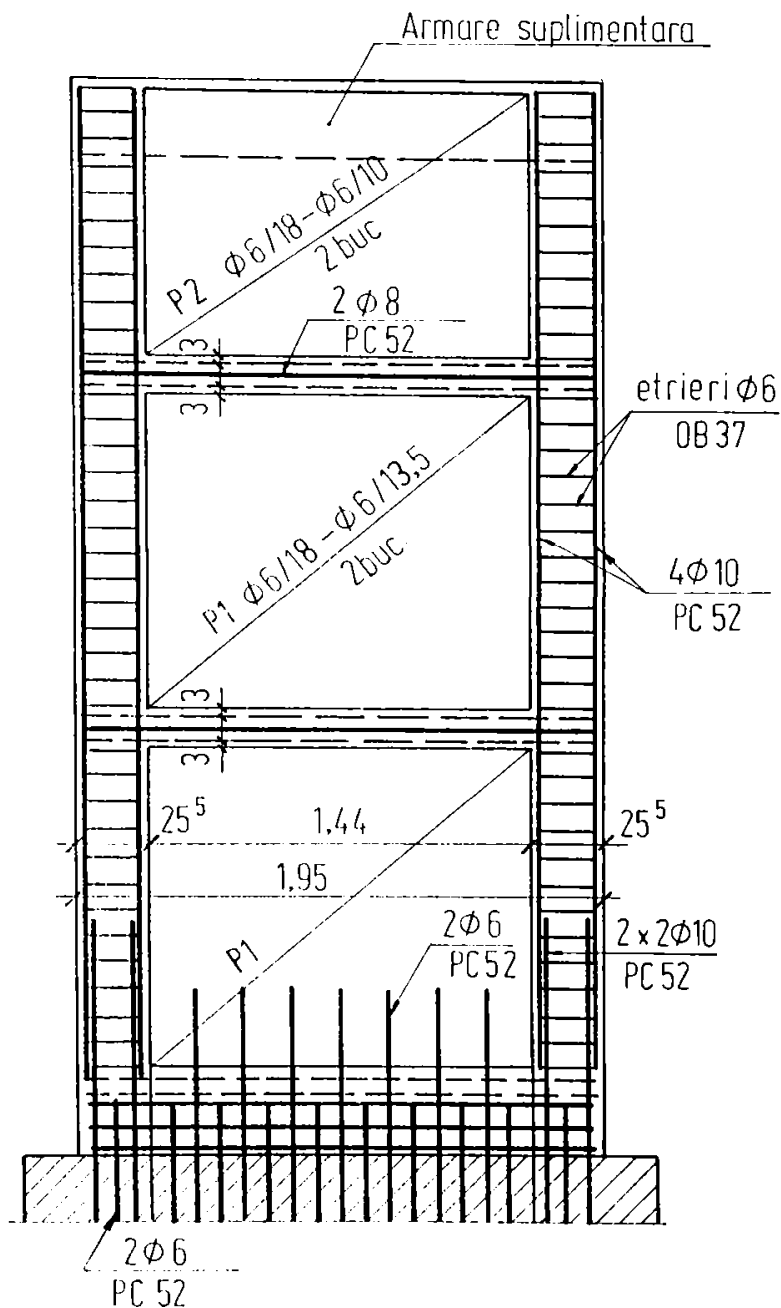


Figura 6.2 PERETE STRUCTURAL MONOLIT M1 - ARMARE

Armarea suplimentară a părții superioare a peretelui (figura 6.3) a rezultat din necesitatea întăririi acestei porțiuni, în care se transmit atât forțele orizontale ciclic - alternante, cât și forțele gravitaționale constante.

Succesiunea operațiilor de confecționare a modelului de la cota $\pm 0,00$ (reprezentând limita superioară a blocului de fundație în care este încastrat peretele) a fost următoarea:

- turnarea soclului până la cota +20,00 cm cu beton B200, avându-se grijă să se păstreze poziția barelor și a plaselor care ies din blocul de fundație și se continuă cu lungimea de înădire din perete;
- montarea armăturilor în centura de la bază;
- turnarea până la cota +27,5 cm de beton B300 în centura de la bază, după 3-4 zile de la turnarea betonului în soclu;
- montarea în perete a armăturii formate din două plase P_1 (figura 6.2) pe înălțimea unui nivel;
- turnarea de beton B200 în perete până la cota +155, după 3-4 zile de la turnarea betonului în centura de la bază;
- turnarea în continuare până la cota +405 cm de beton B300 în centuri, respectiv B200 în perete, cu pauze de 3-4 zile la fiecare rost de turnare marcat în planul de cofraj (cotele 155; 162,5; 290; 297,5 cm);
- înglobarea în perete la cota +381 cm a dis pozitivului de transmitere uniform distribuită a forței orizontale (figura 6.3).

Fundația de marcă B150 a fost astfel concepută încât prin masivitatea ei să asigure o încastrare cât mai perfectă a peretelui monolit.

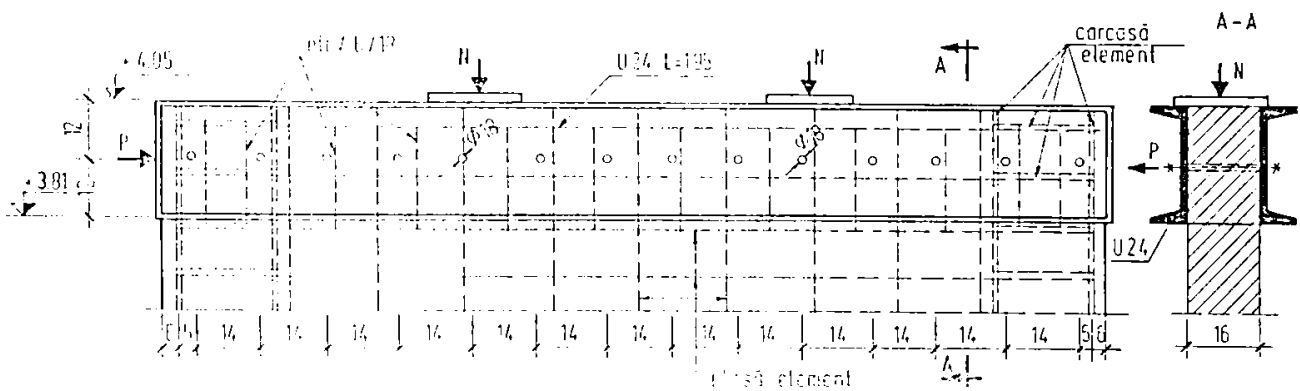


Figura 6.3 PERETE STRUCTURAL MONOLIT M1 - ARMAREA SUPLIMENTARĂ A PĂRȚII SUPERIOARE

b) Peretele structural prefabricat F 2

Elementul experimental F2. modelează un perete structural prefabricat asamblat din patru panouri PP₁ și două panouri PP₂ prin intermediul unei îmbinări verticale și a trei îmbinări orizontale (figura 6.4).

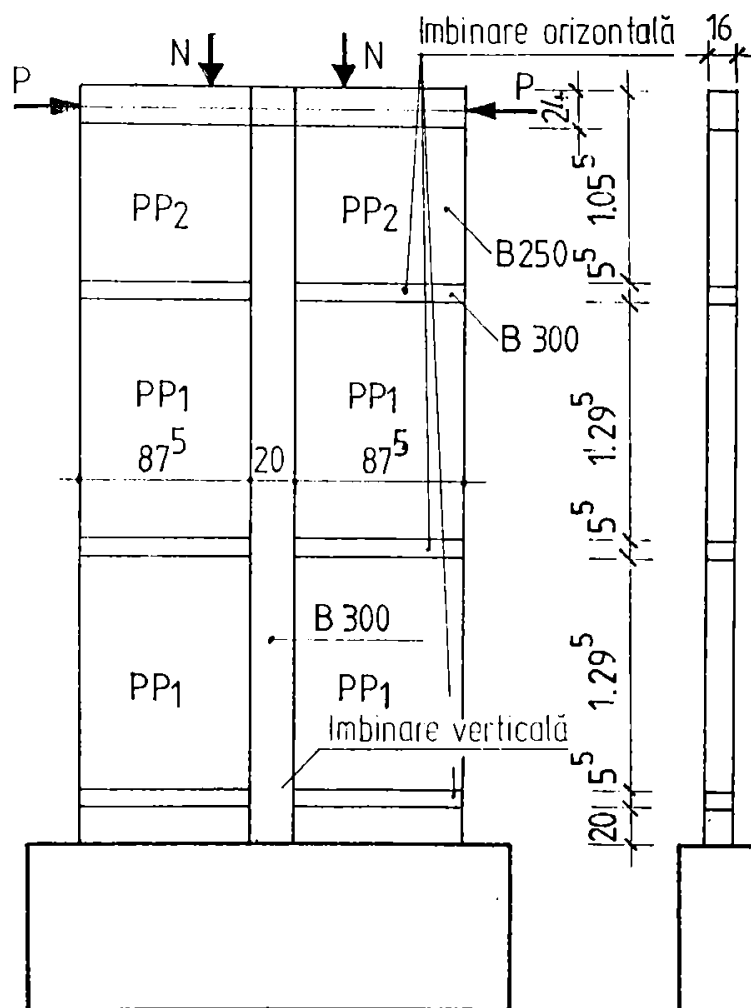


Figura 6.4 PERETE STRUCTURAL F2 ALCĂȚUIRE

Pentru obținerea unor rezultate experimentale edificatoare și comparabile cu cele de la perețele monolit M1, modelul experimental F2 a modelat la scara geometrică 1:2 un perete prefabricat ale cărui caracteristici geometrice și de armare sunt prezentate în figurile 6.5.a. și b; 6.6.a. și b.

Armarea suplimentară a soclului, identică cu cea de la modelul experimental monolit M1 s-a făcut în ideea dirijării formării fisuri orizontale din înconvoierea generală a peretelui în zona centurii de la bază.

Armarea suplimentară a părții superioare a peretelui, de asemenea identică cu cea a modelului monolit M1 a rezultat din necesitatea întăririi porțiunii în care se transmit atât forța orizontală ciclic alternantă, cât și forțele gravitaționale constante.

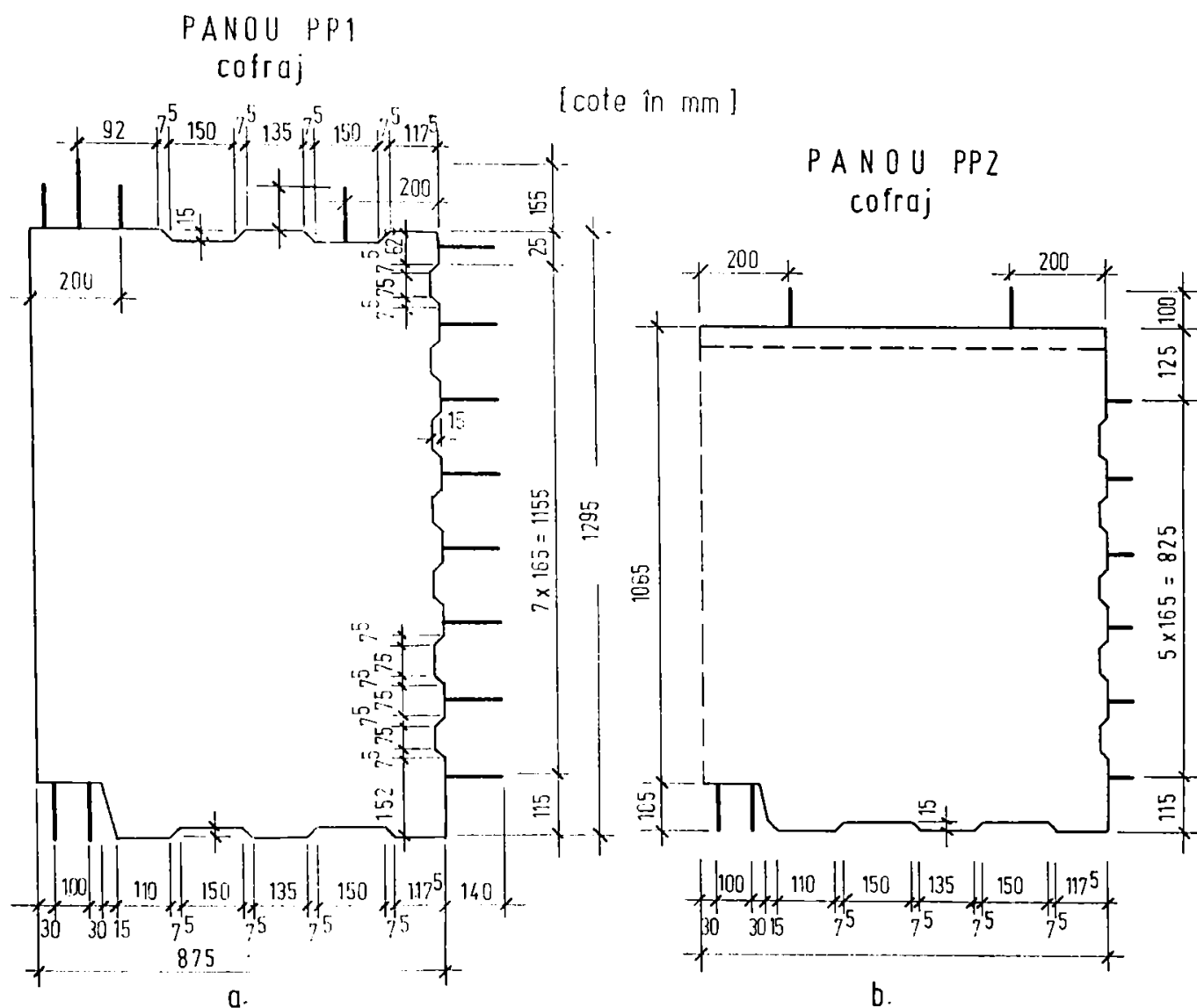


Figura 6.5 PLAN COFRAJ. PANOURI PP1 ȘI PP2

Confecționarea peretelui prefabricat F2 a cuprins următoarele operațiuni:

- executarea fundației identice cu cea a modelului M1 la locul încercării;
- turnarea prealabilă în poziție orizontală a panourilor PP1 și PP2;
- montarea și monolitizarea panourilor prefabricate (Foto 6.1 și figura 6.7).

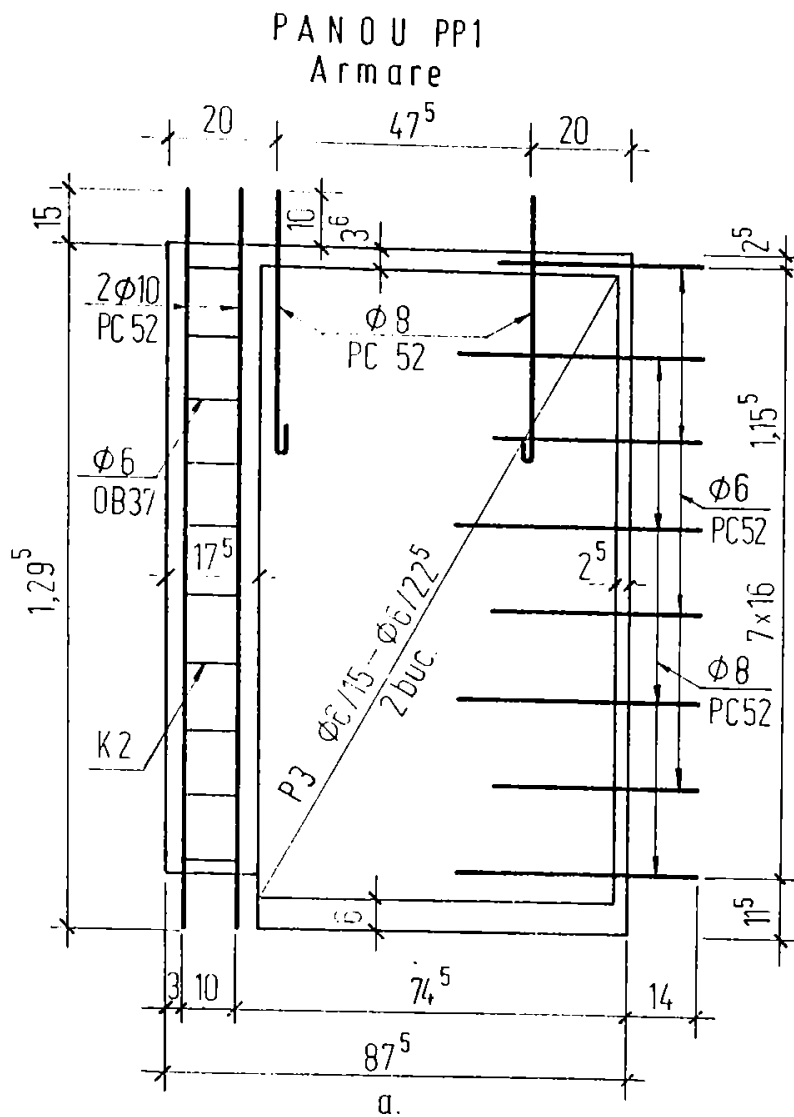
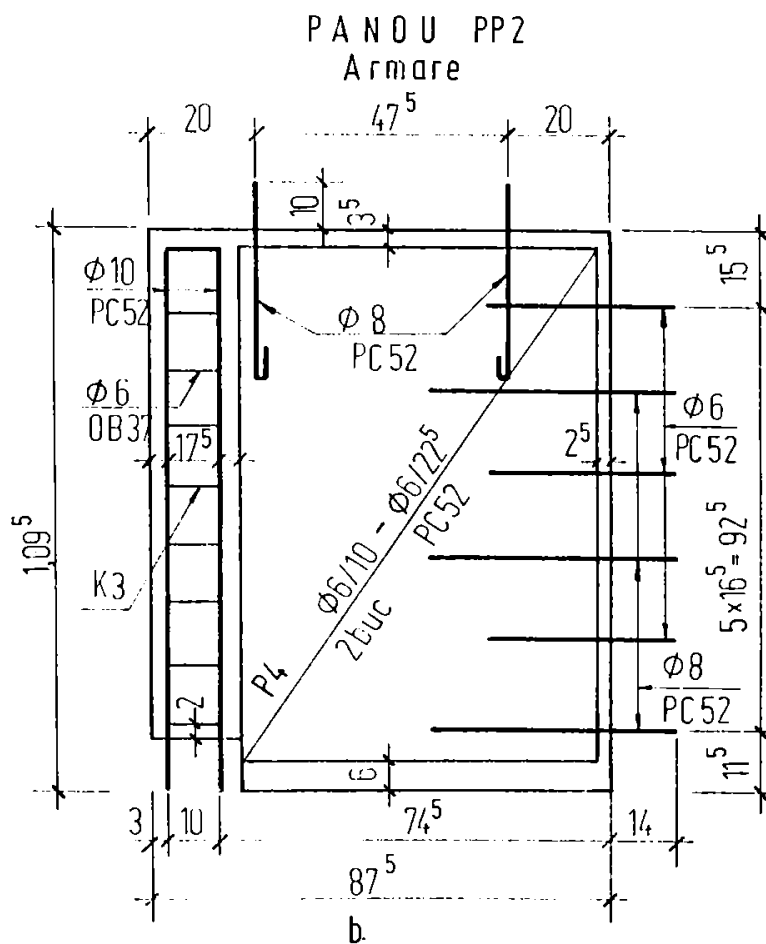


Figura 6.6.
ARMARE PANOURI
a) PP1
b) PP2



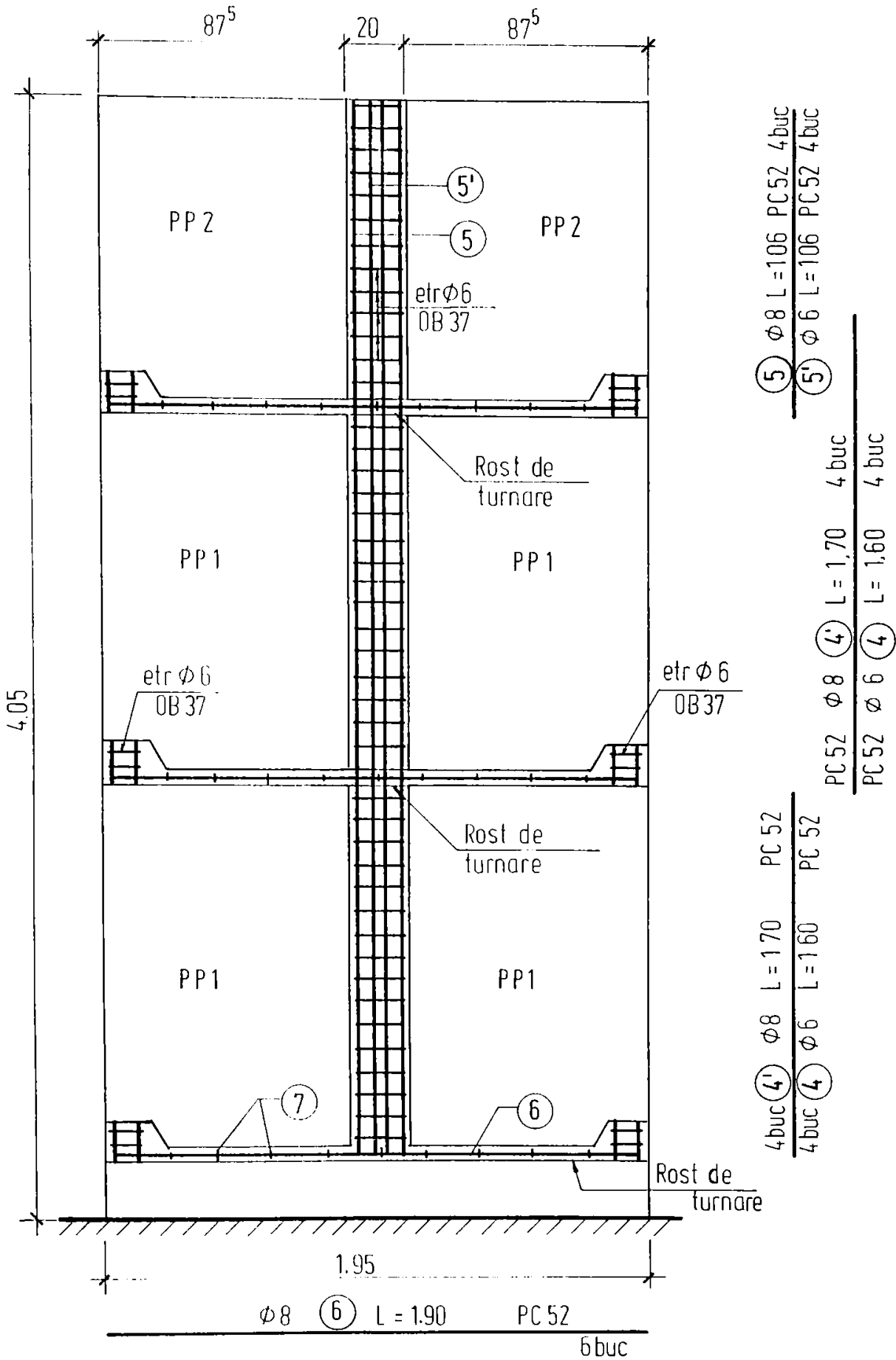


Figura 6.7 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F2 - ARMARE MONOLITIZĂRI

c) Pereți structurali prefabricați F3. și F4.

La fel ca și modelul experimental F2., elementele experimentale F3. și F4. modelează pereți structurali prefabricați la scara geometrică 1:2 (figura 6.8.a. și b.). Modelul F3 este un perete prefabricat asamblat din două panouri PP₃ prin intermediul unei îmbinări verticale, iar modelul F4 un perete pre-fabricat asamblat din două panouri PP₄ și un panou PP₅ prin intermediul a trei îmbinări orizontale.

Caracteristicile geometrice și de armare ale modelului F4 sunt prezentate în figurile 6.9.a și b; 6.10.a și b; 6.11. Execuția acestor pereți prefabricați s-a efectuat urmând în principiu aceleași operații ca și la modelul F2.

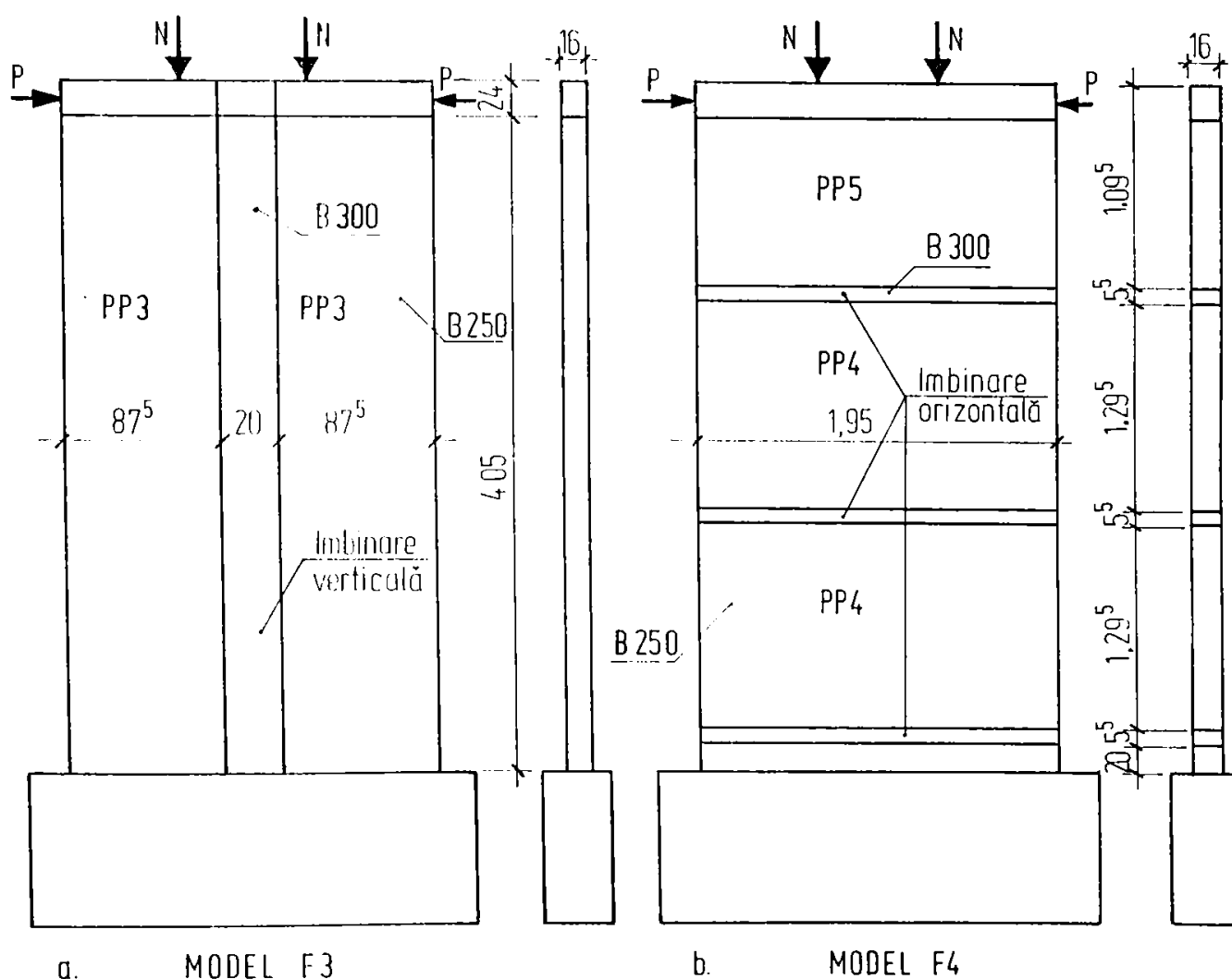


Figura 6.8 PEREȚI STRUCTURALI PREFABRICAȚI - MODEL F3 și F4 - ALCĂȚUIRE

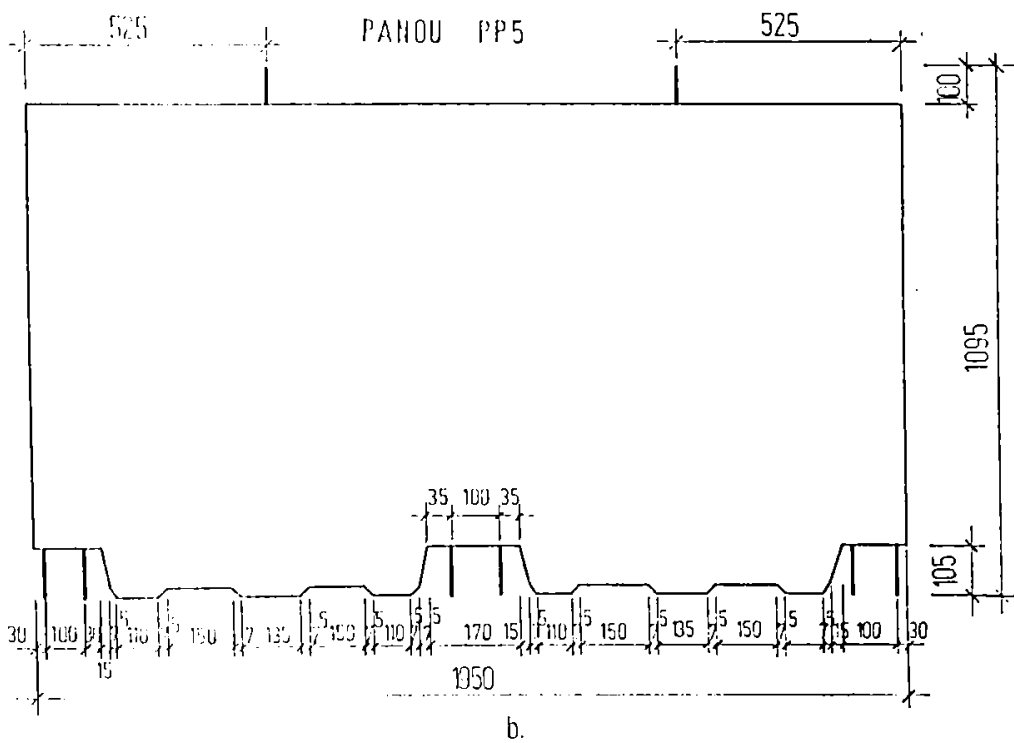
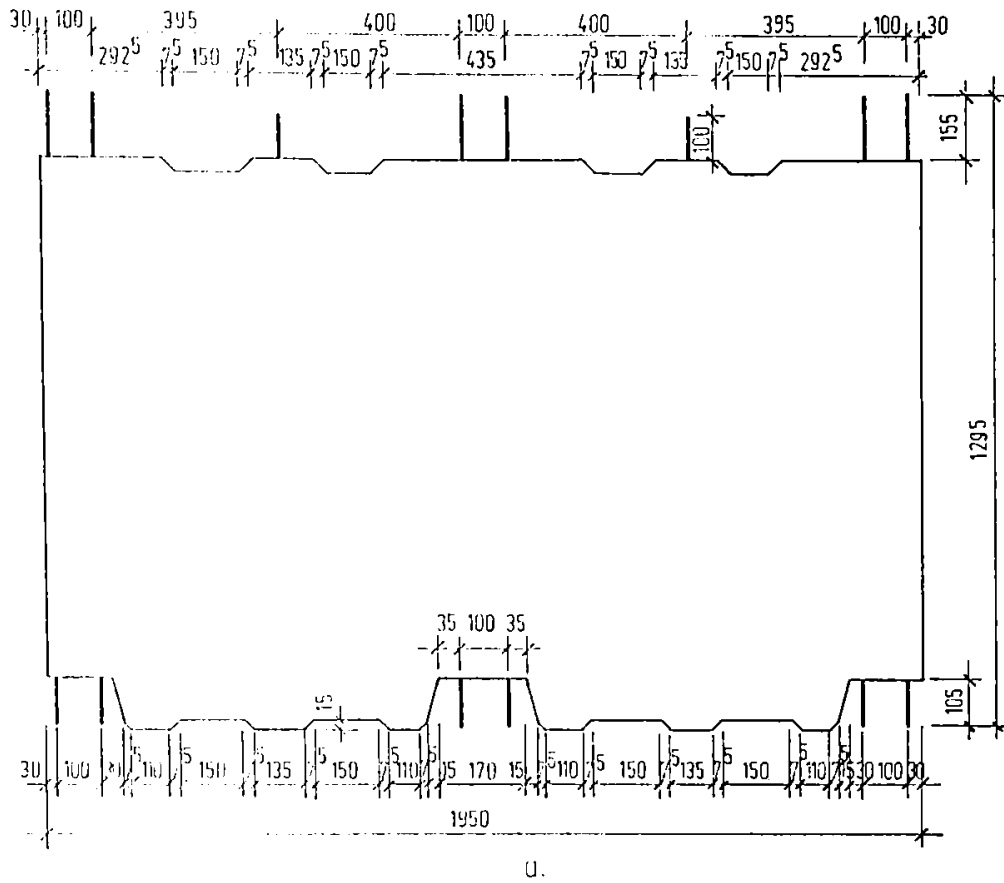
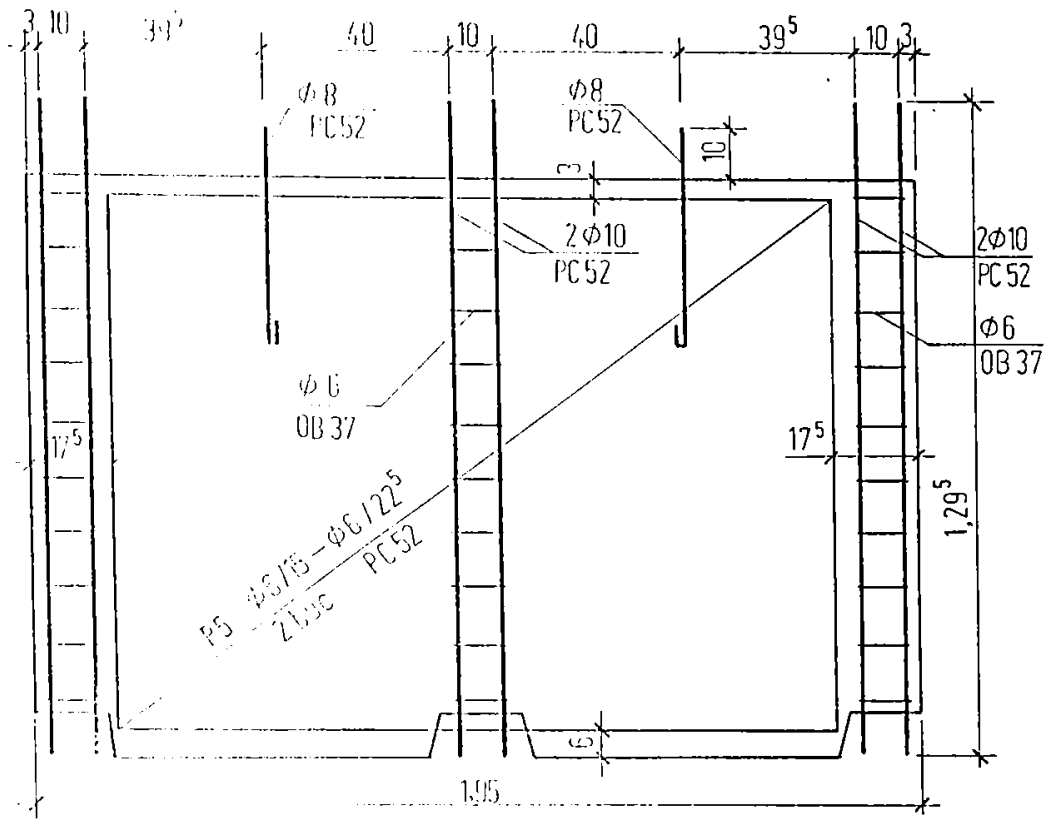
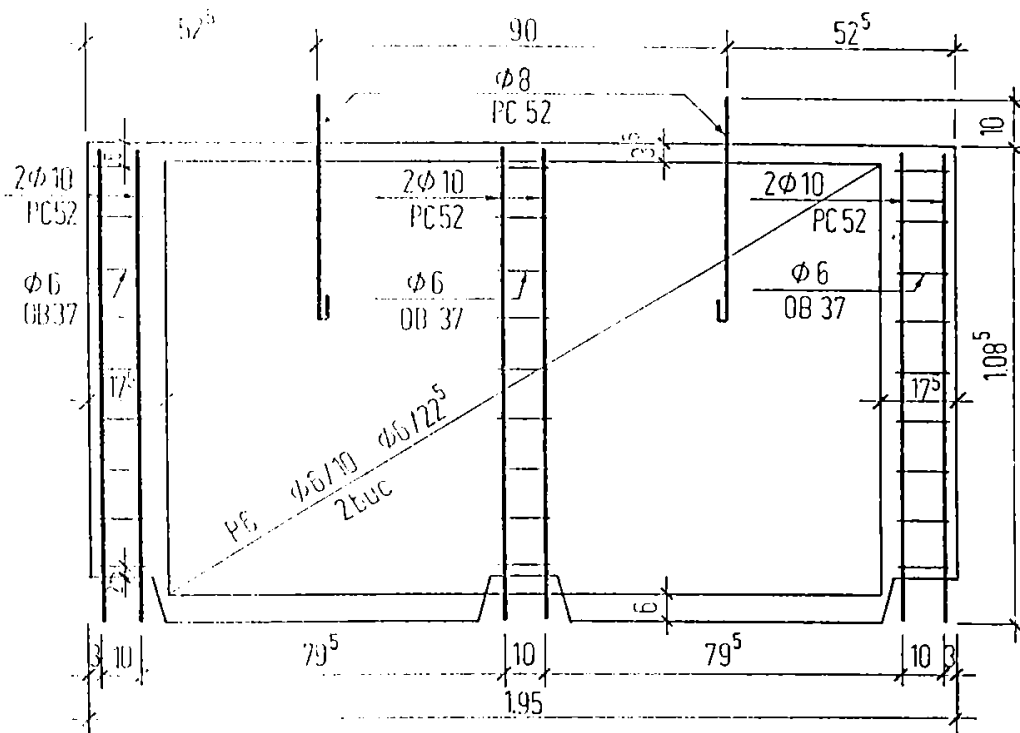


Figura 6.9 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F4 - COFRAJ



a.

PANOU PP5
armare



b.

Figura 6.10 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F4 - ARMARE PANOURI

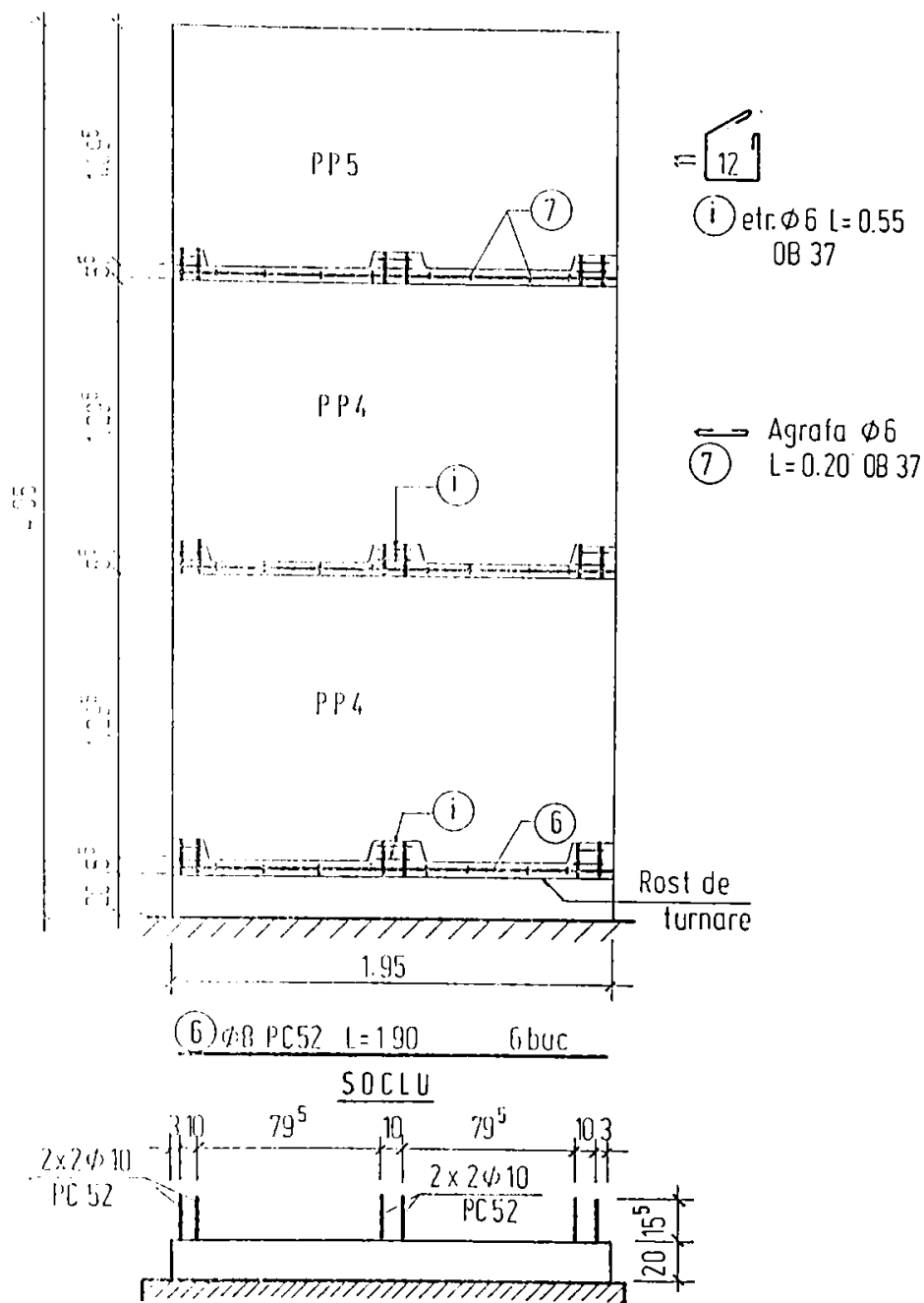


Figura 6.11 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F4 - ARMARE MONOLITIZĂRI

d) Peretele structural prefabricat F5

Elementul experimental F5 modelează un perete structural prefabricat la scară geometrică 1:2 asemănător cu modelul F2, asamblat din patru panouri P1 și două panouri P2 prin intermediul unei îmbinări verticale centrale și a trei îmbinări orizontale. Deosebirea dintre modelele F2 și F5 rezidă în principal în armarea panourilor și a îmbinărilor: cu plase duble și bucle la modelul F2, respectiv cu câte un rând de plase și mustăți sudate la modelul F5.

Caracteristicile geometrice și de armare ale modelului F5 sunt prezentate în figurile 6.12.a. și b.; 6.13.a. și b.; și 6.14.

Armarea suplimentară a soclului și a părții superioare s-a făcut în mod similar cu cea a modelelor anterioare.

Confecționarea peretelui F5 a cuprins următoarele operațiuni:

- executarea fundației la locul încercării;
- turnarea prealabilă în poziție orizontală a panourilor P1 și P2;
- montarea și monolitizarea panourilor prefabricate.

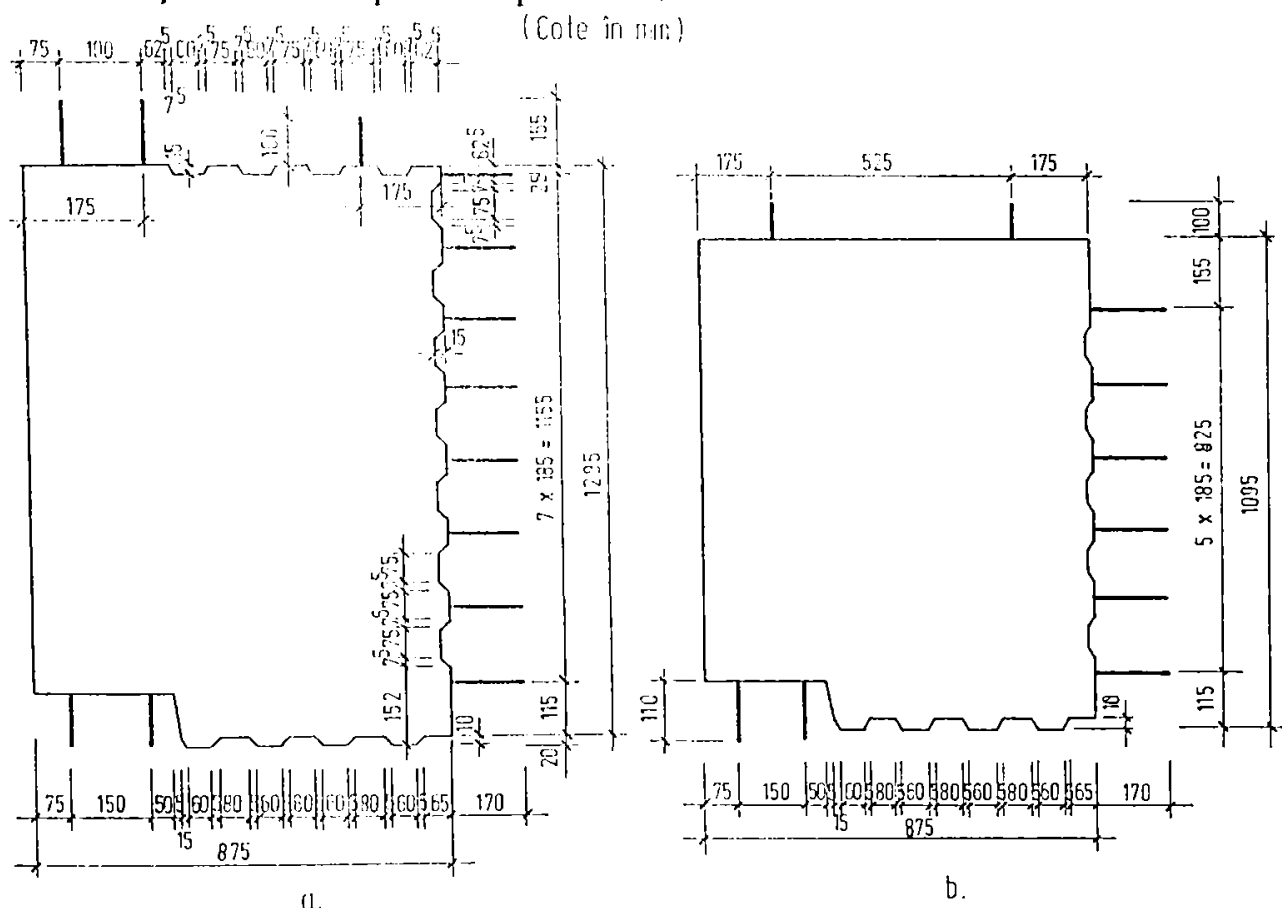


Figura 6.12 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F5 - cofraj

e) Perete structural prefa-bricat F6

Elementul experimental F6 modelează la scara geometrică 1:2 un perete structural prefabricat cu tălpi. Inima peretelui formată din trei panouri monolitizate între ele prin intermediul a trei îmbinări orizontale este legată de tălpile prefabricate (formate din șase panouri) prin îmbinări verticale (figura 6.15).

Armarea panourilor P3, P4, P5 și P6 este prezentată în figurile 6.16.a., b., c. și d.

Armarea suplimentară a soclului și a părții superioare a peretelui s-a făcut în mod similar cu cea a modelelor anterioare.

Confecționarea peretelui prefabricat a cuprins în principiu aceleași operațiuni ca și la modelul F5: turnarea prealabilă în poziție orizontală a panourilor P3, P4, P5 și P6, urmată de montarea și monolitizarea acestora pe niveluri (fotografiile 6.2, 6.3, 6.4).

