

# CONTRIBUȚII LA STUDIUL STRUCTURILOR DIN LEMN

Teză destinată obținerii  
titlului științific de doctor inginer  
la  
Universitatea "Politehnica" din Timișoara  
în domeniul INGINERIE CIVILĂ  
de către

**Ing. Dorel Mihai**

Conducător științific:  
Referenți științifici:

prof.univ.dr.ing. Corneliu Bob  
prof.univ.dr.ing. Dorina Isopescu  
prof.univ.dr.ing. Horia Aurel Andreica  
prof.univ.dr.ing. Cornel Furdui

Ziua susținerii tezei: 29.11.2007

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA



0 0 2 1 3 8 1 4

UNIV. "POLITEHNICA"	
TIMIȘOARA	
BIBLIOTECA	SALĂ
Nr. volum	655.396
Dulap	Lit.

12/08

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- |                        |   |
|------------------------|---|
| 1. Automatică          | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie              | 8. Inginerie Industrială                    |
| 3. Energetică          | 9. Inginerie Mecanică                       |
| 4. Ingineria Chimică   | 10. Știința Calculatoarelor                 |
| 5. Inginerie Civilă    | 11. Știința și Ingineria Materialelor       |
| 6. Inginerie Electrică |   |

Universitatea „Politehnica” din Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2006

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității „Politehnica” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,  
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221  
e-mail: editura@edipol.upt.ro

## PREFAȚĂ

În decursul istoriei milenare a omenirii numărul construcțiilor în care s-a folosit lemnul ca material structural depășește, probabil cu mult, numărul construcțiilor din piatră, oțel sau beton, deoarece spre deosebire de acestea din urmă, lemnul a fost mereu mai la îndemână, mai ușor de transportat și prelucrat, mai ales atunci când pădurile ocupau teritorii imense, mult mai mari decât în prezent.

Chiar și în zilele noastre, când dezvoltarea cunoașterii umane a atins limite greu de imaginat pentru generațiile anterioare și s-au inventat materiale noi cu proprietăți fizice și mecanice spectaculoase, lemnul rămâne materialul preferat a milioane de oameni, mai ales atunci când trebuie să aleagă structura casei în care vor locui. În țări cum sunt Canada și SUA ponderea structurilor din lemn este de peste 75% din totalul construcțiilor rezidențiale. O pondere asemănătoare există și în țările din nordul Europei.

Mai mult decât atât, există o tendință crescătoare de utilizare a lemnului și la construcții comerciale, de birouri, școli și magazine, arhitecții și inginerii folosind din plin proprietățile superioare structurale și estetice ale lemnului masiv, a lemnului lamelat încleiat sau a plăcilor structurale din așchii de lemn.

Din punct de vedere al protecției mediului trebuie amintit că lemnul este un material regenerabil, iar producerea elementelor de construcții din lemn creează, conform unui studiu al Canadian Wood Council, cu până la 80% mai puțină poluare a aerului și apei decât producerea elementelor de construcții din beton sau metal. Deasemenea în elementele de construcții din lemn este înglobată mai puțin de jumătate din energia necesară producerii elementelor din beton și metal.

În multe țări dezvoltate exploatarea lemnului se face în condiții de „despădurire zero”, adică numărul arborilor care sunt tăiați este egal sau mai mic decât numărul arborilor plantați.

Într-o vreme în care întreaga planetă este îngrijorată de încălzirea globală, ale cărei efecte devastatoare sunt din ce în ce mai evidente, nu se poate trece cu vederea faptul că lemnul este singurul material de construcție a cărui emisie totală de dioxid de carbon este cu semnul minus, deoarece în procesul de creștere arborii consumă dioxid de carbon și produc oxigen.

Lucrarea de față se dorește a fi un pas înainte în aprofundarea cunoașterii modului de realizare a structurilor din lemn, în România. Sunt prezentate, mai întâi, structura și proprietățile lemnului și modul de calcul a elementelor structurale. Apoi este arătat modul de alcătuire și comportare a planșeelor și pereților din lemn.

Partea experimentală este focalizată pe determinarea capacității portante a pereților din lemn sub încărcări orizontale și verticale. Încercările s-au realizat la INCERC Timisoara, pe un număr de șapte panouri de pereți, în perioada martie 2004-aprilie 2005.

Cu toată pasiunea pentru structurile din lemn, inspirată de copilăria petrecută în munții Ceahlăului, această lucrare nu ar fi putut finaliza fără ajutorul important primit din partea unor oameni remarcabili, de o deosebită calitate morală și profesională, cărora le sunt cu adevărat recunoscător.