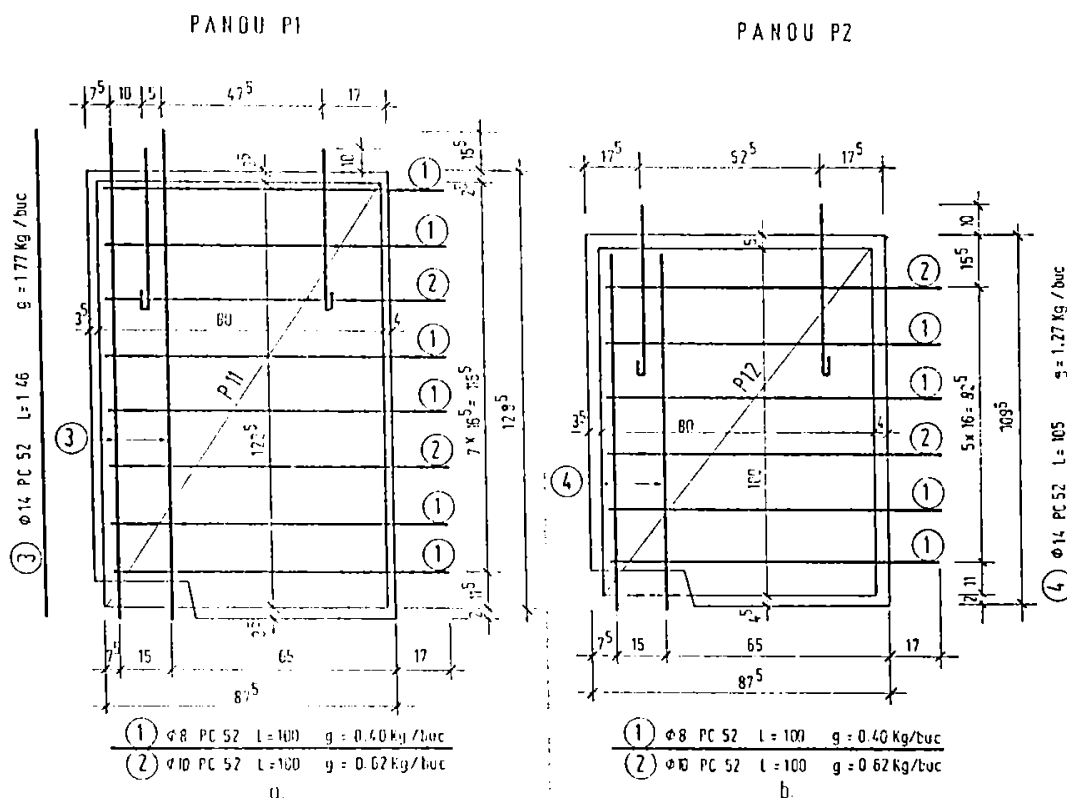


Figura 6.13 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F5 - ALCĂȚUIRE

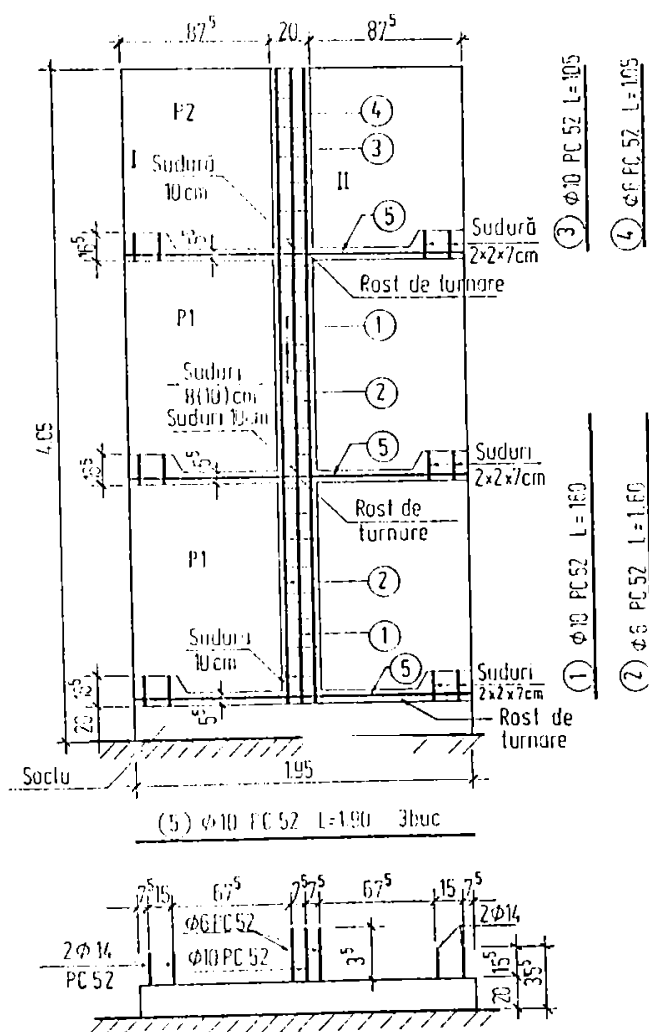


Figura 6.14 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F5-ARMAREA ÎMBINĂRILOR

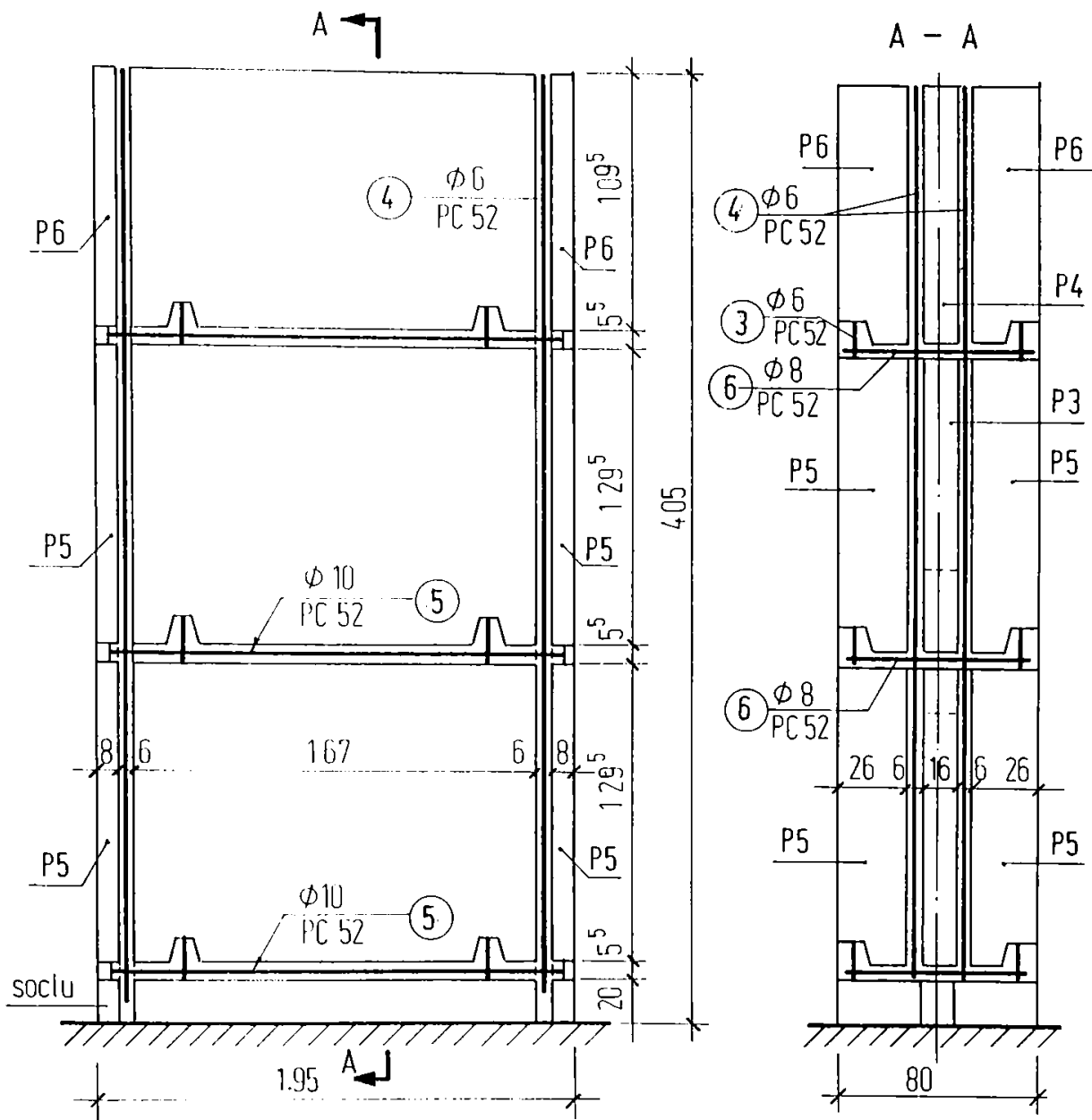


Figura 6.15 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F6 -
ALCĂȚUIREA PERETELUI ȘI ARMAREA ÎMBINĂRILOR

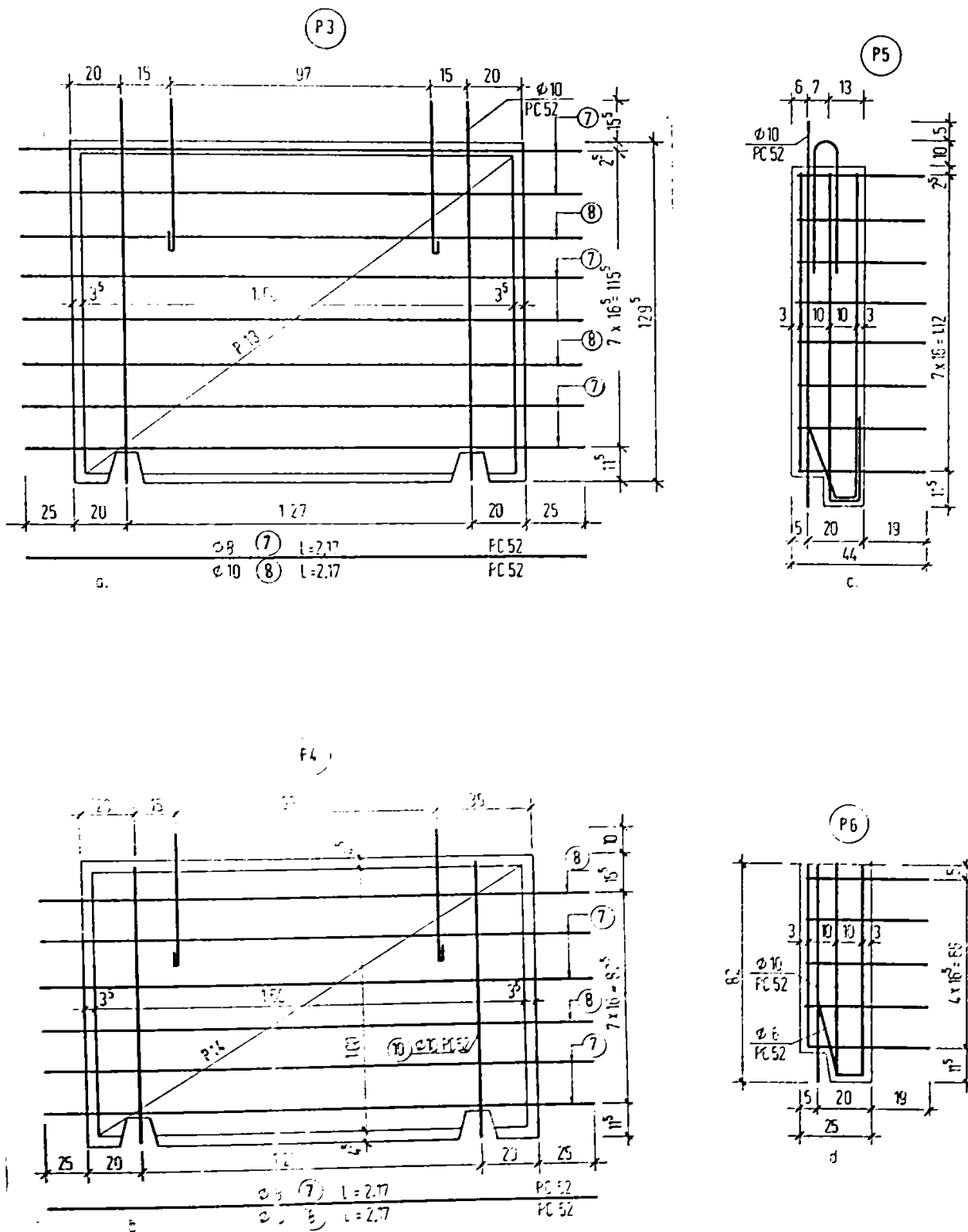


Figura 6.16 PERETE STRUCTURAL PREFABRICAT - MODEL F6 - ARMARE PANOURI

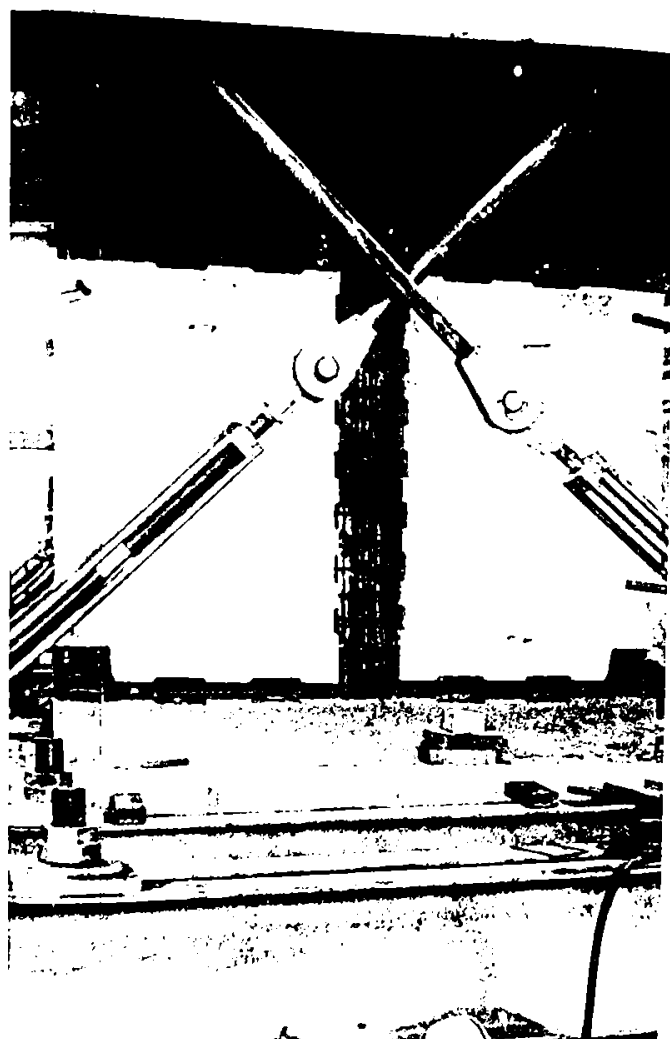


FOTO 6.1 MODEL
EXPERIMENTAL F6
FAZA DE MONTARE

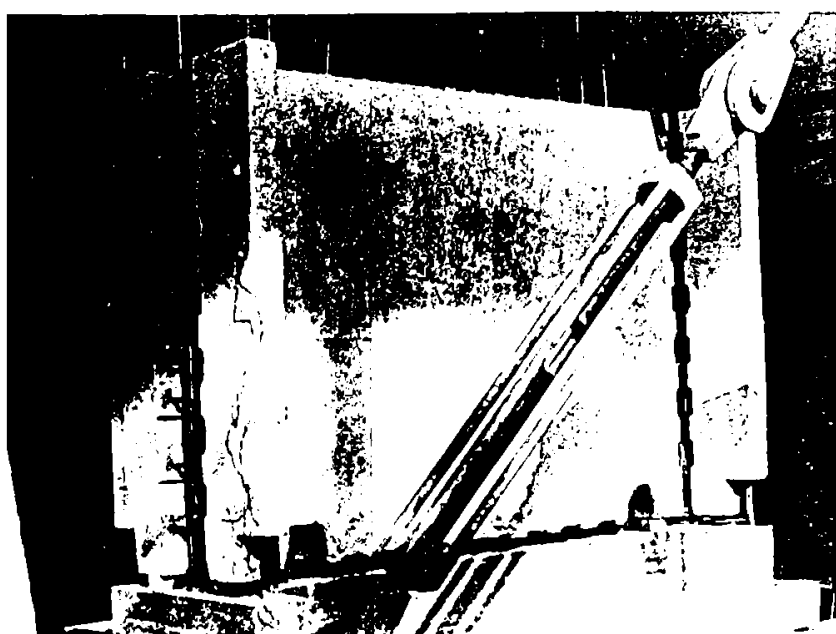


FOTO 6.2 M . DEL
EXPERIMENTAL F6 VEDERE DE
ANSAMBLU ÎN MONTARE

MODEL EXPERIMENTAL F6 FAZA DE MONTARE

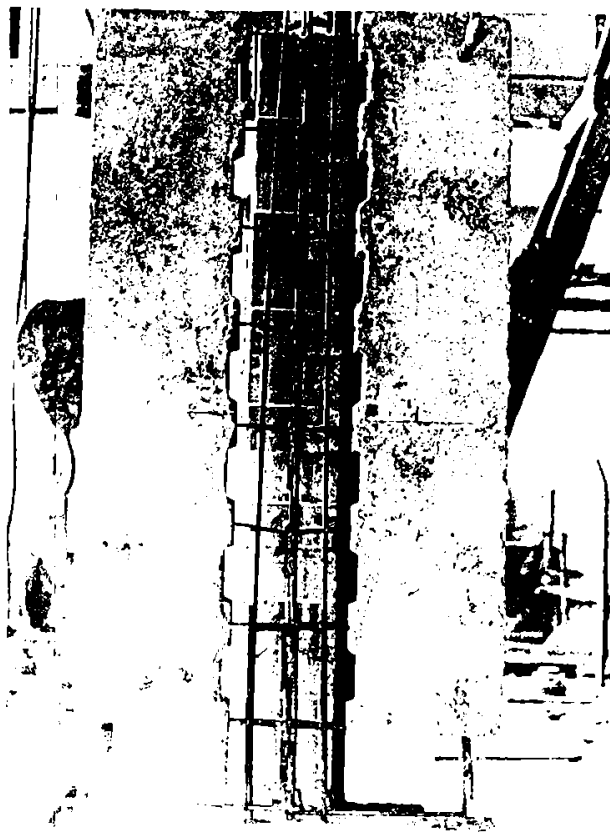


FOTO 6.3 ARMAREA
ÎMBINĂRII
VERTICALE DINTRE
TĂLPI ȘI INIMĂ



FOTO 6.4 ÎMBINAREA
VERTICALĂ ÎNTRE
PANOURILE P3 ȘI P5

6.2.2. Caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor folosite la confecționarea elementelor experimentale

Betoanele folosite la confecționarea modelelor au avut următoarele compoziții:

a) pentru fundație (B150):

- ciment Pa 35 300 kg/mc
- nisip 0/3 708 kg/mc
- sort 3/7 548 kg/mc
- sort 7/16 708 kg/mc

b) pentru panouri (B200) - model M1 :

- ciment Pa 3 300 kg/mc
- nisip 0/3 550 kg/mc
- sort 3/7 350 kg/mc
- sort 7/16 1000 kg/mc

c) pentru centuri (B300) - model M1 :

- ciment Pa 35 350 kg/mc
- nisip 0/3 500 kg/mc
- sort 3/7 250 kg/mc
- sort 7/16 1100 kg/mc

d) pentru panourile prefabricate (B250) :

- ciment Pa 35 350 kg/mc
- nisip 0/3 600 kg/mc
- sorturi 3/16 1270 kg/mc

e) pentru îmbinări la pereții structurali prefabricați (B300) - modelele F2, F3, F4, F5 și F6

- ciment Pa 35 400 kg/mc
- nisip 0/3 540 kg/mc
- sorturi 3/16 1270 kg/mc

Caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor la 28 zile și la data încercării, determinate pe cuburi cu latura 14,1 cm confecționate din șarjele folosite la turnarea modelelor experimentale sunt centralizate în tabelul 6.1.

Tabelul 6.1 CARACTERISTICI FIZICO - MECANICE BETON

Model experimental	Părți componente	Rezistențele medii ale betoanelor pe cub (Kgf/cm ²)			
		La 28 zile	La data încercării		
		R_b	R_b	\bar{R}_c	\bar{R}_t
Perete structural monolit M1	Fundație	150	150	126,00	14,32
	Soclu	201	227	166,80	17,27
	Centura 1	200	248	166,00	17,20
	Nivel 1	188	193	156,00	16,53
	Centura 2	218	245	180,15	18,18
	Nivel 2	198	230	164,40	17,10
	Centura 3	190	214	158,00	16,66
	Nivel 3	200	232	166,00	17,20
Perete structural prefabricat F2	Fundație	150	150	126,00	14,32
	Soclu	275	312	251,97	22,73
	Panouri PP ₁ (nivel 1 - parter)	285	355	283,65	24,60
	Imbinări - nivel 1	330	382	303,15	25,70
	Panouri PP ₁ (nivel 2 - etaj I)	290	346	270,08	23,80
	Imbinări - nivel 2	315	322	259,40	23,17
	Panouri PP ₂ (nivel 3 - etaj II)	350	381	302,44	25,68
	Imbinări - nivel 3	247	260	212,68	20,30
Perete structural prefabricat F3	Fundație	150	150	126,00	14,32
	Soclu	260	302	233,00	20,00
	Panou PP ₃	305	363	284,00	24,38
	Imbinare verticală	250	261	208,00	19,84
Perete structural prefabricat F4	Fundație	150	150	126,00	14,32
	Soclu	271	271	221,08	20,80
	Panouri PP ₄ (nivel 1 - parter)	367	400	316,00	26,45
	Imbinări - nivel 1	237	237	194,95	19,18
	Panouri PP ₄ (nivel 2 - etaj I)	361	399	315,30	26,42
	Imbinări - nivel 2	237	237	194,95	19,18
	Panouri PP ₅ (nivel 3 - etaj II)	403	415	318,13	26,59
	Imbinări - nivel 3	237	237	194,95	19,18

Perete structural prefabricat F5	Fundație	272	272	221,84	20,89
	Soclu	150	150	126,00	14,33
	Panouri P ₁ (nivel 1 - parter)	250	262	214,21	20,41
	Imbinări - nivel 1	250	259	211,91	20,26
	Panouri P ₁ (nivel 2 - etaj I)	300	353	282,29	24,52
	Imbinări - nivel 2	250	290	235,48	21,74
	Panouri P ₂ (nivel 3 - etaj II)	359	380	301,72	25,64
	Imbinări - nivel 3	238	238	195,73	19,22
Perete structural prefabricat F6	Fundație	272	272	221,84	20,89
	Soclu	200	200	166,00	17,21
	Panou P ₃ (parter)	247	270	220,32	20,79
	Panou P ₅ (parter)	195	264	215,74	20,50
	Imbinare orizontală parter	318	337	270,48	23,84
	Imbinare verticală parter	318	326	262,36	23,36
	Panou P ₃ - etaj I	158	190	158,08	16,66
	Panou P ₅ - etaj I	212	284	230,95	21,46
	Imbinare orizontală etaj I	368	356	284,37	24,65
	Imbinare verticală etaj I	368	374	297,40	25,40
	Panou P ₄ - etaj II	215	232	191,07	18,91
	Panou P ₆ - etaj II	319	391	309,59	26,09
	Imbinare orizontală etaj II	275	275	224,12	21,03
	Imbinare verticală etaj II	275	331	266,06	23,60

OBS. Rezistențele caracteristice ale betonului s-au stabilit conform STAS 10107/0-90 [94]
Pentru beton s-a adoptat curba caracteristică $\sigma - \epsilon$, dată de norme având $\epsilon_{bc} = 2\%$ și $\epsilon_{bu} = 3,5\%$

Armăturile din carcasele, centurile și plasele pereților structurali s-au confecționat din oțel PC52 de diametre $\varnothing 6$, $\varnothing 8$, $\varnothing 10$ având caracteristicile fizico-mecanice intabelate în tabelul 6.2.

Tabelul 6.2 CARACTERISTICILE FIZICO - MECANICE OȚEL

Model experimental	Oțel	Diametru \varnothing (mm)	Rezistențele medii ale oțelului (Kgf/cm ²)		$\varepsilon_{0,2} = \bar{\varepsilon}_{ap}$ (%)
			$\sigma_{0,2} = R_a$	σ_r	
Perete structural monolit M ₁	PC52	\varnothing 6	3980	5100	1,00 ÷ 1,35
	PC52	\varnothing 8	3750	5050	1,00
	PC52	\varnothing 10	4175	6350	1,50 ÷ 1,80
Perete structural prefabricat F2	PC52	\varnothing 6	2980	5100	1,00 ÷ 1,35
	PC52	\varnothing 8	3750	5050	1,00
	PC52	\varnothing 10	4456	6369	1,70 ÷ 2,00
Perete structural prefabricat F3	PC52	\varnothing 6	3980	5100	1,00 ÷ 1,35
	PC52	\varnothing 8	3750	5050	1,00
	PC52	\varnothing 10	4263	5542	1,60 ÷ 1,80
Perete structural prefabricat F4	PC52	\varnothing 6	3980	5100	1,00 ÷ 1,35
	PC52	\varnothing 8	3750	5050	1,00
	PC52	\varnothing 10	4620	6560	1,80 ÷ 2,00
Perete structural prefabricat F5	PC52	\varnothing 6	3980	5100	1,00 ÷ 1,35
	PC52	\varnothing 8	4620	6560	1,80 ÷ 2,00
	PC52	\varnothing 10	3570	5455	1,50 ÷ 1,70
Perete structural prefabricat F6	PC52	\varnothing 6	3980	5100	1,00 ÷ 1,35
	PC52	\varnothing 8	3750	5050	1,00
	PC52	\varnothing 10	4458	6370	1,60 ÷ 2,00

Curbele caracteristice $\sigma - \varepsilon$ ale barelor din PC52 au fost stabilite, atât cu deformetrul Martens-Kennedy cât și tensometric, pe câte trei cupoane din fiecare diametru. Valorile convenționale ale deformațiilor specifice de curgere $\bar{\varepsilon}_{ap} = \varepsilon_{0,2}$ s-au adoptat valorile subliniate din tabelul 6.2.

6.2.3. Incercarea modelelor experimentale. Stand. Aparatura

a) Standul de încercare a modelelor experimentale este reprezentat în figura 6.17.a. și b.

Modelele experimentale au fost ancorate fiecare prin intermediul tălpilor fundației în planșeul standului cu ajutorul a patru buloane M100. Aceste buloane asigură și prinderea rigidă a grinzilor de fixare peste tălpile fundației, împiedicând orice tendință de ridicare a acestora din urmă.

b) Încărcarea orizontală este aplicată la vârful peretelui cu ajutorul a două prese de câte 40 tf fiecare, fixate pe traversele de legătură (din profile I22) dintre cadrele standului. Forța orizontală alternantă se transmite peretelui în mod distribuit prin intermediul unor bolțuri $\varnothing 18$ (figura 6.3), fixate în dispozitivul format din două profile U24, dispuse în partea superioară a peretelui. Profilele U24, sunt solidarizate la capete cu două plăci metalice pe care acționează alternativ pistoanele preselor.

c) Încărcarea gravitațională - este aplicată cu ajutorul a două prese de câte 20 tf, dispuse la partea superioară a modelului experimental legate de partea inferioară a standului cu patru tiranți $\varnothing 30$. Acestea introduc pe model un efort unitar de compresiune de 10 daN/cm^2 , constant pe înălțime.

d) Aparatura folosită cuprinde:

- traductori electrici rezistivi cu baza de măsurare 5 mm pentru armătură, respectiv 50 mm pentru beton;
- fleximetre 1:10, pentru măsurarea deplasărilor pe orizontală ale fundației și peretelui (la diferite niveluri);
- aparatură topografică pentru înregistrarea deformației peretelui.

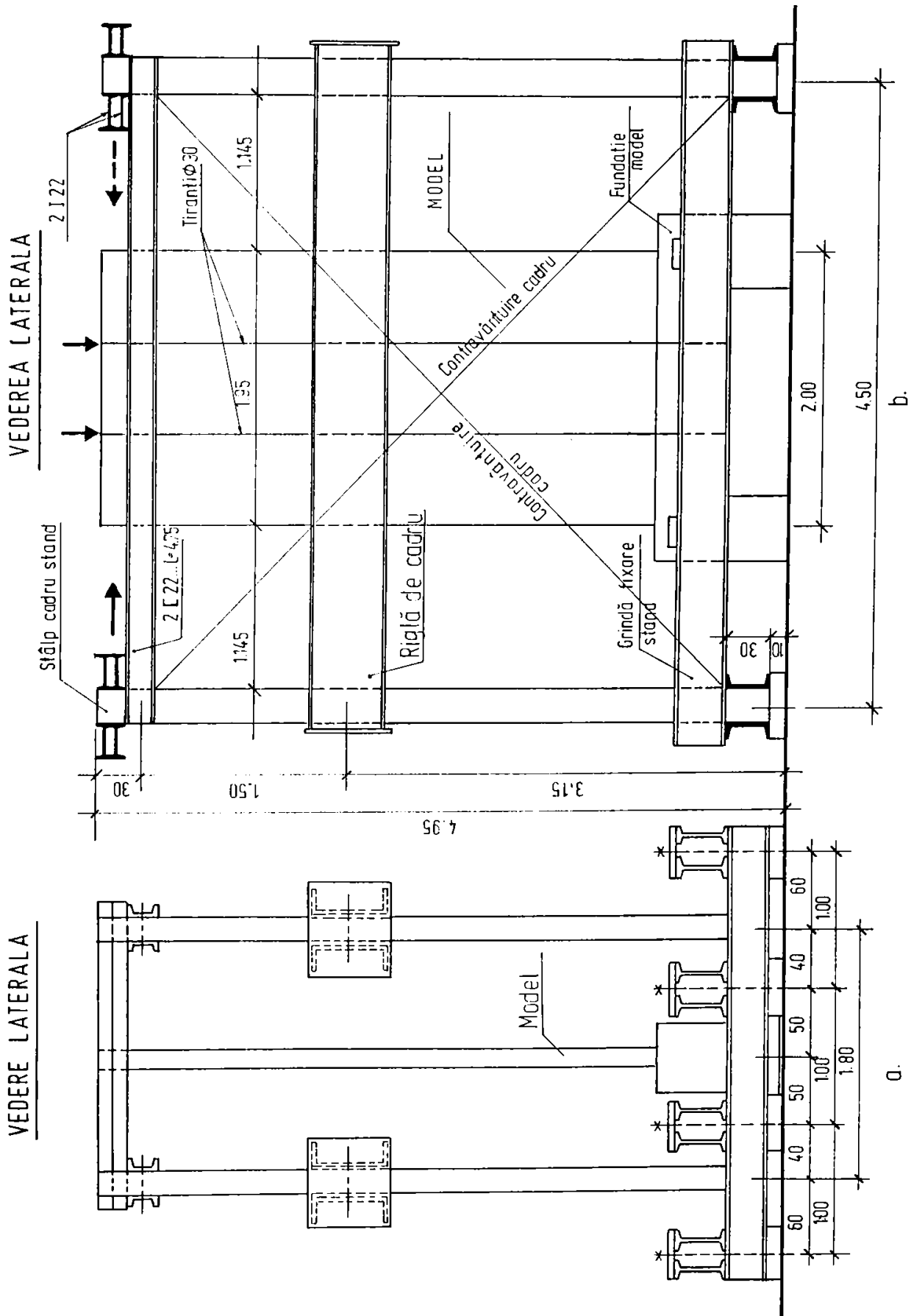


Figura 6.17 STAND DE ÎNCERCARE

6.2.4. Analiza post-elastică biografică a modelului M₁

Studiul a precedat încercarea experimentală și s-a efectuat în scopul stabilirii anumitor aspecte legate de încercările experimentale, precum:

- stabilirea treptelor de încărcare;
- evoluția eforturilor în beton și armătură pe parcursul încercării;

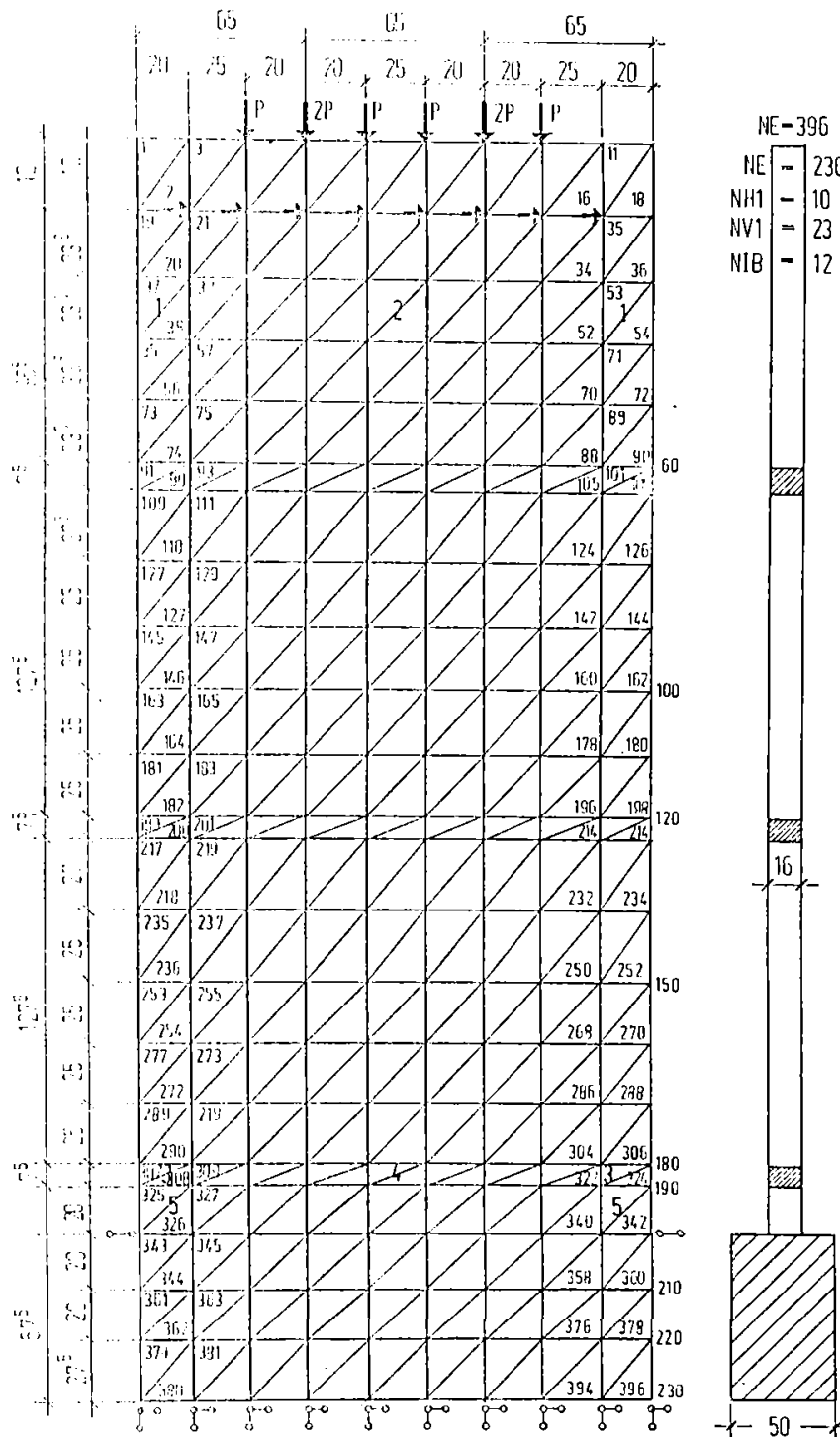


Figura 6.18 MODELARE CU BIOGRAF - MODEL M1

- ridicarea curbei forță-deplasare;
- evaluarea nivelului de încărcare corespunzător formării articulației plastice;
- precizarea intervalului de încărcare în care se produce colapsul structurii;
- evoluția deformațiilor specifice în zonele de capăt și în inima diafragmei.

Analiza a fost efectuată cu programul BIOGRAF [117].

Pe baza planurilor de alcătuire a elementului experimental s-a realizat o modelare a caracteristicilor geometrice și elastice ale structurii. Modelul de calcul este prezentat în figura 6.18, caracteristicile materialului sunt date în tabelul 6.3

Tabelul 6.3 CARACTERISTICI ELEMENTE DE DISCRETIZARE

Tipul	Grosime (cm)	E_b (daN/cm ²)	E_a (daN/cm ²)	ν	μ_H	μ_V
1	16	290.000	2.100.000	0,25	0,002617	0,009813
2	16	290.000	2.100.000	0,25	0,002617	0,001963
3	16	290.000	2.100.000	0,25	0,00471	0,009813
4	16	290.000	2.100.000	0,25	0,00471	0,001963
5	50	290.000	2.100.000	0,25	0,02	0,02

Caracteristicile limită ale materialelor adoptate în analiză sunt date în tabelul 6.4.

Tabelul 6.4 CARACTERISTICI MATERIALE

R_t (daN/cm ²)	R_c (daN/cm ²)	ϵ_b (mm/m)	σ_c (daN/cm ²)
10,0	165,0	-0,002	3900

Efortul unitar normal de compresiune de 10 daN/cm² s-a realizat prin dispunerea unei încărcări constante echivalente cu:

$$N = 10 \times 16 \times 195 = 31200 \text{ daN} \approx 32 \text{ t}$$

Încărcarea s-a aplicat la partea superioară a modelului în conformitate cu modul de aplicare a acesteia în cadrul experimentului. Încărcarea s-a menținut ca intensitate constantă pe tot parcursul analizei neliniare.

Încărcarea variabilă s-a aplicat la nivelul superior al structurii, distribuită prin forțe aplicate în nodurile rețelei de discretizare. Suma forțelor coliniare reprezintă nivelul de încărcare din momentul respectiv.

Structura a fost fixată la nivelul inferior prin intermediul unor penduli care îi blochează gradele de libertate de corp rigid și modelează fixarea fundației de postamentul standului de încercare.

Analiza post-elastică s-a efectuat în pași de încărcare succesivă monotonă.

Momentul începerii formării articulației plastice s-a considerat la atingerea limitei de curgere a armăturii, respectiv plasticizarea betonului comprimat. Deoarece acest punct din biografia

elementului nu poate fi anticipat, sunt necesare mai multe rulări succesive cu trepte de încărcare stabilite în funcție de rezultatele rulărilor precedente.

Mărimea incrementelor de încărcare are influență asupra rezultatelor cantitative ale analizei. În general o analiză cu trepte de încărcare mari și reduse ca număr dezvoltă o curbă de comportare forță - deplasare situată deasupra celei obținute experimental, adică evidențiază o comportare mai rigidă a elementului și un nivel mai ridicat al încărcării de cedare. Din această cauză este indicat ca analiza să se realizeze cu trepte de încărcare mai reduse și mai multe ca număr, în detrimentul însă al timpului de calcul.

6.3 Comportarea modelelor experimentale

6.3.1. Perete monolit model M1

Metodologia de aplicare a încărcării orizontale:

- efectuarea a două cicluri alternante (S-N) la o valoare a forței orizontale egală cu cea de cod (4,8 tf), încărcarea făcându-se în trei trepte de câte 1,6 tf;
- efectuarea a cinci cicluri alternante (S-N) la o valoare a forței orizontale egală cu cea corespunzătoare momentului înconvoitor capabil de calcul (9,6 tf), încărcarea făcându-se în patru trepte de câte 2,4 tf;
- efectuarea a cinci cicluri alternante cu deplasarea impusă corespunzătoare momentului capabil al secțiunii la curgerea armăturii în zona întinsă, încărcarea făcându-se în trepte de deplasări egale cu 1/4 din această deplasare impusă;
- în final, încărcarea până la stadiul ultim, strivirea betonului în zona comprimată pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării orizontale.

Aparatura folosită la încercare a mai cuprins, în afara celor enumerate la punctul 6.2.3. - microcomparatoare cu tijă (1:100) pentru măsurarea deplasărilor pe verticală ale fundației și microcomparatoare cu fir (1:100), dispuse la nivelurile a și b (în mijlocul și la extremitățile peretelui), precum și pe înălțimea primului nivel. Schema completă de amplasare a aparaturii rezultă din figura 6.19.a. și b.

Imaginea de ansamblu a modelului experimental pe standul de încercare este redată în fotografia 6.5.

Comportarea modelului M1

S-a urmărit în principal procesul de fisurare și de degradare a modelului, pe măsura creșterii forței orizontale, respectiv a deplasării la vârf, modalitățile de cedare a acestuia, variațiile deformațiilor specifice în armătură și beton.

S-au constatat următoarele:

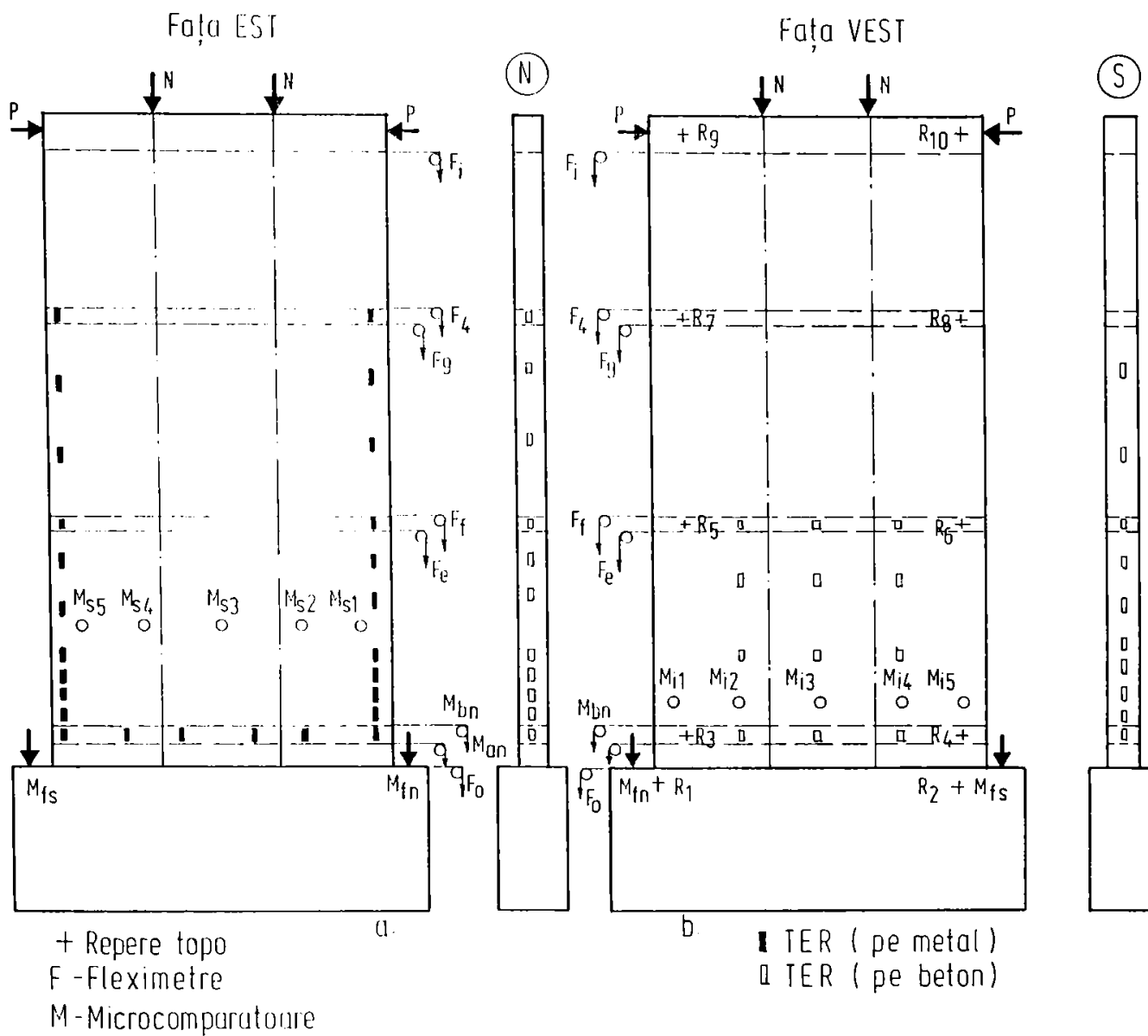


Figura 6.19 DISPUNEREA APARATURII DE MĂSURARE - Model M1

Semicicluri	Element M ₁
S ₁ , N ₁ , S ₂ , N ₂	nefisurat
S ₃	prima fisură (1) la P = 7,2 tf în dreptul rostului "b" cu lung.= 20 cm pe fața E și 35 cm pe fața V; fisura (2) la P = 9,6 tf în rostul "a" cu lung.= 30 cm pe fața E și 20 cm pe fața V.
N ₃	fisura (3) la P = 7,2 tf în rost "b" cu lung.= 10 cm pe fața V; fisura (4) la P = 9,6 tf în rostul "a" cu lung.= 40 cm pe fața V și 25 cm pe fața E.

S4	fisura (2) s-a alungit cu 20 cm pe fața V; fisura (1) s-a alungit cu 10 cm pe fața V și a ajuns la lung.= 60 cm pe fața E, la P = 9,6 tf																				
N4	fisurile (3) și (4) s-au extins în lungime cu aprox. 10 cm.																				
S5, N5, S6, N6, S7, N7	starea de fisurare nu a suferit schimbări importante																				
S8	fisura (5) la P = 13,0 tf la rostul "c" cu lung.= 10 cm pe fața V și E. Deschideri de fisuri de 0,11 ÷ 0,13 mm La P = 13,7 tf - la TER40 prima curgere în armătura întinsă ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,65\%$)																				
N8	La P = 11,4 tf la TER45 curgere în armătura întinsă ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,65\%$) apar fisurile (6) și (7) în rost "c" la capăt N și (8) și (9) în porțiunea de perete nivel I fața V																				
S9, N9, S10, N10, S11, N11	- starea de fisurare nu s-a modificat în mod esențial, fisurile existente s-au deschis în continuare fără să apară altele noi. <u>Deschiderile fisurilor la sfârșitul ciclului 11</u> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>6</th> <th>7</th> <th>8</th> <th>9</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f (mm)</td> <td>0,13</td> <td>0,15</td> <td>0,16</td> <td>0,13</td> <td>0,12</td> <td>0,05</td> <td>0,07</td> <td>0,05</td> <td>0,07</td> </tr> </tbody> </table>	Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	α_f (mm)	0,13	0,15	0,16	0,13	0,12	0,05	0,07	0,05	0,07
Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	9												
α_f (mm)	0,13	0,15	0,16	0,13	0,12	0,05	0,07	0,05	0,07												
S12	- fisură (10) orizontală pe fața V și (13) pe E la P = 13 tf pe porțiunea de perete de la primul nivel																				
N12	- fisura (11) și fisura (12) în rostul de turnare "e" - releveele fisurilor după 12 cicluri sunt prezentate în figura 6.20.a (fața E) și b. (fața V)																				
S13	$P_{max} = 24,13$ tf; $\Delta_{max} = 73,10$ mm; $P_u = 15,90$ tf; $\Delta_u = 78,10$ mm - fisuri noi (14 ÷ 39) orizontale și înclinate - deschideri pronunțate ale fisurilor anterioare de peste 0,3 mm în special pe înălțimea nivelului I - zdrobirea betonului comprimat la capătul N al peretelui pe înălțimea soclului și a centurii de bază (fotografia 6.6)																				

Cedarea peretelui s-a produs din înconvoiere generală prin deschiderea pronunțată a fisurii din rosturile "a" și "b" (fotografiile 6.7 și 6.8).

Aspectul peretelui monolit după încercare rezultă din fotografiile 6.9, 6.10, 6.11 și din releveele fisurilor prezentate în figura 6.21.a și b.

După cum se poate observa, zona degradată cuprinde primul nivel aproape în totalitate și o porțiune mai restrânsă din nivelul al doilea (capătul S). Aceste constatări sunt confirmate și de valorile înregistrate ale deformațiilor specifice $\bar{\epsilon}_{ap}$ ale armăturilor $\varnothing 10$ de la capetele diafragmei (Tab 6.5).

Tabelul 6.5 DEFORMAȚII SPECIFICE

Model experim.	Capăt TER	Sud							Nord		
		40	50	51	52	54	56	57	45	46	60
Perete	$\bar{\varepsilon}_{ap}$ (%)	1,65	1,76	1,62	1,71	1,84	1,44	1,46	1,68	1,85	1,72
struct.	Ciclu	S ₈	S ₁₃	S ₁₃	S ₁₃	S ₁₃	S ₁₃	S ₁₃	N ₈	N ₁₂	N ₁₀
M1	P (tf)	13,7	22,85	22,85	23,37	17,78	23,88	23,88	11,40	11,00	6,10

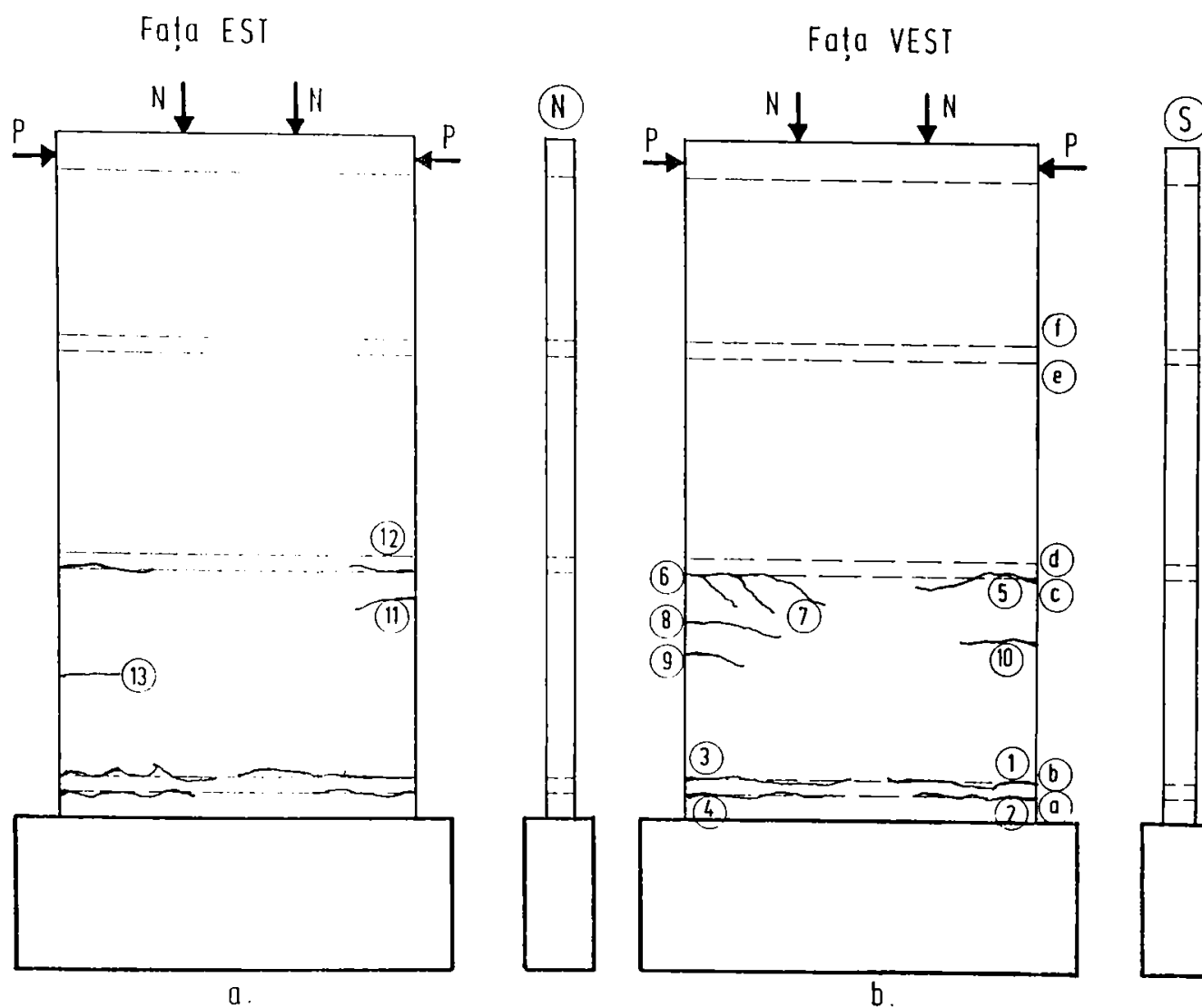


Figura 6.20 RELEVU FISURI (DUPĂ 12 CICLURI) - Modelul M1

În privința deformațiilor specifice ε_b înregistrate în betonul comprimat, valorile cele mai importante s-au înregistrat în semiciclu S₁₃ la capătul N, tot pe înălțimea primului nivel (Tab.6.6).

Tabel 6.6 DEFORMAȚII SPECIFICE BETON

Model experim.	Capăt TER	Nord							
		63	64	65	66	67	68	69	81
Perete	ε_b (‰)	0,59	0,60	0,48	0,45	0,37	0,36	0,51	0,26
struct.	Ciclu	S13	S13	S13	S13	S13	S13	S13	S13
M ₁	P (tf)	22,85	23,88	23,88	23,88	23,88	23,88	23,88	23,88



FOTO 6.5 STAND ÎNCERCARE

În concluzie, modelul a avut o comportare elastică pe durata primelor două cicluri, urmată de apariția unor fisuri orizontale în rosturile "a" și "b" (ciclurile 3 ÷ 7). În continuare (ciclul 8), s-au produs primele curgeri în armăturile de la capete, în centura de la bază și au apărut fisuri orizontale în rostul "a" precum și pe înălțimea primului nivel (ciclurile 9 ÷ 12). Degradările cele mai profunde au avut loc în semiciclul final, când zona de plastificare, caracterizată prin curgerile armăturilor, fisuri orizontale și înclinate în beton, s-a extins pe înălțimea primului nivel. Cedarea s-a produs din înconvoierea generală a peretelui, prin deschiderea pronunțată a rosturilor "a" și "b".

6.3.2. Peretele prefabricat. Model F2

Încercarea modelului F2 s-a făcut pe standul de încercare prezentat anterior. Încărcarea gravitațională constantă (25 tf) și încărcarea orizontală alternantă s-a aplicat la fel ca și în cazul modelului de referință monolit M1.

Metodologia de aplicare a încărcării orizontale a fost următoarea:

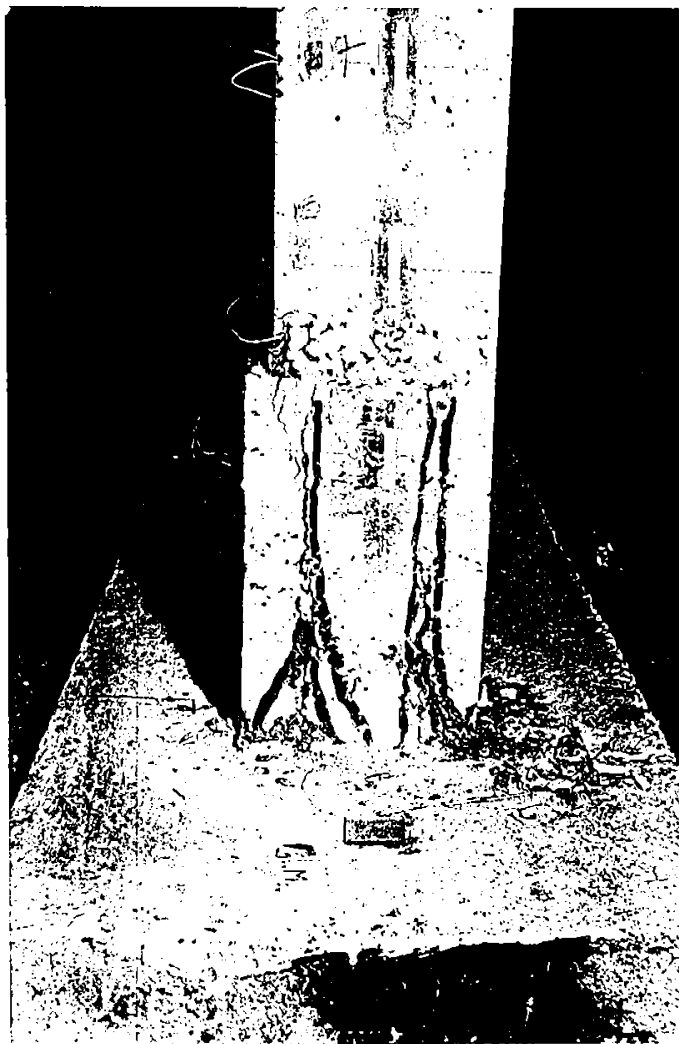


FOTO 6.6 MODEL
EXPERIMENTAL M1
ZDROBIREA
BETONULUI
COMPRESAT PE SOCLU

- efectuarea a două cicluri alternante (N-S) până la o valoare a forței orizontale egală cu cea de cod (4,8 tf), încărcarea făcându-se în trei trepte de câte 1,6 tf;
- efectuarea a cinci cicluri alternante (N-S) la o valoare a forței orizontale egală cu cea corespunzătoare momentului înconvoitor ca pabil de calcul (9,3 tf), încărcarea făcându-se în patru trepte;
- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasarea impusă corespunzător momentului ca-pabil al secțiunii la curgerea armăturii în zona întinsă, încărcarea făcându-se în trepte de deplasări egale cu 1/4 din această deplasare impusă;
- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasare impusă $\Delta = \pm 25$ mm, încărcarea făcându-se în trepte de deplasare de 5 mm;

- în final, încărcarea până la stadiul ultim, strivirea betonului în zona comprimată pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării orizontale (N).

Aparatura folosită în cadrul încercării a cuprins:

- traductori electrici rezistivi cu baza de măsurare de 5 mm (dispuși pe armăturile de $\varnothing 10$ de la capatele modelului și $\varnothing 6$ din monolitizarea verticală), respectiv cu baza de 50 mm (amplasați pe beton);
- fleximetre 1:10 pentru măsurarea deplasărilor pe orizontală ale fundației și ale peretelui la diferite niveluri;
- microcomparatoare cu tijă 1:100, dispuse de-a lungul celor trei îmbinări orizontale și a îmbinării verticale.

Comportarea modelului F2

La fel ca și la modelul de referință M1 în observarea comportării peretelui F2 s-au urmărit în principal procesul de fisurare și degradare a acestuia pe măsura creșterii forței orizontale, respectiv a deplasării la vârf, modalitatea de cedare, deformațiile specifice în armătură și beton.

În acest sens s-au constatat următoarele:

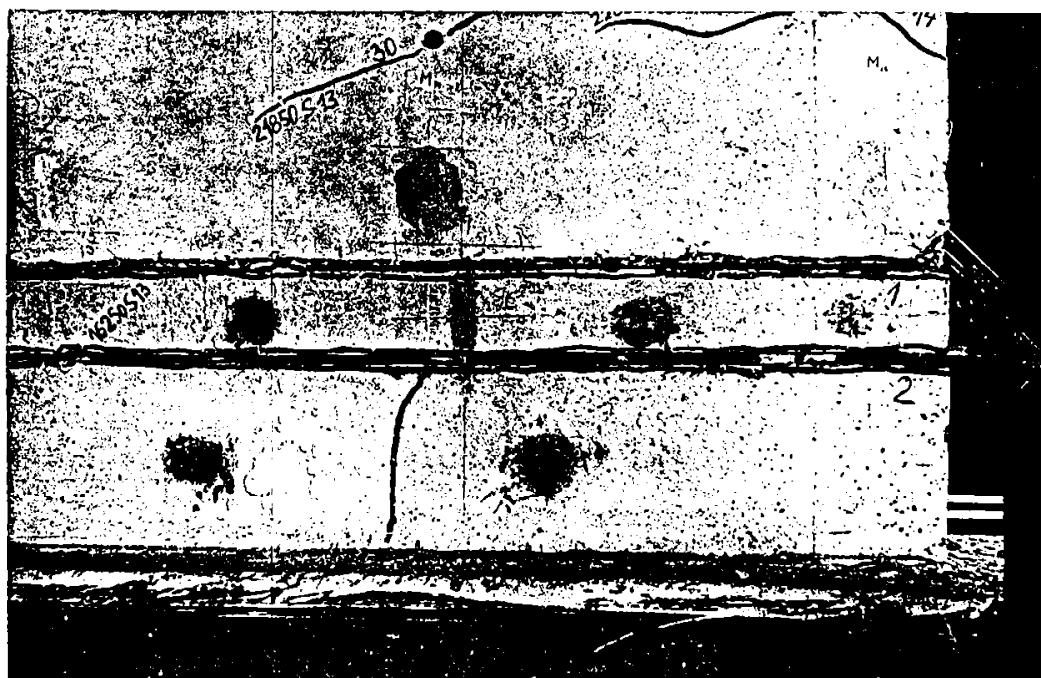


FOTO 6.7 MODEL EXPERIMENTAL M1 DESCHIDERA PRONUNȚATĂ A FISURILOR DIN ROSTURILE "a" și "b". VEDERE FRONTALĂ

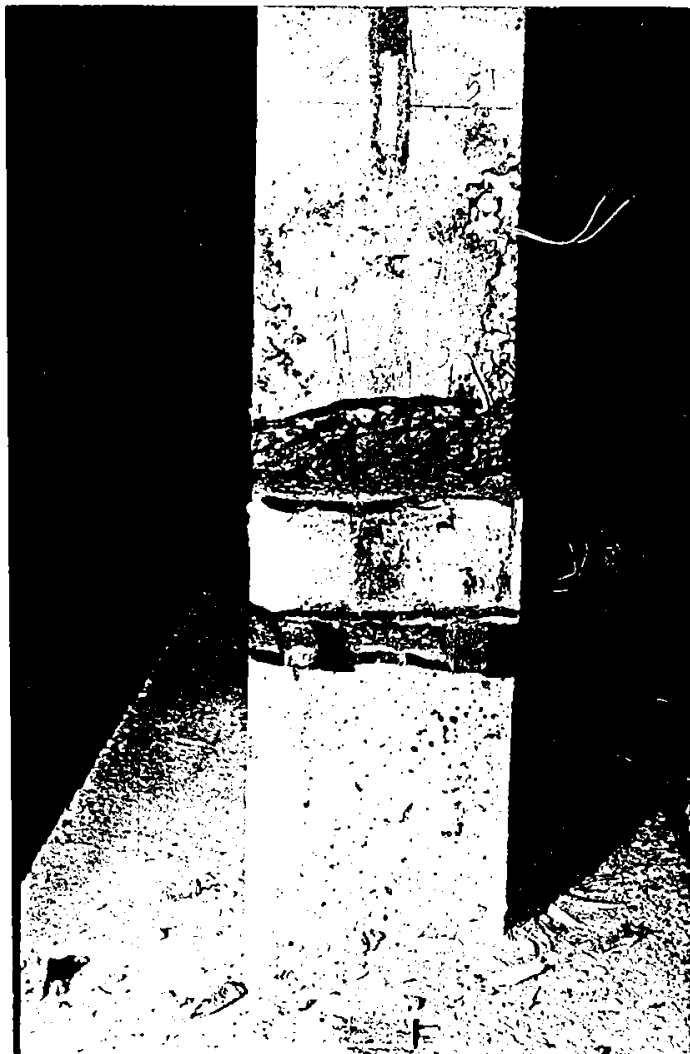


FOTO 6.8 MODEL
EXPERIMENTAL M1 LA
CEDARE - VEDERE
VERTICALĂ

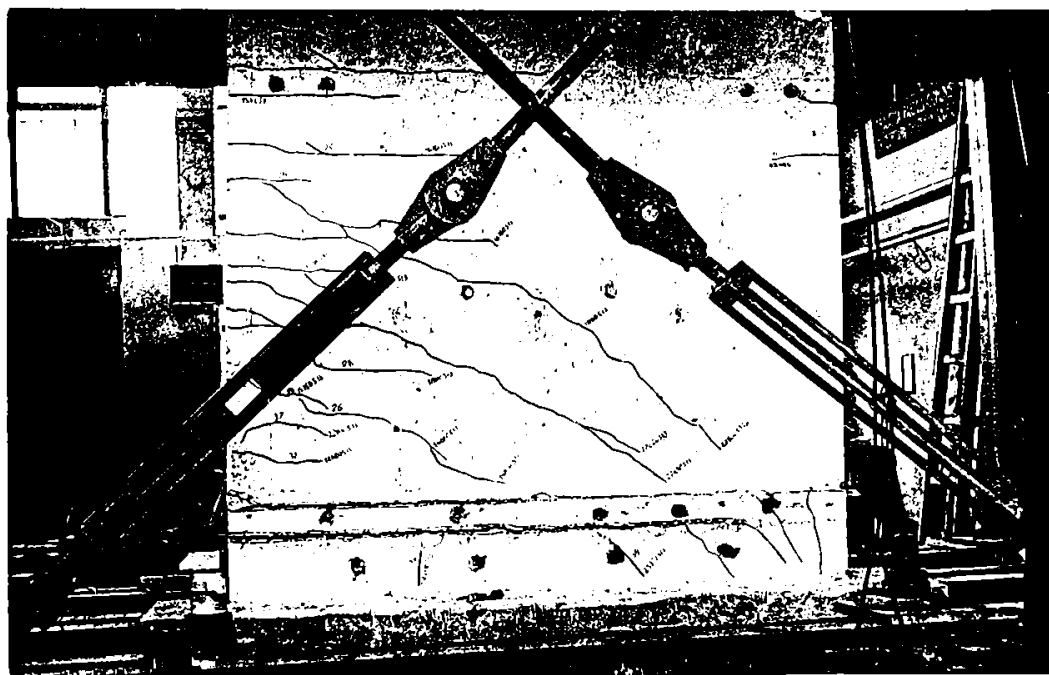


FOTO 6.9 MODEL EXPERIMENTAL M1 DUPĂ ÎNCERCARE - FAȚA EST

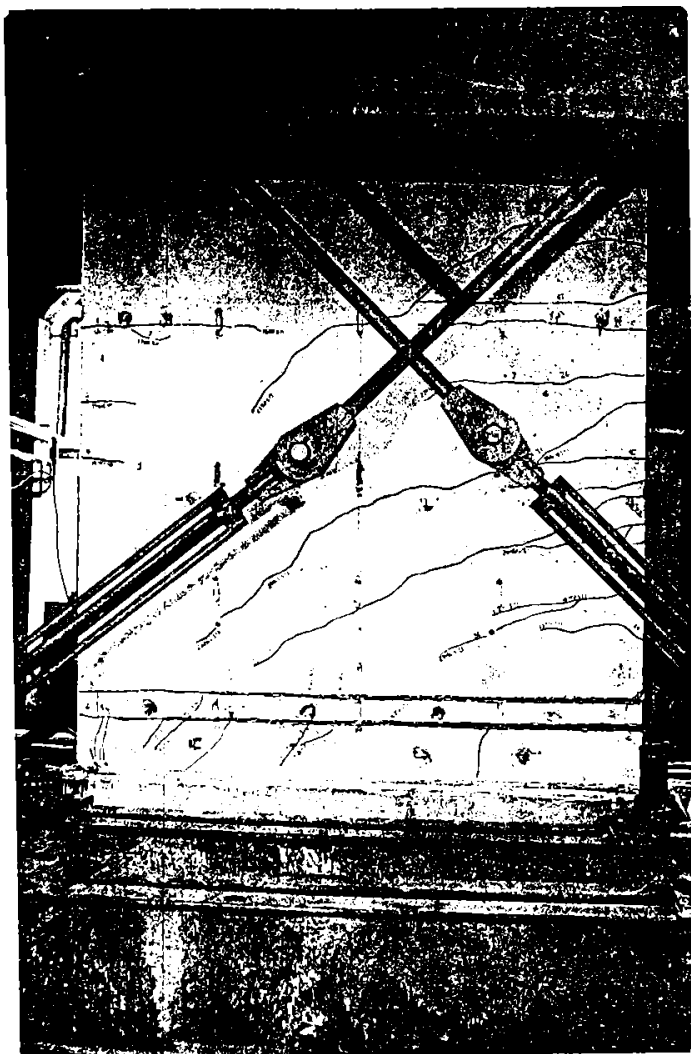


FOTO 6.10 MODEL
EXPERIMENTAL M1
DUPĂ ÎNCERCARE
FAȚA VEST



Foto 6.11 MODEL EXPERIMENTAL
M1 DUPĂ ÎNCERCARE VEDERE
LATERALĂ

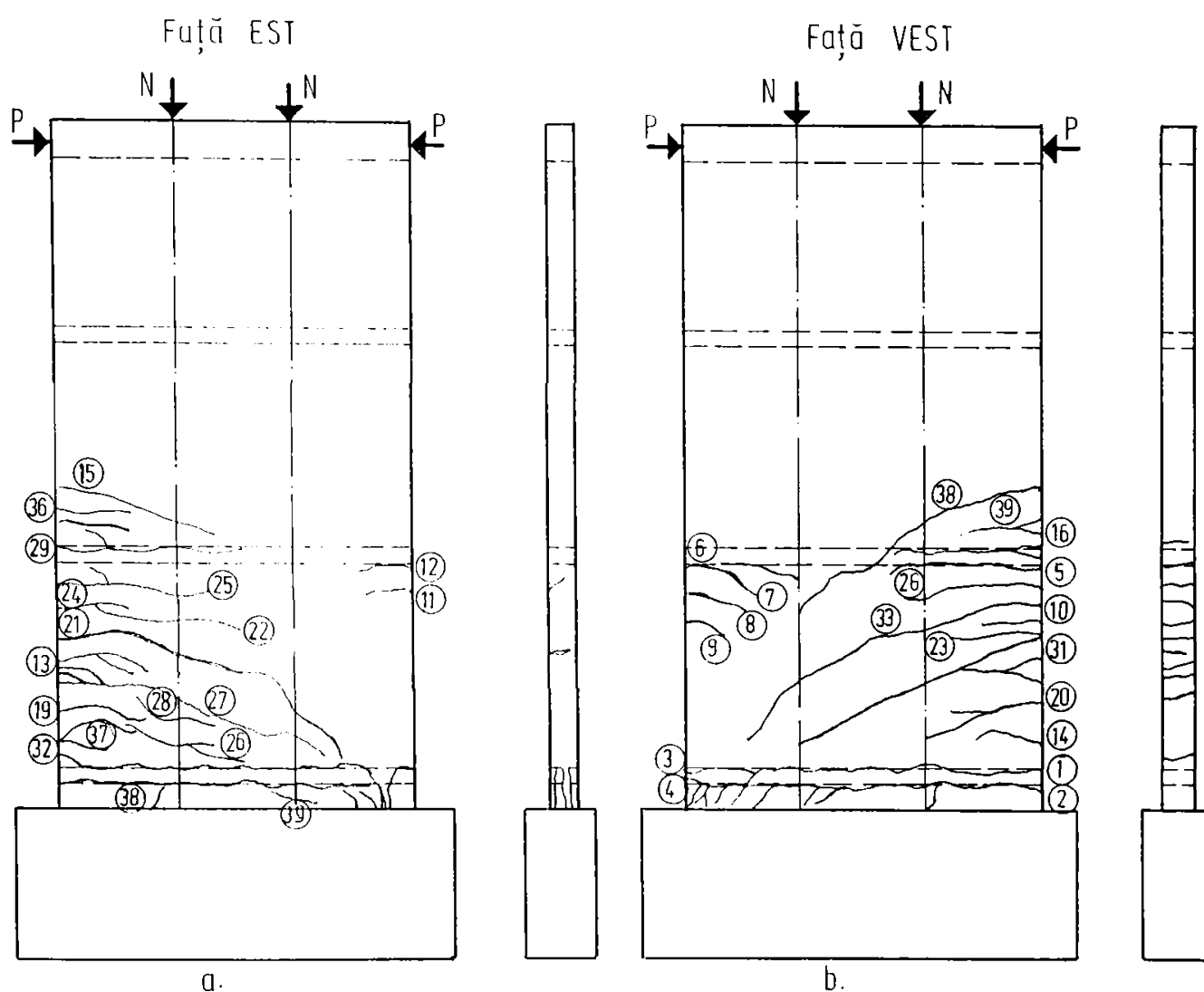


Figura 6.21 RELEVU FISURI (după rupere) MODEL M1

Semicicluri	Element F2
N_1, S_1, N_2, S_2	nefisurat
N_3	prima fisură (1) la $P = 6,35$ tf în dreptul rostului "b" pe fața E; fisura (2) la $P = 7,2$ tf în rostul "b" pe fața V; La vârfurile de semiciclu $P = 9,3$ tf perechea de fisuri (3 - 3') pe ambele fețe
S_3	fisurile (4 - 4') la $P = 6,35$ tf în rostul "b" la capătul S pe ambele fețe; La vârf de semiciclu $P = 9,3$ tf perechea de fisuri (5)(E) și (5')(V) în rostul "a"
N_4	fisurile (6 - 6') la $P = 9,3$ tf la capătul N al rostului "a"
S_4	Fisurile (7)(E) și (7')(V) la $P = 9,3$ tf vârf de semiciclu

N ₅ , S ₅ , N ₆	Starea de fisurare nu a suferit schimbări importante																																
S ₆	fisurile (8) și (9) la P = 9,3 tf pe fața V																																
N ₇ , S ₇	Starea de fisurare a rămas neschimbată <u>Deschiderile fisurilor la sfârșitul ciclului 7</u> <table> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>3'</th> <th>4</th> <th>4'</th> <th>5</th> <th>5'</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f(mm)</td> <td>0,43</td> <td>0,34</td> <td>0,23</td> <td>0,13</td> <td>0,35</td> <td>0,36</td> <td>0,10</td> <td>0,10</td> </tr> </tbody> </table> <hr/> <table> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>6</th> <th>6'</th> <th>7</th> <th>7'</th> <th>8</th> <th>9</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f(mm)</td> <td>0,11</td> <td>0,10</td> <td>0,12</td> <td>0,09</td> <td>0,04</td> <td>0,07</td> </tr> </tbody> </table>	Fisura	1	2	3	3'	4	4'	5	5'	α_f (mm)	0,43	0,34	0,23	0,13	0,35	0,36	0,10	0,10	Fisura	6	6'	7	7'	8	9	α_f (mm)	0,11	0,10	0,12	0,09	0,04	0,07
Fisura	1	2	3	3'	4	4'	5	5'																									
α_f (mm)	0,43	0,34	0,23	0,13	0,35	0,36	0,10	0,10																									
Fisura	6	6'	7	7'	8	9																											
α_f (mm)	0,11	0,10	0,12	0,09	0,04	0,07																											
N ₈	la P = 15,0 tf la TER16 prima curgere în armătura întinsă ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,7\%$), deplasarea corespunzătoare la vârf fiind $\Delta = 13,0$ mm; Starea de fisurare s-a extins prin apariția perechilor de fisuri (10 ÷ 18) (E) și (10' ÷ 18') (V)																																
S ₈	la P = 13,75 tf la TER06 curgere în armătura întinsă ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,7\%$), deplasarea orizontală la vârf $\Delta = 9,0$ mm; La vârful semiciclului P = 13,75 tf fisurile 19 - 19' au ajuns la partea superioară a panoului de parter, iar (20 - 20') inclusiv în rostul "f"																																
N ₉ , S ₉ , N ₁₀ , S ₁₀	starea de fisurare nu s-a modificat, fisurile deschizându-se în continuare <u>Deschideri de fisuri importante la finele ciclului 10</u> <table> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>3'</th> <th>4</th> <th>4'</th> <th>5</th> <th>5'</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f(mm)</td> <td>1,34</td> <td>1,15</td> <td>0,43</td> <td>0,28</td> <td>0,84</td> <td>0,91</td> <td>0,16</td> <td>0,42</td> </tr> </tbody> </table> <hr/> Releveele fisurilor după 10 cicluri sunt prezentate în figura 6.22 a și b	Fisura	1	2	3	3'	4	4'	5	5'	α_f (mm)	1,34	1,15	0,43	0,28	0,84	0,91	0,16	0,42														
Fisura	1	2	3	3'	4	4'	5	5'																									
α_f (mm)	1,34	1,15	0,43	0,28	0,84	0,91	0,16	0,42																									
N ₁₁ , S ₁₁	s-au atins deplasări impuse $\Delta = \pm 25$ mm pe ambele sensuri de încărcare																																
N ₁₁	starea de fisurare se accentuează pe înălțimea parterului, apar noi fisuri (21 - 21'), (22 - 22') iar în panou etaj I fisura 23; Zona comprimată în secțiunea critică de la bază s-a redus la 50 cm. <u>Deschideri de fisuri importante la finele ciclului 11</u> <table> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>3'</th> <th>4</th> <th>4'</th> <th>5</th> <th>5'</th> <th>6</th> <th>6'</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f(mm)</td> <td>4,62</td> <td>4,62</td> <td>0,64</td> <td>0,39</td> <td>5,08</td> <td>5,02</td> <td>1,24</td> <td>2,05</td> <td>1,27</td> <td>1,22</td> </tr> </tbody> </table>	Fisura	1	2	3	3'	4	4'	5	5'	6	6'	α_f (mm)	4,62	4,62	0,64	0,39	5,08	5,02	1,24	2,05	1,27	1,22										
Fisura	1	2	3	3'	4	4'	5	5'	6	6'																							
α_f (mm)	4,62	4,62	0,64	0,39	5,08	5,02	1,24	2,05	1,27	1,22																							
N ₁₂ , S ₁₂ , N ₁₃ , S ₁₃	fisurile existente s-au deschis în continuare fără a se înregistra altele noi; valorile vârfurilor de semiciclu la deplasări impuse $\Delta = \pm 25$ mm au descrescut: - la semiciclu N ₁₃ de la P = 18,7 la P = 17,8 aprox. 5% - la semiciclu S ₁₃ de la P = 21,85 la P = 19,8 tf, aprox. 10%																																

N ₁₄	<p>încărcarea orizontală a crescut până la $P = 21,5$ tf cu deplasarea la vârf $\Delta_{max} = 80$ mm;</p> <p>Se înregistrează fisuri noi (29 ÷ 31) și deschideri pronunțate ale fisurilor pe înălțimea primului nivel (parter);</p> <p>fisurile din zona centrală a peretelui s-au dezvoltat transversal îmbinării verticale, în lungul îmbinării verticale neapărând fisuri.</p>
-----------------	--

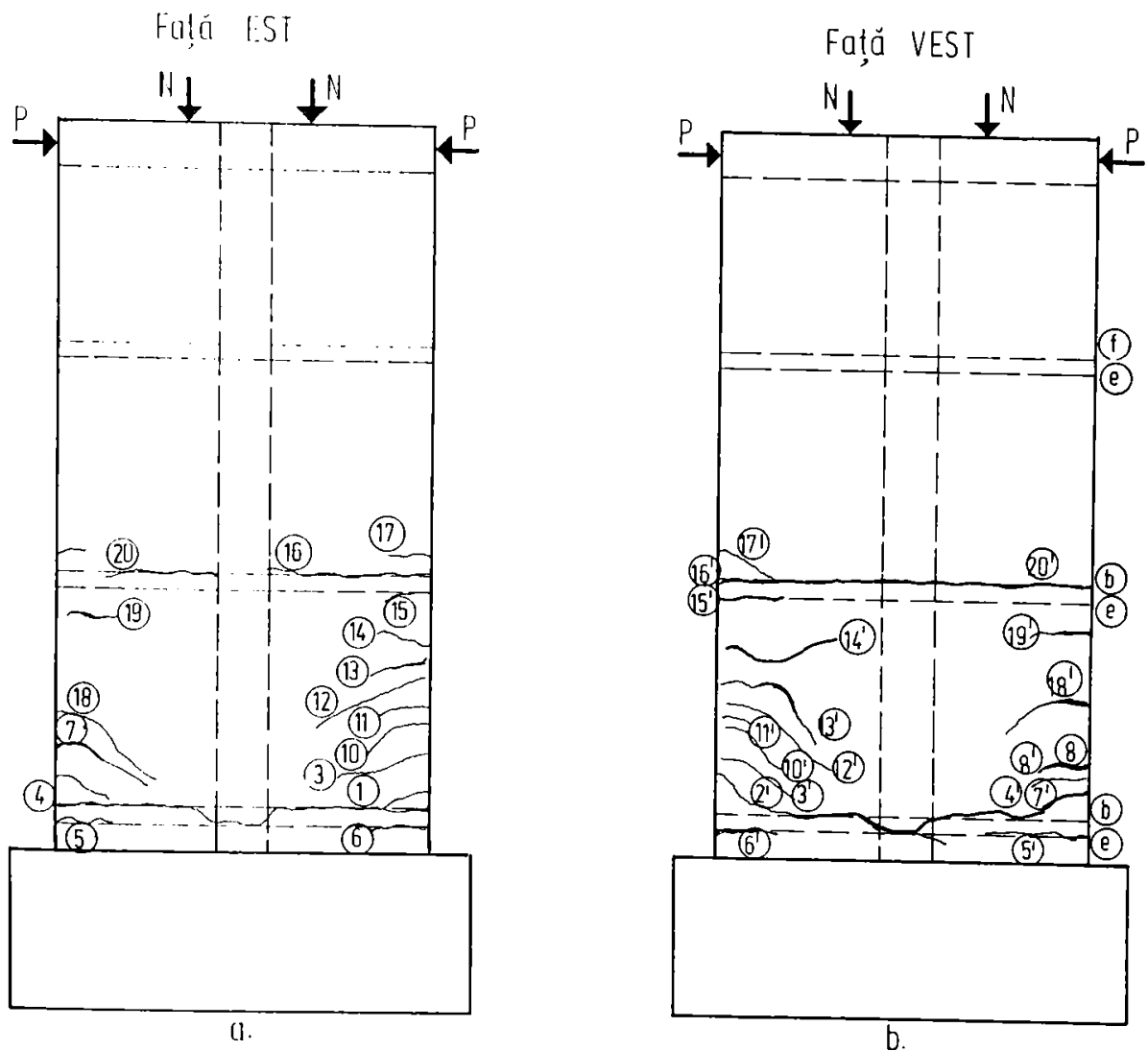


Figura 6.22 RELEVU FISURI (după 10 cicluri) - MODEL F2

Cedarea peretelui s-a produs prin distrugerea celor patru bare întinse $\varnothing 10$ (fotografia 6.12), însoțită de deschiderea considerabilă a rostului "b" pe conturul panoului de parter PP₁ (fotografiile 6.13, 6.14) și zdrobirea parțială a betonului comprimat (fotografia 6.15), înălțimea zonei comprimate scăzând sub 30 cm.

Aspectul peretelui prefabricat F2 după încercare rezultă din fotografiile 6.16 și 6.17 și din releveele fisurilor (figura 6.23 a și b).

După cum se poate observa, zona degradată cuprinde primul nivel în totalitate și o porțiune restrânsă de la marginile celui de-al doilea nivel. Aceste constatări sunt confirmate și de valorile înregistrate ale deformațiilor specifice ϵ_a ale armăturilor $\varnothing 10$ de la capetele modelului (tabel 6.7).

Tabelul 6.7 DEFORMAȚII SPECIFICE ARMĂTURI

Model experimental	Capăt TER	Nord						Sud		
		16	15	17	18	21	23	06	08	05
Perete prefabricat F2	ϵ_a (‰)	2,35	2,90	3,74	2,26	1,83	6,39	4,48	1,60	2,71
	Semiciclu	N ₁₁	N ₁₄	N ₁₄	N ₁₄	N ₁₄	N ₉	S ₁₃	S ₁₂	S ₁₂
	P (tf)	18,70	20,35	20,35	20,35	20,35	12,70	16,25	18,05	20,35

Valorile cele mai importante ale deformațiilor specifice ϵ_b înregistrate în betonul comprimat sunt cele de pe înălțimea primului nivel la capătul S în semiciclu N₁₄ (Tab.6.8).

Tabel 6.8 DEFORMAȚII SPECIFICE BETON

Model experimental	Capăt TER	Nord					
		35	36	37	40	41	42
Perete prefabricat F2	$\bar{\epsilon}_b$ (‰)	0,38	0,32	0,35	0,58	0,26	0,65
	Semiciclu	N ₁₄	N ₁₄	N ₁₄	N ₁₄	N ₁₄	N ₁₄
	P (tf)	21,38	21,37	21,37	21,37	21,37	21,37

În concluzie, modelul a avut o comportare elastică pe durata primelor două cicluri, urmată de apariția unor fisuri orizontale în rosturile "a" și "b" (ciclul 3), precum și în partea inferioară a panourilor PP₁ de la parter (ciclurile 4 ÷ 7). În continuare (ciclul 8) s-au produs primele curgeri în armăturile de la capete în secțiunea de la bază, starea de fisurare de la capetele peretelui s-a extins pe înălțimea primului nivel (parter) și au apărut fisuri orizontale în rosturile "e" și "f" (ciclurile 9 ÷ 13). Degradările cele mai profunde au avut loc în semiciclu final, când zona de fisurare a cuprins și porțiunea centrală a parterului, transversal pe îmbinarea verticală (în lungul acesteia neînregistrându-se fisuri). Cedarea s-a produs din înconvoierea generală a peretelui, prin deschiderea pronunțată a fisurii din rostul "b", asemănător cu cele constatate la modelul anterior M1.

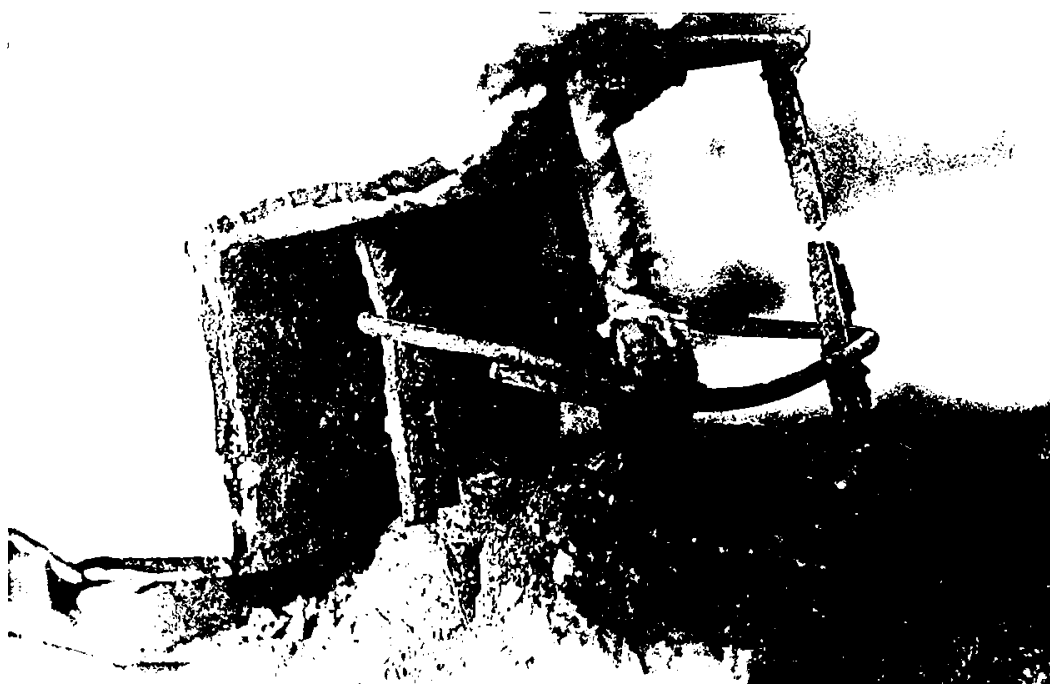


FOTO 6.12
MODEL
EXPERIMENT
AL F2
CEDAREA
BARELOR
ÎNTINSE Ø10

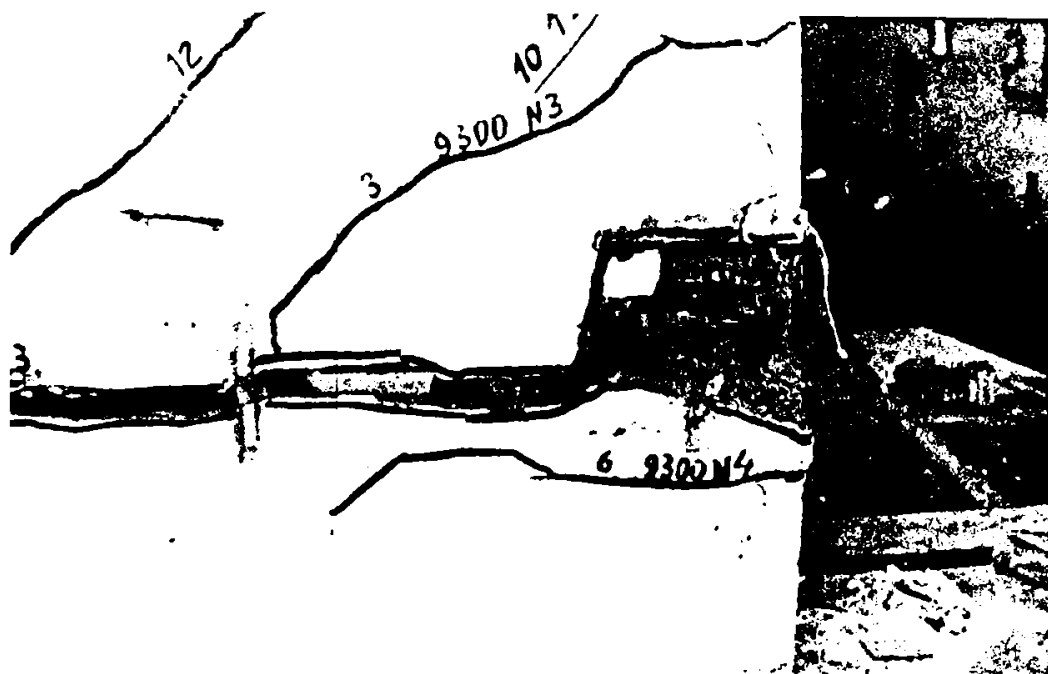


FOTO 6.13
MODEL
EXPERIMENT
AL F2 CEDARE
ROSTUL "b"

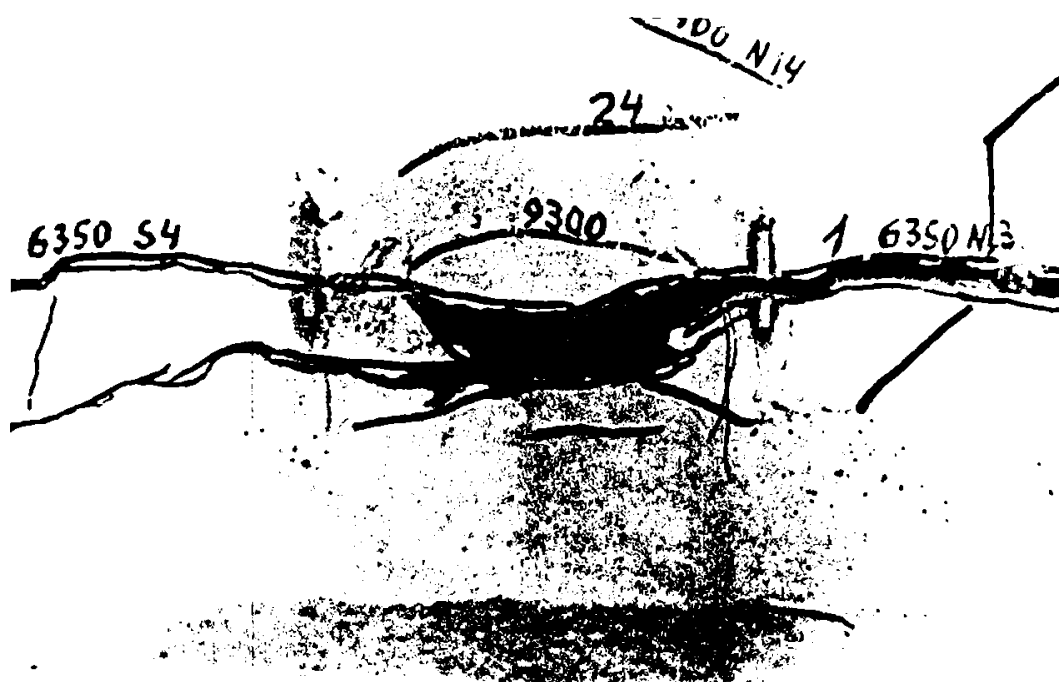


FOTO 6.14 MODEL EXPERIMENTAL F2 CEDARE ROSTUL "b"



FOTO 6.15 MODEL EXPERIMENTAL
F2 CEDARE - ZDROBIREA
PARȚIALĂ A BETONULUI
COMPRIMAT

MODEL EXPERIMENTAL F2 DUPĂ ÎNCERCARE

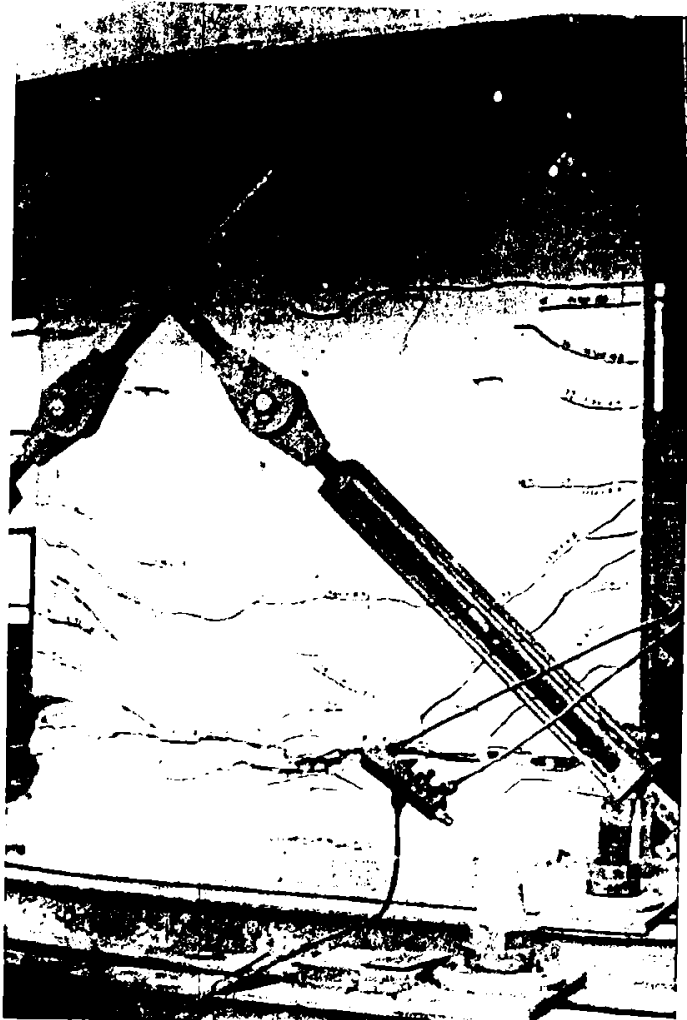


FOTO 6.16 FAȚA EST

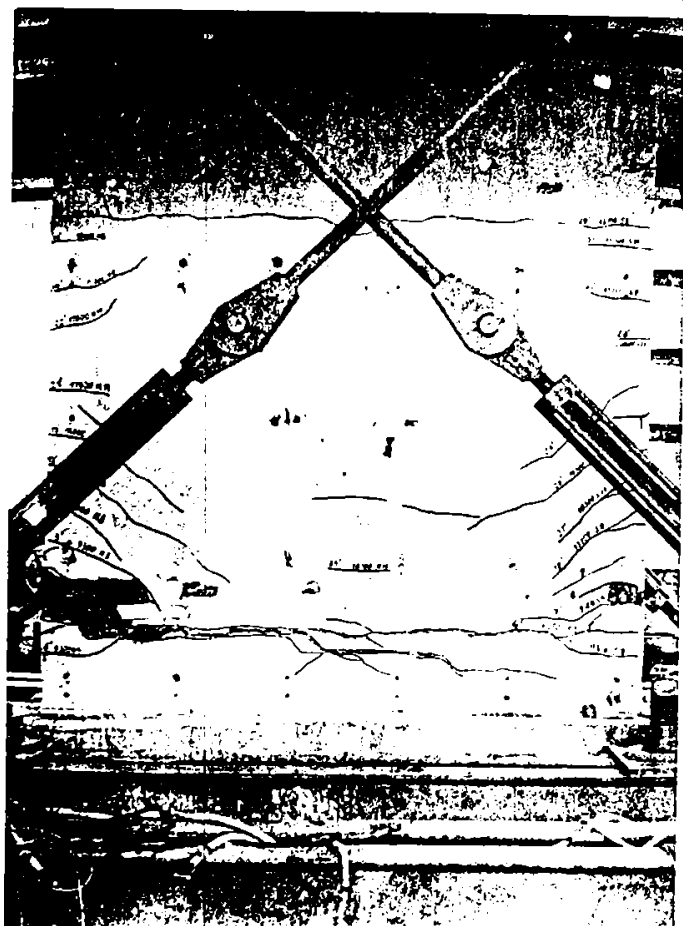


FOTO 6.17 FAȚA VEST

6.3.3. Peretele prefabricat. Model F3

Aplicarea încărcărilor verticale și orizontale a fost în cazul modelului F3 similară cu cea de la modelul F2 și M₁.

Metodologia de aplicare a încărcării orizontale a fost următoarea:

- efectuarea a două cicluri alternante (N-S) până la o valoare a forței orizontale egală cu cea de cod (4,8 tf), încărcarea făcându-se în trei trepte de câte 1,6 tf;
- efectuarea a cinci cicluri alternante (N-S) până la o valoare a forței orizontale egală cu cea corespunzătoare momentului înconvoitor capabil de calcul (9,3 tf), încărcarea făcându-se în patru trepte;
- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasare impusă corespunzător momentului capabil al secțiunii la curgerea armăturii în zona întinsă, încărcarea făcându-se în trepte de deplasări egale cu 1/4 din această deplasare impusă;

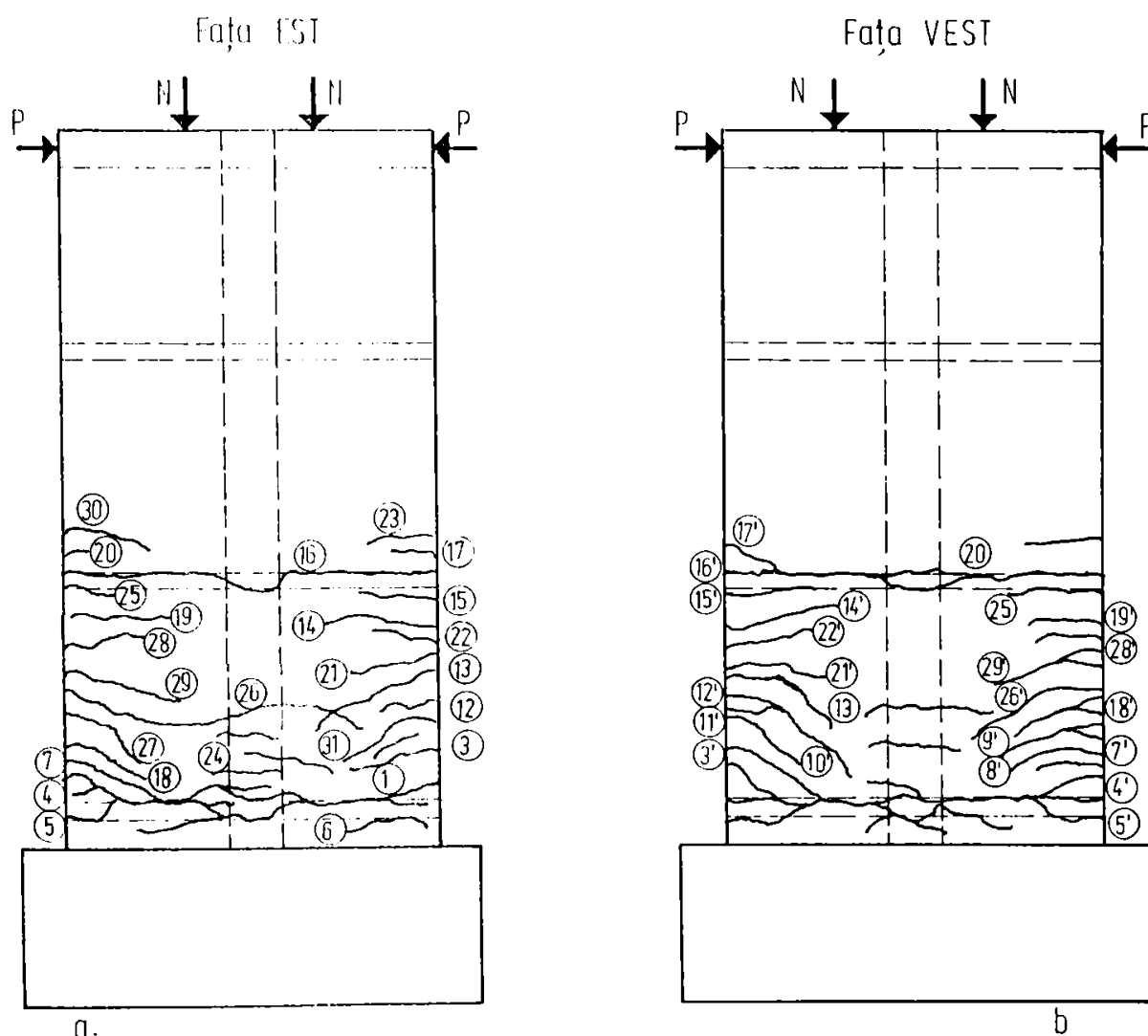


Figura 6.23 RELEVU FISURI (după rupere) MODEL F2

- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasare impusă - $2 \Delta_c$;
- în final, încărcarea până la stadiul ultim pe direcția după care s-a început aplicarea încărcării orizontale (direcția nord).