Aduc cu această ocazie mulțumiri conducătorului științific **Prof. Dr. Ing. Corneliu Bob** care a fost întotdeauna disponibil cu sfaturi venite dintr-o experiență îndelungată, recomandări și încurajări, pe toată perioada pregătirii lucrării, dar mai ales în timpul în care am realizat încercările experimentale.

Deasemeni doresc să mulțumesc pentru sprijinul acordat de către **Prof. Dr. Ing. Cornel Furdui**, care m-a ajutat să aprofundez tematica structurilor din lemn și mi-a dat un ajutor deosebit prin crearea de contacte cu specialiști din străinătate.

Încercările experimentale s-au derulat în condiții tehnice foarte bune datorită sprijinului colectivului INCERC Timisoara condus de **Prof. Dr. Ing. Marin Marin**. În hala de încercări am beneficiat în mod deosebit de experiența și ajutorul dat de **Dr. Ing. Liana Bob** și **Ing. Florea Victor**.

Nu în ultimul rând adresez mulțumiri întregului colectiv al **Departamentului de Construcții Civile de la Facultatea de Construcții a Universității „POLITEHNICA”** din Timișoara, care în diverse etape ale pregătirii lucrării mi-au dat sugestii și sfaturi valoroase, iar uneori m-au criticat constructiv.

Sper din toată inima ca volumul de muncă înglobat în această lucrare să fie folositor celor care vor dori să studieze, să aprofundeze în continuare și să construiască structuri din lemn sigure, durabile și frumoase.

*Autorul*

Mihai, Dorel

### **Contribuții la studiul structurilor din lemn**

Teze de doctorat ale UPT, ISSN:

Cuvinte cheie: construcții din lemn, pereți diafragmă, diafragme din lemn, planșee din lemn,

Rezumat:

Sunt prezentate structura și proprietățile lemnului, modul de calcul a elementelor structurale, modul de alcătuire și comportare a planșeelor și pereților din lemn.

Partea experimentală este focalizată pe determinarea capacității portante a pereților din lemn sub încărcări orizontale și verticale. Încercările s-au realizat la INCERC Timisoara, pe un număr de șapte panouri de pereți, în perioada martie 2004-aprilie 2005.



## CUPRINS

		Pag.
Cap.1	SCURTĂ ISTORIE A UTILIZĂRII LEMNULUI ÎN CONSTRUCȚII	7
	1.1 Construcții civile, industriale și agricole cu structură din lemn	7
	1.2 Lăcașe de cult cu structură din lemn	9
	1.3 Poduri și alte construcții ingineresti din lemn	11
	1.4 Avantajele și dezavantajele utilizării lemnului în structurile de construcții	13
	1.5 Tendințe actuale în utilizarea lemnului la execuția structurii de rezistență a construcțiilor	14
Cap.2	STRUCTURA ȘI PROPRIETĂȚILE LEMNULUI. CLASE DE CALITATE.	27
	2.1 Structura lemnului	27
	2.2 Proprietățile fizice	31
	2.3 Proprietățile mecanice	38
	2.4 Defectele lemnului	39
	2.5 Clase de calitate pentru cherestea de rășinoase	42
	2.6. Categorii de elemente de construcții din lemn	44
	2.7 Rezistența la foc a elementelor structurale din lemn	48
Cap.3	CALCULUL ELEMENTELOR DIN LEMN CU SECȚIUNE SIMPLĂ	55
	3.1. Metode de calcul a elementelor de construcții din lemn	55
	3.2. Prevederi generale pentru calculul elementelor structurale din lemn.	65
	3.3. Întindere axială	68
	3.4. Compresiune centrică	69
	3.5. Încovoiere	72
	3.6. Încovoiere cu forță axială	75
Cap.4	DIAFRAGME ORIZONTALE DIN LEMN	78
	4.1. Planșee de lemn cu rol de șaibă	78
	4.2. Încărcări preluate de diafragmele orizontale	82
	4.3. Rezistența la forfecare a diaframelor	87
Cap.5	Pereți diafragmă	95
	5.1 Caracteristicile pereților diafragmă	96
	5.2 Pereți diafragmă cu învelitoare OSB	101
	5.3 Încercarea pereților diafragmă cu învelitoare OSB.	106
	5.4 Ancorajul pereților diafragmă	109
	5.5 Proiectarea pereților diafragmă în conformitate cu Eurocode 5	113
	5.6 Calculul deformațiilor pereților diafragmă sub acțiunea forțelor laterale	115
	5.7 Rezistența de calcul a pereților diafragmă	117