Aparatura folosită în cadrul încercării a fost similară cu cea de la modelul F2.

Comportarea modelului F3 s-a caracterizat prin următoarele:

Semicicluri	Element F3
N_1, S_1, N_2, S_2	nefisurat
N_3	- prima fisură la $P = 7,60$ tf pe fața E; - a doua fisură la $P = 8,00$ tf pe fața V; - la vârf de semiciclu $P = 9,3$ tf o pereche de fisuri (fața E și fața V); - fisurile sunt situate la baza panourilor prefabricate în rostul de monolitizare
S_3	- apar noi fisuri pe ambele fețe la capătul S la partea inferioară a panourilor
N_4	- apar două fisuri la capătul N în rostul de monolitizare
S_4	- la $P = 9,3$ tf vârf de semiciclu apar 2 fisuri pe fața (E) și (V)
$N_5, S_5, N_6, S_6, N_7, S_7$	- starea de fisurare nu suferă schimbări importante
N_8	- la $P = 13,10$ tf curgere în armătura întinsă ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,6\%$), - deplasarea orizontală la vârf fiind $\Delta = 6,50$ mm; - starea de fisurare de la baza elementului se extinde
S_8	- la $P = 12,70$ tf curge armătura întinsă ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,7\%$), - deplasarea orizontală la vârf este $\Delta = 6,35$ mm;
N_9, S_9, N_{10}, S_{10}	- starea de fisurare nu s-a modificat, fisurile deschizându-se în continuare
N_{11}, S_{11}	- se ating deplasări impuse egale cu $2\Delta_c$ adică 13,00 mm (N_{11}) și 12,70 mm la (S_{11}); - starea de fisurare se accentuează, apar noi fisuri
$N_{12}, S_{12}, N_{13}, S_{13}$	- fisurile existente se deschid în continuare fără a se înregistra altele noi; - valorile vârfurilor de semiciclu la deplasări impuse = $2\Delta_c$ au descrescut: - la N_{13} de la $P = 23,65$ la $P = 21,60$, adică cu aproximativ 9,5% - la S_{13} de la $P = 22,85$ la $P = 19,05$ tf, adică aproximativ 20%
N_{14}	- încărcarea orizontală a crescut până la $P = 25,90$ tf cu deplasarea la vârf $\Delta_{max} = 94,40$ mm; - fisura orizontală de la partea superioară a fundației apărută anterior s-a deschis puternic

Modelul a avut o comportare elastică pe durata primelor două cicluri, urmată de apariția unor fisuri în rosturile de legătură între panouri PP₃ și fundație (ciclul 3). În continuare (ciclul 8) s-au produs primele curgeri în armăturile de la capete în secțiunea de la bază și starea de fisurare s-a extins pe înălțimea primului nivel. Degradările cele mai profunde au avut loc în semiciclul final, când starea de fisurare a cuprins și porțiunea centrală a parterului transversal pe îmbinarea verticală în lungul acesteia nu s-au înregistrat fisuri. Cedarea s-a produs la înconvoierea generală a peretelui, prin deschiderea pronunțată a fisurii orizontale de la partea superioară a fundației.

6.3.4. Perete prefabricat Model F₄

Încercarea modelului experimental F₄ s-a făcut pe standul de încercare prezentat mai înainte, iar încărcarea a fost similară cu cea a modelelor anterioare.

Metodologia de aplicare a încărcării orizontale a fost următoarea:

- efectuarea a două cicluri alternante (N-S) până la o valoare a forței orizontale egală cu cea de cod (4,8 tf), încărcarea făcându-se în trei trepte de câte 1,6 tf;
- efectuarea a cinci cicluri alternante (N-S) până la o valoare a forței orizontale egală cu cea corespunzătoare momentului înconvoierii capabil de calcul (9,3 tf), încărcarea făcându-se în patru trepte;
- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasare impusă Δ_c corespunzătoare momentului capabil al secțiunii la curgerea armăturii în zona întinsă, încărcarea făcându-se în trepte de deplasări egale cu 1/4 din deplasarea Δ_c ;
- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasare impusă $2 \Delta_c$;
- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasarea impusă $3\Delta_c$;
- în final, încercarea până la stadiul ultim pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării orizontale (N).

Aparatura a constat din traductori electrici rezistivi, amplasați pe armătură și beton și din fleximetre și microcomparatoare cu tijă.

Comportarea modelului F₄ s-a caracterizat prin următoarele:

N ₁ , S ₁ , N ₂ , S ₂	nefisurat
N ₃	fisurile (1) pe fața E și (1') pe fața V la P = 5,75 tf în dreptul rostului "b"; fisurile (2) la P = 7,2 tf pe fața E în rostul "a" și (3) la P = 9,3 tf pe fața V perechea fisurii (2); fisurile (4 - 4') în rostul "e" și (5 - 5') în rostul "f" (E și V) la P = 9,3 tf.
S ₃	fisurile (6 - 6') la capătul S rostul "b" la P = 5,75 tf și (7 - 7') în rostul "a" la P = 7,2 tf; fisurile (8 - 8') în rostul "f" la P = 9,3 tf vârf de semiciclu

N ₄ , S ₄ , N ₅ , S ₅ , N ₆ , S ₆ , N ₇ , S ₇	starea de fisurare nu suferă modificări; fisurile existente se deschid. <u>Deschideri de fisuri la sfârșitul ciclului 7</u> Fisura 1 2 4 5 6 7 8 α_f (mm) 0,17 0,08 0,05 0,11 0,10 0,09 0,08
N ₈	la P = 14,9 tf prima curgere în armătura întinsă la TER08 ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,8\%$), la deplasarea orizontală $\Delta = 8,0$ mm; au apărut fisurile (9) și (10) pe fața E și (9'), (10') pe fața V
S ₈	curgere în armătura întinsă la TER18 ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,8\%$), la P = 14,5 tf și deplasarea orizontală la vârf $\Delta = 7,8$ mm; fisurile la partea superioară a panoului de parter (11 - 11') și în rostul "e" (12 - 12'); au apărut fisuri noi în zona inferioară a panoului de parter (13 - 13') și (14 - 14');
N ₉	fisurile (15 - 15') la P = 11,7 tf
S ₉	fisurile (16 - 16') la P = 11,45 tf și la P = 14,0 tf fisurile 1 și 6 de pe fața E s-au unit
N ₁₀	nu apar fisuri noi
S ₁₀	fisurile (17 - 17') în panourile PP ₄ de la etajul I la P = 13,9 tf <u>Deschideri de fisuri la finele ciclului 10</u> Fisura 1 2 5 6 7 8 9 13 14 α_f (mm) 0,81 0,23 0,18 0,48 0,31 0,23 0,29 0,24 0,19 Releveele fisurilor după 10 cicluri sunt prezentate în figura 6.24 a și b
N ₁₁	s-a atins deplasarea impusă $\Delta = 16$ mm fisurile (18 - 18') în panoul de la parter PP ₄ și respectiv (19 - 19') în PP ₅ la P = 17,8 tf vârf de semiciclu
S ₁₁	la $\Delta = 16,6$ mm și P = 19,6 tf fisurile (20 - 20') în panoul PP ₅ și (21 - 21') în panoul de la parter PP ₄
N ₁₂	la $\Delta = 16,0$ mm și P = 17,3 tf fisurile (22 - 22') extinse în panoul PP ₄ de la etajul I
N ₁₃ , S ₁₃ , N ₁₄ , S ₁₄	starea de fisurare se menține neschimbată, fisurile existente se deschid; <u>Deschideri de fisuri la sfârșitul ciclului 14</u> Fisura 1 2 4 5 6 7 11 12 13 16 18 21 α_f (mm) 7,00 0,6 0,2 0,3 4,0 1,5 0,15 0,1 0,13 0,3 0,2 0,2
N ₁₅ , S ₁₅ , N ₁₆ , S ₁₆	nu apar fisuri noi deși s-au parcurs deplasări impuse mai mari $\Delta = 24,0$ mm pe sens N și $\Delta = 23,7$ mm pe sens S; Valorile vârfurilor de ciclu au descrescut: - la semiciclu N ₁₄ P = 21 tf și la N ₁₆ P = 19,85 tf deci aproximativ 5% - la semiciclu S ₁₄ P = 19,6 tf și la S ₁₆ P = 18,3 tf, deci aproximativ 6,6%

N ₁₇	încărcarea orizontală a crescut până la $P_{\max} = 22,15$ tf cu o deplasare la vârf de $\Delta_{\max} = 66,3$ mm; se înregistrează fisuri în soclu
-----------------	--

Ruperea modelului s-a produs prin distrugerea barelor întinse $\varnothing 10$ (fotografia 6.18), însoțită de deschiderea considerabilă a rostului "b" pe conturul panoului de parter PP₄ (fotografiile 6.19 și 6.20) și exfolierea betonului din fibra extremă comprimată. Înălțimea zonei comprimate s-a redus la aproximativ 17 cm.

Aspectul modelului după încercare este prezentat în fotografiile 6.21; 6.22 și prin releveele fisurilor (figura 6.25 a și b)

Ca și la modelul F₂, zona degradată cuprinde capetele primului nivel în totalitate și o porțiune restrânsă de la marginile celui de-al doilea nivel. Valorile ϵ_a ale armăturilor $\varnothing 10$ de la capetele modelului (tabel 6.9) confirmă constatările de mai sus.

Tabelul 6.9 DEFORMAȚII SPECIFICE ARMĂTURI

Model experimental	Capăt TER	Nord					
		08	09	07	06	05	02
Perete prefabricat	ϵ_a (‰)	1,82	1,95	1,84	1,83	1,85	1,88
F ₄	Semiciclu	N ₈	N ₉	N ₇	N ₉	N ₉	N ₁₁
	P (tf)	14,90	11,70	9,30	14,25	5,35	16,55
Model experimental	Capăt TER	Sud					
		18	19	17	15	14	
Perete prefabricat	ϵ_a (‰)	1,80	2,30	1,89	1,80	1,80	
F ₄	Semiciclu	S ₈	S ₁₄	S ₉	S ₉	S ₁₄	
	P (tf)	14,50	6,60	8,30	11,40	13,50	

Din cele prezentate se poate trage concluzia că modelul F₄ a avut o comportare elastică pe durata primelor două cicluri, urmată de apariția unor fisuri orizontale în rosturile "a", "b", "e" și "f" (ciclul 3). În continuare (ciclul 8) s-au produs primele curgeri în armăturile de la capetele peretelui, iar starea de fisurare de la capetele peretelui s-a extins pe înălțimea parterului și la partea inferioară a etajului I (ciclurile 9 ÷ 10). În ciclurile 11 ÷ 16, degradarea prin fisurarea betonului s-a accentuat, cedarea producându-se în semiciclu N₁₇ din înconvoierea generală a peretelui, deci similar cu cele constatate la modelele anterioare.



FOTO 6.18 MODEL
EXPERIMENTAL F4 CEDAREA
PRIN DISTRUGEREA
ARMĂTURILOR Ø10

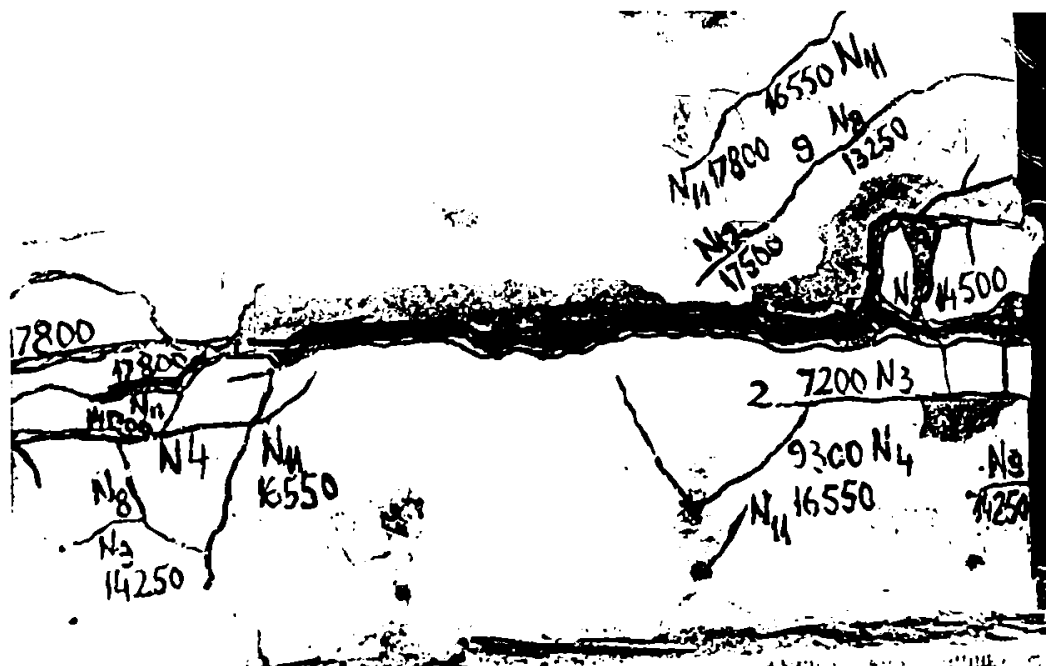


FOTO 6.19 MODEL EXPERIMENTAL F4 CEDARE
DESCHIDERA PRONUNȚATĂ A ROSTULUI "b"

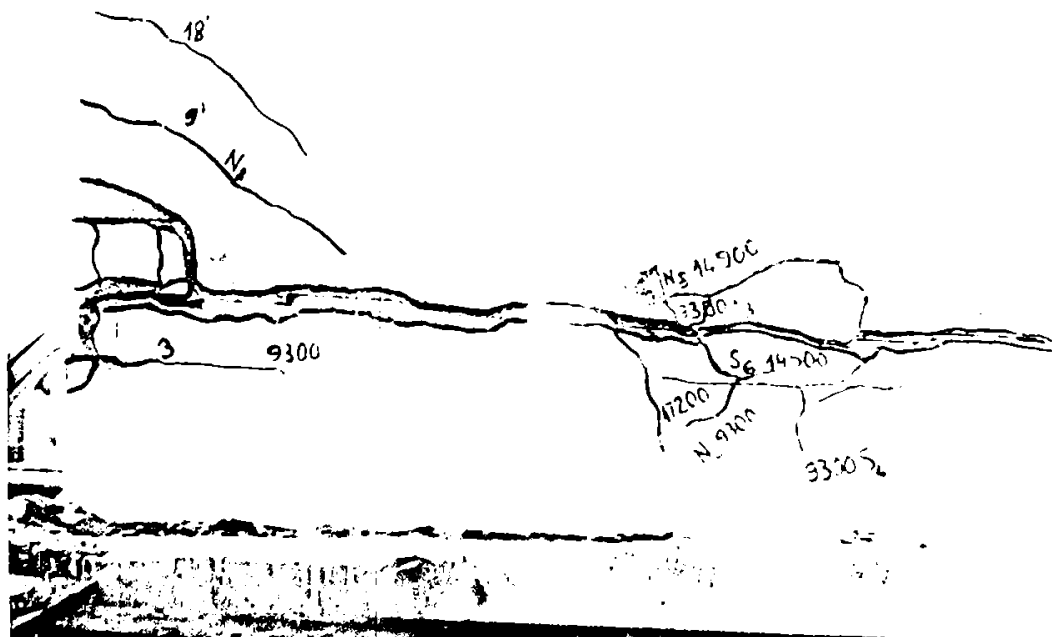


FOTO 6.20 MODEL
EXPERIMENTAL
F4 CEDARE
DESCHIDERA
PRONUNȚATĂ A
ROSTUL "b"

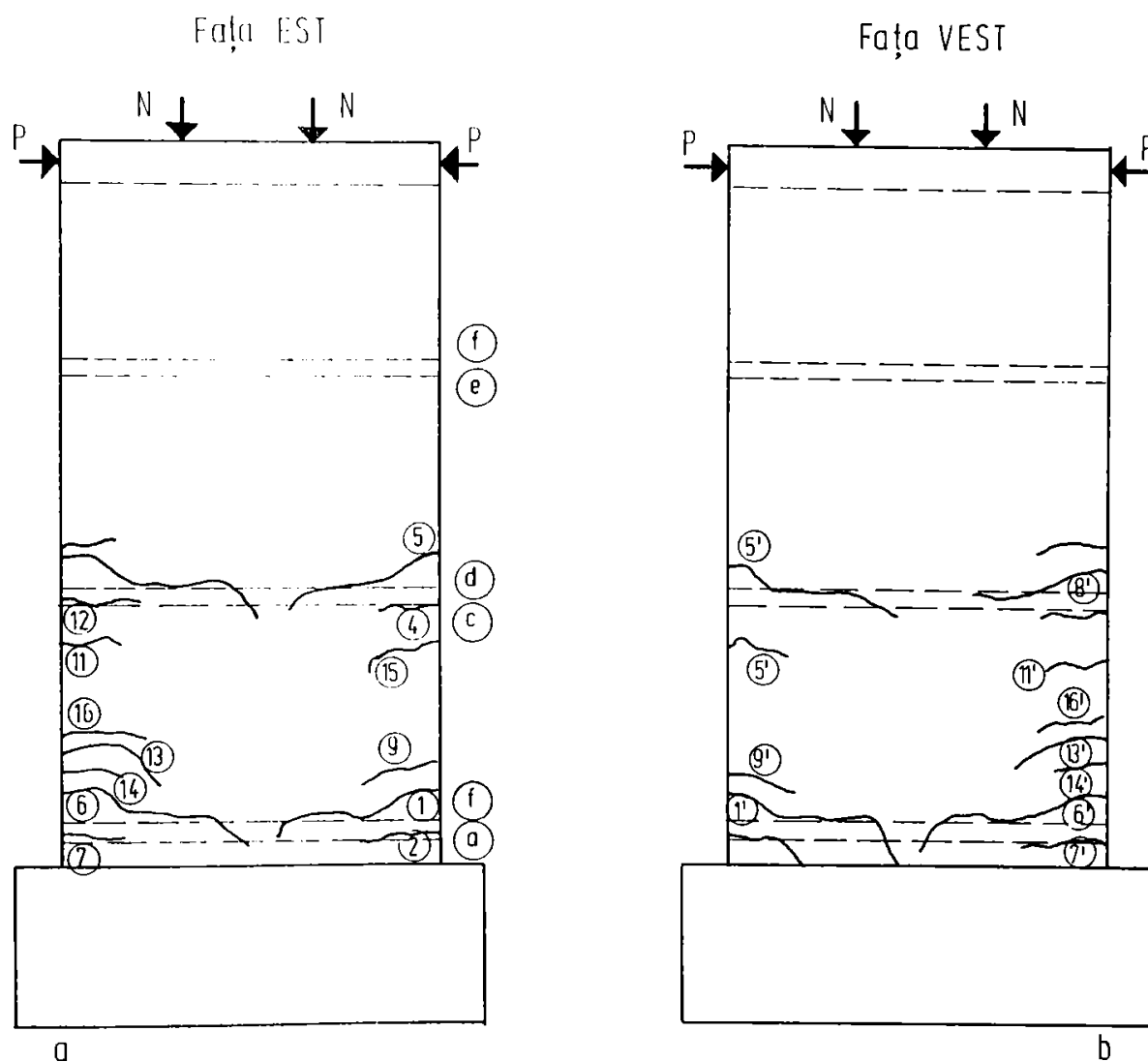


Figura 6.24 RELEVU FISURI (înaintea ciclului N11) MODEL F4

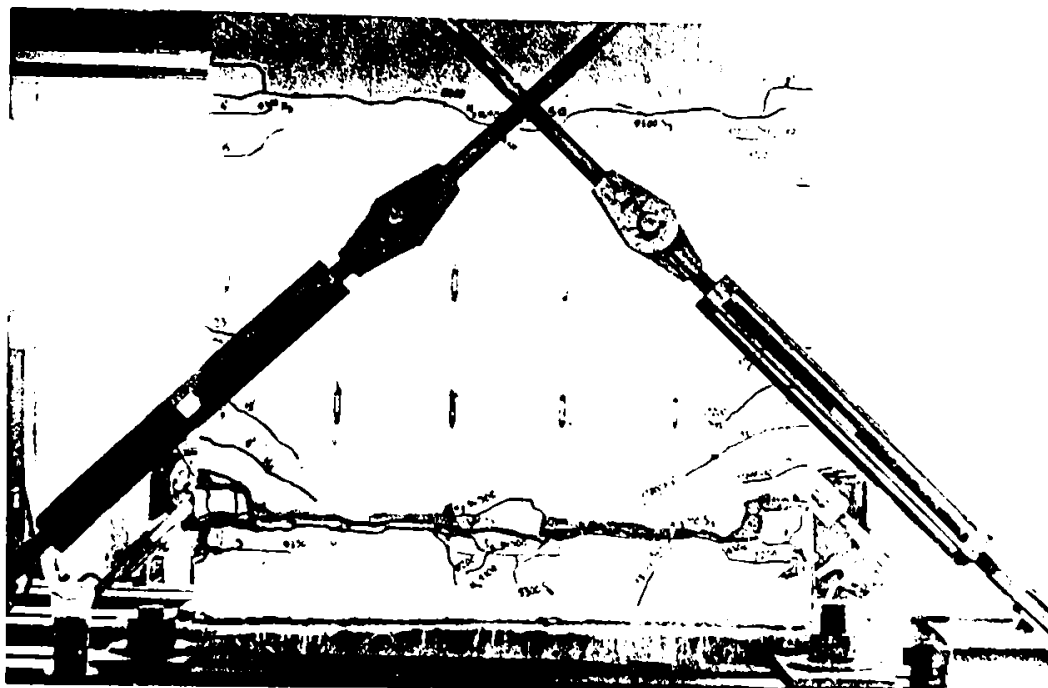


FOTO 6.21
MODEL
EXPERIMENTAL
F4 CEDARE
FAȚA EST

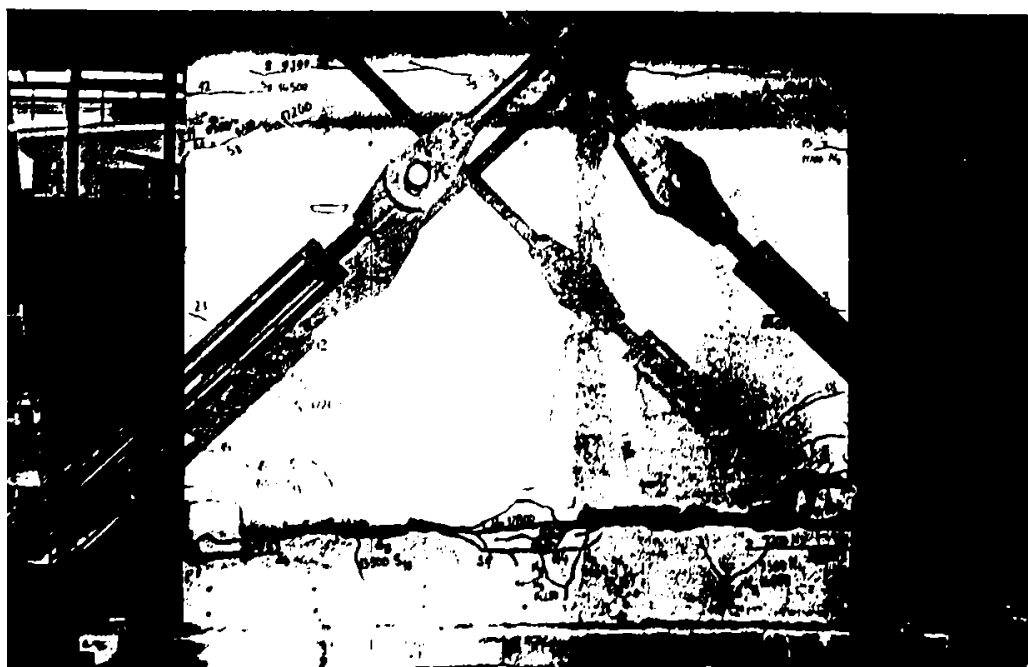


FOTO 6.22 MODEL
EXPERIMENTAL
F4 CEDARE FAȚA
VEST

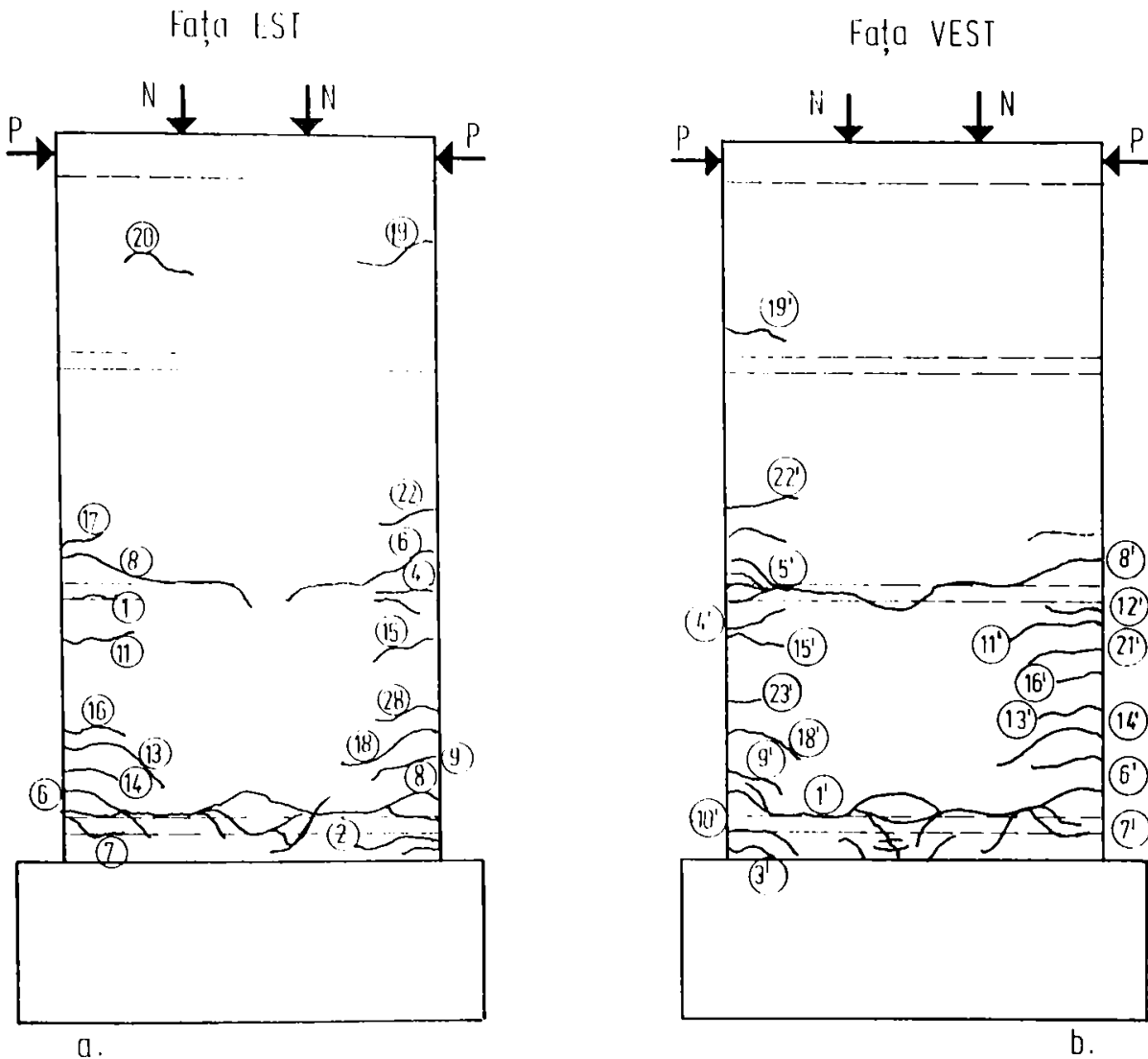


Figura 6.25 RELEVU FISURI (după rupere) MODEL F4

6.3.5. Perete prefabricat Model F5

Încercarea modelului F5 s-a făcut pe același stand de încercare, iar încărcarea gravitațională constantă (30 tf) și încărcarea orizontală alternantă s-au aplicat în același mod ca la modelele precedente.

Metodologia de aplicare a încărcării orizontale a fost următoarea:

- efectuarea a două cicluri alternante (N-S) până la o valoare a forței orizontale egală cu cea de cod (4,8 tf), încărcarea făcându-se în trei trepte de câte 1,6 tf;
- efectuarea a cinci cicluri alternante (N-S) până la o valoare a forței orizontale (9,1 tf) egală cu cea corespunzătoare momentului înconvoieror capabil de calcul, încărcarea făcându-se în patru trepte;

- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasare impusă corespunzătoare momentului capabil al secțiunii la curgerea armăturii în zona întinsă, încărcarea făcându-se în trepte de deplasări egale cu 1/4 din această deplasare impusă;
- efectuarea a trei cicluri alternante cu deplasare impusă $2 \Delta_c$;
- efectuarea a două cicluri alternante cu deplasare impusă $3\Delta_c$;
- efectuarea a două cicluri alternante cu deplasare impusă $4\Delta_c$;
- în final, încărcarea până la stadiul ultim pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării orizontale (N).

Aparatura folosită în cadrul încercării a cuprins:

- traductoare electrice rezistive cu baza de măsurare de 5 mm, dispuse pe armăturile $\varnothing 14$ de la capetele modelului, respectiv cu baza de măsurare de 50 mm amplasate pe beton;
- fleximetre cu fir 1:10 pentru măsurarea deplasărilor pe orizontală ale fundației și peretelui la diferite niveluri;
- microcomparatoare cu tijă. 1:100 dispuse de-a lungul celor trei îmbinări orizontale și a îmbinării verticale.

Comportarea modelului F5 s-a caracterizat prin următoarele:

N_1, S_1, N_2, S_2	nefisurat																				
N_3	fisurile (1) pe fața E și (1') pe fața V în dreptul rostului "b" și (2) pe fața E în rostul "a" la $P = 6,36$ tf; fisura (2') pe fața V în rostul "a" la $P = 9,1$ tf vârf de semiciclu																				
S_3	fisurile (3) în rost "b" și (4) în rost "a" pe fața E la $P = 6,1$ tf, urmate de (3') în rost "b" pe fața V la $P = 6,9$ tf; fisura (5) pe fața E și (4') pe fața V în rostul "a" la $P = 9,1$ tf vârf de semiciclu																				
N_4	fisurile (5) în rostul "e" pe fața V; (6) în rostul "f" și (7) în rostul "e", ambele pe fața E la $P = 9,1$ tf																				
S_4	fisurile (6) în rostul "e" pe fața V, (9) în rost "e" pe fața E și (8) în rostul "f" pe fața E la $P = 9,1$ tf																				
N_5	nu au apărut fisuri noi																				
S_5	fisura (7') în rostul "f" pe fața V																				
N_6, S_6, N_7, S_7	starea de fisurare a rămas neschimbată; <u>Deschiderile fisurilor la sfârșitul ciclului 7</u> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>6</th> <th>7</th> <th>8</th> <th>9</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f (mm)</td> <td>0,33</td> <td>0,41</td> <td>0,24</td> <td>0,17</td> <td>0,18</td> <td>0,23</td> <td>0,08</td> <td>0,09</td> <td>0,09</td> </tr> </tbody> </table>	Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	α_f (mm)	0,33	0,41	0,24	0,17	0,18	0,23	0,08	0,09	0,09
Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	9												
α_f (mm)	0,33	0,41	0,24	0,17	0,18	0,23	0,08	0,09	0,09												
N_8	la $P = 11,0$ tf prima curgere în armătura întinsă la TER0 ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,7\%$), cu deplasarea orizontală la vârf de $\Delta_c = 6,4$ mm;																				
S_8	la $P = 12,7$ tf curgere în armătura întinsă în TER10 ($\bar{\epsilon}_{ap} = 1,7\%$); deplasarea orizontală la vârf $\Delta = 7,0$ mm;																				
N_9	fisura (10) în rost "b" pe fața E la $P = 11,0$ tf																				

S ₉ , N ₁₀ , S ₁₀	<p>starea de fisurare nu se modifică, fisurile se deschid în continuare;</p> <p><u>Deschiderea fisurilor la sfârșitul ciclului 10</u></p> <table> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>6</th> <th>7</th> <th>8</th> <th>9</th> <th>10</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f (mm)</td> <td>0,42</td> <td>0,45</td> <td>0,28</td> <td>0,28</td> <td>0,41</td> <td>0,33</td> <td>0,09</td> <td>0,12</td> <td>0,18</td> <td>0,28</td> </tr> </tbody> </table>	Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	α_f (mm)	0,42	0,45	0,28	0,28	0,41	0,33	0,09	0,12	0,18	0,28														
Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10																											
α_f (mm)	0,42	0,45	0,28	0,28	0,41	0,33	0,09	0,12	0,18	0,28																											
N ₁₁	s-a atins deplasarea impusă $\Delta = -15,5$ mm;																																				
S ₁₁	<p>deplasarea impusă la vârf $\Delta = 14$ mm;</p> <p>fisurile (11) pe fața E și (8') pe fața V în panourile de la primul nivel</p>																																				
N ₁₂ , S ₁₂ , N ₁₃ , S ₁₃	<p>starea de fisurare nu se modifică, fisurile existente se deschid în continuare;</p> <p><u>Deschiderea fisurilor la sfârșitul ciclului 13</u></p> <table> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>6</th> <th>7</th> <th>8</th> <th>9</th> <th>10</th> <th>11</th> <th>12</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f (mm)</td> <td>2,37</td> <td>0,63</td> <td>1,05</td> <td>0,53</td> <td>1,16</td> <td>0,78</td> <td>0,17</td> <td>0,13</td> <td>0,33</td> <td>0,62</td> <td>0,36</td> <td>0,37</td> </tr> </tbody> </table> <p>-----</p> <p>in aceste cicluri cu deplasări impuse $2\Delta_c$, valorile vârfurilor de semiciclu au descrescut:</p> <ul style="list-style-type: none"> - la N₁₁ P = 15,9 tf, iar la N₁₃ P = 14,1 tf, deci aprox. 11% - la S₁₁ P = 17,0 tf, iar la S₁₃ P = 15,65 tf, deci aprox. 8% 	Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	α_f (mm)	2,37	0,63	1,05	0,53	1,16	0,78	0,17	0,13	0,33	0,62	0,36	0,37										
Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12																									
α_f (mm)	2,37	0,63	1,05	0,53	1,16	0,78	0,17	0,13	0,33	0,62	0,36	0,37																									
N ₁₄	<p>s-a atins deplasarea impusă $\Delta = -23,0$ mm</p> <p>fisurile (13), (14) în panourile de la parter pe fața E, (15) în panoul P₁ de la etajul I pe fața E și fisura (10) pe fața V în panoul P₁ de la parter la P = 16,8 tf</p>																																				
S ₁₄	s-a atins deplasarea impusă $\Delta = 21,5$ mm și forța P = 17,7 tf fără a se înregistra fisuri noi																																				
N ₁₅	deplasarea impusă $\Delta = -22,0$ mm cu P = 16,55 tf fără modificări în starea de fisurare																																				
S ₁₅	la deplasarea impusă $\Delta = +21,0$ mm și P = 17,7 tf apare fisura (16) pe fața E în panoul P ₁ de la parter																																				
N ₁₆ , S ₁₆ , N ₁₇ , S ₁₇	<p>deși s-au parcurs deplasări impuse mai mari, pe N $\Delta = -26,0$ mm iar pe S $\Delta = 28,0$ mm, nu s-au observat fisuri noi;</p> <p>zona comprimată de la capătul N și de la capătul S s-a redus la 60 cm</p> <p><u>Deschiderile fisurilor la sfârșitul ciclului 17</u></p> <table> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>5</th> <th>6</th> <th>7</th> <th>8</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f (mm)</td> <td>3,38</td> <td>0,79</td> <td>6,50</td> <td>exfolieri</td> <td></td> <td>1,17</td> <td>0,17</td> <td>0,15</td> </tr> </tbody> </table> <p>-----</p> <table> <thead> <tr> <th>Fisura</th> <th>9</th> <th>10</th> <th>11</th> <th>12</th> <th>13</th> <th>14</th> <th>15</th> <th>16</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α_f (mm)</td> <td>0,33</td> <td>2,34</td> <td>0,38</td> <td>0,41</td> <td>0,38</td> <td>0,07</td> <td>0,39</td> <td>0,43</td> </tr> </tbody> </table>	Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8	α_f (mm)	3,38	0,79	6,50	exfolieri		1,17	0,17	0,15	Fisura	9	10	11	12	13	14	15	16	α_f (mm)	0,33	2,34	0,38	0,41	0,38	0,07	0,39	0,43
Fisura	1	2	3	4	5	6	7	8																													
α_f (mm)	3,38	0,79	6,50	exfolieri		1,17	0,17	0,15																													
Fisura	9	10	11	12	13	14	15	16																													
α_f (mm)	0,33	2,34	0,38	0,41	0,38	0,07	0,39	0,43																													

N ₁₈	<p>încărcarea orizontală a crescut până la $P_{\max} = 19,35$ tf cu o deplasare la vârf de $\Delta_{\max} = 86,1$ mm;</p> <p>s-au înregistrat fisuri în soclu și deschideri pronunțate ale fisurilor anterioare mai ales pe înălțimea primului nivel;</p> <p>nu s-au observat fisuri în lungul îmbinărilor verticale</p>
-----------------	--

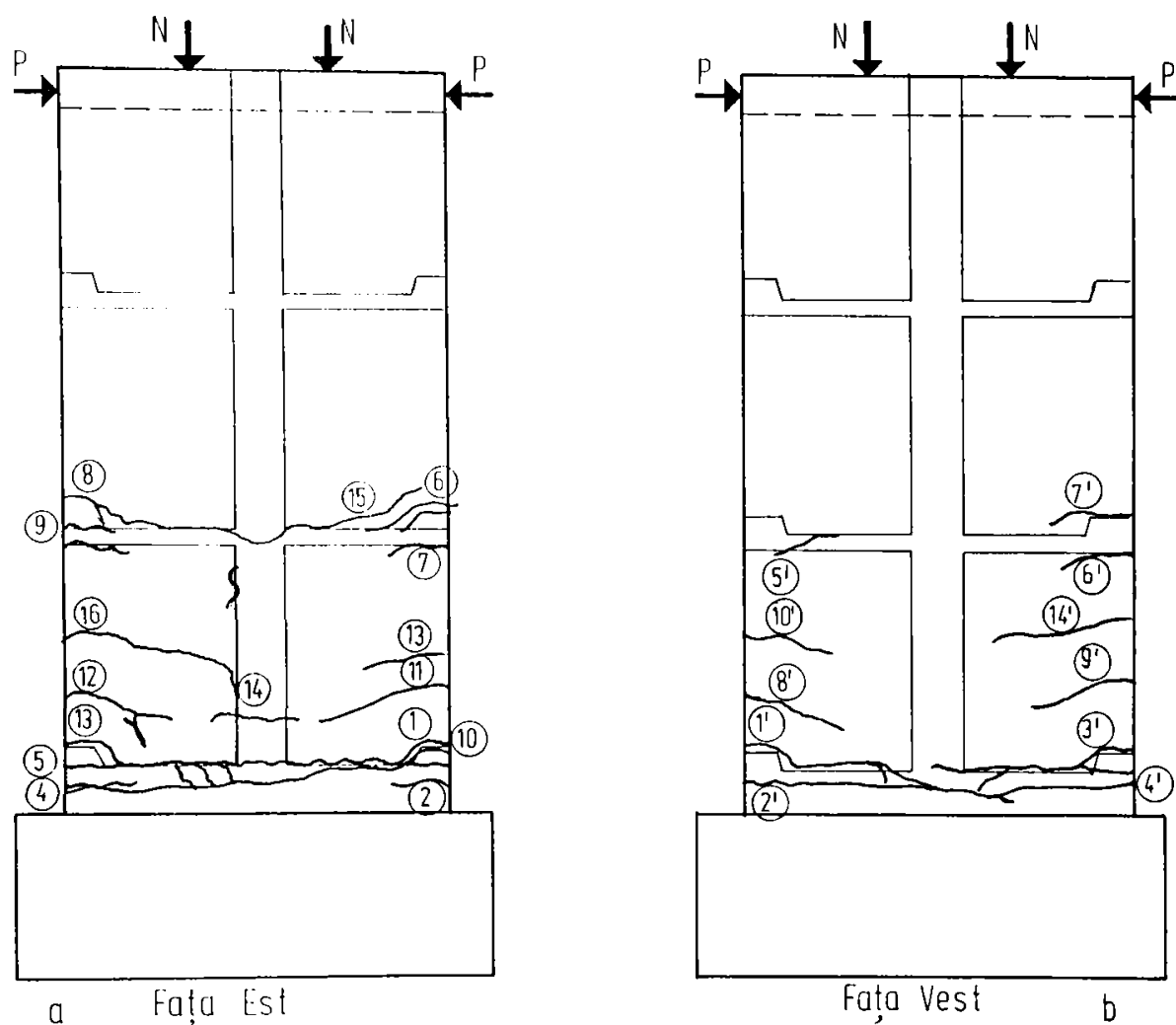


Figura 6.26 RELEVUUL FISURI (după rupere) MODEL F5



FOTO 6.23 MODEL
EXPERIMENTAL F5
CEDAREA PRIN
DISTRUGEREA
ARMĂTURII ÎNTINSE

Ruperea modelului s-a produs prin distrugerea armăturii întinse (fotografia 6.23) însoțită de deschiderea pronunțată a rostului "b" pe conturul panoului de parter P₁ (fotografiile 6.24, ...5) și zdrobirea parțială a betonului comprimat (fotografia 6.26).

Aspectul peretelui prefabricat F₅ după încercare este prezentat în fotografiile 6.27 și 6.28, iar releveele de fisuri în figura 6.26 a și b.



FOTO 6.24 MODEL
EXPERIMENTAL F5 CEDARE
DESCHIDEREA PRONUNȚATĂ A
ROSTULUI "b"

Se poate observa că zona degradată cuprinde primul nivel și este delimitată la partea superioară de rostul "f". Aceste constatări sunt confirmate și de valorile deformațiilor ϵ_a ecifice în armătura ϵ_a înregistrate în barele $\varnothing 14$ de la capetele modelului (tabel 6.10).

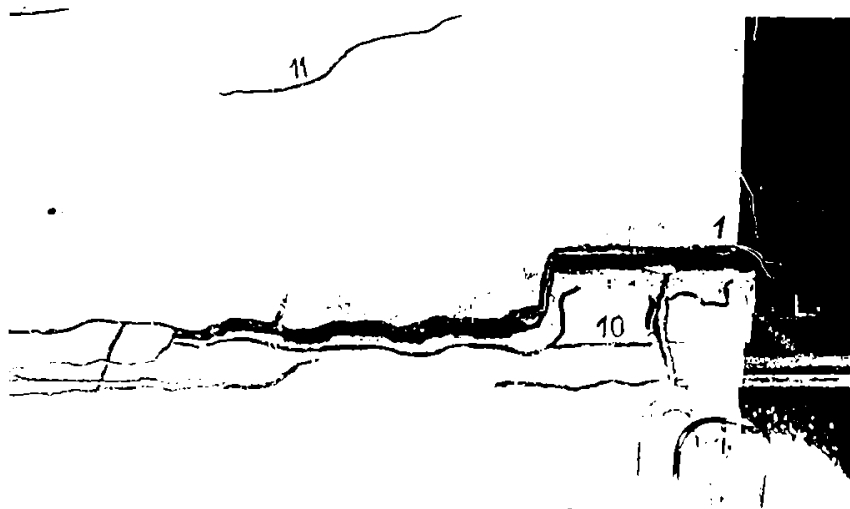


FOTO 6.25 MODEL
EXPERIMENTAL F5
CEDARE
DESCHIDEREA
PRONUNȚATĂ A
ROSTULUI "b"



FOTO 6.26 MODEL
EXPERIMENTAL F5 CEDARE
ZDROBIREA PARȚIALĂ A
BETONULUI COMPRIMAT

MODEL EXPERIMENTAL F5 CEDARE

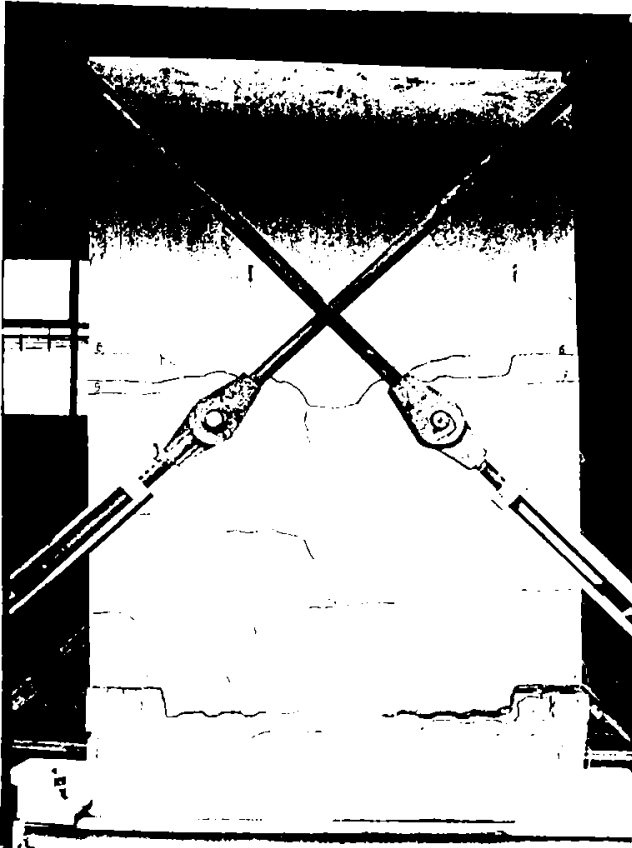


FOTO 6.27 FAÇA EST

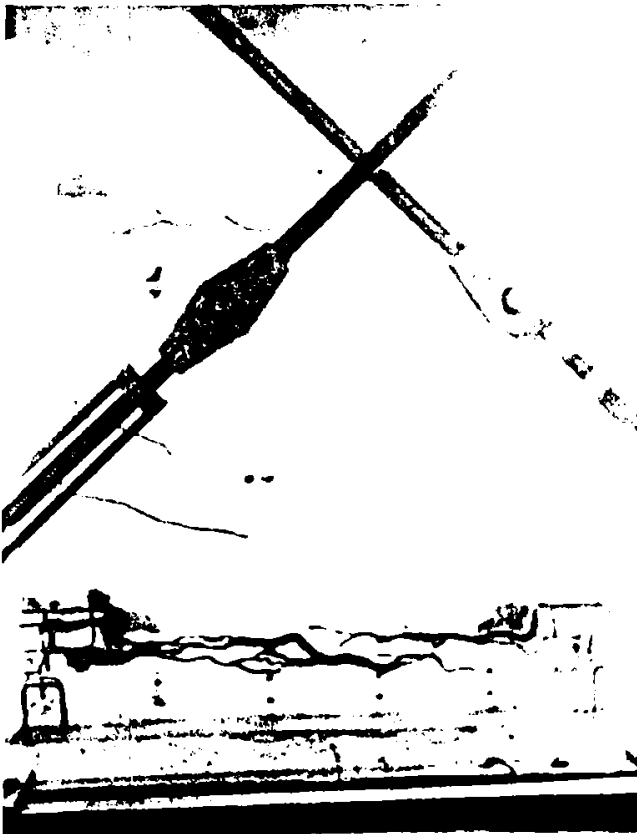


FOTO 6.28 FAÇA VEST

Tabelul 6.10 DEFORMAȚII SPECIFICE ARMĂTURI

Model experimental	Capăt TER	Nord						
		00	01	02	03	04	05	06
Perete prefabricat F5	ε_a (‰)	2,88	2,62	2,21	1,71	0,94	-	0,55
	Semiciclu	N ₁₁	N ₁₆	N ₁₈	N ₁₈	N ₁₁	-	N ₁₂
	P (tf)	15,2	17,0	21,0	21,0	15,2	-	14,15
Model experimental	Capăt TER	Sud						
		10	11	12	13	14	15	16
Perete prefabricat F5	ε_a (‰)	4,00	1,75	2,46	2,00	2,16	0,30	0,18
	Semiciclu	S ₁₂	S ₁₆	S ₁₆	S ₁₆	S ₁₅	S ₁₆	S ₁₄
	P (tf)	16,8	14,25	18,1	18,1	17,7	18,1	15,25

Valorile măsurate ale deformațiilor specifice ale betonului s-au centralizat în tabelul 6.11.

Tabelul 6.11 DEFORMAȚII SPECIFICE BETON

Model experimental	Capăt TER	Nord					Sud				
		20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
Perete prefabricat F5	ε_b (‰)	0,65	-	0,41	0,30	-	-	1,11	0,45	-	0,36
	Semiciclu	S ₁₁	-	S ₁₆	S ₁₆	-	-	N ₁₆	N ₁₆	-	N ₁₇
	P (tf)	15,25	-	18,10	18,10	-	-	17,00	17,00	-	17,20

Modelul F5 a avut deci o comportare elastică pe durata primelor două cicluri, urmată de apariția unor fisuri în rosturile "a" și "b" (ciclul 3), "e" și "f" (ciclurile 4 ÷ 7). În continuare s-au produs primele curgeri în armăturile de la capete în secțiunea de la bază (ciclul 8), iar starea de fisurare s-a extins pe înălțimea primului nivel (parterul) - ciclurile 11 ÷ 14. Degradările cele mai profunde s-au produs în semiciclu final, când au apărut fisuri și în porțiunea centrală a parterului, dar numai transversal pe îmbinarea verticală, în lungul ei neînregistrându-se fisuri. Cedarea s-a produs din înconvoierea generală a peretelui prin deschiderea pronunțată a fisurii din rostul "b" și distrugerea armăturii întinse.

6.3.6. Perete prefabricat. Model F6

Încercarea modelului F6 s-a făcut pe același stand de încercare ca și în cazul precedent.

Valoarea încărcării gravitaționale constante a fost de 38,3 tf rezultând din condiția asigurării în secțiunea critică de la bază a unui efort unitar egal cu cel avut în elementul de referință F5 de 9,615 kgf/cm².

Metodologia de aplicare a încărcării orizontale ciclic alternante a fost următoarea:

- efectuarea a două cicluri alternante (N-S) până la o valoare a forței orizontale egală cu cea de cod (7,0 tf);
- efectuarea a cinci cicluri alternante cu deplasare impusă corespunzătoare momentului capabil al secțiunii la curgerea armăturii în zona întinsă, încărcarea făcându-se în trepte de deplasări egale cu 1/4 din această deplasare impusă;
- efectuarea a patru cicluri alternante cu deplasare impusă $2 \Delta_C$;
- efectuarea a patru cicluri alternante cu deplasare impusă $4\Delta_C$;
- în final, încărcarea până la stadiul ultim pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării orizontale (N).

Aparatura folosită în cadrul încercării a fost similară cu cea de la încercările precedente.

Comportarea modelului F6 s-a caracterizat prin următoarele:

N ₁ , S ₁ , N ₂ , S ₂	nefisurat
N ₃	<p>- fisuri la baza tălpii N: fisura (1) în rost "b" și "2" în rostul "a" la P = 13,0 tf;</p> <p>- la treptele următoare de încărcare P = 16,0 tf fisuri în porțiunea întinsă a inimii (3 - 3') în rostul "b" și (4 - 4') în rostul "a";</p> <p>- la vârf de semiciclu P = 18,95 tf - prima curgere în armătura întinsă la TER13 ($\bar{\epsilon}_{app} = 1,6 - 2\%$) cu deplasarea la vârf $\Delta = -7,4$ mm. [Este însă posibil ca această valoare de curgere, înregistrată la bază pe inima panoului și nu la baza tălpii după cum era de așteptat, să nu reprezinte realmente prima curgere în armătura întinsă. Această observație este confirmată și de alura curbei P - Δ în semiciclu N₃ ridicată în momentul încercării. Conform acesteia, începutul curgerii poate fi considerat la P = 17,0 tf cu deplasare la vârf $\Delta = -6,1$ mm. Din păcate defecțiunile traductoarelor din îmbinarea verticală centrală a tălpii de nord nu au putut confirma această supoziție];</p> <p>- fisurile (5 - 5') în inimă și (6 - 6') în talpa N la P = 18,95 tf.</p>

S ₃	<p>fișura (7) în rost "a" și (8) în rost "b" la baza tălpii S la P = 13,0 tf; fișurile (9 - 9') în rostul "a" și (10 - 10') în rostul "b" la porțiunea întinsă a inimii la P = 16,0 tf . La vârf de semiciclu P = 16,5 tf aceste fișuri s-au manifestat pe porțiunea de inimă întinsă.</p> <p>În urma defectării traductoarelor electrorezistive din zona critică de la bază, deplasarea la curgere s-a apreciat direct pe ciclogramă, funcție de alura acesteia în semiciclu S₃. Astfel, începutul curgerii poate fi considerat la P = 13,0 tf și deplasarea la vârf Δ = +6,4 mm.</p>																																
N ₄	fișurile (11) în rostul "f" din inimă și (12 - 12') în rostul "e" din talpa N continuate și în inima adiacentă, precum și fișura (13) în talpa N la P = 18,7 tf și Δ = -7,4 mm.																																
S ₄	fișura (14) în rostul vertical interior dintre talpa S și fața E, și perechea ei (14') în rostul vertical interior dintre talpa S și fața V la etajul I la P = 15,8 tf și Δ = 8,0 mm																																
N ₅ , S ₅ , N ₆ , S ₆ , N ₇ , S ₇	<p>starea de fișurare a rămas neschimbată; <u>Deschiderile fișurilor la sfârșitul ciclului 7</u></p> <table border="1"> <tr> <td>Fișura</td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>5</td> <td>6</td> <td>7</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>α_f(mm)</td> <td>0,42</td> <td>0,36</td> <td>0,53</td> <td>0,39</td> <td>0,26</td> <td>0,09</td> <td>0,30</td> <td>0,21</td> </tr> </table> <p>-----</p> <table border="1"> <tr> <td>Fișura</td> <td>9</td> <td>10</td> <td>11</td> <td>12</td> <td>13</td> <td>14</td> </tr> <tr> <td>α_f(mm)</td> <td>0,15</td> <td>0,10</td> <td>0,08</td> <td>0,09</td> <td>0,05</td> <td>0,09</td> </tr> </table>	Fișura	1	2	3	4	5	6	7	8	α _f (mm)	0,42	0,36	0,53	0,39	0,26	0,09	0,30	0,21	Fișura	9	10	11	12	13	14	α _f (mm)	0,15	0,10	0,08	0,09	0,05	0,09
Fișura	1	2	3	4	5	6	7	8																									
α _f (mm)	0,42	0,36	0,53	0,39	0,26	0,09	0,30	0,21																									
Fișura	9	10	11	12	13	14																											
α _f (mm)	0,15	0,10	0,08	0,09	0,05	0,09																											
N ₈	- s-a atins deplasarea impusă Δ = -14,8 mm și s-au observat pe înălțimea parterului în talpa N fișurile (15 ÷ 18) semn că întreaga talpă întinsă a devenit activă.																																
S ₈	- s-a atins deplasarea impusă Δ = 15,0 mm iar talpa întinsă S s-a activizat în special pe înălțimea parterului prin apariția fișurilor (19 ÷ 26). Concomitent, în porțiunea întinsă a inimii s-au observat fișurile 21 - 21', 23 - 23' și 25 - 25'																																
N ₉	fișurile 27 ÷ 29 în talpa N la deplasarea impusă Δ = 15,0 mm																																
S ₉	fișura 28 în talpa S la Δ = 15,0 mm																																
N ₁₀ , S ₁₀ , N ₁₁ , S ₁₁	<p>- cu aceeași deplasarea impusă starea de fișurare nu a suferit modificări, fișurile deschizându-se în continuare; <u>Deschiderea fișurilor la sfârșitul ciclului 11</u></p> <table border="1"> <tr> <td>Fișura</td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>5</td> <td>6</td> <td>7</td> <td>8</td> <td>9</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>α_f(mm)</td> <td>2,23</td> <td>2,50</td> <td>3,13</td> <td>2,17</td> <td>0,86</td> <td>0,22</td> <td>1,80</td> <td>0,68</td> <td>0,73</td> <td>0,70</td> </tr> </table> <p>-----</p>	Fișura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	α _f (mm)	2,23	2,50	3,13	2,17	0,86	0,22	1,80	0,68	0,73	0,70										
Fișura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10																							
α _f (mm)	2,23	2,50	3,13	2,17	0,86	0,22	1,80	0,68	0,73	0,70																							

	<p>Fisura 11 12 13 14 15 16 17 18 19 α_f(mm) 0,17 0,14 0,33 0,09 0,13 0,16 0,60 0,15 0,27</p> <p>-----</p> <p>Fisura 21 22 23 24 25 26 27 28 α_f(mm) 0,20 0,23 0,18 0,24 0,22 0,11 0,14 0,24</p>
N ₁₂	- s-a atins deplasarea impusă $\Delta = -23,0$ mm fără apariția de noi fisuri;
S ₁₂	- la deplasarea impusă $\Delta = 25,5$ mm fisurile înclinate (30 - 30') în inimă;
N ₁₃	- la deplasarea impusă $\Delta = -24,5$ mm fisurile verticale (31 - 31') apărute contrar așteptărilor în zona comprimată în lungul îmbinării verticale dintre inimă și talpa S la parter; zona comprimată în secțiunea critică de la bază s-a redus la aproximativ 25 cm.
S ₁₃	- la $\Delta = +25,5$ mm, același fenomen materializat prin perechea de fisuri (32 - 32') s-a constatat în zona comprimată (redușă la aproximativ 20 cm), în lungul îmbinării verticale dintre inimă și talpa N
N ₁₄ , S ₁₄ , N ₁₅ , S ₁₅	<p>- cu aceeași deplasare impusă fisurile se deschid în continuare; <u>Deschiderea fisurilor la sfârșitul ciclului 15</u></p> <p>Fisura 1 2 4 5 6 7 8 9 10 α_f(mm) 5,00 10,00 7,00 2,18 0,08 5,00 5,00 2,00 3,00</p> <p>-----</p> <p>Fisura 11 12 13 14 15 16 18 19 20 α_f(mm) 0,36 0,18 0,35 0,06 0,16 0,14 0,10 0,75 0,14</p> <p>-----</p> <p>Fisura 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 α_f(mm) 1,25 0,25 0,25 0,21 0,32 0,17 0,13 0,23 0,08 0,08</p>
N ₁₆	încărcarea orizontală la $P = 18,35$ tf cu o deplasare la vârf de $\Delta = -46,7$ mm; are loc ruperea elementului



FOTO 6.29 MODEL EXPERIMENTAL
F6 CEDARE
DISTRUGEREA ARMĂTURII
ÎNTINSE



FOTO 6.30 MODEL
EXPERIMENTAL F6
CEDARE
DESCHIDERA
PRONUNȚATĂ A
ÎMBINĂRII ORIZONTALE
LA BAZA TĂLPII ÎNTINSE

MODEL EXPERIMENTAL F6 CEDARE

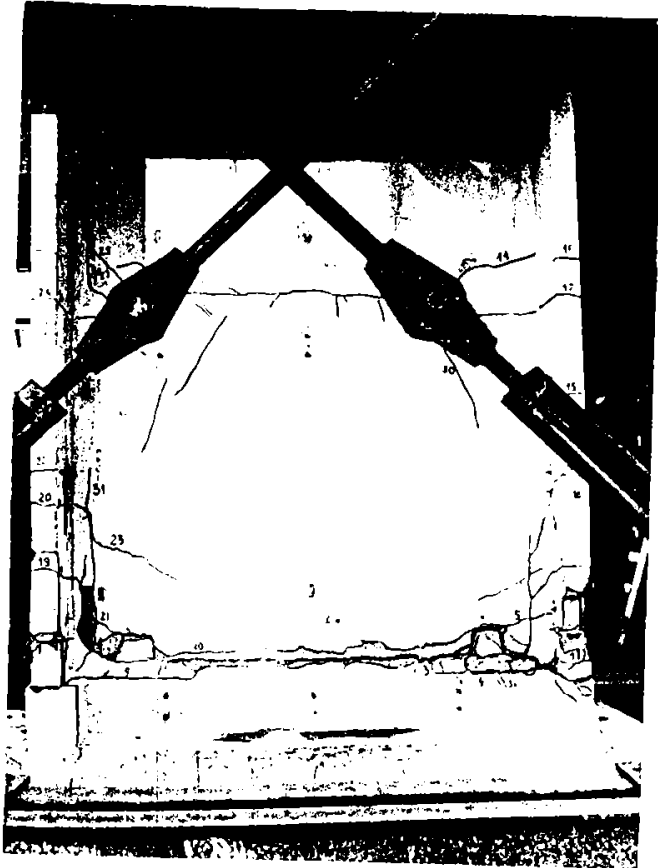


FOTO 6.31 FAÇA EST

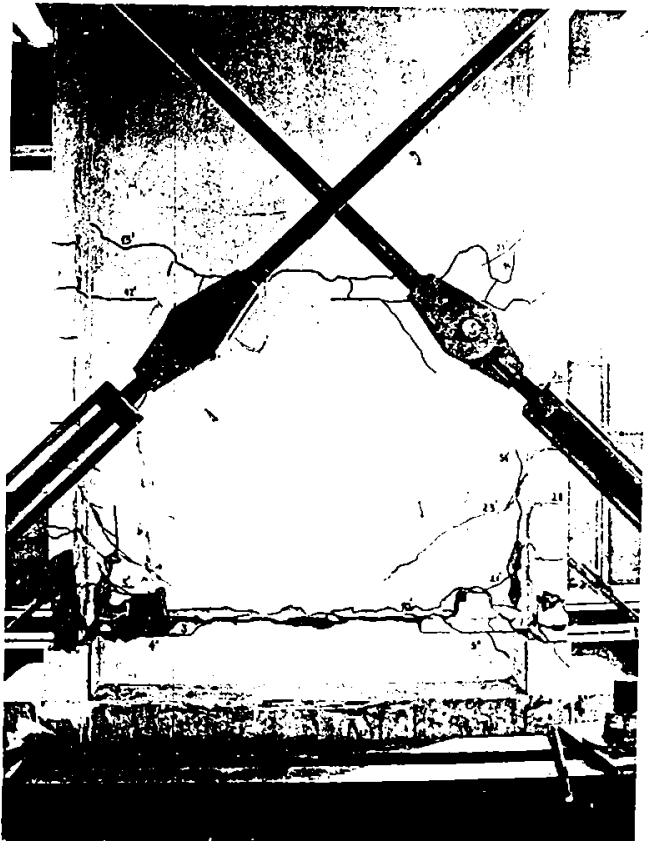


FOTO 6.32 FAÇA VEST

Ruperea elementului experimental F6 s-a produs prin distrugerea armăturilor întinse din panourile P5 ale tălpii N (fotografia 6.29), însoțită de deschiderea pronunțată a îmbinării orizontale de la baza tălpii întinse (delimitată de rosturile "a - b"), continuată cu fisura puternic deschisă de-a lungul rostului "b" în inimă (fotografia 6.30). Zona comprimată s-a redus la grosimea tălpii S, iar armăturile comprimate din panourile P5 ale tălpii S au flambat.

Aspectul peretelui prefabricat F6 după încercare rezultă din fotografiile 6.31, 6.32, 6.33, 6.34.

Se poate observa că zona degradată cuprinde primul nivel în totalitate (inimă și tălpi), fiind delimitată la partea superioară de rostul "f", constatări confirmate și de valorile deformațiilor specifice ale armăturii ε_u (tabel 6.12).

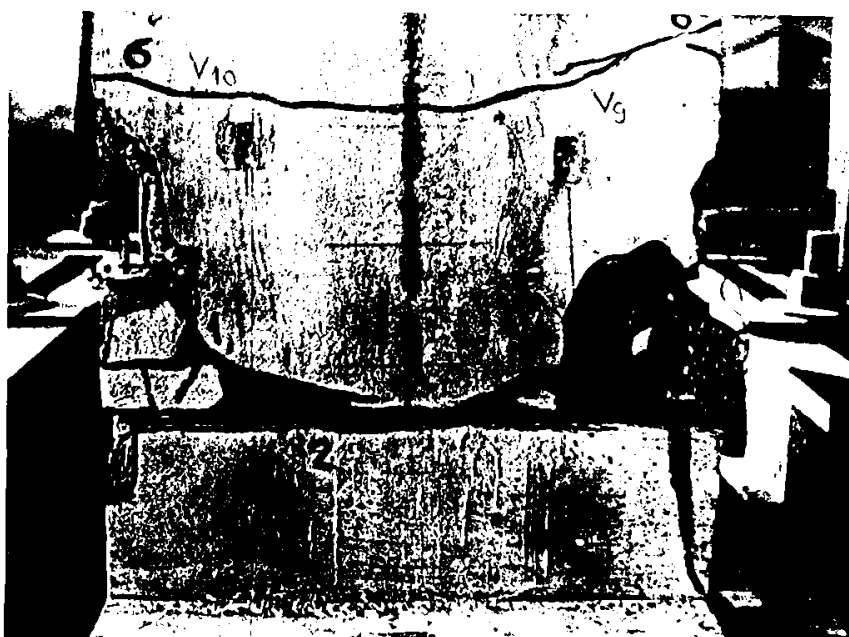


FOTO 6.33 MODEL
EXPERIMENTAL F6
CEDARE
TALPA NORD



FOTO 6.34 MODEL
EXPERIMENTAL F6
CEDARE
TALPA SUD

Tabelul 6.12 DEFORMAȚII SPECIFICE ARMĂTURI

Model experimental	Capăt TER	Nord							
		01	02	03	08	09	10	12	13
F6	ϵ_a (‰)	1,60	1,63	2,95	1,77	1,73	1,72	1,88	1,97
	Semiciclu	N ₈	N ₁₂	N ₁₁	N ₉	N ₉	N ₈	N ₈	N ₃
	P (tf)	23,15	23,70	22,40	22,40	22,40	20,70	22,40	18,95
Model experimental	Capăt TER	Sud							
		15	16	17	18	24	25	26	
F6	ϵ_a (‰)	1,62	4,48	1,85	1,60	1,75	1,85	2,70	
	Semiciclu	S ₁₂	S ₁₃	S ₈	S ₁₂	S ₁₂	S ₈	S ₈	
	P (tf)	23,80	11,20	23,80	24,30	22,40	23,80	23,80	

În tabelul 6.13 sunt prezentate deformațiile specifice ale betonului ϵ_b .

Tabelul 6.13 DEFORMAȚII SPECIFICE BETON

Model experi- mental	Capăt TER	Sud					Nord				
		30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
F6	ϵ_b (‰)	0,85	0,55	0,74	0,30	0,41	0,73	0,27	0,17	0,19	0,27
	Semiciclu	S ₁₅	S ₁₅	S ₁₅	S ₁₅	S ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅	N ₁₅
	P (tf)	20,50	20,50	14,25	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50

În concluzie modelul a avut o comportare elastică pe durata primelor două cicluri, urmată de apariția unor fisuri în tălpi și inimă în rosturile "a" și "b" (ciclul 3), "e" și "f" (ciclul 4). În continuare s-au produs primele curgeri în armăturile întinse și starea de fisurare s-a extins pe înălțimea parterului sub forma unor fisuri orizontale în tălpi și înclinate în inimă. Au apărut fisuri verticale în zonele comprimate în lungul îmbinărilor verticale dintre inimă și tălpi.

Cedarea s-a produs din înconvoierea generală a peretelui prin deschiderea îmbinării orizontale de-a lungul rostului "b" din inimă, concomitent cu distrugerea armăturilor întinse din panourile P₅ ale tălpii nord.

6.4. Rezultate experimentale

6.4.1. Caracteristici de ductilitate

6.4.1.1. Curbura în secțiunea critică. Φ

Determinarea experimentală a curburii în secțiunea critică s-a făcut în centura de la bază (rostul "a") prin intermediul măsurătorilor tensometrice ale deformațiilor specifice ε_a și ε'_a din armăturile de la capetele peretelui, respectiv ale deformațiilor specifice ε_b din betonul comprimat.

Acceptând ipoteza secțiunilor plane (Bernoulli) cu notațiile din figura 6.27, curbura Φ a rezultat de forma:

$$\Phi = \frac{\varepsilon_a + \varepsilon'_a}{h'_o} = \frac{\varepsilon_a + \varepsilon_b}{h_o} \quad (6.1)$$

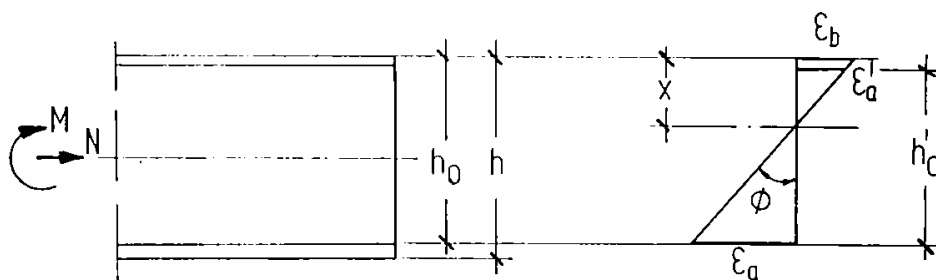


Fig. 6.27

Figura 6.27

a) Modelul M1

Valorile caracteristice obținute experimental:

- curbura la plastificare în TER40 la forța $P = 13,70$ tf în semiciclul Sg

$$\begin{aligned} \Phi_p &= [\varepsilon_{a(\text{TER40})} + \varepsilon_{b(\text{TER63})}] / h_o = \\ &= (1650 + 200) \cdot 10^{-6} / 1910 = 0,969 \cdot 10^{-6} / \text{mm} \end{aligned}$$

- curbura ultimă înregistrată la forța $P = 23,88$ tf în semiciclul final S13

$$\begin{aligned} \Phi_u &= [\varepsilon_{a(\text{TER40})} + \varepsilon'_{a(\text{TER45})}] / h'_o = \\ &= (3710 + 3730) \cdot 10^{-6} / 1870 = 4,00 \cdot 10^{-6} / \text{mm} \end{aligned}$$

Pentru secțiuni neomogene din beton armat, relația moment-curbură constituie o caracteristică globală a secțiunii. În figura 6.28 se prezintă comparativ pentru secțiunea critică

înfașurătoarea experimentală $M - \phi$ la semiciclurile sud (S) și curba teoretică $M - \phi$ stabilită cu programul DEFBAR [16].

În cazul curburilor teoretice la plastificare momentul a rezultat egal cu 42 tfm iar curbura $\phi_p = 1,13 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$ apropiată de valoarea experimentală în schimb la rupere pentru un moment de 61tfm valoarea curburii ultime $\phi_u = 16,54 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$ a fost de aproximativ 4 ori mai mare decât valoarea experimentală.

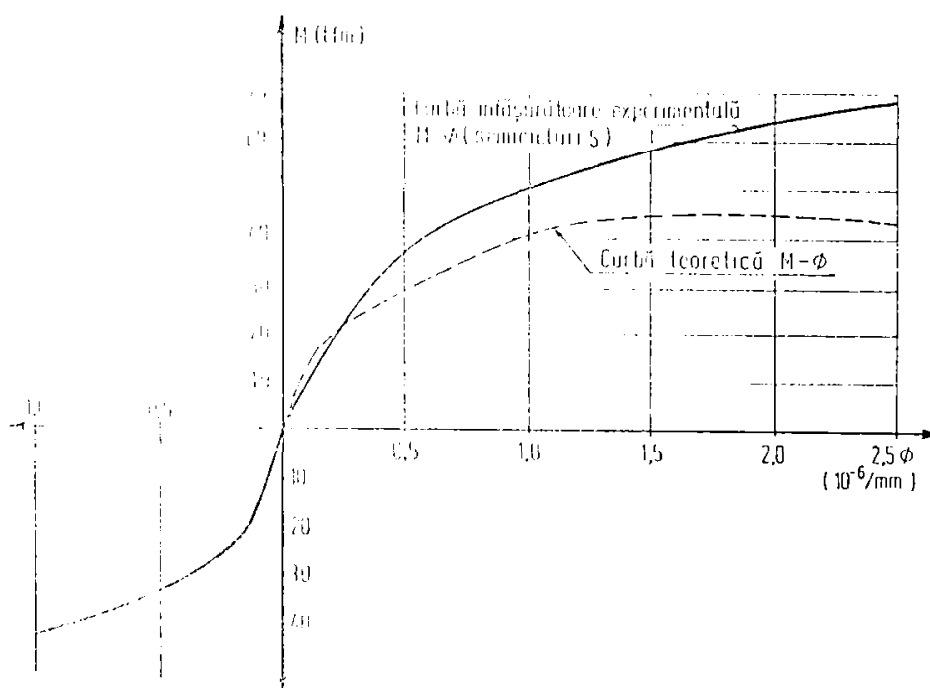


Figura 6.28 CURBA $M - \phi$ - MODEL M1

În acest sens se impune totuși precizarea că valoarea experimentală ϕ_u corespunde de fapt ultimelor valori ale deformațiilor specifice care s-au putut măsura (la încărcarea orizontală $P = 23,88$ tf). În realitate, curbura ultimă (de cedare) ϕ_u a avut valori mai mari, modelul atingând ulterior trepte de încărcare ($P_{\max} = 24,13$ tf) și deplasare la vârf ($\Delta = 73,10$ mm) și mai importante.

Mărimea curburii ultime depinde de poziția axei neutre, respectiv de înălțimea $X = \xi h_0$ a zonei comprimate. Aceasta se poate determina tot experimental pe baza măsurătorilor deformațiilor specifice cu relația:

$$X = \frac{\varepsilon'_a \cdot h'_0}{\varepsilon_a + \varepsilon'_a} \cong \frac{\varepsilon_b \cdot h_0}{\varepsilon_a + \varepsilon_b} \quad (6.2)$$

$$\xi = \frac{X}{h_0} \quad (6.3)$$

Înlocuind valorile ultimelor citiri efectuate, $\varepsilon_a = 3710 \cdot 10^{-6}$ și $\varepsilon_b = 440 \cdot 10^{-6}$ a rezultat $X = 202,50$ mm și $\xi = 202,50/1910 = 0,106$. În realitate, acest lucru e certificat și de imaginea redată în fotografia 6.10 unde se observă că înălțimea zonei comprimate la cedare a fost mai restrânsă.

b) Modelul F2

Valorile caracteristice obținute experimental în secțiunea critică de la bază (rostul "b") sunt:

- curbura la plastificare, înregistrată în semiciclul Ng la forța $P = 15,0$ tf în traductorii TER16 - TER06:

$$\begin{aligned}\Phi_p &= [\varepsilon_{a(\text{TER16})} + \varepsilon'_{a(\text{TER06})}] / h'_o = \\ &= (1690 + 170) \cdot 10^{-6} / 1890 = 0,984 \cdot 10^{-6} / \text{mm}\end{aligned}$$

- curbura ultimă, înregistrată în semiciclul N₁₁ la forța $P = 18,7$ tf tot la traductorii TER16 - TER06:

$$\Phi_u = (2350 + 320) \cdot 10^{-6} / 1890 = 1,413 \cdot 10^{-6} / \text{mm}$$

Valoarea curburii ultime corespunde ultimelor valori ε_a și ε'_a care s-au putut măsura în semiciclurile nord.

Valori mai mari ale lui Φ_u rezultă din măsurătorile făcute în semiciclul S₁₃, la încărcarea orizontală $P = 19,8$ tf. Astfel:

$$\begin{aligned}\Phi_u &= [\varepsilon_{a(\text{TER06})} + \varepsilon'_{a(\text{TER16})}] / h'_o = \\ &= (4470 + 810) \cdot 10^{-6} / 1890 = 2,794 \cdot 10^{-6} / \text{mm}\end{aligned}$$

Pe sensul sud al încărcării orizontale, curbura la plastificare Φ_p stabilită la aceeași traductor este în semiciclul Sg la $P = 13,75$ tf.

$$\Phi_p = (1670 + 90) \cdot 10^{-6} / 1890 = 0,931 \cdot 10^{-6} / \text{mm}$$

Luând în considerare înălțimea zonei comprimate determinată experimental ca și în cazul modelului monolit M1 pe baza ultimelor citiri efectuate pe sensul nord al încărcării orizontale:

$$\begin{aligned}\varepsilon_a &= 2350 \cdot 10^{-6} \text{ și } \varepsilon'_a = 320 \cdot 10^{-6} \text{ rezultă} \\ X &= 226,50 \text{ mm și } \xi = 226,50 / 1920 = 0,12\end{aligned}$$

Această reducere a zonei comprimate este confirmată și de constatarea făcută la ruperea elementului (Foto 6.16 și 6.17), când înălțimea zonei comprimate a fost apreciată sub 30 cm.

Relația moment - curbura este materializată în figura 6.29 prin înfășurătoarea experimentală $M - \Phi$ pentru secțiunea critică în rostul "b".

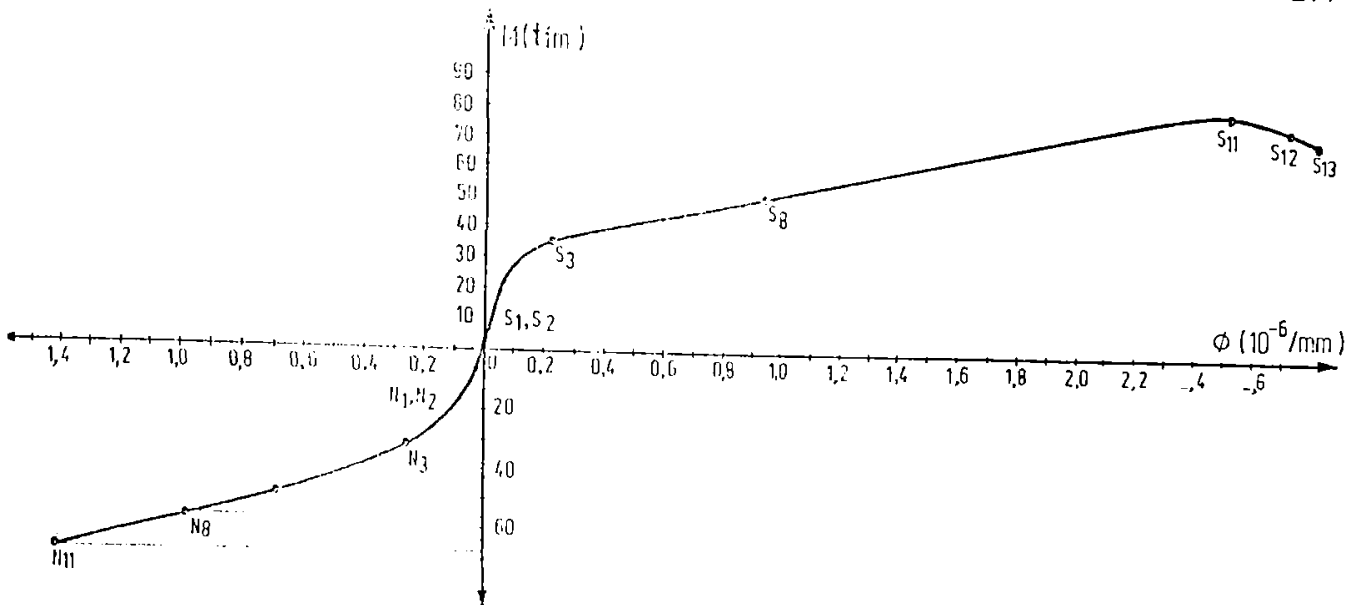


Figura 6.29 MODEL F2 CURBA ÎNFĂȘURĂTOARE EXPERIMENTALĂ M - Ø ÎN SECȚIUNEA CRITICĂ

c) Modelul experimental F3

Valorile caracteristice ale curburii în secțiunea critică (rostul "a") sunt:

- curbura la plastificare înregistrată în semiciclul Ng la forța P = 13,10 tf:

$$\Phi_p = [\varepsilon_a + \varepsilon'_a] / h'_o = (1620 + 220) \cdot 10^{-6} / 1890 = 0,974 \cdot 10^{-6} / \text{mm}$$

- curbura ultimă, înregistrată în semiciclul N₁₁ la forța P = 23,65 tf:

$$\Phi_u = [\varepsilon_a + \varepsilon'_a] / h'_o = (4320 + 360) \cdot 10^{-6} / 1890 = 2,476 \cdot 10^{-6} / \text{mm}$$

Înălțimea zonei comprimate determinată experimental ca și în cazurile anterioare (modelele M1 și F2) cu valorile ultimelor citiri efectuate pe sensul nord al încărcării orizontale:

$$\varepsilon_a = 4320 \cdot 10^{-6} \text{ și } \varepsilon'_a = 360 \cdot 10^{-6} \text{ rezultă:}$$

$$X = 145,38 \text{ mm și } \xi = 145,38 / 1920 = 0,075.$$

d) Modelul experimental F4

Valorile caracteristice ale curburii în secțiunea critică (rostul "b"):

- curbura la plastificare, înregistrată în semiciclul Ng la forța P = 14,9 tf în traductorii TER08 - TER18:

$$\begin{aligned} \Phi_p &= [\varepsilon_{a(\text{TER08})} + \varepsilon'_{a(\text{TER18})}] / h'_o = \\ &= (1820 + 370) \cdot 10^{-6} / 1890 = 1,159 \cdot 10^{-6} / \text{mm} \end{aligned}$$

- curbura ultimă, înregistrată în semiciclul N₁₁ la forța P = 16,55 tf în traductorii TER08 - TER39:

$$\begin{aligned}\Phi_u &= [\varepsilon_{a(\text{TER08})} + \varepsilon'_{a(\text{TER39})}] / h_o = \\ &= (6690 - 380) \cdot 10^{-6} / 1920 = 3,682 \cdot 10^{-6} / \text{mm}\end{aligned}$$

Curbura Φ_u reprezintă de fapt ultima valoare care s-a putut măsura în semiciclul nord.

Mărimea curburii ultime depinde de poziția axei neutre, respectiv de înălțimea zonei comprimate. Determinată experimental pe baza ultimelor citiri efectuate pe sensul nord:

$$\varepsilon_a = 6690 \cdot 10^{-6} \text{ și } \varepsilon_b = 380 \cdot 10^{-6} \text{ rezultă:}$$

$$X = 103,20 \text{ mm și } \xi = 0,054.$$

valori aflate în concordanță cu cele constatate la modelul experimental F4.

Relația moment - curbura caracteristică pentru secțiunea critică din rostul "b" este reprezentată grafic în figura 6.30.

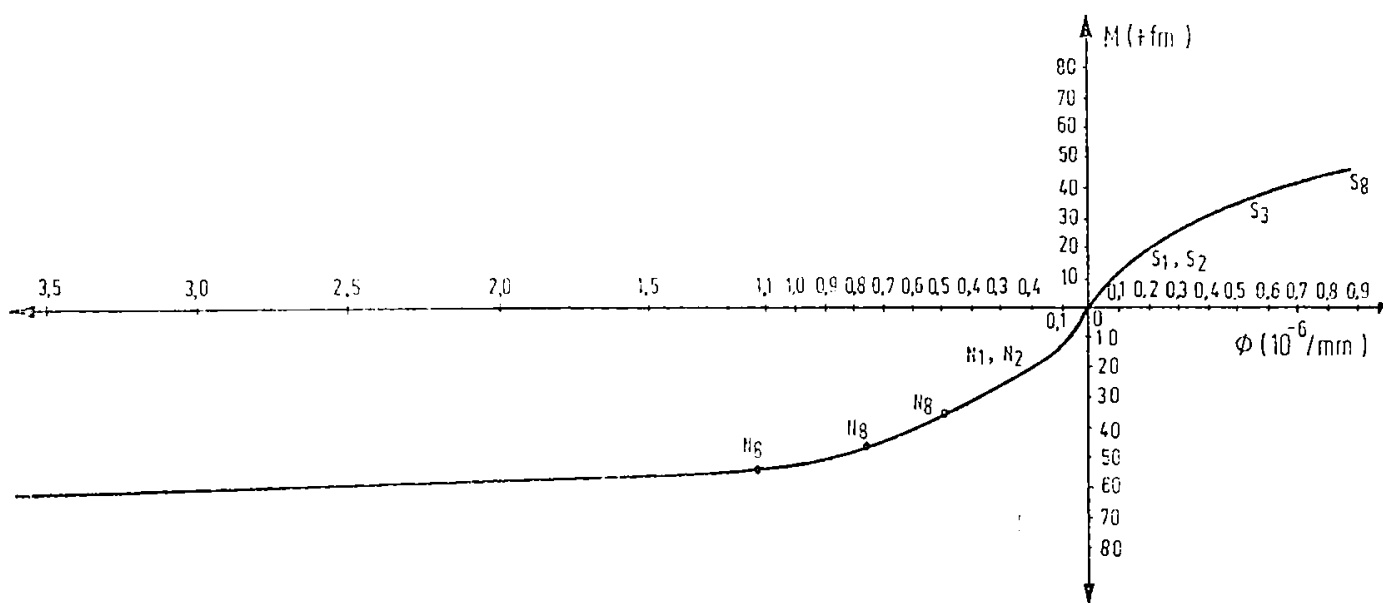


Figura 6.30 MODEL F4 CURBA ÎNFĂȘURĂTOARE EXPERIMENTALĂ ÎN SECȚIUNEA CRITICĂ

e) Modelul experimental F5

Valorile caracteristice ale curburii în secțiunea critică de la bază (rostul "b") au fost:

- curbura la plastificare, înregistrată în semiciclul N_g la forța P = 11,0 tf în traductorii TER00 - TER10:

$$\begin{aligned}\Phi_p &= [\varepsilon_{a(\text{TER00})} + \varepsilon'_{a(\text{TER10})}] / h'_o = \\ &= (1990 + 1390) \cdot 10^{-6} / 1800 = 1,88 \cdot 10^{-6} / \text{mm}\end{aligned}$$

- curbura ultimă, înregistrată în semiciclul N₁₁ la forța P = 15,2 tf la aceiași traductori:

$$\begin{aligned}\Phi_u &= [\varepsilon_{a(\text{TER00})} + \varepsilon'_{a(\text{TER10})}] / h'_o = \\ &= (2880 + 1580) \cdot 10^{-6} / 1800 = 2,48 \cdot 10^{-6} / \text{mm}\end{aligned}$$

Valoarea Φ_u corespunde ultimelor valori ale lui ε_a și ε'_a care s-a putut înregistra în semiciclurile nord; în realitate curbura ultimă este mai mare.

6.4.1.2. Lungimea zonei plastice l_p

Lungimea zonei plastice l_p s-a apreciat experimental prin prisma porțiunii unde s-au observat fisuri și degradări ale betonului, precum și curgeri în armăturile de la capete.

O altă apreciere a zonei plastice se poate face pe baza curburilor, considerând că pe înălțimea zonei plastice se situează în domeniul $\Phi_p < \Phi < \Phi_u$.

Valorile experimentale pot fi comparate cu lungimea zonei plastice calculată conform [146]:

$$l_p = 0,4 h + 0,05 H \quad (4.1)$$

unde:

H - înălțimea diafragmeni;

h - lungimea secțiunii diafragmei.

a) Modelul experimental M1

Pentru stabilirea experimentală a lungimii zonei plastice l_p s-au avut în vedere atât releveele fisurilor (figura 6.20 a și b) cât și citirile tensometrice ale deformațiilor specifice ε_a) $\bar{\varepsilon}_{ap} = 1,65\%$

(tabel 6.5). Lungimile zonei plastice considerate față de axul centurii de la bază sunt:

capăt S $l_p \approx 1,80$ m

capăt N $l_p \approx 1,30$ m

cum în zona de deformație plastică curburile sunt situate în domeniul $\Phi_p < \Phi < \Phi_u$ lungimea l_p rezultă mai mică. Pe baza datelor din tabelul 6.14 se poate aprecia că

Tabel 6.14 CURBURILE EXPERIMENTALE

Model experimental	Perete structural monolit M ₁					
	TER40 TER45	TER50 TER64	TER51 TER65	TER52 TER66	TER53 TER67	TER54 TER68
Φ ($10^{-6}/\text{mm}$)	4,0	1,34	1,18	1,16	-	2,66
Φ_p ($10^{-6}/\text{mm}$)	0,969					
Obs.	$\Phi > \Phi_p$					
Secțiune	TER55 TER69	TER56 TER81	TER57 TER82	TER58 TER83	TER59 TER84	
Φ ($10^{-6}/\text{mm}$)	-	0,78	0,68	0,62	0,48	
Φ_p ($10^{-6}/\text{mm}$)	0,969					
Obs.	$\Phi > \Phi_p$	$\Phi < \Phi_p$				

zona de deformare plastică se întinde în final până în dreptul secțiunii TER55 - TER69, deci pe lungimea $l_p \approx 1,10$ m (măsurată tot din axul centurii de la bază).

Acestă ultimă valoare experimentală este apropiată de cea calculată conform [146].

$$l_p = 0,4 h + 0,05 H = 0,4 \cdot 1,95 + 0,05 \cdot 3,82 = 0,97 \text{ m} \approx 1,00 \text{ m}$$

Se observă că lungimile l_p stabilite experimental sunt mai mari decât cele calculate conform [146]. Diferențele provin din faptul că relațiile nu țin cont de lunecările locale ale armăturilor întinse, de fisurarea betonului întins și de influența forței tăietoare; toate acestea determină creșteri ale lungimii l_p .

b) Model experimental F2

Lungimea zonei plastice s-a apreciat experimental ca și în cazul modelului M1, prin prisma porțiunii pe care s-au înregistrat curgeri în armăturile de la capete, respectiv citiri tensometrice ale deformațiilor specifice $\epsilon_{a1} > \bar{\epsilon}_{ap} = 1,7\%$. Astfel, pe baza datelor din tabelul 6.7 se poate aprecia că

lungimea zonei plastice măsurată din axul îmbinării orizontale de la bază este:

$$\text{capăt S} \quad l_p \approx 0,60 \text{ m}$$

$$\text{capăt N} \quad l_p \approx 1,80 \text{ m}$$

Eliminând la capătul N valoarea exagerată a TER23 ($\epsilon_{a1} = 6,39\%$), lungimea zonei de la acest capăt se reduce la

$$\text{capăt N} \quad l_p \approx 1,10 \text{ m}$$

Aceeași valoare se obține și pe bază de curburi, considerând că pe înălțimea zonei plastice curburile Φ se situează în domeniul $\Phi_p < \Phi < \Phi_u$.

Conform tabelul 6.15, zona de deformare plastică se întinde până în dreptul secțiunii TER21 - TER03, deci $l_p \approx 1,10 \text{ m}$.

Tabel 6.15 CURBURILE EXPERIMENTALE

Model experimental	Perete structural prefabricat F2					
	TER16 TER06	TER15 TER07	TER17 TER37	TER18 TER36	TER19 TER35	TER20 TER34
Φ ($10^{-6}/\text{mm}$)	1,413	1,677	2,109	1,328	-	-
Φ_p ($10^{-6}/\text{mm}$)	0,984					
Obs.	Capăt N $\Phi > \Phi_p$					
Secțiune	TER21 TER03	TER06 TER16	TER07 TER15	TER08 TER17	TER05 TER18	
	Φ ($10^{-6}/\text{mm}$)	1,085	2,78	-	0,946	1,66
Φ_p ($10^{-6}/\text{mm}$)	0,984	0,931				
Obs.	$\Phi > \Phi_p$	Capăt S $\Phi > \Phi_p$				

Valoarea experimentală $l_p = 1,10 \text{ m}$ este mai apropiată de lungimea l_p calculată conform [146].

$$l_p = 0,4 h + 0,05 H = 0,4 \cdot 1,95 + 0,05 \cdot 3,82 = 0,97 \text{ m} \approx 1,00 \text{ m}$$

c) Modelul experimental F3

Lungimea zonei plastice a fost apreciată experimental ca și în cazul modelelor M1 și F2 prin prisma porțiunii pe care s-au înregistrat curgeri în armăturile de la capete, respectiv citiri tensometrice ale deformațiilor specifice $\epsilon_a \rangle \bar{\epsilon}_{ap} = 1,6 \text{ ‰}$.

capăt S $l_p \approx 0,90 \text{ m}$

capăt N $l_p \approx 1,30 \text{ m}$

d) Modelul experimental F4

Lungimea zonei plastice l_p s-a apreciat ca și la modelele prezentate anterior.

Pe baza datelor din tabelul 6.9 se poate aprecia la

capăt S $l_p \approx 0,80 \text{ m}$

capăt N $l_p \approx 1,40 \text{ m}$

Valori mai mici se obțin pe baza curburii. Zona de deformare plastică se extinde la capătul nord până în dreptul secțiunii TER06 - TER16, adică aproximativ 40 cm. De precizat însă că această ultimă valoare a rezultat în condițiile în care peste secțiunea amintită nu s-au mai obținut valori concludente pentru curbură.

O valoare intermediară (mai redusă) a lungimii zonei plastice rezultă pe baza constatărilor privind comportarea elementului, după care degradările cele mai puternice s-au concentrat pe înălțimea parterului, adică $l_p \approx 1,10 \text{ m}$.

e) Model experimental F5

Lungimea zonei plastice l_p a fost apreciată experimental prin prisma porțiunii pe care s-au înregistrat curgeri în armăturile de la capete, respectiv citiri tensometrice ale deformațiilor specifice $\epsilon_a \rangle \bar{\epsilon}_{ap} = 1,7 \text{ ‰}$ (tabel 6.10).

Lungimea măsurată în rostul "a", la ambele capete $l_p \approx 0,85 \text{ m}$. Această valoare mai crește până la $l_p \approx 1,00 \text{ m}$ dacă se au în vedere constatările de la punctul 6.35, după care degradări puternice s-au observat și mai sus până în dreptul rosturilor "e - f". În acest caz valoarea experimentală este apropiată de cea calculată conform [146]:

$$l_p = 0,4 h + 0,05 H = 0,4 \cdot 1,95 + 0,05 \cdot 3,85 = 0,97 \text{ m}$$

f) Modelul experimental F6

Lungimea zonei plastice l_p apreciată prin prisma curgerilor înregistrate în armături (tabelul 6.12) se cifrează la:

capăt S $l_p \approx 1,00 \text{ m}$

capăt N $l_p \approx 0,85 \text{ m}$

Practic, zona plastică cuprinde primul nivel (parterul) aproape în totalitate, fapt atestat deja la punctul 6.3.6.

6.4.1.3. Capacitatea de rotire a zonei plastice

Capacitatea de rotire a zonei plastice se poate stabili experimental pe baza deplasărilor verticale sau pe baza deplasărilor orizontale, raportate la distanța pe orizontală, respectiv pe verticală, între punctul în care s-a făcut citirea și punctul în jurul căruia s-a produs rotirea la cedare.

$$\Theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} \quad (6.4)$$

unde:

δ_u - deplasarea ultimă

δ_p - deplasarea la prima curgere în armătura întinsă

B - distanța pe orizontală, respectiv verticală, între punctul în care s-a măsurat deplasarea și punctul în jurul căruia s-a produs rotirea

Conform [146] capacitatea de rotire a zonei plastice se poate calcula cu formula:

$$\Theta_p = (\Phi_u - \Phi_p)l_p \quad (6.5)$$

unde:

Φ_u = curbura ultimă în secțiunea critică

Φ_p = curbura la plastificare în secțiunea critică

l_p = lungimea zonei plastice

a) Model M1

Capacitatea de rotire s-a stabilit experimental pe baza măsurătorilor deplasărilor verticale δ înregistrate la microcomparatorul M_{15} , raportate la distanța orizontală B de la M_{15} la capătul N , în jurul căruia s-a produs rotirea la cedare în semiciclul S_{13} (fotografia 51)

$\delta_u = 7,14$ mm la $P = 23,88$ tf semiciclul S_{13}

$\delta_p = 0,45$ mm la $P = 13,70$ tf semiciclul S_8

$B = 1942,5$ mm

$$\Theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} = \frac{(7,14 - 0,45)\text{mm}}{1942,5\text{mm}} = 0,00344$$

Această valoare experimentală este în bună concordanță cu capacitatea de rotire Θ_p calculată conform [146] cu valorile:

$\Phi_u = 4 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$ $\Phi_p = 0,969 \cdot 10^{-6}/\text{mm}$ $l_p = 1100$ mm

$$\Theta_p = (\Phi_u - \Phi_p)l_p = (4,00 - 0,969) \cdot 10^{-6} \times 1100 = 0,00333$$

b) Modelul F2

Capacitatea de rotire a zonei plastice s-a stabilit experimental pe baza deplasărilor:

- verticale măsurate cu microcomparatorul M_{1V} pe sensul de încărcare N:

$$\Theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} = \frac{5,32 - 0,91}{1870} = 0,002358$$

- verticala măsurată cu microcomparatorul M_{6V} pe sensul de încărcare S:

$$\Theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} = \frac{5,01 - 0,60}{1870} = 0,002358$$

- orizontalele măsurate la microcomparatorul M_{1H} :

$$\theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} = \frac{1,02 - 0,44}{250} = 0,00232$$

Aceste valori experimentale aproape identice între ele sunt într-o bună concordanță cu capacitatea de rotire calculată pentru sensul de încărcare S, cu valorile:

$$\Phi_u = 2,794 \cdot 10^{-6}/\text{mm} \quad \Phi_p = 0,931 \cdot 10^{-6}/\text{mm} \quad l_p = 1100 \text{ mm}$$

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_p)l_p = (2,794 - 0,931) \cdot 10^{-6} \times 1100 = 0,002049 \text{ .}$$

c) Modelul F3

Capacitatea de rotire a zonei plastice s-a stabilit experimental pe baza deplasărilor verticale:

- pe sensul de încărcare N:

$$\theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} = \frac{4,86 - 0,87}{1870} = 0,002133$$

- pe sensul de încărcare S:

$$\theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} = \frac{4,70 - 0,99}{1870} = 0,001984$$

Calculând capacitatea de rotire a zonei plastice cu valorile:

$$\Phi_u = 2,33 \cdot 10^{-6}/\text{mm} \quad \Phi_p = 0,974 \cdot 10^{-6}/\text{mm} \quad l_p = 970 \text{ mm}$$

obținem:

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_p)l_p = (2,476 - 0,974) \cdot 10^{-6} \times 970 = 0,001457 \text{ .}$$

Se observă că valoarea teoretică este mai apropiată de cea calculată pe sensul S de încărcare.

d) Modelul F4

Capacitatea de rotire a zonei plastice s-a stabilit experimental pe baza deplasărilor:

- verticale citite la microcomparatorul M_{1V} pe sensul de încărcare N:

$$\theta_p = \frac{5,31 - 0,61}{1875} = 0,002506$$

- verticale citite la microcomparatorul M_{7V} pe sensul de încărcare S:

$$\theta_p = \frac{5,67 - 0,65}{1875} = 0,002677$$

Aceste valori experimentale sunt într-o bună concordanță cu capacitatea de rotire calculată pentru sensul de încărcare N cu valorile:

$$\Phi_u = 3,682 \cdot 10^{-6}/\text{mm} \quad \Phi_p = 1,159 \cdot 10^{-6}/\text{mm} \quad l_p = 1100 \text{ mm}$$

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_p) \cdot l_p = (3,682 - 1,159) \cdot 10^{-6} \cdot 1100 = 0,00277.$$

e) Modelul F5

Capacitatea de rotire a zonei plastice s-a stabilit experimental cu ajutorul deplasărilor verticale înregistrate cu microcomparatoarele M_V la bază, folosind procedura din cazurile anterioare:

Pentru sensul de încărcare N s-a utilizat citirea deplasărilor verticale făcute la microcomparatorul M_{1V} :

$$\theta_p = \frac{4,74 - 0,76}{1870} = 0,0021$$

Pentru sensul de încărcare S s-a operat cu citirea făcută la microcomparatorul M_{6V} :

$$\theta_p = \frac{4,85 - 0,71}{1870} = 0,0022$$

De această dată rezultatele experimentale sunt mult îndepărtate de valoarea calculată, deoarece și curbura ultimă satibilită, pe baza ultimelor valori ε_a și ε'_a înregistrate a fost mică.

$$\Phi_u = 2,48 \cdot 10^{-6}/\text{mm} \quad \Phi_p = 1,88 \cdot 10^{-6}/\text{mm} \quad l_p = 0,97 \text{ m}$$

$$\theta_p = (2,48 - 1,88) \cdot 10^{-6} \times 970 = 0,000582.$$

f) Modelul F6

Capacitatea de rotire a zonei plastice s-a stabilit experimental cu ajutorul deplasărilor verticale înregistrate cu microcomparatoarele dispuse pe tălpi în ciclul ultim, respectiv la curgere.

Pentru sensul de încărcare N s-a utilizat media citirilor făcute la microcomparatoarele V_9 și V_{10} :

$$\theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} = \frac{5,51 - 0,765}{1950} = 0,0024$$

unde:

$$\delta_u = \frac{5,06 + 5,96}{2} = 5,51 \text{ mm}$$

$$\delta_p = \frac{0,71 + 0,82}{2} = 0,765 \text{ mm}$$

Pe sensul de încărcare S s-a operat cu media citirilor ultime și la curgere, înregistrate la microcomparatoarele V_5 și V_6 :

$$\theta_p = \frac{\delta_u - \delta_p}{B} = \frac{4,335 - 0,275}{1950} = 0,0024$$

unde:

$$\delta_u = \frac{4,35 + 4,32}{2} = 4,335 \text{ mm}$$

$$\delta_p = \frac{0,31 + 0,24}{2} = 0,275 \text{ mm}$$

6.4.1.4. Ductilitatea de element

Ductilitatea de element, definită prin raportul dintre deplasarea orizontală ultimă și cea corespunzătoare primei plastificări în element $\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_p}$, se poate determina experimental pe baza ciclogramelor P - Δ .

a) Modelul experimental M1

Valorile deplasărilor la vârf au rezultat ca diferențe ($F_i - F_o$) între citirile fleximetrelor dispuse la vârf F_i , respectiv fundație F_o (figura 6.19).

Deplasarea ultimă la S_{13} a fost $\Delta_u = 78,1$ mm; deplasarea la curgere în semiciclul S_g a fost $\Delta_p = 4$ mm.

A rezultat o ductilitate de element:

$$\mu_{\Delta} = \frac{78,1}{4} = 19,5$$

Ductilitatea cumulată pe semiciclurile S a rezultat:

$$\sum \mu_{\Delta} = 5 \cdot \frac{4}{4} + \frac{78,1}{4} = 24,5$$

Ductilitatea este bună, situându-se peste 16, valoare indicată în [82] ca ductilitate satisfăcătoare. Această constatare este confirmată și de aprecierea simplificată [83] conform căreia ductilitatea diafragmei este satisfăcătoare dacă:

$$\xi = \frac{X}{h_o} \leq 0,15$$

La elementul M1 valoarea lui ξ este 0,106.

b) Modelul experimental F2

Valorile deplasărilor la vârf au rezultat ca diferențe ($F_i - F_o$) între citirile fleximetrelor dispuse la vârf (F_i) și pe fundație (F_o).

Deplasarea ultimă la N_{14} a fost $\Delta_u = -80$ mm, iar deplasarea la curgere în semiciclul N_g a fost

$$\Delta_p = -13,1 \text{ mm.}$$

A rezultat o ductilitate de element:

$$\mu_{\Delta} = \frac{-80}{-13,1} = 6,15$$

Ductilitatea cumulată pe ciclurile N a rezultat:

$$\sum \mu_{\Delta} = 3 \cdot \left(\frac{-13,1}{-13,1} \right) + 3 \cdot \left(\frac{-25}{-13,1} \right) + \left(\frac{-80}{-13,1} \right) = 14,91 \approx 15$$

Deci ductilitate cumulată pe ciclurile N este acceptabilă conform [82]. Aceasta este confirmată și de aprecierea simplificată [83] conform căreia ductilitatea diafragmei este satisfăcătoare dacă $\xi < 0,15$. Pentru elementul F₂:

$$\xi = \frac{X}{h_0} = 0,12$$

c) Modelul experimental F3

Deplasarea ultimă la N₁₄ a fost $\Delta_u = -96,4$ mm iar deplasarea la curgere în semiciclul N₈ $\Delta_p = -6,50$ mm rezultând o ductilitate de element:

$$\mu_{\Delta} = \frac{-96,4}{-6,50} = 14,83$$

Ductilitatea cumulată pe ciclurile N a rezultat:

$$\sum \mu_{\Delta} = 3 \cdot \left(\frac{-6,5}{-6,5} \right) + 3 \cdot \left(\frac{-13,0}{-6,5} \right) + \left(\frac{-96,4}{-6,5} \right) = 23,83$$

Ductilitate cumulată pe ciclurile N poate fi apreciată ca bună conform [82], ceea ce este în conformitate cu valoarea lui $\xi = 0,075 < 0,15$ conform [83].

d) Modelul experimental F4

Deplasarea ultimă la N₁₇ a fost $\Delta_u = -66,3$ mm, iar deplasarea la curgere în semiciclul N₈ $\Delta_p = -8,0$ mm rezultând o ductilitate de element:

$$\mu_{\Delta} = \frac{-66,3}{-8} = 8,3$$

Ductilitatea cumulată pe ciclurile N a rezultat:

$$\sum \mu_{\Delta} = 3 \cdot \left(\frac{-8}{-8} \right) + 3 \cdot \left(\frac{-16}{-8} \right) + 3 \cdot \left(\frac{-24}{-8} \right) + \left(\frac{-66,3}{-8} \right) = 26,3$$

Ductilitate elementului F4 se poate aprecia ca bună $\sum \mu_{\Delta} = 26,3$, ceea ce este confirmat și de valoarea lui $\xi = 0,07 < 0,15$.

e) Modelul experimental F5

Ductilitatea de element a rezultat:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} = \frac{-86,1}{-6,4} = 13,45$$

Deplasarea ultimă la vârf în ciclul N₁₈ a fost $\Delta_u = -86,1$ mm, iar deplasarea la curgere în semiciclul N₈ $\Delta_p = -6,4$ mm.

Ductilitatea cumulată pe ciclurile N a rezultat:

$$\sum \mu_{\Delta} = 3 \cdot \left(\frac{-6,4}{-6,4} \right) + \left(\frac{-15,5}{-6,4} \right) + 2 \cdot \left(\frac{-12,8}{-6,4} \right) + \left(\frac{-23}{-6,4} \right) + \left(\frac{-22,1}{-6,4} \right) = 26,47$$

Se poate aprecia că ductilitate modelului F₅, privită prin prisma criteriilor definite în [82] și [83] pentru diafragme sub încărcări ciclice alternante, este satisfăcătoare.

f) Modelul experimental F6

Ductilitatea de element este:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} = \frac{-46,7}{-6,1} = 7,65$$

Deplasarea ultimă la vârf în ciclu N₁₆ a fost $\Delta_u = -46,7$ mm, iar deplasarea la curgere în semiciclu N₃ $\Delta_p = -6,1$ mm.

Ductilitatea cumulată pe ciclurile N a rezultat:

$$\Sigma \mu_{\Delta} = \left(\frac{-6,1}{-6,1}\right) + 4 \cdot \left(\frac{-7,4}{-6,1}\right) + 4 \cdot \left(\frac{-14,8}{-6,1}\right) + \left(\frac{-23,0}{-6,1}\right) + 3 \cdot \left(\frac{-24,6}{-6,1}\right) + \left(\frac{-46,7}{-6,1}\right) = 38,86$$

Deci pentru peretele F6 rezultă o ductilitate satisfăcătoare, după cele 4 cicluri de încărcare-descărcare duse până la $\Delta = 4\Delta_c$, scăderea capacității portante fiind de aproximativ 14% pe sensul N, respectiv 16% pe sensul S.

6.4.2 Caracteristici de rigiditate

Rigiditatea de deplasare a modelului în diferite etape s-a determinat cu relația:

$$K = \frac{P}{\Delta} \quad (6.6)$$

ea reprezintă raportul dintre încărcare și deplasare la vârf.

a) Modelul experimental M1

În tabelul 6.16 este prezentată evoluția rigidității de deplasare a modelului M1

Tabel 6.16 RIGIDITĂȚI DE DEPLASARE

Model perete structural monolit M ₁									
Deplasare din Sud (S)					Deplasare din Nord (N)				
Ciclu	P	Δ	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$	Ciclu	P	Δ	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$
	(tf)	(mm)				(tf)	(mm)		
S ₁	4,80	0,50	9,60	1,000	N ₁	4,80	0,60	8,00	1,000
S ₂	4,80	0,50	9,60	1,000	N ₂	4,80	0,60	8,00	1,000
S ₃	9,60	1,60	6,00	0,625	N ₃	9,60	2,70	3,55	0,444
S ₄	9,60	1,60	6,00	0,625	N ₄	9,60	2,70	3,55	0,444
S ₅	9,60	1,60	6,00	0,625	N ₅	9,60	2,70	3,55	0,444
S ₆	9,60	1,60	6,00	0,625	N ₆	9,60	2,70	3,55	0,444
S ₇	9,60	1,60	6,00	0,625	N ₇	9,60	2,70	3,55	0,444
S ₈	13,70	4,00	3,42	0,357	N ₈	11,40	4,20	2,71	0,339
S ₉	13,45	4,00	3,36	0,350	N ₉	11,00	4,20	2,62	0,327

S ₁₀	13,45	4,00	3,36	0,350	N ₁₀	11,00	4,20	2,62	0,327
S ₁₁	13,00	4,00	3,25	0,338	N ₁₁	11,00	4,20	2,62	0,327
S ₁₂	13,00	4,00	3,25	0,338	N ₁₂	11,00	4,20	2,62	0,327
S ₁₃	24,13	73,10	0,33	0,034	-	-	-	-	-
	15,90	78,10	0,20	0,021	-	-	-	-	-

Datele din Tab.6.16 confirmă observațiile făcute la punctul 6.3.1., în sensul că pe parcursul primelor două cicluri de comportare elastică, rigiditatea a rămas neschimbată. Apariția primelor două fisuri orizontale a produs o degradare a rigidității, mai accentuată în semiciclurile N, ca urmare a parcurgerii de către model a unor deplasări mai mari pentru atingerea forței impuse (9,6 tf). După intrarea în curgere a primelor armături întinse de la capete (ciclul 8), degradarea s-a accentuat, rigiditatea ne mai reprezentând la sfârșitul primelor 12 cicluri decât aproximativ 34% din valoarea inițială în semiciclurile S, respectiv 33% în semiciclurile N. Uniformizarea degradării în ciclurile 8 - 12 s-a datorat parcurgerii unor deplasări impuse aproximativ egale pe cele două sensuri de încărcare.

La rupere, rigiditatea s-a redus drastic, atât față de situația inițială (2 - 3% din aceasta), cât și față de momentul curgerii (aproximativ 10% din rigiditatea înregistrată la atingerea deformației de curgere în armătură).

b) Modelul experimental F2

Evoluția rigidității de deplasare a modelului, definită prin încărcarea laterală P necesară pentru producerea deplasării impuse Δ este prezentată în tabelul 6.17.

Tabel 6.17 RIGIDITATEA DE DEPLASARE

Model perete structural prefabricat F2									
Deplasare din Nord (N)					Deplasare din Sud (S)				
Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$	Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$
N ₁	4,80	1,00	4,80	1,000	S ₁	4,80	0,80	6,00	1,000
N ₂	4,80	1,00	4,80	1,000	S ₂	4,80	0,80	6,00	1,000
N ₃	9,30	4,20	2,21	0,460	S ₃	9,30	3,60	2,58	0,430
N ₄	9,30	4,20	2,21	0,460	S ₄	9,30	4,60	2,02	0,337
N ₅	9,30	4,20	2,21	0,460	S ₅	9,30	5,40	1,72	0,287
N ₆	9,30	4,50	2,07	0,431	S ₆	9,30	5,40	1,72	0,287
N ₇	9,30	5,10	1,82	0,379	S ₇	9,30	5,80	1,60	0,267
N ₈	15,00	13,00	1,15	0,240	S ₈	13,75	9,00	1,53	0,255
N ₉	15,00	13,00	1,15	0,240	S ₉	13,45	9,00	1,49	0,248
N ₁₀	15,00	13,00	1,15	0,240	S ₁₀	12,95	9,00	1,44	0,240
N ₁₁	18,70	25,00	0,75	0,156	S ₁₁	21,85	25,00	0,87	0,145

N ₁₂	17,85	25,00	0,71	0,148	S ₁₂	20,35	25,00	0,81	0,135
N ₁₃	17,80	25,00	0,71	0,148	S ₁₃	19,80	25,00	0,79	0,132
N ₁₄	21,50	80,00	0,27	0,056	-	-	-	-	-

Datele din tabel confirmă cele observate în comportarea modelului experimental F2 (punctul 6.3.2.):

- pe parcursul primelor două cicluri de comportare elastică, rigiditatea rămâne neschimbată;
- apariția primelor fisuri orizontale în ciclurile 3 ÷ 7 a produs o degradare a rigidității, mai accentuată în semiciclurile S, ca urmare a parcurgerii de către model a unor deplasări mai mari pentru atingerea forței impuse (9,3 tf);
- în ciclul 8, când s-a produs curgerea primelor armături întinse la capete, degradarea s-a accentuat, rigiditatea K reprezentând la finele ciclului 10 aproximativ 24% și la sfârșitul ciclului 13 aprox. 15% - 13%. Uniformizarea degradării în ciclurile 11 ÷ 13 s-a datorat parcurgerii unor deplasări impuse egale pe cele două sensuri de încărcare ($\Delta = \pm 25$ mm);
- la rupere rigiditatea s-a redus drastic, atât față de situația inițială (5,6% din aceasta), cât și față de momentul curgerii (23%).

c) Modelul experimental F₃

Evoluția rigidității modelului F₃ este prezentată în tabelul (tab. 6.18)

Tabel 6.18 RIGIDITATEA DE DEPLASARE

Perete structural prefabricat F3									
Deplasare din Nord (N)					Deplasare din Sud (S)				
Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$	Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$
N ₁	4,80	1,20	4,00	1,000	S ₁	4,80	1,05	4,57	1,000
N ₂	4,80	1,20	4,00	1,000	S ₂	4,80	1,05	4,57	1,000
N ₃	9,30	4,20	2,21	0,55	S ₃	9,30	4,00	2,32	0,51
N ₄	9,30	4,20	2,21	0,55	S ₄	9,30	4,15	2,24	0,49
N ₅	9,30	4,40	2,11	0,53	S ₅	9,30	4,30	2,16	0,47
N ₆	9,30	4,50	2,07	0,52	S ₆	9,30	4,50	2,07	0,45
N ₇	9,30	4,60	2,02	0,505	S ₇	9,30	4,60	2,02	0,44
N ₈	13,10	6,50	2,01	0,50	S ₈	12,70	6,35	2,00	0,44
N ₉	12,80	6,50	1,97	0,49	S ₉	12,50	6,35	1,97	0,43
N ₁₀	12,35	6,50	1,90	0,475	S ₁₀	12,45	6,35	1,96	0,43
N ₁₁	23,65	13,00	1,82	0,455	S ₁₁	22,85	12,70	1,80	0,39
N ₁₂	22,90	13,00	1,76	0,44	S ₁₂	21,85	12,70	1,72	0,37
N ₁₃	21,60	13,00	1,66	0,415	S ₁₃	19,05	12,70	1,50	0,33
N ₁₄	25,90	96,40	0,27	0,067	-	-	-	-	-

Se observă că, pe parcursul primelor două cicluri de comportare elastică, rigiditatea a rămas neschimbată. Apariția primelor fisuri orizontale în ciclurile 3 ÷ 7 a produs o degradare a rigidității, mai accentuată în semiciclurile S. După curgerea primelor armături întinse la capete (ciclul 8), degradarea s-a accentuat și rigiditatea a scăzut continuu. La rupere rigiditatea a reprezentat doar 6,7% din valoarea inițială.

d) Modelul experimental F4

Ca și în cazul elementelor prezentate anterior, evoluția rigidității modelului F4 este prezentată în tabelul (tab. 6.19).

Tabel 6.19 RIGIDITATEA DE DEPLASARE

Perete structural prefabricat F4									
Deplasare din Nord (N)					Deplasare din Sud (S)				
Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$	Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$
N ₁	4,80	0,90	5,33	1,000	S ₁	4,80	1,20	4,00	1,000
N ₂	4,80	1,00	4,80	0,900	S ₂	4,80	1,50	3,20	0,800
N ₃	9,30	4,10	2,27	0,425	S ₃	9,30	3,50	2,66	0,664
N ₄	9,30	4,10	2,27	0,425	S ₄	9,30	3,60	2,58	0,646
N ₅	9,30	4,10	2,27	0,425	S ₅	9,30	3,60	2,58	0,646
N ₆	9,30	3,70	2,51	0,471	S ₆	9,30	3,60	2,58	0,646
N ₇	9,30	3,70	2,51	0,471	S ₇	9,30	3,70	2,51	0,628
N ₈	14,90	8,00	1,86	0,349	S ₈	14,50	7,80	1,86	0,465
N ₉	14,25	8,00	1,78	0,334	S ₉	14,00	7,80	1,79	0,449
N ₁₀	14,12	8,00	1,76	0,331	S ₁₀	13,90	7,80	1,78	0,445
N ₁₁	17,80	16,00	1,11	0,209	S ₁₁	19,60	15,60	1,26	0,314
N ₁₂	17,30	16,00	1,08	0,202	S ₁₂	17,20	15,60	1,10	0,276
N ₁₃	16,80	16,00	1,05	0,197	S ₁₃	16,55	15,60	1,06	0,265
N ₁₄	21,00	24,00	0,88	0,164	S ₁₄	19,60	23,70	0,83	0,207
N ₁₅	20,35	24,00	0,85	0,159	S ₁₅	19,10	23,70	0,81	0,201
N ₁₆	19,85	24,00	0,82	0,154	S ₁₆	18,30	24,20	0,76	0,189
N ₁₇	22,15	66,30	0,33	0,063	-	-	-	-	-

Analizând datele putem confirma observațiile de la punctul 6.3.4. privitoare la:

- apariția primelor fisuri orizontale în ciclurile 3 ÷ 7 produce o degradare a rigidității, mai accentuată în semiciclurile N, ca urmare a parcurgerii de către model a unor deplasări mai mari pentru atingerea forței impuse (9,3 tf);
- după curgerea primelor armături întinse de la capete (ciclul 8), degradarea s-a accentuat, rigiditatea scăzând continuu;
- la rupere rigiditatea a reprezentat doar 6,3% din valoarea inițială.

e) Modelul experimental F5

Evoluția rigidității modelului F5, definită prin încărcarea laterală P necesară pentru producerea deplasării impuse Δ este prezentată în tabelul 6.20.

Tabel 6.20 RIGIDITATEA DE DEPLASARE

Perete structural prefabricat F5									
Deplasare din Nord (N)					Deplasare din Sud (S)				
Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$	Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$
N ₁	4,8	2,20	2,18	1,000	S ₁	4,8	1,70	2,82	1,000
N ₂	4,8	2,40	2,00	0,917	S ₂	4,8	1,70	2,82	1,000
N ₃	9,1	5,00	1,82	0,834	S ₃	9,1	4,50	2,02	0,717
N ₄	9,1	5,00	1,82	0,834	S ₄	9,1	4,60	1,98	0,702
N ₅	9,1	5,20	1,75	0,803	S ₅	9,1	4,60	1,98	0,702
N ₆	9,1	5,20	1,75	0,803	S ₆	9,1	4,60	1,98	0,702
N ₇	9,1	5,20	1,75	0,803	S ₇	9,1	4,60	1,98	0,702
N ₈	11,0	6,40	1,72	0,788	S ₈	12,7	7,00	1,81	0,643
N ₉	11,0	6,40	1,72	0,788	S ₉	12,3	7,00	1,76	0,643
N ₁₀	10,6	6,40	1,66	0,760	S ₁₀	11,8	7,00	1,68	0,598
N ₁₁	15,9	15,50	1,03	0,470	S ₁₁	17,0	14,00	1,21	0,430
N ₁₂	14,15	12,80	1,10	0,507	S ₁₂	16,8	14,00	1,20	0,426
N ₁₃	14,1	12,80	1,10	0,507	S ₁₃	15,65	14,00	1,12	0,396
N ₁₄	16,8	23,00	0,73	0,335	S ₁₄	17,7	21,50	0,82	0,292
N ₁₅	16,55	22,00	0,75	0,345	S ₁₅	17,7	21,00	0,84	0,299
N ₁₆	17,2	26,00	0,66	0,303	S ₁₆	18,6	28,00	0,66	0,236
N ₁₇	17,2	26,00	0,66	0,303	S ₁₇	18,2	28,00	0,65	0,230
N ₁₈	19,35	86,10	0,22	0,103	S ₁₈	-	-	-	-

Datele din Tab. 6.20 confirmă observațiile făcute la punctul 6.3.5. privind comportarea elementului experimental F5:

- pe parcursul primelor două cicluri de comportare elastică, rigiditatea a rămas practic neschimbată;
- apariția primelor fisuri orizontale în ciclurile 3 ÷ 7 a produs o degradare a rigidității, mai accentuată în ciclurile S, ca urmare a parcurgerii de către model a unor deplasări mai mari pentru atingerea forței impuse;
- după curgerea primelor armături întinse la capete (ciclurile 8 ÷ 10), degradarea s-a accentuat;
- la rupere rigiditatea peretelui a reprezentat doar 10% din cea inițială.

f) Modelul experimental F6

Evoluția rigidității modelului rezultă din tab. 6.21.

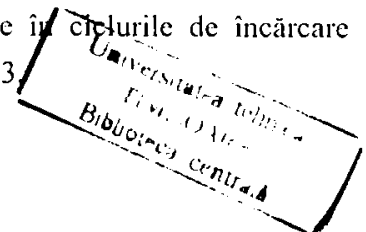
Tabel 6.21 RIGIDITATEA DE DEPLASARE

Perete structural prefabricat F6									
Deplasare din Nord (N)					Deplasare din Sud (S)				
Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$	Ciclu	P (tf)	Δ (mm)	$K = \frac{P}{\Delta}$	$\frac{K_n}{K_1}$
N ₁	7,00	2,40	2,92	1,000	S ₁	7,00	3,20	2,19	1,000
N ₂	7,00	2,40	2,92	1,000	S ₂	7,00	3,70	1,89	0,959
N ₃	18,95	7,40	2,56	0,877	S ₃	16,50	8,00	2,10	0,863
N ₄	18,70	7,40	2,53	0,866	S ₄	15,80	8,00	1,97	0,899
N ₅	17,80	7,40	2,40	0,822	S ₅	15,80	8,00	1,97	0,899
N ₆	17,80	7,40	2,40	0,822	S ₆	15,60	8,00	1,95	0,890
N ₇	17,80	7,40	2,40	0,822	S ₇	15,60	8,00	1,95	0,890
N ₈	23,15	14,80	1,56	0,534	S ₈	23,80	15,00	1,58	0,726
N ₉	22,40	14,80	1,51	0,517	S ₉	22,40	15,00	1,49	0,680
N ₁₀	22,40	14,80	1,51	0,517	S ₁₀	22,30	15,00	1,49	0,680
N ₁₁	22,40	14,80	1,51	0,517	S ₁₁	22,30	15,00	1,49	0,680
N ₁₂	23,70	23,00	1,03	0,353	S ₁₂	24,40	25,50	0,96	0,438
N ₁₃	23,40	23,00	1,02	0,352	S ₁₃	22,00	25,50	0,86	0,392
N ₁₄	21,40	23,00	0,93	0,318	S ₁₄	21,40	25,00	0,86	0,392
N ₁₅	20,50	23,00	0,89	0,305	S ₁₅	20,50	25,00	0,82	0,374
N ₁₆	18,30	46,70	0,39	0,133	S ₁₆	-	-	-	-

Degradarea rigidității de la apariția primelor fisuri orizontale până la rupere, unde rigiditatea a reprezentat doar 13% din cea inițială, confirmă datele prezentate la punctul 6.3.6.

6.4.3. Caracteristici de absorbție și disipare a energiei

Disiparea unei fracțiuni cât mai mari din energia cu care este alimentată structura de către cutremur are o deosebită importanță în protejarea structurii, deoarece numai diferența dintre energia totală absorbită și energia disipată prin deformații inelastice se convertește în energia cinetică la descărcare [2]. Cuantificarea energiei absorbite și a energiei disipate s-a făcut pentru modelele F5 și F6 prin calcularea suprafețelor cuprinse între curba de încărcare și axa deplasărilor (energia totală absorbită) respectiv prin măsurarea ariilor inelelor histeretice obținute în ciclurile de încărcare alternantă (energia disipată prin deformații inelastice) tabelele 6.22 și 6.23.



Tabel 6.22 ENERGIA ABSORBITĂ ȘI DISIPATĂ MODEL F5

Ciclu	Energia absorbită (tmm)	Energia disipată (tmm)	Ciclul	Energia absorbită (tmm)	Energia disipată (tmm)
N ₁	6,40	3,28	S ₁	6,08	3,44
N ₂	6,40	2,64	S ₂	5,12	2,32
N ₃	25,225	13,61	S ₃	25,23	14,305
N ₄	21,455	8,81	S ₄	22,945	10,525
N ₅	21,80	7,90	S ₅	21,235	9,735
N ₆	21,115	7,665	S ₆	21,46	9,04
N ₇	21,115	7,665	S ₇	21,46	9,04
N ₈	33,3125	13,0825	S ₈	48,005	23,835
N ₉	31,30	12,40	S ₉	42,39	18,54
N ₁₀	29,86	11,29	S ₁₀	41,205	18,175
N ₁₁	161,04	106,50	S ₁₁	154,0	82,10
N ₁₂	99,57	51,47	S ₁₂	135,67	81,17
N ₁₃	99,77	53,02	S ₁₃	123,67	73,57
N ₁₄	263,55	174,25	S ₁₄	271,6	183,50
N ₁₅	247,33	160,58	S ₁₅	236,67	149,07
N ₁₆	301,27	207,37	S ₁₆	356,66	249,16
N ₁₇	303,92	232,72	S ₁₇	367,54	276,26
N ₁₈	RUPEREA				

Tabel 6.23 ENERGIA ABSORBITĂ ȘI DISIPATĂ MODEL F6

Ciclu	Energia absorbită (tmm)	Energia disipată (tmm)	Ciclul	Energia absorbită (tmm)	Energia disipată (tmm)
N ₁	12,34	5,21	S ₁	12,59	6,95
N ₂	9,11	3,58	S ₂	11,43	5,79
N ₃	74,75	31,54	S ₃	59,46	29,01
N ₄	64,67	23,57	S ₄	48,07	24,08
N ₅	61,10	16,60	S ₅	50,60	21,70
N ₆	60,42	17,92	S ₆	49,72	19,29
N ₇	58,52	17,50	S ₇	49,25	19,10
N ₈	255,82	159,62	S ₈	194,10	106,70
N ₉	215,53	123,50	S ₉	163,50	74,40
N ₁₀	208,8	117,90	S ₁₀	175,10	88,70
N ₁₁	214,05	121,90	S ₁₁	166,00	74,70
N ₁₂	393,60	279,30	S ₁₂	430,60	301,9
N ₁₃	484,40	354,30	S ₁₃	312,90	197,00

N ₁₄	408,10	264,20	S ₁₄	268,70	164,00
N ₁₅	378,10	252,70	S ₁₅	255,90	148,80
N ₁₆	RUPERE				

6.4.4. Caracteristici de rezistență și deformabilitate

a) Modelul experimental M1

Capacitatea portantă experimentală a modelului s-a cifrat la valoarea $P = 24,13$ tf, cu 47% mai mare decât foța tăietoare antecalculată asociată momentului ultim.

Modelul a fost calculat la compresiune excentrică, folosind caracteristicile, respectiv rezistențele medii ale betonului și armăturii din tab.6.24.

Tabel 6.24 CARACTERISTICI MATERIALE

Beton						Armătură		
R_a	R_c	R_t	ε_{bc}	ε_{tu}	ε_{bu}	\bar{R}_a	$\bar{\varepsilon}_{ap}$	ε_{au}
200,0	166,00	17,2	2,0	0,1	3,5	3900	1,857	50,0

Se observă o bună concordanță între aceste date și caracteristicile efective ale betonului și armăturii, determinate anterior încercării modelului (tab. 6.1 și tab. 6.2).

Comparațiile experiment-calcul, efectuate pentru diferite trepte de încărcare până în stadiul ultim, sunt prezentate în tab. 6.25.

Tabel 6.25 CAPACITATEA PORTANTĂ

Model M1	Experiment		Calcul		$\frac{P_{exp}}{T_{calc}}$
	P (tf)	M (tfm)	T (tf)	M (tfm)	
Faza					-
Fisurare	7,2	26,6	6,3	23,5	1,14
Curgere armătură	13,7	50,7	12,8	47,4	1,07
Rupere (st. ultim)	24,13	89,3	16,4	61,0	1,47

Notă: Momentele înconvoietoare s-au obținut luând brațul de pârghie al forței egal cu 3,70 m.

Se constată o concordanță bună, la fisurare și la curgerea armăturii din zona întinsă, diferențe importante se remarcă doar la rupere.

Deformabilitatea modelului s-a apreciat prin prisma deplasărilor pe orizontală la nivelurile "a", "b", "c", "f", "g" și "i", respectiv a deformațiilor absolute pe orizontală în aceleași rosturi.

În figura 6.31 sunt date deplasările absolute pe orizontală la nivelurile amintite în diverse etape de încărcare ciclurile 2, 7, 12 și în semiciclul de rupere S₁₃.

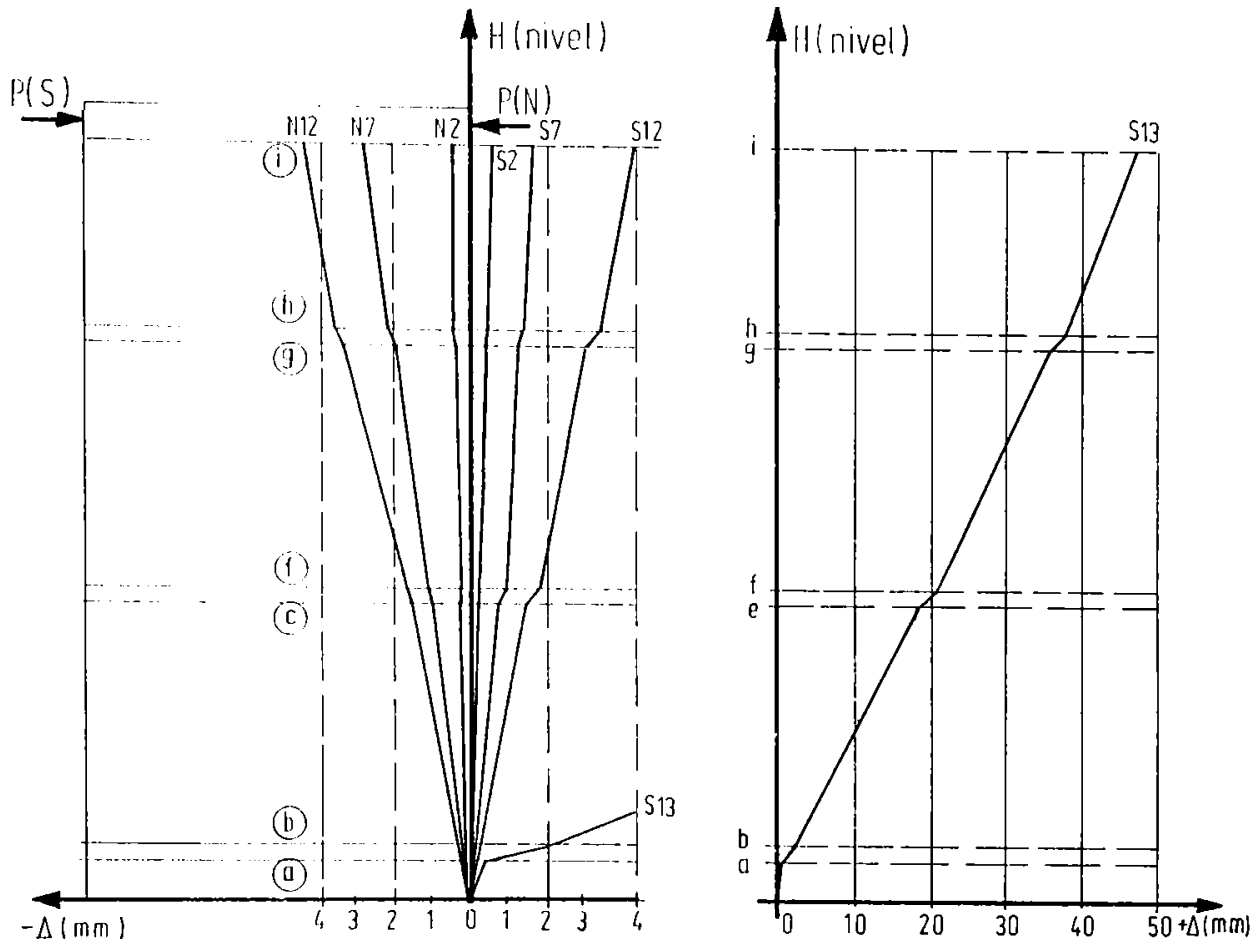


Fig. 6.31

Figura 6.31 DEFORMATA PERETELUI STRUCTURAL M1

Deplasările relative la nivelul centurii de la bază sunt cele mai importante, fapt datorat deschiderii pronunțate a fisurilor din rosturile "a" și "b".

Deformațiile pe orizontală ultime, înregistrate în rosturile "a" și "b" la capetele și mijlocul centurii de la bază sunt prezentate în tab. 6.26.

Tabel 6.26 DEFORMAȚIILE ORIZONTALE ULTIME ÎN CENTURA DE LA BAZĂ

Ciclul	P (tf)	Citiri microcomparator						Deformații orizontale (mm)		
		M_{an}	M_{bn}	M_{am}	M_{bm}	M_{as}	M_{bs}	$M_{bn}-M_{an}$	$M_{bm}-M_{am}$	$M_{bs}-M_{as}$
S ₁₃	23,88	2,17	4,29	0,01	0,11	2,72	4,02	2,12	0,09	1,30

Se constată diferențe mari între valorile înregistrate la extremități și cele de la mijloc, motivate probabil prin pătrunderea relativ târzie (în semiciclul S₁₃ la P = 18,8 tf) a fisurilor orizontale în rosturile "a" și "b" până la mijlocul peretelui.

b) Modelul experimental F2

Capacitatea portantă experimentală a modelului perete prefabricat F2 a avut valoarea $P_{\max} = 21,5$ tf, cu 31% mai mare decât forța tăietoare antecalculată, asociată momentului ultim. În tab.6.27 este prezentată comparația experiment-calcul.

Tabel 6.27 CAPACITATEA PORTANTĂ

Model F2	Experiment		Calcul		$\frac{P_{\text{exp}}}{T_{\text{calc}}}$
	P (tf)	M (tfm)	T (tf)	M (tfm)	
Faza					-
Fisurare	6,35	23,5	6,7	24,9	0,95
Curgere armătură	15,0	55,5	12,0	44,8	1,25
Rupere (st. ultim)	21,5	79,5	16,4	61,0	1,31

Concordanța între valorile experimentale și cele de calcul este bună în cazul primei faze - fisurarea, se remarcă diferențe de 25%, respectiv 31% pentru faza de curgere a armăturii, și la rupere.

Deformabilitatea modelului F2 s-a apreciat pe baza deplasării pe orizontală la nivelurile a, b, e, f, g, i. În figura 6.32 este prezentată deformata peretelui prefabricat în diverse etape de încărcare (la vârfurile ciclurilor 2, 7, 10, 13 și la rupere în semiciclul N₁₄).

Deplasarea orizontală relativă la nivelul îmbinării orizontale de la bază (delimitată de rosturile "a" și "b") este cea mai importantă, fapt datorat deschiderii pronunțate a fisurilor din rostul "a" și în special "b".

Deplasările relative pe orizontală dintre panourile superioare au valori mai scăzute, practic nule la ultimul nivel.

Deplasările relative pe verticală dintre panouri sunt extrem de mici, constatare confirmată și de valorile reduse ale deformațiilor specifice ϵ_a înregistrate în barele $\varnothing 6$ din îmbinarea verticală (tab. 6.28).

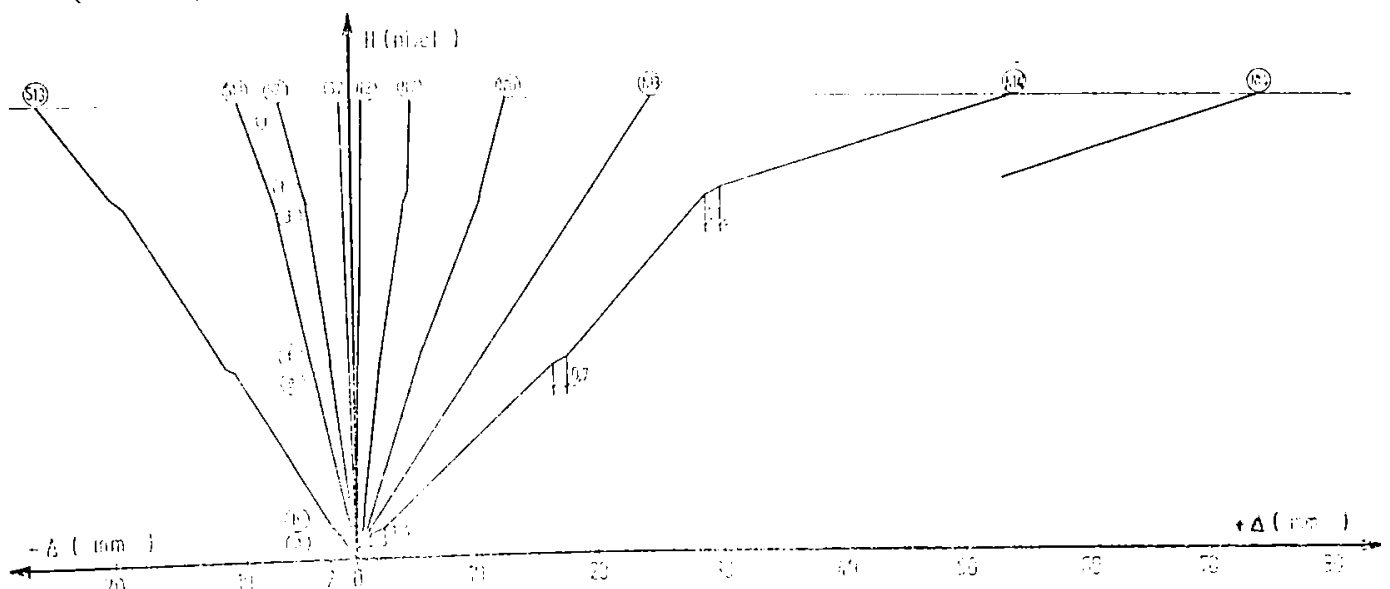


Figura 6.32 DEFORMATA PERETELUI STRUCTURAL F2

Tabel 6.28 DEFORMAȚII SPECIFICE ARMĂTURII ÎN ÎMBINAREA VERTICALĂ

Model experimental	TER	10	11	12	13
F2	ϵ_a (‰)	0,26	0,17	0,35	0,40
	Semiciclu	N ₁₄	N ₁₄	S ₁₁	N ₁₄
	P (tf)	20,35	20,35	21,85	20,35

$$\bar{\epsilon}_{ap} = 1,35 \quad (\text{tab. 6.2})$$

c) Modelul experimental F3

Capacitatea portantă experimentală a modelului F3 a fost de $P_{\max} = 25,90$ tf. Fisurarea s-a produs la încărcarea orizontală $P_{\text{fiss}} = 7,60$ tf (sens N) iar curgerea la $P_c = 12,70$ tf (sens S).

Deformabilitatea modelului F3 s-a apreciat prin prisma deplasărilor orizontale înregistrate la vârfurile ciclurilor la partea superioară a fundației și la partea superioară a elementului.

d) Modelul experimental F4

Capacitatea portantă experimentală a modelului F4 a fost de $P_{\max} = 22,15$ tf. După cum s-a arătat la punctul 6.3.4., fisurarea s-a produs la încărcarea orizontală $P_{\text{fiss}} = 5,75$ tf (sens N și S), iar curgerea la $P_c = 14,90$ tf (sens N), respectiv $P_c = 14,50$ tf (sens S).

Deformabilitatea modelului F4 s-a apreciat, ca și în cazurile anterioare, prin intermediul deplasărilor pe orizontală înregistrate la nivelurile "a, b, e, f, g, i". În figura 6.33 este prezentată deformata la vârfurile de ciclu 2, 7, 10, 13, 16 și la rupere în semiciclurile N₁₇. Deplasarea orizontală relativă la nivelul îmbinării orizontale de la bază este cea mai mare, fapt datorat deschiderii pronunțate a fisurilor din rostul "b" (punctul 6.3.4.) Aceeași constatare rezultă din observarea deplasărilor relative pe orizontală dintre panouri.

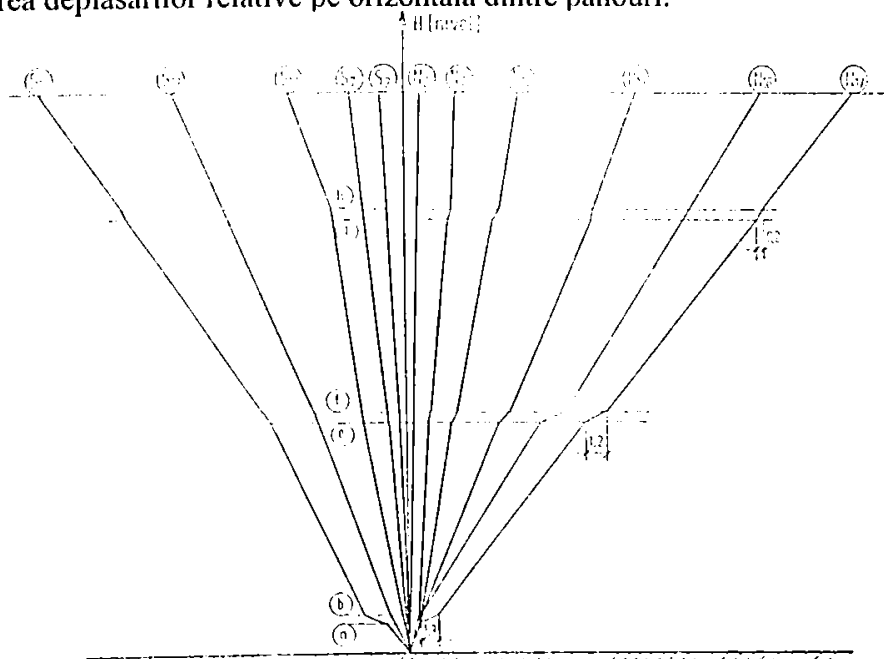


Figura 6.33 DEFORMATA PERETELUI STRUCTURAL F4

e) Modelul experimental F5

Capacitatea portantă experimentală a modelului F5 s-a cifrat la valoarea $P_{\max} = 19,35$ tf. Fisurarea s-a produs la încărcarea orizontală $P_{\text{fis}} = 6,36$ tf, iar curgerea la $P_c = 11,0$ tf după sensul N de încărcare (Ng).

Deformabilitatea apreciată prin prisma deplasărilor pe orizontală înregistrate la nivelurile "a, b, e, f, g, i". Aceasta a fost realizată pentru diverse etape de încărcare la vârfurile ciclurilor 2, 7, 10, 13, 15, 17 și la rupere în semiciclurile N₁₈ (figura 6.34).

Ca și în cazul modelelor experimentale prezentate anterior, deplasarea orizontală relativă la nivelul îmbinării orizontale de la bază este cea mai mare; deplasările relative pe orizontală între panouri la nivelurile superioare sunt mici, deplasările relative pe verticală dintre panouri sunt extrem de mici ceea ce confirmă lipsa luncărilor din îmbinarea verticală.

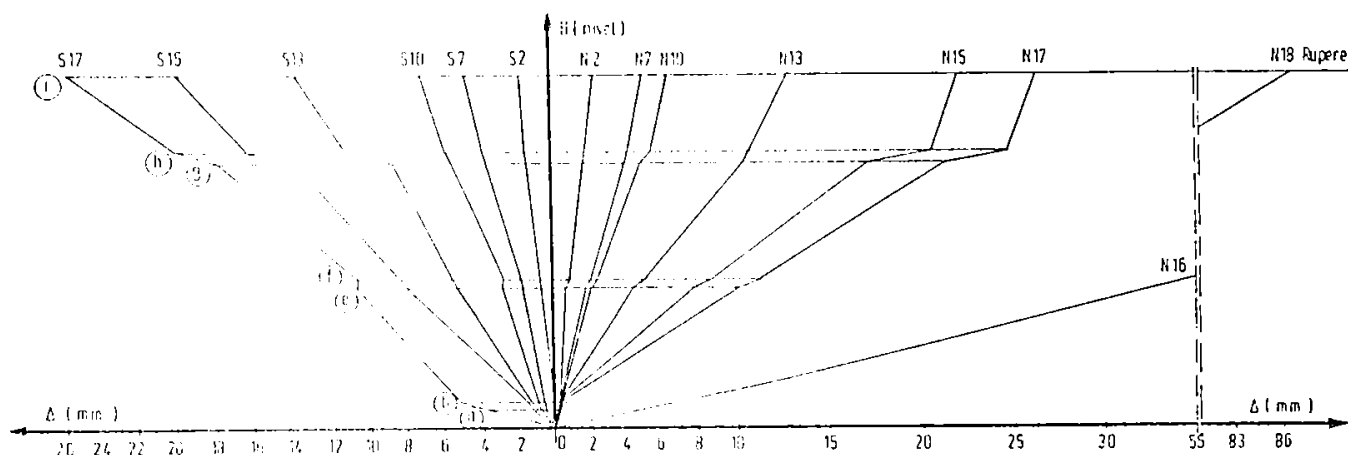


Figura 6.34 DEFORMATA PERETELUI STRUCTURAL F5

f) Modelul experimental F6

Capacitatea portantă experimentală a modelului F6 a avut valoarea $P_{\max} = 18,35$ tf, valoare înregistrată la rupere în semiciclul N₁₆. De menționat că în semiciclul N₁₂ s-a înregistrat $P_{\max} = 23,70$ tf. Fisurarea s-a produs la încărcarea orizontală $P_{\text{fis}} = 13,00$ tf, iar curgerea la $P_c = 17,00 \div 18,95$ tf.

Comparația experiment - calcul, efectuată pentru fazele caracteristice de comportare rezultă din Tab. 6.29.

Tabel 6.29 CAPACITATEA PORTANTĂ

Model F6	Experiment		Calcul		$\frac{P_{\text{exp}}}{T_{\text{calc}}}$
	P (tf)	M (tfm)	T (tf)	M (tfm)	
Faza					-
Curgere armătură	17,0 ÷ 18,95	62,9 ÷ 70,1	16,8	62,2	1,02 ÷ 1,13
Rupere (st. ultim)	18,35	68,0	18,0	67,0	1,02

Deformabilitatea a fost apreciată, ca și în cazurile anterior prezentate, în figura 6.35 fiind prezentată deformata peretelui prefabricat F6 în diferite etape de încărcare.

6.5. Interpretarea comparativă a rezultatelor experimentale

6.5.1. Comportarea modelelor experimentale

Modul de comportare al modelelor experimentale a fost sintetizat în tab.6.30

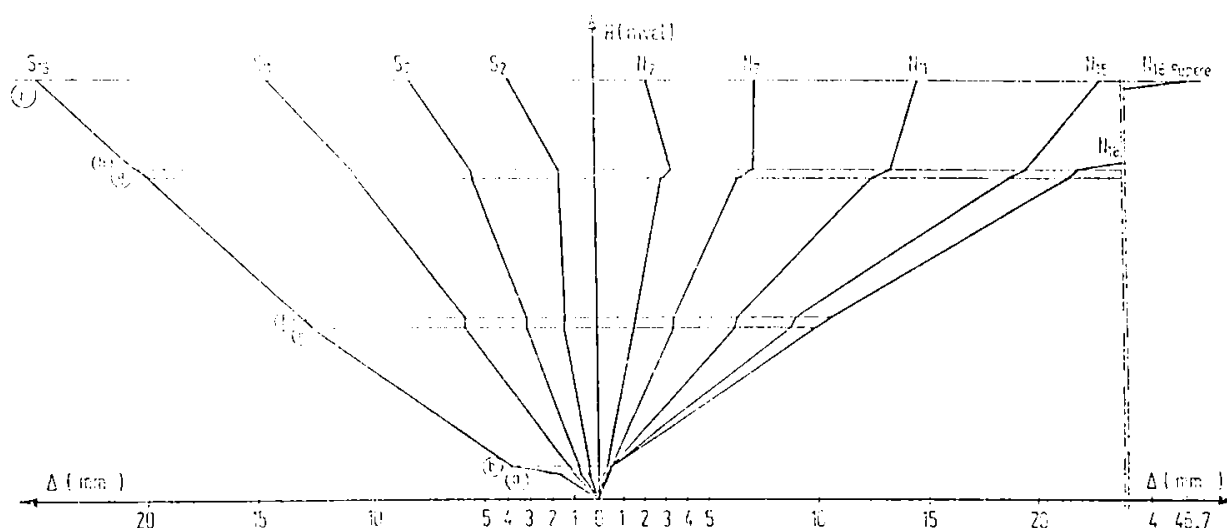


Figura 6.35 DEFORMATA PERETELUI STRUCTURAL F6

Toate modelele au parcurs o primă etapă elastică până la valoarea forței orizontale de cod (etapa I). În etapa a II-a, până la valoarea forței orizontale asociate momentului capabil de calcul, au apărut primele fisuri orizontale în rosturile de la bază. În etapa a III-a de deplasări impuse, corespunzătoare curgerii armăturii din zona întinsă, starea de fisurare s-a extins pe înălțimea primului nivel, cuprinzând și rosturile orizontale superioare. La deplasări impuse mari, degradările au cuprins în general primul nivel sub forma unor fisuri orizontale și înclinate etapa IV-a; nu au apărut fisuri în lungul rosturilor verticale. Cedarea (etapa a V-a) s-a produs în toate situațiile din înconvoierea generală, prin ruperea armăturilor întinse și deschiderea pronunțată a fisurilor în rostul de la bază la modelele M1, F2, F4, F5 și F6, respectiv printr-o fisură orizontală la partea superioară a fundației la modelul F3. În plus la modelul F6, înaintea ruperii s-au produs fisuri înclinate, precum și o fisură în lungul îmbinării verticale dintre talpă și inimă, în zona comprimată a elementului, fisură ce a afectat conlucrarea dintre inimă și talpă.

Tabel 6.30

Element	I. Etapă		II. Până la P asociat momentului capabil de calcul		III. Deplasări impuse cosp. curgerii armăturii		IV. Deplasări impuse mari		V. Cedare	
	P (tf)	Observații	P (tf)	Observații	P (tf)	Observații	P (tf)	Observații	P (tf)	Δ (mm)
Element monolit M1	4,8	element nefisurat	7,2 ÷ 9,6	fisuri orizonta- le în rosturile "a" și "b"	9,6 ÷ 13,7	fisuri orizonta- le în rostul "e" și pe înălțimea primului nivel	starea de fisurare se extinde pe primul nivel - fisuri orizon- tale și înclinate	24,13	73,10	- prin înconvoiere generală a peretelui și deschiderea fisurilor în rost "a" și "b"
Element prefabricat F2	4,8	element nefisurat	6,35 ÷ 9,3	fisuri în rosturile "a" și "b" de la bază	9,3 ÷ 15,0	fisuri în rostu- ile "e" și "f" precum și pe primul nivel	starea de fisu- rare cuprinde și porțiunea centrală a parterului transversal pe îmbinarea verticală	21,50	80,00	- prin înconvoiere generală cu deschidere pronunțată a fisurii din rost "b"
Element prefabricat F3	4,8	element nefisurat	7,60 ÷ 9,3	fisuri în rostul de monolitiza- re "a"	9,6 ÷ 13,10	fisuri pe înălți- mea primului nivel concen- trate la cape- tele peretelui	- -	25,90	96,40	- prin înconvoiere generală cu deschiderea pronunțată a unei fisuri orizontale la partea superioară a fundajiei

Etapă	I. Elastică până la forța de cod		II. Până la P asociat momentului capabil de calcul		III. Deplasări impuse cosp. curgerii armăturii		IV. Deplasări impuse mari		V. Cedere	
	P (tf)	Observații	P (tf)	Observații	P (tf)	Observații	P (tf)	Observații	P (tf)	Δ (mm)
Element prefabricat F4	4,8	element nefisurat	$5,75 \div$ 9,3	fisuri în rostu- rile "a", "b", "e" și "f"	$9,3 \div$ 14,90	starea de fisur- rare s-a extins pe înălțimea parterului și la partea inferioa- ră a etajului I	starea de fisurare se accentuează	22,15	66,30	- prin înconvoiere generală a peretelui
Element prefabricat F5	4,8	element nefisurat	$6,36 \div$ 9,1	fisuri în rosturile de la bază "a" și "b"	$9,1 \div$ 11,0	fisuri în rost "e" și "f" și mici pe primul nivel	starea de fisu- rare cuprinde primul nivel - fisuri orizonta- le și înclinate	19,35	86,10	distrugere armătură întinsă. zdrobirea par- țială a betonu- lui comprimat
Element prefabricat F6	5,7	element nefisurat	13,00	fisuri în tălpi și inimă în rostu- rile "a", "b", "e" și "f"	17,00	starea de fisu- rare s-a extins pe înălțimea parterului fisuri orizon- tale în tălpi și înclinate în inimă	fisuri verticale în zonele comprimate în lungul îmb. verticale dintre inimă și tălpi	23,70	60,7	- " -

6.5.2. Caracteristici de ductilitate

Caracteristicile de ductilitate sunt sintetizate în Tab. 6.31.

Tabel 6.31 CARACTERISTICI DE DUCTILITATE

Model experimental	M1	F2	F3	F4	F5	F6
Curbură în zona critică - experimental						
Φ_p [$10^{-6}/\text{mm}$]	0,969	0,984	0,974	1,159	1,88	-
Φ_u [$10^{-6}/\text{mm}$]	4,00	2,794	2,476	3,682	2,48	-
Lungimea zonei plastice l_p (m)						
- experimental când $\varepsilon > \bar{\varepsilon}_{ap}$	1,3; 1,8	0,6; 1,10	0,90; 1,30	0,8; 1,40	0,85	0,85; 1,0
pe baza curburilor	1,10	1,10	-	necon- cludent	-	-
- teoretic $l_p = 0,4h + 0,0511$	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
Capacitatea de rotire a zonei plastice						
- experimental	0,00344	0,00236 0,00232	0,002133 0,001984	0,002506 0,002677	0,0021 0,0022	0,0024 0,0024
- teoretic	0,00333	0,00205	0,001457	0,00277	0,00058	-
Ductilitatea de element	19,5	6,15	14,83	8,3	13,45	7,65
Ductilitatea cumulată	24,5	15,0	23,83	26,3	26,47	38,86

6.5.3. Caracteristici de rigiditate

Rigiditatea de deplasare este prezentată în tab. 6.32.

Tabel 6.32 RIGIDITATEA DE DEPLASARE

RIGIDITATE										
Model	Valori absolute					Valori relative				
	K_I	K_{II}	K_{III}	K_{IV}	K_R	K_I/K_I	K_{II}/K_I	K_{III}/K_I	K_{IV}/K_I	K_R/K_I
M1	9,60	6,00	3,42	3,36	0,20	1,00	0,625	0,357	0,350	0,021
F2	4,80	1,82	1,15	1,15	0,27	1,00	0,379	0,240	0,240	0,056
F3	4,00	2,02	1,90	1,66	0,27	1,00	0,505	0,475	0,415	0,067
F4	5,33	2,51	1,86	1,76	0,33	1,00	0,471	0,349	0,331	0,063
F5	2,18	2,00	1,72	0,66	0,22	1,00	0,917	0,788	0,303	0,103
F6	2,92	2,88	2,56	1,03	0,39	1,00	0,986	0,877	0,353	0,133

După cum era de așteptat, rigiditatea inițială a modelului monolit M1 este mare față de rigiditatea modelelor prefabricate. Scăderea rigidității pe măsura creșterii deplasării, este evidentă pentru toate modelele experimentale, pe măsură ce regimul de solicitare alternantă este mai sever. Prezența tălpilor la modelul experimental F6 îi conferă acestuia valori sporite de rigiditate.

6.5.4. Caracteristici de rezistență și deformabilitate

Caracteristicile de rezistență și deformabilitate, reprezentate prin valorile forțelor și deplasărilor la vârf corespunzătoare unor faze semnificative de comportare, sunt sintetizate în tabelul 6.33 și tabelul 6.34. În tab. 6.33 sunt prezentate primele patru modele experimentale modelul monolit M1 și modelele alcătuite ca pereți prefabricați F2, F3 și F4, care au urmărit influența îmbinărilor asupra răspunsului structurii.

Tabel 6.33 CARACTERISTICI DE REZISTENȚĂ ȘI DEFORMABILITATE

Model	M1		F2		F3		F4	
	P (tf)	Δ (mm)	P (tf)	Δ (mm)	P (tf)	Δ (mm)	P (tf)	Δ (mm)
fisurare	7,2	0,90	6,35	1,85	7,60	3,10	5,75	1,80
curgere	13,7	4,00	15,00	13,00	13,10	5,50	14,90	8,00
rupere	24,13	73,10	21,50	80,00	25,90	96,40	22,15	66,30

În tab. 6.34 sunt date caracteristicile de rezistență și deformabilitate ale elementelor experimentale F5 și F6 care au servit la stabilirea influenței formei secțiunii transversale asupra răspunsului structurii.

Tabel 6.34 CARACTERISTICI DE REZISTENȚĂ ȘI DEFORMABILITATE

Model	F5		F6	
	P (t)	Δ (mm)	P (t)	Δ (mm)
fisurare	6,36	3,00	13,00	4,50
curgere	11,00	6,40	17,00	6,10
rupere	19,35	86,10	23,70	60,70

Cap. 7 CONCLUZII

Sistemul constructiv al diafragmelor asamblate din panouri mari prefabricate de beton armat a fost utilizat la o scară mare în întreaga lume datorită avantajelor prezentate de acest sistem vizând înaltul grad de industrializare al execuției panourilor și comportarea corespunzătoare în zone seismice.

Industrializarea execuției clădirilor prin prefabricare are consecințe firești și benefice asupra productivității muncii, calității produselor și a prețului de cost.

În România sistemul constructiv al diafragmelor asamblate din panouri mari prefabricate de beton armat este folosit de peste 30 de ani și este de așteptat să fie folosit și în viitor în centrele puternic populate în care terenul de construcție este scump iar cererea de locuințe are un caracter de masă.

După cum s-a mai specificat, sistemul constructiv cu pereți structurali este cel mai potrivit pentru preluarea acțiunilor seismice intense, iar betonul armat ca material principat este mai ușor de procurat, pentru construcții de masă, decât orice alt material.

Având în vedere cerințele de bună utilizare a terenului disponibil în marile centre populate se poate anticipa că regimul de înălțime se va menține de la P+4E până la P+8E și chiar va fi sporit, luând în considerare faptul că în multe țări avansate economic și social blocurile de locuințe din panouri mari prefabricate de beton armat ajung la 20-25 de niveluri. De asemenea panourile mari pot fi folosite la fel de bine și pentru case mai mici de P+1E până la P+3E. (Proiect I.P.C.T. Nr. 100 ptr. Israel).

Bineînțeles trebuie avute în vedere problemele de ridicare a calității termice, a securității anvelopei, creșterea gradului de finisare în uzinele de prefabricate precum și crearea unei mari varietăți de elemente arhitecturale pentru clădirile din elemente prefabricate.

Obiectul lucrării de față este analiza structurilor cu panouri mari prefabricate de beton armat și are la bază cercetările teoretice și experimentale întreprinse de autor ce au urmărit elucidarea unor probleme privind calculul și comportarea de ansamblu a sistemului structural cât și cele privind îmbinările dintre panouri.

În capitolul I este prezentat un scurt istoric al construcțiilor realizate cu ajutorul elementelor prefabricate de beton armat trecându-se în revistă cele mai importante repere începând din anul 1891. Față de anul de naștere al betonului armat (1848-1849) se observă că apariția primelor elemente prefabricate portante este foarte rapidă. Folosite pentru grinzi, elemente de acoperiș, stâlpi, elemente de pereți și planșee prefabricatele au fost utilizate atât pentru construcții industriale cât și pentru construcții civile. Realizarea integrală a clădirilor civile din elemente prefabricate a luat un avânt deosebit în Europa o dată cu terminarea celui de-al doilea război mondial. Structura de rezistență cu pereți portanți fiind sistemul constructiv cel mai răspândit pentru clădirile cu compartimentare deasă, comportarea corespunzătoare la acțiunea seismică de mare amplitudine și avantajele economice aduse de prefabricare, recomandă structurile cu panouri mari de beton armat ca fiind cele mai avantajoase.

Având în vedere că rezistența de ansamblu a clădirilor cu panouri mari prefabricate depinde în primul rând de capacitatea de rezistență și deformare a îmbinărilor, că aceste îmbinări pot conferi structurii un caracter de sistem autoadaptabil capabil de a-și modifica controlat caracteristicile dinamice sub efectul unui cutremur, este firească preocuparea continuă pentru realizarea de îmbinări cu caracteristici îmbunătățite.

Tot în capitolul I se prezintă evoluția alcătuirii pereților structurali prefabricați de beton armat folosiți în România diferențiat prin cele două aspecte principale: modul de realizare al panourilor prefabricate și modul de realizare al îmbinărilor orizontale și verticale dintre panouri.

Datorită varietății soluțiilor îmbinărilor de rezistență dintre panouri folosite în lume a fost necesară realizarea unei clasificări prezentate în capitolul 2 la punctul 2.1. Criteriile clasificării au vizat modul de realizare al îmbinărilor, poziția lor în structură, funcția îndeplinită de aceste îmbinări din punctul de vedere al transmiterii forțelor de la un panou la altul și modul general de comportare al îmbinărilor.

Metodologia de realizare a încercărilor experimentale a cunoscut de asemenea o evoluție prin trecerea de la încercările realizate cu încărcări statice monotone pe fragmente de îmbinări la încercări cu încărcări statice alternante de tip seism și chiar încărcări dinamice pe modele de îmbinări la scară naturală și pe modele de pereți structurali. La punctul 2.2 este prezentată metodologia de încercare la sarcini ciclice alternante cu deplasare impusă prezentată în cadrul RILEM la Copenhaga în comparație cu metoda propusă de I.C.C.P.D.C - I.P.C.T., utilizată și de autor în cadrul programului experimental inclus în lucrare.

Opțiunea în favoarea metodologiei de încercare I.C.C.P.D.C. - I.P.C.T. este motivată de faptul că deplasarea impusă de $0.7 A_u^{mon}$ (propusă de R.I.L.E.M.) duce la solicitarea îmbinării în domeniul postelastice iar o deplasare impusă mai mare decât deplasarea monotonă ultimă A_u^{mon} solicită îmbinarea dincolo de forța de lunecare maximă T_u , zonă instabilă cu degradări mari și deplasări ce nu mai pot fi oprite. Metodologia de încercare adoptată de autor ia în considerare deplasarea (lunecarea) corespunzătoare apariției primei fisuri înclinată în betonul de monolitizare cu deschidere de cel puțin 0.1mm ca limită între domeniul elastic și domeniul postelastice. Deplasarea impusă se stabilește ca un submultiplu (domeniul elastic) sau multiplu (domeniul postelastice) al deplasării la fisurare, cu condiția ca deplasarea impusă în domeniul postelastice să nu depășească valoarea deplasării ultime din încercări cu încărcări monotone.

În capitolul 2 la punctul 2.3 și 2.4 și 2.5 sunt prezentate studiile experimentale și teoretice privind comportarea de ansamblu a îmbinărilor panourilor mari precum și procedeele și dispozitivele utilizate pentru realizarea încercărilor experimentale de către diferiți cercetători.

Concluziile care s-au desprins în urma studierii unui vast material bibliografic se referă la:

a) îmbinări umede nearmate cu fețe netede în îmbinare.

-rezistența la forfecare a îmbinării este condiționată de frecarea ce se produce între betonul prefabricat al panourilor și betonul monolit din îmbinare;

-frecarea fiind în esență coeficientul de frecare multiplicat cu forța de compresiune din îmbinare, aceștia vor fi cei doi parametri care influențează rezistența la forfecare;

-coeficienții de frecare propuși de diferiți cercetători variază funcție de valoarea încărcării verticale, ce produce compresiune în îmbinare și de tipul încărcării care produce forfecarea (monotonă sau ciclică) și au valori situate între 0,96 (la încărcări verticale mici) și 0,66 (la încărcări verticale mari) după Verbič [131], 0,4 sau chiar mai puțin (încărcări ciclice) după Brakov și Sachanski [11], 0,2 și 0,8 cu o valoare eurentă de 0,7 la încărcări statice după Fintel și Schultz [21];

-în cazul încercărilor ciclice se observă o pierdere inițială de rezistență urmată de degradarea rigidității, dar această pierdere de rezistență este mai mică dacă există compresiune în îmbinare, în esență comportarea globală este una elasto-plastică;

b) îmbinări umede nearmate și armate la panouri prevăzute cu profile marginale

-îmbinările cu dinți prezintă o rezistență substanțial îmbunătățită față de cele plane (figura 2.19), rezistență care este pierdută o dată cu ruperea dinților; Velcov [129, 130] aproximează sporul de rezistență și deformabilitate la 50%;

-rezistența maximă a îmbinărilor cu dinți depinde în mare măsură de configurația dinților și de distanța dintre ei; rezistența reziduală de forfecare (după cedarea dinților) depinde mai puțin de geometria dinților în schimb este influențată de frecarea din îmbinare și bineînțeles de existența armăturii ce traversează îmbinarea [47];

-prezența armăturii ce traversează îmbinarea mărește rezistența la forfecare a îmbinării prin "efectul de dom" și "efectul de strângere" [81, 131], "efectul de strângere" este influențat de aria și rezistența armăturii și este preponderent;

-încărcările ciclice duc la descreșterea progresivă a rezistenței și rigidității [131, 47, 104, 48]; conform lui Lacombe și Pommeret [47] se observă o descreștere progresivă a rigidității, bucelele histerezis ciupite indicând o capacitate mai scăzută de absorbție-disipare a energiei induse, dar ne fiind afectată rezistența reziduală a îmbinării; conform lui Mattock rezistența la forfecare sub încărcări ciclice este mai mică ca în cazul încărcărilor monotone iar Becker și Liorente [48] sugerează că această pierdere de rezistență sub încărcări seismice să fie luată în considerare prin micșorarea coeficientului de frecare;

-unanim acceptată [131, 47, 129, 130] este concluzia că prezența forței de compresiune normală pe îmbinare mărește frecarea în planul de forfecare și deci îmbunătățește comportarea îmbinării atât în cazul îmbinărilor nearmate cât mai ales la cele armate;

-aderența dintre fețele panourilor și betonul de monolitizare influențează în mod sensibil comportarea îmbinărilor umede și în special comportarea îmbinărilor nearmate;

c)îmbinări uscate

-conexiunile realizate prin intermediul plăcuțelor metalice ancorate în panourile prefabricate și legate între ele prin sudură au o capacitate bună de deformare în condițiile de solicitare ciclic alternantă [115];

-au fost identificate trei tipuri de transmitere a efortului de forfecare pentru îmbinările uscate de tip conexiune dintre care presiunea exercitată de capetele plăcilor metalice pe beton și presiunea betonului în jurul pragurilor de ancorare sînt determinante;

d) procedeele și dispozitivele utilizate de cercetători pentru efectuarea de încercări pe îmbinări verticale și orizontale:

-se observă o evoluție a procedeelelor și dispozitivelor utilizate legată direct de caracteristicile îmbinărilor (aflăte la rîndul lor într-un continuu proces de îmbunătățire) și de parametri studiați;

-în cazul îmbinărilor verticale au fost urmărite aspecte legate de modul de cedare al îmbinărilor; rezistența îmbinărilor, lunecările și deplasările transversale din îmbinări; influența îmbinărilor orizontale asupra celor verticale, efectul de aderență;

-parametrii variabili luați în considerare sunt:

- limita elastică, diametrul și distribuția armăturii, rezistența betonului la Mattock [39, 61, 63];
- existența profilelor marginale ale panourilor din îmbinare și a armăturii de rezistență la Halasz și Tantom [33];
- factorii tehnologici (prefisurare, vibrarea betonului), geometria îmbinării, influența efortului de compresiune din îmbinare la Schwing [7, 107, 108, 109];
- existența armăturii de rezistență distribuită sau concentrată în îmbinarea Mehlhorn, Schwing și Berg [65];
- geometria dinților din îmbinare, procentul de armare și rezistența betonului la Peterson [88], Chakrabanti, Bhise, Sharma [13] și la Pommeret [43, 44, 94, 95];

-în cazul îmbinărilor orizontale s-a studiat modul de cedare Fouchart și Cortini [25], influența îmbinărilor orizontale asupra rezistenței elementelor prefabricate Lugez [55, 56], influența disimetriei îmbinărilor (planșee inegale) -Guillaud și Morlier [31,32], Lugez și Zarzycki, Harris și Muschirutch [55, 37];

-parametrii variabili luați în considerare sunt :

- forma marginilor panourilor din îmbinare la Fouchart și Cortini [25];
- momentul aplicat planșeului; caracteristicile betonului din îmbinare, panouri de planșeu și panouri de perete; rezistența mortarului și tipul armăturii principale la Lugez[55, 56];
- caracteristicile geometrice ale îmbinării , calitatea betonului din elementele prefabricate și din îmbinare la Guillaud și Morlier [31, 32]; la Harris și Muskirutch [37];
- rezultatele acestor studii sunt prezentate sub formă de curbe efort tangent-lunecare; încărcare de rupere-lunecare, forță tăietoare-deplasare transversală, diagrame și formule ce definesc coeficienți exprimând influența parametrilor luați în considerare;

e) relațiile de calcul ale efortului de rupere din îmbinare:

- relațiile de calcul deduse pe baza încercărilor experimentale au un caracter empiric, sunt funcție de parametri luați în considerare și de natura îmbinărilor;
- mai simple sau mai complexe ele cuprind în general procentul și limita elastică a armăturii transversale, rezistența la compresiune și rezistența la întindere a betonului din îmbinare, lungimea și lățimea unui dinte și aria îmbinării;
- în cazul îmbinărilor orizontale Guillaud și Morlier definesc calitatea acestora și modul de rupere pe baza rapoartelor m_E (2.16) între modulul de elasticitate al betonului elementului de planșeu și al betonului din îmbinare și m_R (2.17) între rezistența la întindere a betonului din planșee și a betonului din îmbinare;
- f) utilizarea metodelor numerice pentru studiul teoretic al comportării îmbinărilor și al influenței acestora asupra structurii în ansamblu;
- pe lângă calculul elastic al îmbinărilor s-au realizat și programe de calcul, în general bazate pe metoda elementelor finite, care țin cont de gradele de non-liniaritate geometrice, fizice și de comportament ale îmbinării - Schwing [108, 110, 111], Peterson [89, 90, 91], C.I.R.I.A. [4, 59];
- g) studii teoretice privind mecanismele de rupere
- Tassios [120, 121, 122], prin descompunerea îmbinării în biele, prezintă trei mecanisme care caracterizează cei trei parametri ai rezistenței la forfecare - forfecarea pură pe suprafața înclinată a dinților, efectul de pană și rezistența prin frecare.

Capitolul 3 intitulat "Comportarea îmbinărilor structurilor cu panouri mari prefabricate de beton armat" cuprinde considerații asupra comportării îmbinărilor cu prezentarea curbelor caracteristice, factorii care influențează capacitatea portantă a îmbinărilor și modul de cedare, modul de calcul al capacității portante conform normelor străine și românești.

Subcapitolul "Considerații asupra comportamentului îmbinărilor" este structurat pe mai multe probleme. La 3.1.1 sunt prezentate curbele caracteristice determinate de Pommeret pentru îmbinările în care marginile panourilor sunt profilate și pentru îmbinările în care marginile panourilor sunt netede sau ondulate (figura 3.1a și b). Determinate experimental curbele efort tangențial (de forfecare) - lunecare relevă existența unor puncte de referință: efortul tangențial de rupere t_r și lunecarea corespunzătoare g_r , efortul tangențial minim t_m și lunecarea corespunzătoare g_m , efortul tangențial extrem t_c și lunecarea corespunzătoare g_c (în cazul îmbinărilor cu fețe profilate ale panourilor) și efortul tangențial ultim convențional t_{uc} la o lunecare g_c arbitrară de 1mm (ordinul de mărime al lui g_r observat pe curba din figura 3.1a), efortul tangențial extrem t_c și lunecarea corespunzătoare g_c (în cazul îmbinărilor la care panourile au fețe netede sau ondulate).

Fenomenul de aderență dintre betonul de monolitizare și marginile elementelor prefabricate, cu efecte sensibile asupra curbei caracteristice, este un fenomen aleator, a cărui efect favorabil este distrus în cazul îmbinărilor reale de apariția fisurilor provocate de contracție, fluaj și dilatare termică diferențiată.

La 3.1.2 sunt definite îmbinările de forfecare și îmbinările de compresiune criteriul de bază fiind forțele determinante în rezistența îmbinării. Astfel îmbinările verticale fiind supuse în principal la forțe tangențiale la axa lor vor fi numite "îmbinări de forfecare" iar îmbinările orizontale fiind supuse la forțe ce acționează perpendicular pe îmbinare vor fi numite "îmbinări de compresiune". În cazul încercărilor orizontale mari (seism) și a încărcărilor verticale mai reduse se poate vorbi și în cazul îmbinărilor orizontale de îmbinări de forfecare.

În metodele complexe de analiză structurală se ține cont pe lângă rezistență și de deformabilitatea îmbinării caracterizată de rigiditatea la forfecare C_j (relația 3.2 și figura 3.4. a) în cazul îmbinărilor de forfecare și de rigiditatea la compresiune K_j (relația 3.3 și figura 3.4. b) în cazul îmbinărilor de compresiune.

În continuare sunt prezentate curbele caracteristice forță de forfecare - deplasare (lunecare) sintetizate de Lewicki [50, 51, 52] pe baza studiilor experimentale întreprinse de o serie de cercetători asupra îmbinărilor de forfecare.

Panourile ce se îmbină pot fi prevăzute cu profile marginale (figura 3.6 a) sau nu sunt prevăzute cu profile (figura 3.6 b).

În primul caz se pot distinge mai multe stadii - pierderea aderenței dintre betonul de monolitizare și cel prefabricat (cu posibilitatea ca datorită contracției betonului proaspăt, fisurile la interfețele panou-îmbinare să apară înainte de aplicarea forțelor de forfecare); formarea fisurilor înclinate în îmbinare; forfecarea la baza dinților de forfecare cu atingerea rezistenței maxime a îmbinării R_{jv} și a unei deplasări u considerată de aproximativ 1,0mm; descreșterea capacității de rezistență a îmbinării până la valoarea reziduală R_{jvu} la deplasări mai mari $u > 5,0$ mm.

În cazul îmbinărilor cu fețe plane curba caracteristică nu prezintă un vârf, valoarea lui R_{jv} fiind mai apropiată de valoarea din primul caz la îmbinările cu suprafețe rugoase și mult mai mică la îmbinările panourilor ce au suprafețe netede în îmbinare.

Lishak [53] arată că deplasarea u depinde de valoarea forței de forfecare aplicată îmbinării și de timpul de la turnarea betonului de monolitizare la care se aplică încărcarea.

În general rezistența medie de forfecare și rezistența de calcul la forfecare sunt prezentate ca sume (relațiile 3.4.....3.13) ale aportului de rezistență adus de betonul de monolitizare și de armătura de rezistență din îmbinare, relațiile de calcul ținând cont de tipul îmbinării (panouri cu fețe plane sau profilate în îmbinare) și de mărimea forțelor normale din îmbinare.

Relațiile (3.13a și b) propuse de Mehlhorn, Schwing [66] și de Eriksson [18] prezintă o corelare mai bună cu rezultatele experimentale, în schimb sunt mai puțin practice pentru calcul ca și relațiile (3.5, 3.7, 3.9, 3.11) date de C.E.B.-F.I.B. [137, 138], Tassios și Tsoukantas [124] (relația 3.12).

Conform diagramelor din figura 3.8 lunecarea u_R este 1,0mm pentru îmbinările verticale când unghiul dintre margine înclinată a dintelui și o dreaptă perpendiculară pe axa îmbinării este mai mic sau egal cu 30° , 2,0mm și chiar mai mult dacă acest unghi este mai mare de 30° [46, 49].

Deplasările u_R sunt mai mari [46] dacă îmbinările de forfecare sunt supuse și la forțe mari de compresiune, iar dacă forțele normale sunt de întindere forma diagramei V- u este aplatizată și valoarea lui u_R se micșorează. Deplasarea maximă u_{RU} este mai mică în cazul îmbinărilor plane decât în cazul îmbinărilor cu dinți.

Pe baza încercărilor experimentale [46] s-a ajuns la concluzia că deplasarea perpendiculară pe planul îmbinării, neglijată în general în analiza structurală, este aproximativ jumătate din deplasarea u , paralelă cu axa îmbinării (lunecarea).

Modurile de rupere determinate [4, 19, 25, 39, 57, 88, 92, 93, 94, 98, 101] la îmbinările profilate (figura 3.9 și 3.10 la 3.13) sunt: forfecarea la baza dinților, strivirea betonului de monolitizare în porțiunea înclinată a dintelui de monolitizare, dislocarea betonului de monolitizare față de margine a panoului; ruperea prin compresiune, forfecarea pragului profilului marginal al panoului (ultima modalitate fiind puțin probabilă datorită calității mai slabe, de obicei, a betonului de monolitizare față de betonul din elementele prefabricate). În figura 3.10 este prezentată succesiunea apariției fisurilor definind modurile de rupere de tip I (fără fisuri la colțurile dinților) și de tip II (cu fisuri diagonale în îmbinare însoțite de forfecarea la colțurile dinților).

La tipul I de rupere primele care apar sunt fisurile de la interfața panou prefabricat-beton de monolitizare, se datorează fenomenului de contracție a betonului monolit (pot să apară și când forța de forfecare este zero) și forțelor de forfecare din îmbinare. Forța normală de compresiune din îmbinare crește valoarea forței de forfecare la care apare prima fisură iar forța normală de întindere reduce considerabil această valoare. Apar apoi fisurile diagonale datorate forțelor mari de compresiune în bielele de beton și ruperea se produce prin forfecare la baza dinților de monolitizare. Tipul II de rupere debutează prin apariția fisurilor diagonale datorate compresiunii în bielele de beton însoțite de strivirea betonului de monolitizare la marginea dintelui, cauzată fie de rezistența scăzută a betonului de monolitizare fie de presiunile locale ce apar pe marginea dintelui. Ca și la tipul I fisurile de forfecare de la baza dinților apar în stadiul ultim al îmbinării.

În cazul în care fețele panourilor sunt plane în îmbinare dezvoltarea fisurilor este restrânsă la început în zona de contact beton prefabricat din panou-beton monolit din îmbinare. Forța normală din îmbinare de compresiune sau întindere are același efect ca și în cazul îmbinărilor cu dinți. După

aparitia fisurilor deplasările cresc considerabil cu o rată de creștere $\Delta V/\Delta u$ apropiată de cea de la îmbinările profilate la care s-a produs forfecarea dinților.

Diferențe între modalitățile de apariție a fisurilor există și între îmbinările deschise și cele închise. Cele din urmă dezvoltă o adeziune mai puternică între betonul prefabricat și cel monolit, datorită ariei extinse de contact, dar aceasta nu exclude apariția câtorva fisuri mici din contracția betonului monolit de-a lungul planului de contact.

În continuare la 3.14 este prezentată analiza teoretică a comportamentului îmbinărilor verticale profilate și prefisurate realizată pe baza încercărilor experimentale întreprinse de diferiți cercetători [7, 33, 34, 94, 98]. Transmiterea forței de forfecare de la o bordură la alta traversând îmbinarea se face printr-o combinație de mecanisme ce acționează simultan: transferul prin forfecare directă (bielele de compresiune), transferul prin intermediul armăturii de rezistență (efectul de dorn), prin efectul de împănare și prin efectul de angrenare. O explicație a acestor mecanisme se poate realiza prin decuparea îmbinării în biele (figura 3.11). Transferul prin forfecare directă rezultat al transmiterii efortului de forfecare între cele două suprafețe de contact prin intermediul bielor de compresiune se datorează existenței dinților care se comportă ca niște reazeme [14, 19, 121]. Armăturile transversale au și ele rol considerabil în transferul forțelor prin efectul de dorn, efortul de întindere din armătură fiind echilibrat de efortul de compresiune din beton la nivelul bazei dinților, dacă sunt asigurate lungimi suficiente de ancorare de o parte și de alta a planurilor de contact. S-a ajuns la concluzia [121] că la valori mai mari ale lunecărilor "efectul de dorn" se reduce la jumătate și că armătura repartizată pe lungimea unei îmbinări conduce la rezistențe mai mari cu 10-15% față de armătura concentrată. Efectul de împănare și efectul de angrenare joacă un rol ce nu poate fi neglijat în cazul îmbinărilor prefisurate.

Factorii care influențează capacitatea portantă a îmbinărilor și modul de rupere sunt prezentați în subcapitolul 3.2. Creșterea rezistenței betonului de monolitizare duce fără discuție la creșterea încărcării de rupere mai ales în cazul îmbinărilor armate [39, 61]. Încărcarea de rupere este după Pommeret [47, 94] și Schwing [7, 107] proporțională cu rădăcina pătrată din rezistența la compresiune a betonului, C.I.B. [36] propune o relație liniară iar Peterson și Eriksson [88] consideră că încărcarea de rupere crește de asemenea și o dată cu creșterea rezistenței betonului la întindere. În cazul îmbinărilor orizontale cu subbetonare Moga [77] demonstrează pe baza încercărilor experimentale realizate de Pume [100] scăderea capacității portante cu 15-20% când diferențele de rezistență la compresiune între betonul din panouri și cel din monolitizare este mai mare de 20%.

Influența armăturii de rezistență este confirmată de asemenea prin creșterea semnificativă a forței capabile de forfecare o dată cu majorarea secțiunii de armătură [77] și mai ales o dată cu produsul dintre secțiunea de armătură și limita elastică a oțelului [34, 94]. Forma armăturilor nu influențează în mod semnificativ forța capabilă de forfecare dar pentru asigurarea unei continuități mecanice corespunzătoare este preferabilă armarea cu bucle [77, 101, 102]. O problemă ce nu trebuie neglijată este ancorarea armăturilor, deoarece armăturile insuficient ancorate nu ajung la plastificare ceea ce conduce la încărcări de rupere mai mici ale îmbinării.

Aria și geometria dinților influențează de asemenea semnificativ încărcarea de rupere. După Halasz [33] și Pommeret [47, 94] încărcarea de rupere a îmbinărilor cu dinți este de trei ori mai mare decât a îmbinărilor plane, existând după Pommeret [47] și o creștere a încărcării ultime o dată cu creșterea secțiunii unitare a dinților. Această creștere se produce până la o anumită limită, peste care ruperea va avea loc în panou în loc de îmbinare. Secțiunea unitară a dinților (B) este un parametru determinant al comportamentului îmbinării, sub rezerva că această creștere a încărcării ultime o dată cu B nu este identică pentru diferite procente de armare (figura 3.19).

Geometria dinților are o influență considerabilă asupra curbei caracteristice și asupra modului de cedare a îmbinării (figura 3.13 și 3.20). Pommeret considera că raportul $\lambda = \frac{a}{h} = 12$ va produce

ruperea prin strivirea betonului de monolitizare iar pentru $\lambda=6$ ruperea va interveni prin forfecare la baza dinților însoțită de forțe de compresiune considerabile. Cedarea prin dislocarea betonului de monolitizare se va produce când unghiul dintre marginea înclinate a dințului și axa îmbinării este

mai mic de 45° . Dacă acest unghi este mai mare de 45° încărcarea de rupere este ridicată și este însoțită de o lunecare mai mică.

Relațiile de calcul ale capacității portante atât pentru îmbinările verticale cât și pentru cele orizontale sunt prezentate în subcapitolul 3.3. Pentru îmbinările verticale s-au reținut relațiile din instrucțiunile românești P101/78 [143], propunerile I.P.C.T. București [149], recomandările C.E.B. din 1985 [136], prescripțiile sovietice [140] și cele date de A. Moga [77]. În cazul îmbinărilor orizontale cu subbetonare au fost prezentate relațiile date de C.E.B. [136], I.P.C.T. [149], Korcinski [45], instrucțiunile românești P101/78 [143], Moga [77], instrucțiunile sovietice [140], iar pentru îmbinările orizontale cu pat de mortar cele din P101/78; C.E.B. [141]; Vasiliev [128], Moga [77] și cele sovietice [140].

În capitolul 4 se face prezentarea prescripțiilor românești de proiectare a clădirilor cu structura de rezistență realizată cu diafragme asamblate din panouri mari de beton armat. Sintetic sunt prezentate probleme legate de protecția antisismică a construcțiilor prin proiectare (amplasarea construcțiilor, alcătuirea de ansamblu a construcțiilor, probleme specifice alcătuirii structurilor prefabricate); calculul structurilor la acțiunea seismică (modelarea în calcul a comportării structurale, metode de calcul la acțiunea seismică), calculul structurilor cu pereți portanți la acțiunea încărcărilor gravitaționale și orizontale.

Normativul P85-93 [146] -publicat în anchetă în 1993 și intrat în vigoare în 1996 tratează problema diafragmelor de beton armat în mod unitar fie că sunt monolite sau prefabricate. Prin măsurile de alcătuire a elementelor prefabricate și a îmbinărilor se urmărește obținerea unei comportări structurale, inclusiv în raport cu acțiunile seismice, similare cu cea a structurilor cu pereți monoliți de beton armat.

În privința alcătuirii îmbinărilor normativul P85 [146] indică folosirea, în toate cazurile, a îmbinărilor umede cu beton armat care au posibilitatea transmiterii continue a eforturilor de compresiune și lunecare. Având în vedere că la structurile cu diafragme este esențială posibilitatea mobilizării capacității de deformare post elastică asociată solicitării de încovoiere, P85 [146] pune condiția ca structurile prefabricate să nu se rupă prematur în îmbinări. De exemplu în cazul îmbinărilor verticale cu dinți și armături transversale, o concepție de proiectare corectă trebuie să aibă în vedere dezvoltarea unei forțe de lunecare maxime în îmbinare sensibil mai mică decât valoarea lunecării capabile în regim de solicitare monoton crescătoare. Această cerință derivă din faptul că incursiunile în domeniul deformațiilor mari sunt asociate cu ruperea dinților a căror capacitate de rezistență nu se poate reface conducând la degradarea capacității de rezistență a pereților structurali ce afectează siguranța de ansamblu a structurii.

În privința transmiterii forțelor în cadrul structurii P85 [146] prevede ca:

- forțele de compresiune să fie transmise prin contact nemijlocit prin intermediul betonului de monolitizare;
- forțele de întindere se transmit exclusiv prin armături înădite prin sudură, petrecere sau bucle petrecute;
- forțele de lunecare între panouri se transmit prin alveole, praguri (dinți), armături care traversează îmbinarea și sunt corespunzător ancorate (prin întinderea acestor armături se creează un efect de diagonală comprimată sau un efect echivalent de frecare pe suprafața de separație între betoane de vârste diferite).

Pentru asigurarea unui beton compact și rezistent care să umple spațiile dintre dinți (problemă vitală pentru rezistența îmbinărilor) se elimină soluțiile cu rezemarea panourilor de planșeu direct pe panourile de pereți și îmbinările verticale de tip "închis" și se prevede obligatoriu ca atât îmbinările verticale cât și cele orizontale să fie de tip deschis în vederea controlului calității betonului turnat.

În normativul P85/93 [146] se dau recomandări în privința geometriei dinților de monolitizare și se prevede ca lungimea totală a secțiunilor de forfecare a dinților să fie aproximativ jumătate din înălțimea panoului. Aceasta deoarece la clase de beton identice, rezistența dinților panoului prefabricat și a celor din monolitizări trebuie să fie egală iar limitarea inferioară a

numărului de dinți pe înălțimea unui nivel urmărește transmiterea cât mai uniformă a eforturilor în lungul îmbinării. În privința armăturilor de rezistență se recomandă:

- la îmbinările verticale-armare cu bucle petrecute minim 5 pe înălțimea unui nivel, iar dacă se adoptă soluția armăturii sub formă de mustăți acestea să fie poziționate în intrândurile dinților pentru conservarea integrității dinților;
- la îmbinările orizontale armăturile verticale din panouri cu rol de conectori și armătura de rezistență intermediară de încovoiere să se realizeze cu bare mai puține și cu diametru mai mare ($\geq 14\text{mm}$), iar armătura longitudinală din centură să fie alcătuită din cel puțin două bare ancorate corespunzător.

Și în privința calcului pereților structurali P85/93 [146] aduce unele modificări față de normativul P101-78 [143] cu privire la structurile prefabricate cu panouri mari de beton armat, acestea fiind prezentate în cadrul subcapitolului 4.3. Amintim aici:

- calculul pereților la încovoiere, compresiune excentrică și întindere excentrică unde nu mai este permisă utilizarea procedeelor aproximative;
- dimensionarea armăturilor verticale de conectare din îmbinările orizontale pentru structurile cu panouri mari se face conform STAS 10107/0-90 [148] unde pentru prima dată în normele de proiectare românești calculul la forță tăietoare în lungul unor secțiuni prefisurate este tratat pe baza mecanismului rezistenței la forfecare prin frecare "shear friction strength" [2, 39, 61, 63];
- valoarea eforturilor de alunecare în lungul îmbinărilor verticale se determină pe baza condiției de echilibru al forțelor în structură, având secțiunile de la extremitățile riglelor de cuplare și de la baza pereților structurali solicițate la capacitatea lor de rezistență.

Concepția proiectării antisismice a structurilor prefabricate cu panouri mari de beton armat este asigurarea unei comportări elastice a îmbinărilor, astfel încât să se poată mobiliza capacitatea lor de ductilitate prin deformații de încovoiere.

Infrastructura, componentă esențială a ansamblului structural, cu influență decisivă asupra răspunsului la încercări seismice este tratată în P85/93 [146], pentru prima oară, pe baze moderne. Prevederile se referă la probleme legate de alcătuirea, proiectarea, modelarea pentru calculul eforturilor și dimensionarea infrastructurii.

Capitolul 5 cuprinde studiile realizate de autor privind îmbinările verticale ale pereților structurali prefabricați de beton armat.

La 5.1 sunt trecute în revistă programele de calcul automat PANEL [118] și BIOGRAF [117] utilizate în cadrul programului de cercetare.

Subcapitolul 5.2 prezintă cercetări experimentale pe modele de îmbinări verticale în regim de încărcare static și monoton. Cele trei ansambluri încercate RV I, RV II și RV III au reprodus scara 1:1 două îmbinări verticale dispuse simetric față de un ax vertical, prevăzute cu alveole și armate diferit (figura 5.8). Această armare s-a realizat în scopul studierii influenței legăturilor asupra comportării la încercare (RV I - două legături orizontale cu bare $\phi 12$ din PC52, RV II - două legături orizontale sudate cu bare $\phi 12$ din PC52 și o bară verticală $\phi 12$, RV III - trei legături orizontale sudate cu bare $\phi 12$ din PC52). Cedarea ansamblurilor a avut un caracter elasto-plastic, definit printr-o deformație inițială elastică, apoi înainte de rupere s-au produs alunecări pronunțate în îmbinări (cu alungiri plastice ale armăturilor) fără scăderi importante ale forței de forfecare. Bara verticală $\phi 12$ dispusă suplimentar la RV II nu a avut o influență semnificativă -forța maximă de cedare fiind de 725 kN la RV II față de 712 kN la RV I, în schimb deplasarea a fost mai mare $\Delta_{\max} = 17,9$ mm la RV II față de 12,5 mm la RV I. Ansamblul RV III care era armat cu 3 legături orizontale a cedat la 525 kN cu o deplasare de 11,8mm ceea ce arată o influență scăzută a legăturii orizontale suplimentare față de calitatea betonului de monolitizare (mai scăzută în cazul ansamblului RV III).

În cadrul subcapitolului 5.3 este tratată problema îmbinărilor verticale supuse unui regim de încărcare ciclic alternant.

La 5.3.1 se prezintă dispozitivul și metoda de încercare a modelelor de îmbinări verticale. Dispozitivul proiectat și executat în cadrul laboratorului Catedrei CCIA a fost creat cu scopul

modelării efectului real de încărcare din structură. În vederea validării dispozitivului și pentru a evidenția avantajele lui (distribuții aproape uniforme a eforturilor unitare în axul îmbinării) s-a realizat un calcul cu metoda elementelor finite cu programul automat PANEL [118]. În lucrare sunt prezentate diagramele σ_x , σ_y , τ_{xy} obținute în îmbinare conform celor trei variante de blocare a nodurilor. Pentru stabilirea unei metodologii de încercare a fost realizat un element experimental care modela scara 1:1 o îmbinare verticală umedă. Încercarea îmbinării a avut loc în poziția culcată pe una din fețele înguste ale ansamblului cu încărcarea aplicată monoton crescător în trepte de 5000daN. Din citirile microcomparatoarelor au rezultat deplasările transversale îmbinării și lunecările longitudinale. Până la încărcarea de 35000daN aceste deplasări au fost foarte mici. După depășirea acestei încărcări lunecările au crescut puternic elementul cedând la 55000 daN. Forța de rupere experimentală a fost comparată cu cea calculată cu ajutorul relațiilor propuse de diferiți autori (tabelul 5.3). Analizând rezultatele obținute prin prisma modului de cedare a îmbinării și al valorii forței de rupere se poate aprecia că metodologia și dispozitivul sunt corespunzătoare acestui tip de încercare experimentală.

Programul PANEL. [118] a fost aplicat pentru determinarea forțelor de lunecare cu luarea în considerare a curbelor de interacțiune stabilite experimental în încercarea precedentă (5.3.1.3). A fost calculată o diafragmă asamblată din panouri mari prefabricate extinsă pe cinci niveluri cu o îmbinare verticală și patru îmbinări orizontale. Forțele de lunecare obținute în îmbinările orizontale și verticale sunt date în tabelul 5.4 și figura 5.34.

În subcapitolul 5.3.2 . este redat programul experimental inițiat de IPCT și realizat la Timișoara în cadrul Catedrei CCIA de la Facultatea de Construcții în colaborare cu I.C.C.P.D.C - Filiala Timișoara privind comportarea elastică și postelastice a îmbinărilor verticale din cadrul structurilor prefabricate cu pereți portanți amplasate în zone seismice.

Programul experimental a cuprins trei modele ale îmbinării W 1 care au fost încercate ciclic alternant folosind metodologia "deplasărilor impuse" cu diferiți factori de ductilitate (I.V. 2, I.V. 3 și I.V. 4). Varianta W.1.a a avut deficiențe de calitate ale betonului din îmbinare (I. V. 5). Varianta W.1.b a fost concepută pentru un grad redus de protecție antiseismică (6) și cu deficiențe de calitate ale betonului din îmbinare (I. V. 6). Modelul I.V. 1 a fost încercat monoton iar modelul I.V.7. (varianta W.1.c) a avut betonul din îmbinare confinat cu etrieri.

Comportarea până la rupere a modelelor experimentale a fost caracterizată prin parcurgerea următoarelor etape de degradare:

- fisurarea la interfețele panou-îmbinare;
- fisurarea betonului de monolitizare în câmpul îmbinării (considerată limita domeniului elastic);
- domeniul postelastice caracterizat prin extinderea stării de fisurare pe toată îmbinarea și curgeri ale armăturilor din îmbinare (în general în ultimul ciclu).

Au fost obținute date privind capacitatea portantă, rigiditatea, ductilitatea și energia disipată. Interpretarea rezultatelor s-a făcut pe baza curbelor P-Δ (încărcare orizontală-lunecare). Concluziile desprinse sunt prezentate pe larg la 5.3.2.4. Pe baza acestor concluzii au fost făcute propuneri de completare a instrucțiunilor P101-78 [143] și a proiectelor I.P.C.T. Nr.1340/B-1985 și nr. 1340/C-1987. Aceste propuneri se referă la următoarele aspecte:

- necesitatea ca betonul din îmbinare să fie prevăzut cu o marcă cel puțin egală cu a betonului din panouri -nerespectarea acestei prevederi conduce la fisuri premature și afectează nefavorabil lunecarea capabilă și capacitatea de absorbție-disipare a energiei de către îmbinare în domeniul postelastice (modelul experimental I.V. 5).

- în ideea ca transmiterea prin îmbinări a eforturilor să se facă cât mai distribuit, evitând concentrațiile mari de eforturi, se recomandă confinarea betonului din îmbinare - aceasta conduce la transmiterea mai uniformă a eforturilor în îmbinare concomitent cu o comportare mult îmbunătățită în toate privințele: rigiditate, lunecare capabilă, energie absorbită și disipată prin deformații plastice (modelul IV 7);

-confinarea cu etrieri, dispuși pe înălțimea stâlpișorului ce reprezintă îmbinarea verticală, se recomandă mai cu seamă în zone de seismicitate ridicată unde necesitatea asigurării siguranței în exploatare compensează plusul de armătură din îmbinări;

-îmbinarea verticală W1 (modelele experimentale I.V.V1-I.V.4) și cu deosebire varianta W.1.c (modelul experimental I.V.7) respectă prevederea ca îmbinarea să aibă o comportare elasto-plastică, caracterizată printr-o deformație inițială elastică, după care, înainte de rupere, se produc lunecări mari, fără scăderi importante ale forței;

-s-a făcut constatarea generală conform căreia relația (3.20) de calcul pentru lunecarea capabilă propusă de I.P.C.T. [149], conduce la valori acoperitoare și în același timp mult mai apropiate de experiment (această relație este adoptată și în P85/93-96 [146]);

-îmbinarea verticală W1 concepută în cadrul proiectului I.P.C.T. nr. 1340/B-1985 are o comportare bună la acțiuni ciclice alternante, confirmată și de constatarea că față de eforturile maxime care ar putea apărea în îmbinare la un cutremur de tip vrâncean (42, 5tf), acestea suportă valori mai mari ale efortului de lunecare fără să fisureze (rezerva este necesară deoarece pe șantier marca betonului de monolitizare este de multe ori mai mică decât cea prevăzută în proiect);

-ca mod de cedare, îmbinarea verticală W1 respectă premiza ca ruperea să se producă prin strivirea betonului pe praguri;

-îmbinarea verticală concepută în cadrul proiectului I.P.C.T. nr. 1340/C-1987 -varianta W1.b (model experimental I.V. 6) -realizat fără sudură numai cu legături de sârmă prezintă o capacitate de lunecare satisfăcătoare, în condițiile unor consumuri mai mici de armătură și manoperă pe șantier; fiind proiectată exclusiv pentru zone cu grad scăzut de seismicitate (6), capacitatea ei redusă de a absorbi și disipa energia nu constituie un inconvenient hotărâtor.

Modelul experimental T3 (5.3.2.5) reprezentând îmbinarea verticală dintre două diafragme cu tălpi situate într-o zonă puternic solicitată (proiect I.P.C.T. nr. 9652 [158]) a fost testat la încărcări ciclice alternante cu deplasări impuse (patru cicluri alternante cu deplasarea corespunzătoare apariției primei fisuri înclinate în îmbinare, 4 cicluri cu $2\Delta_{fis}$, 4 cicluri cu deplasare impusă $4\Delta_{fis}$ și în final ruperea pe direcția pe care s-a început aplicarea încărcării exterioare).

Cedarea elementului nu s-a produs în îmbinare (fotografia 5.41) secțiunea de rupere urcând în panoul superior, acest mod de cedare fiind probabil datorat confinării betonului în porțiunea centrală a îmbinării. Apariția primelor fisuri în ciclul I a condus în următoarele trei cicluri de deplasări impuse Δ_{fis} la scăderi ale rigidității de aproximativ 40% (semiciclurile E) și 20% (semiciclurile V). Scăderile de rigiditate se accentuează la deplasări impuse $2\Delta_{fis}$, ca urmare a deschiderilor pronunțate ale rosturilor dintre talpa panoului superior și îmbinare, pe porțiunile marginale ale îmbinării netraversate de bucle de armătură. Rigiditatea finală a reprezentat sub 30% (semicicluri E) și sub 10% (semicicluri V) din valoarea inițială.

În concluzie se poate aprecia că îmbinarea propriu-zisă este aptă să preia forțe de lunecare foarte mari (capacitatea portantă a modelului a fost de 177,5tf) cu 50% peste forțele de lunecare calculate.

Studiul comportării pereților structurali prefabricați la acțiuni seismice prezentat în capitolul 6 a urmărit în principal influența îmbinărilor verticale și orizontale din pereții prefabricați asupra răspunsului acestora comparativ cu un perete structural de beton armat monolit cu rosturi de turnare. Sa mai studiat influența formei secțiunii transversale a pereților prefabricați (lamelară sau cu tălpi) asupra comportării acestora la acțiuni seismice.

Programul experimental a cuprins confecționarea și încercarea a șapte elemente experimentale care au modelat:

- un perete structural monolit M1 cu rosturi de turnare (figura 6.1, 6.2);
- un perete structural prefabricat F2 cu trei îmbinări orizontale și o îmbinare verticală (figura 6.4, 6.5, 6.6, 6.7);
- un perete structural prefabricat F3 cu o îmbinare verticală (figura 6.8);
- un perete structural prefabricat F4 cu trei îmbinări orizontale (figura 6.8, 6.9, 6.10, 6.11);

- un perete structural prefabricat F5 cu trei îmbinări orizontale și o îmbinare verticală (figura 6.12, 6.13, 6.14);
- deosebirea dintre modelele F2 și F5 rezidă în principal în armarea panourilor și a îmbinărilor (cu plase duble și bucle la F2, respectiv cu câte un rând de plase și mustăți sudate la F5);
- un perete structural prefabricat cu tălpi F6 cu 3 îmbinări orizontale și două verticale (figura 6.15, 6.16);

În scopul stabilirii datelor necesare abordării încercărilor experimentale (trepte de încărcare, evoluția eforturilor în armătură și beton, curba forță-deplasare, evaluarea nivelului de încărcare corespunzător formării articulației plastice și a celui care se produce colapsul structurii) a fost realizată o analiză post elastică biografică a modelului M1 cu programul BIOGRAF [117] (6.2.4)

Metodologia de aplicare a încărcării orizontale ciclic alternante precum și comportarea modelelor experimentale sânt prezentate pe larg în lucrare.

S-a studiat în principal procesul de fisurare și de degradare a modelelor experimentale, pe măsura creșterii forței orizontale, respectiv a deplasării la vârf, modalitățile de cedare și variația deformațiilor specifice în armătură și beton. În subcapitolul 6.3 sunt prezentate aspecte ale modelelor experimentale în timpul și după realizarea încercării -releveul fisurilor, deformațiile specifice înregistrate pe armătură și beton. Rezultatele experimentale (subcapitolul 6.4) cuprind: caracteristicile de ductilitate (curbura în secțiunea critică, lungimea zonei plastice, capacitatea de rotire a zonei plastice, ductilitatea de element), caracteristici și rigiditate, caracteristici de absorbție și disipare a energiei (modelele F5 și F6), caracteristici de rezistență și deformabilitate (capacitatea portantă, deformabilitatea modelului).

Modul de comportare al modelelor experimentale este sintetizat în tabelul 6.30. În general toate modelele experimentale au parcurs o primă etapă elastică până la valoarea forței orizontale de cod (etapa I). Apoi au apărut primele fisuri orizontale în rosturile de la bază (etapa a-II-a până la valoarea forței orizontale asociate momentului capabil de calcul), urmând ca în etapa a III-a de deplasări impuse, corespunzătoare curgerii armăturii din zona întinsă, starea de fisurare să se extindă pe înălțimea primului nivel cuprinzând și rosturile orizontale superioare. În etapa a IV-a la deplasări impuse mari degradările au cuprins în general primul nivel sub forma unor fisuri orizontale și înclinate, neapărând fisuri în rosturile verticale. Cedarea s-a produs în toate situațiile din încovoiere generală prin ruperea armăturilor întinse și deschiderea pronunțată a fisurilor în rostul de la bază (M1, F2, F4, F5, F6) respectiv printr-o fisură orizontală la partea superioară a fundației (F3). La modelul F6 înaintea ruperii s-au produs fisuri înclinate și o fisură în lungul îmbinării verticale dintre talpă și inimă, în zona comprimată a elementului.

Pe baza rezultatelor experimentale privind pereții structurali asamblați din panouri mari prefabricate de beton armat prezentate în capitolul 6 se pot face observații referitoare la aportul îmbinărilor verticale și orizontale asupra răspunsului pereților prefabricați supuși la acțiuni seismice și la influența formei secțiunii transversale a pereților structurali prefabricați.

În privința primului aspect aportul îmbinărilor din pereții structurali prefabricați la răspunsul acestora la acțiuni seismice (modelele M1, F2, F3, F4):

-caracteristicile de rezistență și deformabilitate reprezentate prin valorile forțelor și deplasărilor la vârf corespunzătoare unor faze semnificative de comportare (fisurare, curgere, rupere) prezentate în tabelul 6.33 arată deplasări orizontale mai mari ale pereților prefabricați față de soluția monolită și valori comparabile ale forțelor pentru cele două soluții monolit-prefabricat;

-în privința ductilității modelelor, aprecierea simplificată a acesteia, direct în funcție de poziția axei neutre [83], certifică atât la modelul monolit cât și la cele prefabricate valori relativ apropiate, ductilitatea cumulată este bună situându-se peste 16 (excepție modelul F2 cu ductilitate cumulată 15), valoare indicată în [82] ca ductilitate satisfăcătoare;

-rigiditatea inițială a modelului monolit M1 este mai mare, după cum era de așteptat, față de rigiditatea modelelor prefabricate, dar toate modelele prezintă scăderi tot mai pronunțate de rigiditate, ca urmarea creșterii deplasărilor relative în rosturile orizontale, pe măsura intensificării regimului de solicitare alternantă.

Referitor la al doilea aspect -influența formei secțiunii transversale a pereților structurali prefabricați (modelele F5, F6):

- observațiile făcute mai sus cu privire la caracteristicile de rezistență și deformabilitate, ductilitate și rigiditate sunt valabile și în cazul modelelor F5 și F6;

- există diferențe în privința fisurării între modelele F5 și F6 și anume dacă în cazul peretelui lamelar F5 îmbinarea centrală nu fisurează, la peretele prefabricat cu tălpi F6 apar fisuri verticale în lungul îmbinărilor verticale dintre inimă și tălpi;

- prezența tălpilor îmbunătățește caracteristicile de rigiditate și de absorbție-disipare a energiei (tabelele 6.32, 6.22 și 6.23);

- din aspectul tălpilor (model F6) se constată o participare totală a acestora la preluarea eforturilor și deformațiilor la toate treptele de încărcare până la cedare;

- având în vedere apariția unor fisuri înclinate în inima modelului F6, pentru prevenirea unei cedări din forță tăietoare prin deschiderea puternică a acestor fisuri, este necesară verificarea condiției ca forța tăietoare capabilă să fie mai mare decât cea asociată momentului capabil;

- pentru prevenirea fenomenului de flambare a barelor verticale marginale ale tălpilor (în cazul diafragmelor cu tălpi) sub acțiunea încărcărilor alternante, este necesară confinarea acestor zone.

Cele mai importante concluzii rezultate în urma studiului întreprins pe modelele de pereți structurali din panouri mari prefabricate de beton armat următoarele:

- principali disipatori de energie la acțiuni orizontale sunt rosturile orizontale de turnare în cazul pereților monoliți, respectiv îmbinările orizontale la pereții structurali prefabricați;

- îmbinarea verticală centrală asigură monolitismul peretelui prefabricat la nivelurile de solicitare moderată aplicate îmbinării verticale; la peretele prefabricat cu tălpi apar fisuri verticale în lungul îmbinărilor dintre inimă și tălpi;

- la rupere, deschiderea puternică a rostului de la bază, în raport cu celelalte fisuri de pe înălțimea primului nivel, nu confirmă întru totul ipoteza de calcul conform căreia zona de plastificare se extinde pe înălțime;

- în toate etapele încercărilor, pereții prefabricați prezintă deplasări orizontale mai mari decât cel monolit, respectiv rigidități mai mici comparativ cu peretele de referință monolit;

- la pereții structurali din panouri mari datorită rigidității lor mai reduse, ar trebui micșorat modulul de elasticitate al betonului, iar curba caracteristică a betonului modificată și corectată printr-o curbă echivalentă care să apropie calculul de experiment;

- moderând efectul forței tăietoare și protejând deci rosturile verticale, se realizează o comportare postelastice corespunzătoare a pereților structurali prefabricați, la rupere forțele orizontale și deplasările la vârf ale acestora fiind apropiate de valorile înregistrate în peretele monolit;

- prezența tălpilor îmbunătățește caracteristicile de rigiditate și implicit de absorbție-disipare de energie a peretelui prefabricat.

Principalele contribuții aduse de autor în lucrare constau în:

- întocmirea unei clasificări a îmbinărilor folosite la structurile prefabricate cu panouri mari de beton armat, funcție de tipul, poziția, dispunerea, modul de realizare a marginilor panourilor în îmbinare, modul de transmitere a eforturilor și modul de comportare până la cedare, cu prezentarea avantajelor și dezavantajelor fiecăreia;

- prezentarea comparativă a metodologiei de încercare la sarcini ciclice alternante cu deplasări impuse propusă de R.I.L.E.M.[126] și cea propusă de I.C.C.P.D.C. - I.P.C.T.;

- întocmirea unui stadiu bibliografic privind comportarea de ansamblu a îmbinărilor;

- prezentarea procedeelelor și dispozitivelor utilizate de cercetători la încercările experimentale pe îmbinări verticale și orizontale cu precizarea relațiilor empirice propuse de aceștia;

- analiza comportării îmbinărilor pe baza clasificării acestora funcție de forțele determinante în rezistența îmbinării (îmbinări de forfecare și îmbinări de compresiune) cu prezentarea curbelor caracteristice și a rezistenței de calcul a îmbinărilor de forfecare;

-analiza teoretică a modurilor de rupere, a comportamentului îmbinărilor și a factorilor care le influențează;

-prezentarea relațiilor de calcul a capacității portante pentru îmbinările verticale și orizontale conform normelor românești și internaționale;

-sinteza prescripțiilor românești de proiectare a clădirilor cu structura de rezistență realizată cu diafragme de beton armat asamblate din panouri mari;

În lucrare se aduc contribuții originale prin studiile teoretice și experimentale ale autorului privind:

- îmbinările verticale solicitate în regim de încărcare static și monoton;

- îmbinările verticale solicitate în regim ciclic alternativ;

- conceperea și realizarea metodei și a dispozitivului de încercare a îmbinărilor structurilor cu panouri mari;

- validarea dispozitivului și a metodei de încercare la sarcini ciclic alternante;

-determinarea forțelor de alunecare ce apar în îmbinările diafragmelor prefabricate cu programul PANEL;

- influența îmbinărilor verticale și orizontale din pereții structurali prefabricați asupra răspunsului acestora la solicitările seismice;

- influența formei secțiunii transversale a pereților prefabricați – lamelară sau cu tălpi – privind comportarea lor la acțiuni seismice.

Principalele considerații ce s-au desprins în urma cercetărilor teoretice și experimentale întreprinse de autor, și au contribuit la completarea instrucțiunilor P100-78 , a proiectelor I.P.C.T. Nr. 1340/B – 1985, Nr. 1340/C – 1987 și la elaborarea normativului P85/93-96 [146] sunt următoarele:

- a fost certificată buna comportare a îmbinărilor verticale la acțiuni ciclic alternante materializată prin situarea curbei ce indică degradarea rigidității în domeniul limitat de valorile 0,5 și 1.0 ale axei ordonatelor, domeniul recomandat de literatura de specialitate [126];

- comportarea corespunzătoare a îmbinărilor este confirmată și de constatarea că față de eforturile maxime care ar putea apărea în îmbinare în cazul unui cutremur de tip Vrancea (42,5 tf), îmbinarea prototip W1 poate suporta valori mai mari ale efortului de alunecare fără să fisureze;

- capacitatea portantă a îmbinărilor verticale (alunecare capabila) este corespunzătoare având în vedere că după 12-15 cicluri de încărcare alternantă este apropiată de cea a modelului încercat monoton (115 tf la modelul IV 1 încercat monoton și între 107 și 117 tf pentru modelele IV 2, IV 3 și IV 4 încercate cu încercări ciclice alternate);

- s-a constatat comportarea elasto-plastică a îmbinărilor caracterizată printr-o deformație inițială elastică, iar înaintea de rupere alunecări relativ mari, fără scăderi importante ale forței;

- din analiza modului de rupere a rezultat formarea unui mecanism de cedare prin strivirea betonului din praguri și nu prin dislocarea betonului (idee care de altfel a fost urmărită și prin proiectare);

- fisurile constatate în planul median al îmbinării (W1) însoțite de expulzarea betonului spre exterior au certificat necesitatea confinării betonului din îmbinare;

- prin confinarea cu etrieri a betonului din îmbinare (îmbinarea prototip W.1.c) se îmbunătățește rigiditatea, alunecarea capabila, energia absorbită și apoi disipată prin deformații plastice, rezultând comportarea cea mai favorabilă la acțiuni ciclic-alternante;

-necesitatea ca rezistența betonului din îmbinări să fie cel puțin egală cu cea a betonului din panouri a fost certificată de comportarea îmbinării prototip W.1.a care a fisurat prematur și a prezentat performanțe reduse ale alunecării capabile, rigidității și capacității de absorbție – disipare a energiei;

- a fost confirmată relația de calcul a alunecării capabile (relația 6.16 și 6.17 din P85/96 [146]) ca conducând la valori acoperitoare și în același timp mult mai apropiate de experiment decât alte relații (tabelul 5.9 – relațiile 3.18, 3.19, 3.20);

- s-a demonstrat viabilitate îmbinărilor realizate fără sudura, numai cu legături de sârmă, concepute pentru zone de grad seismic 6 (îmbinarea prototip W1b – care a prezentat o capacitate de lunecare cu numai 10 % mai mică decât a îmbinării de comparație W1a);
- comportare deosebit de bună a îmbinării T3 (Proiect I.P.C.T. Nr. 9652 [158]), care a fost aptă să preia forțe de lunecare deosebit de mari (cu 50% peste forțele de lunecare calculate) și faptul că cedarea elementului nu s-a produs în îmbinare (secțiunea de rupere a urcat în panoul superior), o recomandă pentru zonele puternic solicitate ale structurilor;
- concluzia privind posibilitatea abordării unitare a calculului pereților structurali monoliți și prefabricați din beton armat datorită comportării similare sub sarcini ciclice alternante (tabelul 6.30), a caracteristicilor de rezistență care au valori apropiate (tabelul 6.33), a caracteristicilor de ductilitate (tabelul 6.31 – ductilitatea cumulată a pereților structurali prefabricați, a prezentat cu o singură excepție valori situate peste limita de 16 considerată [82] ca ductilitate satisfăcătoare), a modului asemănător de degradare a rigidității o dată cu intensificarea regimului de solicitare alternantă (tabelul 6.32);
- stabilirea principalilor disipatori de energie la acțiuni orizontale – rosturile orizontale de turnare în cazul pereților monoliți și îmbinările orizontale în cazul pereților structurali prefabricați;
- datorită deplasărilor orizontale mai mari a pereților prefabricați și implicit a rigidității mai reduse prezentate de aceștia, în toate etapele încercărilor, față de peretele monolit s-a sugerat micșorarea modului de elasticitate a betonului și corectarea curbei caracteristice;
- posibilitatea realizării unei comportări postelastice corespunzătoare a pereților structurali prefabricați cu protejarea rosturilor verticale prin moderarea efectului forței tăietoare;
- s-a constatat că prezenta tălpilor la pereții prefabricați conduce la îmbunătățirea performanțelor privind caracteristicile de rezistență și deformabilitate, rigiditate și ductilitate;
- necesitate conținării tălpilor pereților prefabricați în vederea prevenirii fenomenului de flambaj sub acțiunea încercărilor alternante.

Rezultatele încercărilor au fost valorificate prin contracte de cercetare [151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161], articole și comunicări [71, 72, 75], recomandări privind completarea proiectelor I. P. C. T. Nr. 1340/B-1985, 1340/C-1987, a instrucțiunilor P101-78 [143] și contribuții la elaborarea normativului P85/96 [146].

BIBLIOGRAFIE

1. AGENT R., POSTELNICU T., "Calculul structurilor cu diafragme din beton armat", Volumul I 1982; Volumul II 1983 Editura Tehnică București
2. AGENT R., POSTELNICU T., "Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor din beton armat" Editura Tehnică București 1992
3. AVRAM C., BOB C., FRIEDRICH R., STOIAN V., "Structuri din beton armat. Metoda elementelor finite. Teoria echivalențelor", Ed. Academiei București 1984
4. BACKLER A. P., BAYLICK M., DILL M. S., "Local Behavior Of Shear Transfer And Compression Transfer Joints" C.I.R.I.A. Report 45, The behavior of large panel structures, Martch 1973
5. BANERJEC P. K., BUTTERFIELD R., "Boundary element methods in engeneering science" M. Graw Hill, London, 1981
6. BARDA F., HANSON J.M., COLEY G., "Shear Strenght of Low-Rise Walls with Boundary Elements", Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones A.C.I. Publication S.P. 63. A.C.I. 1977
7. BECK H., MEHLHORN G., STAWDER W., SCHWING H., "Zusammen wirken von einzelhen Fertigteilen als. Grossflachinge Scheible", Institut F. Massinbau Technische Hochschule Darmstadt, Febr. 1972
8. BECKER J. M., Llorente C., "Seismic Design of Precast Concrete Panel Buildings", Workshop of Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 1977
9. BECKER I. M., Llorente C., MULLER P., "Seismic Response of Large Panel Precast Concrete Shear Walls", Spring Convection of the A.S.C.E. 1979
10. BECKER I. M., MULLER P., "The role of connection in the aseismic design of large panel buildings" Proc. of the International research conference on Earthquake Engineering June 30 - July 3, Skopje 1980
11. BRAKOV G., SACHANSKI S., "Response of Large Panel Buildings for Earthquake Extitation in Monelastic State" Proc. 6. W.C.E.E, New Delhi, India Jan 1977
12. BRÎNZARU I., BARBAIANU M., "Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme" Ed. Tehnică București 1976
13. CHAKRABANTI S. C., BHISE N. H., SHARMA K. N., "Characteristics of Daformable Joints in Prefabricated Shear Wall Assembly" Indian Concrete Journal, November 1979
14. CHOLEWICKI A., "Loadbering Capacity and Deformability of Vertical Joints in Structural Walls of Large Panel Buildings", Buiding Science Vol 6 -1971
15. CHOLEWICKI A., "Analisis of Shear Walls"/ Chalmers University Technology, Goteborg 1983/ revised version of paper "Function of lintels in ductile behaviour of

- coupled shear walls" proceedings of the European Conference on Earthquake Engineering, Vol 4, Athens 1982
16. CONSTANTINESCU D., GIURGEA D., "DEFBAR -Program de calcul I.P.C.T. București
 17. DUMITRESCU D., POSTELNICU T., "Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice", Revista construcțiilor Nr. 1/1979
 18. ERIKSSON A., KORHOLM G., PETERSEN H., "Ductile shear key joints in large panel structures - RILEM - CEB - CIB Symposium, CEB Bulletin d'information No. 169.
 19. ERIKSSON A., "Structural behaviour of vertical joints in large panel building" - Doctor dissertation - Chalmers Tekniska Hogskola Goteborg 1979
 20. FEMWICK R. C., PAULAY T., "Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams", Journal of the Structural Division, A.S.C.E. Vol 94 S.T.10 October 1968
 21. FINTEL M., SCHULTZ D., IQBAL M., "P.C.A. Report No. 2 -Philosophy of Structural Reponse to Normal and Abnormal Loads", Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures, Department of Housing and Urban Development, Washington D. C., Aug. 1976
 22. FIORATO A. E. and CORLEY W.G., "Laboratory Tests on Earthquake Resistant Structural Wall Systems and Elements", Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 1977
 23. FIORATO A. E., OESTENLE R. G., JOHAI L. S., CARPENTER J. E., RUSSEL H. G., CORLEY W. G., " Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls", Portland Cement Association, Skokie I 11, Nov. 1976
 24. FOUCAULT M., "Comportement en Phase Fissuree de Panneaux en Betn Arme ou en Beton Precontraint soumis a des Efforts situe dans leur Plain Moyen", Memoire presente en vue d'obtenir le diplome d'Ingenieur C.M.A.H. en Construction Civiles 1972.
 25. FOUCHART J., CORTIN P., "Etude experimental de joints horizontaux entre panneaux prefabriques pour murs de batiment", Annale d'Institut des Travaux Publics-Paris 1972
 26. FRANK R. A. "Dinamic Modeling of Large Precast Panel Buildings using Finite Elements with Substructuring", Massachusetts. Institute of Technology, Cambridge 1976
 27. FRIC M., "Sovocupnosti recomandavannih nesusah stikov panelnih zolanii" Maucino issledavatskii oteet -V.U.P.S. Praga 1975
 28. FRIC M., "Compression Strenght of Horizontal Joints in Panel Walls -II CIB Symposium, Warszawa 1975
 29. GERGELY P., WHITE R., "Interface Shear Transfer and Dowel Action in Cracked Reinforced Concrete Subject to Cyclic Shear", Proceedings of the National Structural Engineering Conference, ASCE Vol I, Winsconsin, Aug. 1976
 30. GERGELY P., "Experimental and Analytical Investigation of Reinforced Concrete Frames Subjected to Earthquake Loading" Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction University of California, Berkely, July 1977

31. GUILLAUD F., "Transmission des efforts par les joints dissymetriques en beton dans les assamblages d'elements B.A. prefabriques", Memoire C.N.A.M. Bordeaux 1977
32. GUILLAUD F., MORLIER P., "Transmission des efforts dans les asemblages d'elements prefabriques en beton arme", Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics No. 373 Juin 1979.
33. HALASZ R., TANTOW G., "Schulfestigkeit der Verticalfungen in Grasstafelbau -Berichte aus der Bauforschung, Heft 39, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1966
34. HANSEN K. "Mortar Joints between Concrete Elements in Shear Walls", Norwegian Building Research Institute, Report 53, Oslo 1967
35. HANSEN K., OLESEN S., "Failure load and failure mechanism of keyed shear joints", Danmark Ingeniorakademi, Bygningsafdelingen, Report 69/22, Copenhagen 1969
36. HANSEN K., KAVYRCHINE M., OLSEN S., PUME D., SCHWING H., "Design of Vertical Keyed Shear Joints in Large Panel Buildings", C.I.B. Working Commission W. 23. A. Meeting in Copenhagen, September 1973
37. HARRIS G. H., MUSKIRUTH C. I., "Models of Precast Concrete Large Panel Buildings" Journal of Structural Divission, February 1980
38. HARRIS G. H., ABOUD B. E., WANG J. G., "Performance of Wet Horizontal Joints and Simple Shear Walls in Precast Concrete Large Panel Buildings under Eartquake Loading" Proc. of the 7-th European Conferince of Earthquake Engineering, Athens, 1982
39. HOFBECK J. C., IBRAHIM I.O., MATTOCK A. H., "Shear transfer in Reinforced Concrete", A.C.I. Journal February 1969
40. IQBAL M., FINTEL M., "Wall-floor connections in large panel buildings" - R.I.L.E.M. - CEB - CIB Symposium
41. JENSEN M. Ch., "Ultimate Strenght of Joints" -R.I.L.E.M. - CEB -CIB. Symposium - C.E.B. Bulletin d'information No. 169
42. JIMENEZ R., GERGELY P., WHITE R.N., "Shear Transfer Across Cracks in Reinforced Concrete", Report 78-4, Cornell University, Department of Structural Engineering Ithaca N.Y., Ango 1978
43. KAVYRCHINE M., "Researches of Joints between Reinforced Concrete Panels" C.I.B. Working Commission W.24.A, Meeting in Copenhagen, September 1973
44. KAVYRCHINE M., "Les assemblages dans les structures en beton", Eyrolles 1984
45. KORCINSKI I. L., și col. "Bazele proiectării clădirilor în regim seismic" Ed. Tehnică București 1964
46. KUPFER H., "Festigkeit and Verformung von Innenwandkasten in Tafelbauweise" - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 221, Berlin 1972
47. LACOMBE G., POMMERET M., "Les Joints Structuraux dans Les Constructions en Grands Panneaux Prefabriques" Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics No. 18, Paris 1974
48. LAIBLE J. P., WHITE R.N., GERGELY P., "Experimantal Investigation of Seismic Shear Transfer Across Cracks in Concrete Nuclear Containment Vessels", Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, A.C.I. Special Publication, SP-53, 1977

49. LEWICKI B., "Building with large prefabricates" - Elsevier Publ. Company, Amsterdam - London 1966
50. LEWICKI B. and coll, "Progettazione di Edifici Multipiano Industrializzati I.T.E.C. Editrice, Milano 1982
51. LEWICKI B., CHOLEWICKI A., MAKULSKI W., "Large panel building. Behaviour in partial damage" - Building Research and Practice-July/August 1983
52. LEWICKI B., "Joints subjected to monotonic and cyclic actions" - C.E.B. Bulletin d'information No. 169 April 1986
53. LISIAK W. I. and coll, "Prosthnosti jostkost stykovykh zaidimeniy panielnykh konstrukeiy / Resistance and rigidity of joint connections in large panel structures /, Stroyizdat, Moskva 1980
54. LLORENTE C., BECKER J.M., ROESNET J.M., "The Effect of Nonlinear-Inelastic Connection Behaviour of Precast Pannelized Shear Walls", A.C.I. National Convention Toronto 1978
55. LUGEZ J., ZANZYCKI A., "Influence des joints horizontaux sur la resistance des elements prefabriques de mur porteurs" - Cahier du C.S.T.B. No. 103 Paris 1969
56. LUGEZ J., "Influence des joints horizontaux sur la resistance des elements prefabriques des murs porteurs -Cahier du C.S.T.B. No. 961, Paris 1970
57. LUGEZ J., "La prefabrication lourde en panneaux" Eyrolles Paris 1973
58. MA S.M., BERTERO V.V., POPOV E.P., "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams", E.E.R.C. Report 76-2, University of California, Berkeley, May 1976
59. MALEWSKI P.A., SEM H.K., "Two Dimensional Elastic Shear Walls" - Engineering Structures Laboratoires Imperial College of Science Technology London S.W.7., October 1972
60. MAST R.E., "Auxilliary Reinforcement in Concrete Connections" -Proceedings A.S.C.E. V 94. ST.6 June 1969
61. MATTOCK A.H., HAWKINS N.M., "Shear transfer in reinforced concrete recent research", P.C.I. Journal, Marvh/April 1972
62. MATTOCK A.H., "The Shear Transfer Behaviour of Cracked Monolithic Concrete Subjected to Cyclically Reversing Loading Across an Interface between Concretes Cast at Different Times", Report S.M.77-1, Department of Civil Engineering, University of Washington, June 1977
63. MATTOCK A.H., SOHAL., CHOW H.C., "Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane" P.C.I. Journal - July-August 1975
64. MATTOCK A.H., "Shear Transfer under Cyclically Reversing Loading Across an Interface between Concretes Cast at Different Times", Report S.M.77-1, Department of Civil Engineering, Univerity of Washington, June 1977
65. MEHLHORN G., SCHWING H., BERG K.R., "Versuche zur Scubtragfahiqkeit verzahnter Fugem", Forschung-sbericht aus dem Institut fur Massivbau der Tehnischen Hochschule Darmstadt, Nr. 34, 1976
66. MEHLHORN G., SCHWING H., "Tragverhalten von aus Fertigteilen Zusammengesetzten Scheiben", Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton, Heft. 288, Berlin 1977

67. MICHAEL M.F., ORAL B., "Shear Transfer Model for Reinforced Concrete", Journal of the Engineering Mechanics Division A.S.C.E. April 1979
68. MIHĂESCU A., IANCA S., TUDOR D., MIREAN R., "Considerații privind metodele de îmbunătățire a caracteristicilor post-elastice a diaframelor cu goluri din beton armat", Conferința a XIV-a Națională pentru Beton Cluj Napoca 1988
69. MIHĂESCU A., CIUHANDU G., STOIAN V., MIREAN R., "Comportarea îmbinărilor verticale ale diaframelor prefabricate din panouri mari la încărcări ciclice și alternante", Conferința a XIV-a Națională pentru Beton -Cluj-Napoca 1988
70. MIHĂESCU A., STOIAN V., MIREAN R., "Cercetări experimentale privind comportarea pereților structurali prefabricați la acțiuni orizontale", Simpozion Realizări și perspective în domeniul lucrărilor de locuințe și balneoclimaterice - Oradea 1989
71. MIREAN R., STOIAN V., IONIȘOIU C., "Analiza biografică a comportării îmbinărilor la structuri cu panouri mari" - A XXV-a Sesiune de Comunicări Științifice Studențești 1984
72. MIREAN R., "Caracteristici de ductilitate ale pereților structurali asamblați din elemente prefabricate de beton armat" - Zilele Academice Timișene, Timișoara 1989
73. MIREAN R., "Metodologia deformațiilor impuse la încercarea experimentală a elementelor structurale de beton armat" - Referat doctorat - Catedra Construcții Civile Industriale și Agricole a Facultății de Construcții Timișoara 1992
74. MIREAN R., "Analiza prescripțiilor de proiectare pentru diafragmele de beton armat asamblate din panouri mari" - Referat doctorat - Catedra Construcții Civile Industriale și Agricole a Facultății de Construcții Timișoara 1994
75. MIREAN R., "Stadiul actual al cercetărilor privind structurile cu diafragme din beton armat asamblate din panouri mari situate în zone seismice" - Referat doctorat - Catedra Construcții Civile Industriale și Agricole a Facultății de Construcții Timișoara 1994
76. MÎRȘU O., FRIDRICH R., "Construcții din beton armat" Ed. Didactică și Pedagogică, București 1980
77. MOGA A., "Contribuții privind calculul nucleelor din beton, realizate din panouri mari" - Teză de doctorat, Institutul Politehnic Cluj Napoca, Facultatea de Construcții, 1988
78. ONEI T., TERTEA I., "Proiectarea betonului armat" - Casa cărții de Știință 1995
79. PARK R., PAULAY T., "Reinforced Concrete Structures", New York, John Wiley and Sons 1975
80. Paulay T., "An elasto-plastic analysis of coupled shear walls" A.C.I.Journal Nov. 1970
81. 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
82. PAULAY T., SANTHIKUMAR A.R., "Ductile Behaviour of Coupled Shear Walls" Journal of the Structural Division No. 1/1976
83. PAULAY T., "The Design of Reinforced Concrete Ductile Shear Walls for Earthquake Resistance", University of Canterbury, Christchurch, (New Zealand), 1981

84. PAULAY T., PRIESTELEY M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings" 1992
85. PAVEL C., POSTELNICU T., "Onouă ediție a instrucțiunilor de proiectare a structurilor cu diafragme din beton armat" - P85-92
86. PAVEL C., POSTELNICU T., VLAICU G., "Aspecte privind îmbunătățirea prin proiectare a construcțiilor de locuințe din panouri mari prefabricate" - Conferința a XV-a pentru Beton - Timișoara 1991
87. PETCU V., "Calculul structurilor din beton armat în domeniul plastic" -Ed. Tehnică București 1972
88. PETERSON M., "Investigation of Vertical Joints between Wall Panels", C.I.B. Working Commission W.23.A. Meeting in Copenhagen, Sept. 1973
89. PETERSON M., "Stresses and Deformations in Damaged Large Panel Structures", C.I.B. Working Commission W.23.A., Meeting in Copenhagen, Sept. 1973
90. PETERSON M., KANRHOLM G., "Analysis of Damaged Shear Walls Structures", Chalmers University of Technology, Goteborg, October 1974
91. PETERSON M., "Analysis of Loadbearing Walls in Multistorey Buildings", Chalmers University of Technology, Dissertation No.144, Goteborg 1974
92. POLIAKOV S.V., "Seismostoikosti krupnopanelnih i kamenih zdaniï", Stroïizdat, Moskva, 1967
93. POLIAKOV S.V., "Design of Earthquake Resistance Structures", R.I. Publishers, Moscow 1974
94. POMMERET M., "La resistance aux Efforts Tangents des Joints Verticaux entre Grands Panneaux Prefabriques Coplanaires, "Service d'Etude des Structures, Bulletin Interne d' Information No.3
95. POMMERET M., "Note sur la rigidite des joints verticaux entre panneaux prefabriques", Rapport interne C.E.B.I.P. - S.E.S., Sept. 1972
96. POSTELNICU T., VANGHELE N., "Prevederi referitoare la structuri de beton armat în noua redactare a normativului P100/1991" - Conferința a XV-a pentru Beton - Timișoara 1991
97. PRESTRUD O., CHOLEWICKI A., "Model Tests on Shear Walls Composed of Prefabricated Concrets Elements", International Symposium on Bearing Walls, Warsaw, June 1969
98. PUME D., "Shear Strenght of Vertical Joints Between Concrete Elemnts", Stavebnicky Casopis S.W.XV.3. Bratislava 1967
99. PUME D., "Bearing capacity of joints between wall panels and floor slabs", C.I.B. Symposium of Bearing Walls, Warsaw 1969
100. PUME D., "Der Spannungszustand und die Tragfaniqkeit des Verbitungen von vollen Wand und Deckenelementen", Rev. die Bautechnik No. 12/1970
101. PUME D., "Nesusciaia sposobnosti deformatei vertikalnith stikov nesuscih stenovih pavelei mnogoctajnih zdaniï", Rev. Naucino issledovatelskii oteet, Praga, 1975
102. PUME D., "Loadbeering capacity of joints between concrete members under shear and compression", Acta Technica 5/1977

103. PUME D., "Soprotivleniie niarmirovanych soidinieniy bietonnych elementov nrezu i sjatiu / Resistance of plane concrete elements to shear and compression /, Stroitel'naya Meehanika / Rastehot soorugeniy, No. 5., 1981
104. SANTHAKUMAR A.R., RADHAKRISHNAN R., SWAMIDURAI A., SIRAKUMAR J., "Behaviour of joints in prefabricated shear walls for seismic zones", Proc. 6.E.C.E.E. Dubrovnik Jugoslavia, Sept 1978 and 6-th EEAE Conf. Istanbul, 1980
105. SCHIRISKER V., POWELL G.H., "Inelastic Seismic Analysis of Large Panel Buildings" University of California, Berkeley 1980
106. SCHWAIGHAFFER I., "A contribution to the shear walls problem" Rev. Der Bauingenieur Nr. 10/1969
107. SCHWING H., MEHLHORN G., "Zum Tragverhalten von Wänden aus Fertigteiltafein" Betonwerk Fertigteil-Technik, No. 5, 1974
108. SCHWING H., MEHLHORN G., "Tragverhalten von aus Fertigteilein zusammengesetzten Wänden", Institut Für Massivbau-Technische Hochschule, Darmstadt, October 1974. English version by the International Council for Building Research Studies and Documentation, Working Commission 23A Bearing Walls
109. SCHWING H., "Spannungszustand in Horizontal fugen von Grabtafelbauwänden", Institut für Massivbau, Technische Hochschule, Darmstadt, October 1974
110. SCHWING H., "Proceedings C.I.B.W.23.A.", Goteborg June 7-10/1997. Chalmers University of Technology Sweden
111. SCHWING H., MEHLHORN G., "A contribution of the Calculation of Precast Shear Walls", C.I.B. International Council of Building Research Brussels, October 1972
112. SCHWING H., "Zur wirklichkeitsnahen, Berechnung von Wand sceiden aus Fertigteilen" Dissertation Darmstadt 1975
113. SIMINEA P., NEGREI L., "Construcții metalice" Ed. D. P. București
114. SMITH J.K., GERGELY P., WHITE R.N., "The Effects of Cracks on the Analysis of Reinforced Concrete Nuclear Containment Vessels", Report No. 368, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, N.Y., April 1977
115. SPENCES R.A., NEILLE D.S., "Cyclic Tests of Welded Headed Stud. Connections" - P.C.I. Journal Vol 21 No.3 May/June 1976
116. SYNGE A.J. "Ductility of Squat Shear Walls" Research Raport, Department of Civil Engineering University of Canterburg Cristchurch 1980
117. STOIAN V. și col, "Manual de utilizarea programului BIOGRAF 03", I.P.C.T. București 1984
118. STOIAN V. și col, "Manual de utilizare al programului PANEL 02", I.P.C.T. București 1984
119. STOIAN V., CLIPU T., "Proiectarea asistată de calculator în construcții" - Îndrumător de proiectare -Vol I și II Timișoara 1995
120. TASSIOS T. P., VASSILICU G., "Mechanical Behaviour of Repaired R.C. Structures", A.L.P.C.-F.I.P. Congres, Liege 1975

121. TASSIOS T. P., TSOUKANTAS S.G., "Seviceability and Ultimate Limit of Large Panels Connections under Static and Dinamic Loading", R.I.L.E.M. C.E.B.-C.I.B. Symposium, Athens 1978
122. TASSIOS T. P., "Shear Force-Displacements Characteristics of Prestressed Connections", Nat. Tech. University Athens
123. TASSIOS T. P., TSOUKANTAS S.G., "R.C. Precast Joints Connections under Cyclic Loading", Proc. of the 7-th European Conference on Earthquake Engineering, Athens 1982
124. TASSIOS T. P., TSOUKANTAS S.G., "Structural Behaviour of R.C. Precast Panels Connections" - C.I.B. Journal "Building Research and Practice", July/August 1983
125. TASSIOS T. P., "Physical and Mathematical Models for Redesign of Damaged Structures", Symposium of Strengthening of Building Structures, Diagnosis and Therapy, Introductory Report, International Association for Bridge and Structural Engeneering, Venice, Italy, 1983
126. TSOUKANTAS S.G., MACCHI G., "Proposals on Test-Procedures under Cyclic Loading", R.I.L.E.M. Committes 81-I..C.P., Copenhaga, 1985
127. TUDOR D., IANCA S., MIREAN R., "Refacerea durabilității structurilor cu diafragme din beton armat avariate de seism" - Conferința a XV-a Națională pentru Beton, Timișoara 1991
128. VASILIEV P.A., "Procinosti i deformatinosti svov nacementnom rastvore u soorujeniah", Rev. Beton I., Jelezobeton, No. 7/1973
129. VELCOV M., "Precast Large Panel Structural Systems in Seismic Areas", Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Kiril and Metodij", Skopje, Jougoslavia, July, 1979
130. VELCOV M. GABRILOVIC P., JURUKOVSKI D., "Seismic Stability of an 18-Story Large Panel Building Constructed in Modified "balancy" Precast System in Novi Beograd. Analitical and Experimental Study" Proc. 6.E.C.E.E., Dubrovnik, Jugoslavia, sept. 1978
131. 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
132. VERBIC B., "Nonlinear Behaviour of Large Panel Connections", Proc. of the International Research on Earthquake Engineering, Skopje, 1980
133. VERBIC B., "Test of Panel Joints in 'Vranica' Type Large Panel Building", Institute za Materijale Konstrukcije, Sarajevo, Yugoslavia, April 1977
134. ZECK U. J., BECKER J. M., "Joints in large panel precast concrete structures ", Report Nr. 1, School of Engineering Masseurchussets Institute of Technology 1976
135. xxx - Comite Euro-International du Beton -"Seismic Design of Concrete Structures" 1987
136. xxx - Bulletin d'information No. 169 Draft guide for design of precast wall connections. Contribution a la 24 Session plencire du C.E.B. Rotterdam June 1985
137. xxx - C.E.B. Complements on Model Code CEB/FIP-1978- Buletin d'information No 139., Juillet 1981

138. xxx - C.E.B. Task Group "Joints Between Large Panel Walls" - 4-th Draft, Warsaw, June 1984
139. xxx - A.C.I. Committee 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (A.C.I. 318-89) and Commentary A.C.I. 1989
140. xxx - Instrukții po projektiravanju konstrukții panelnih jilih zdanii V.C.N. 32 - 77, Moskva, 1978
141. xxx - Recomandările internaționale unificate C.E.B. - C.I.B., U.E.A. pentru calculul și executarea structurilor din panouri mari nemonolitizate C.D.C.A.S. 1971
142. xxx - New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures N.Z.S. 3101 Commentary 1982
143. xxx - Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari P101/78
144. xxx - Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton P85-82
145. xxx - Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social culturale, agrozootehnice și industriale P100-92
146. xxx - Instrucțiuni tehnice privind proiectarea construcțiilor cu structura din pereți structurali de beton armat P85- publicat în anchetă în 1993 și intrat în vigoare în 1996
147. xxx - STAS 10100/0-75 "Principii generale de verificare a siguranței construcțiilor"
148. xxx - STAS 10107/0-90 "Calculul și alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat și beton precomprimat"
149. xxx - Proiect I.P.C.T. Nr. 9540 Studiu privind cercetările specifice de rezistență și ductilitate pentru îmbinările dintre panourile mari în vederea introducerii prin proiectare a unor noi tehnologii
150. xxx - Proiect I.P.C.T. Nr. 9576 Studiu privind introducerea în continuare a unor detalii constructive eficiente la îmbinările dintre panouri 1986
151. xxx - Experimentări privind comportarea îmbinărilor la structuri din panouri mari. Contract Nr. 10722/86- Beneficiar I.C.C.P.D.C. - Filiala Timișoara, 1986
152. xxx - Studiul comportării îmbinărilor la structurile cu diafragme de beton armat prefabricate. Analiza comportării postelastice a îmbinărilor structurilor din panouri mari. Faza 1/1986 - Studiul de fundamentare a cercetării. Contract Nr. 1048/86 - Beneficiar I.C.C.P.D.C. - Filiala Timișoara, 1986
153. xxx - Idem - Faza 2/1986 - Laborator. Experimentarea cu metodologia deformațiilor impuse a îmbinărilor verticale dintre panourile mari la structurile cu diafragme prefabricate. Contract Nr. 1048/86 - Beneficiar I.C.C.P.D.C. - Filiala Timișoara, 1986
154. xxx - Idem - Faza 3/1987 - Laborator. Experimentări pentru studierea comportării postelastice a îmbinărilor verticale la diafragmele prefabricate din panouri mari. Contract Nr. 1408/86 - Beneficiar I.C.C.P.D.C. - Filiala Timișoara, 1987
155. xxx - Idem - Faza 4/1987 - Sinteza studiilor privind comportarea îmbinărilor la structuri cu diafragme din beton armat prefabricat. Completări prescripții tehnice. Contract 1408/86 Beneficiar I.C.C.P.D.C. - Filiala Timișoara, 1987

156. xxx - Idem - Propuneri de completare a instrucțiunilor P101-78 și a proiectelor I.P.C.T. Nr. 1340/B-1985 și Nr. 1340/C - 1987. Contract Nr. 1408/86 - I.C.C.P.D.C. - Filiala Timișoara, 1987
157. xxx - Studii și încercări privind îmbunătățirea comportării structurilor și de conformare rațională a clădirilor de locuit supuse la acțiuni seismice Proiect I.P.C.T. Nr. 9560/1989
158. xxx - Studii și încercări privind comportarea structurilor cu cadre - diafragme integral prefabricate. Proiect I.P.C.T. Nr. 9652/1989
159. xxx - Încercări pe modele de pereți structurali. Contract Nr. 10804/1987 - Beneficiar I.P.C.T. București
160. xxx - Încercări pe modele de pereți structurali. Contract Nr. 10928/1988 - Beneficiar I.P.C.T. București
161. xxx - Încercări pe modele de pereți structurali. Contract Nr. 10961/1989 - Beneficiar I.P.C.T. București