Cap.6	SOLUȚII DE REALIZARE A ÎMBINĂRILOR ELEMENTELOR DIN LEMN	118
6.1	Clasificarea îmbinărilor	118
6.2	Îmbinări între pereți și acoperiș	122
6.3	Îmbinări între pereți și planșee	124
6.4	Îmbinări între pereți și fundații	128
Cap.7	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE: PANOURI DE PEREȚI DIN LEMN CU ÎNVELITOARE DIN OSB SUPUSE LA FORȚE ORIZONTALE	132
7.1	Material și metodă	132
7.2	Încercarea panoului PO1	135
7.3	Încercarea panoului PO2	140
7.4	Încercarea panoului PO3	145
7.5	Încercarea panoului PO4	148
7.6	Concluzii privind panourile de pereți din lemn cu învelitoare OSB supuse la forțe orizontale	157
Cap.8	ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE: PANOURI DE PEREȚI DIN LEMN CU ÎNVELITOARE DIN PLĂCI DE GIPS ARMATE CU FIBRE CELULOZICE SUPUSE LA FORȚE ORIZONTALE	158
8.1.	Material și metodă	158
8.2.	Încercarea panoului PV1	161
8.3.	Încercarea panoului PV1'	165
8.4.	Încercarea panoului PV2	169
8.5.	Concluzii privind panourile de pereți din lemn cu învelitoare din plăci Vidiwall supuse la forțe orizontale	180
Cap.9	CONCLUZII. CONTRIBUȚII ORIGINALE.	181
9.1	Concluzii	182
9.2.	Valorificarea rezultatelor	183
	BIBLIOGRAFIE	191

Capitolul 1  
**SCURTĂ ISTORIE A UTILIZĂRII LEMNULUI ÎN  
 CONSTRUCȚII**

1.1. Construcții civile, industriale și agricole cu structură din lemn

În zonele montane și de deal din România, majoritatea locuințelor țărănești au fost executate din vremuri străvechi cu structură din lemn, așa cum se poate vedea astăzi în muzeele satului din București, Sibiu sau Timișoara.



Fig.1.1. Casă veche țărănească de lemn din zona Banatului expusă la muzeul satului din Timișoara.

Din lemn se pot executa diverse tipuri de construcții agricole, cum sunt, depozitele de cereale și de legume-fructe, serele, solariile, adăposturile pentru diferite specii de animale.

În figura 1.2 este prezentată o magazie de cereale din lemn având capacitatea de 2.500 tone, iar în figura 1.3 un pătul pentru depozitarea porumbului.

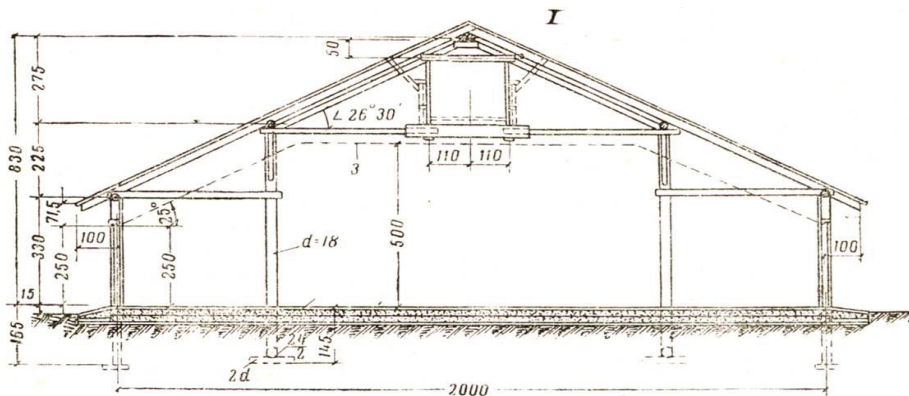


Fig.1.2. – Magazie de cereale din lemn, capacitate 2500 t –secțiune transversală; 1- pardosea din asfalt pe strat de egalizare din beton; 2- învelitoare ușoară din membrană bituminoasă; 3- conturul grămezii de cereale

Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții

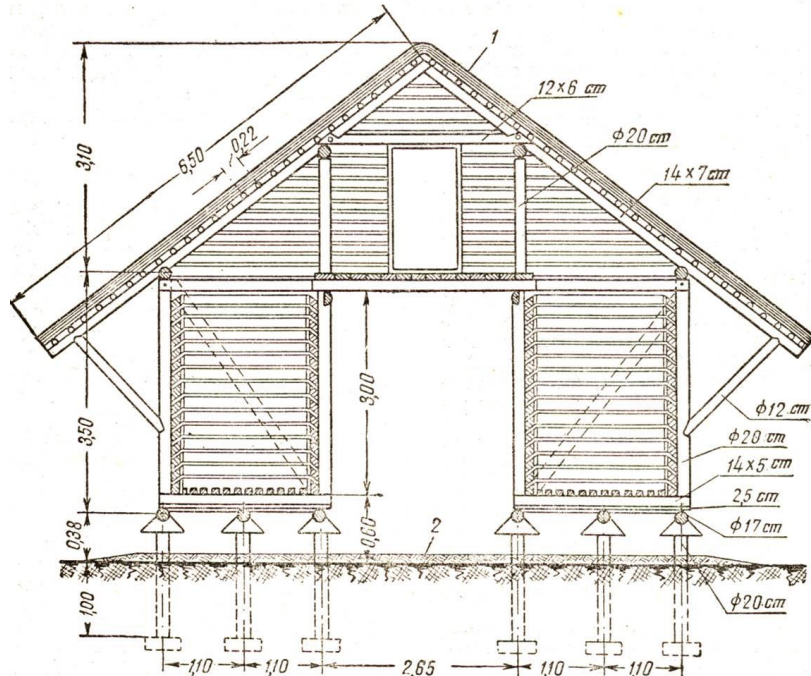


Fig.1.3 – Pățul pentru depozitarea porumbului știuleți: 1- învelitoare; 2 – pardosea din lut și piatră spartă

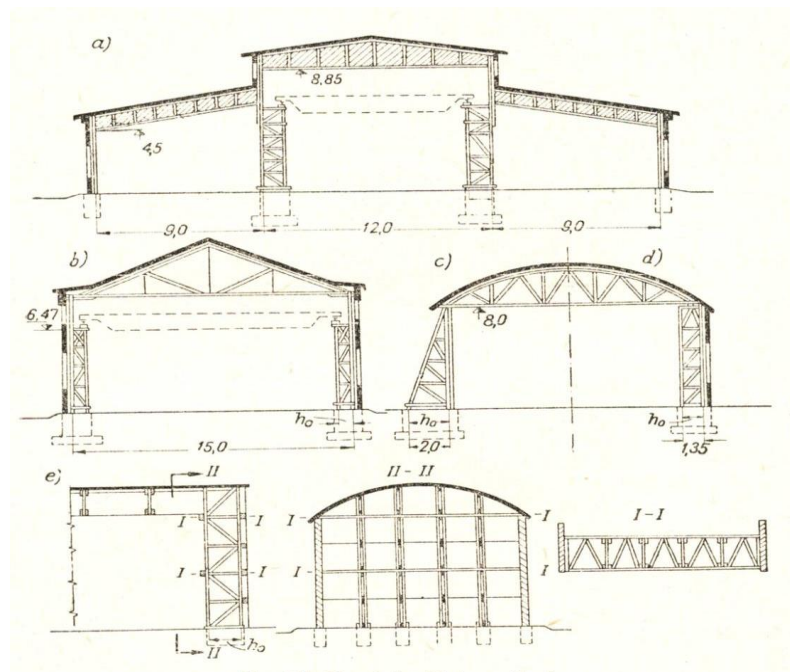


Fig. 1.4 – Diverse tipuri de hale industriale cu structură din lemn .



### Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții

Structurile din lemn se pot utiliza și la construcția halelor industriale, cu deschideri mari, în acest scop folosindu-se fermele și arcele din lemn, și alte sisteme combinate de construcții de lemn cu zăbrele.

## 1.2. Lăcașe de cult cu structură din lemn.

Lemnul a fost utilizat și pentru construirea lăcașurilor de cult de-a lungul secolelor, în cele mai diferite zone geografice.

Biblia relatează în cartea 1Regi cap.5 modul în care cel mai înțelept împărat care a trăit pe pământ, evreul Solomon, a cerut stăpânului pădurilor Libanului să-i taie lemn de cedru și chiparos pentru construcția unui templu măreț închinat lui Dumnezeu.

*Solomon a trimis vorbă lui Hiram (...) "Iată că am de gând să zidesc o casă Numelui Domnului, Dumnezeului meu (...) Poruncește acum să se taie pentru mine cedri din Liban. Slujitorii mei vor fi cu ai tăi, și-ți voi plăti simbria slujitorilor tăi așa cum o vei hotărâ tu; căci știi că dintre noi nimeni nu se pricepe să taie lemne ca Sidonienii". (...) Și Hiram a trimis răspuns lui Solomon: "Am auzit ce ai trimis să mi se spună. Voi face tot ce vei vrea în ce privește lemnele de cedru și lemnele de chiparos." (...) Hiram a dat lui Solomon lemne de cedru și lemne de chiparos cât a voit.*

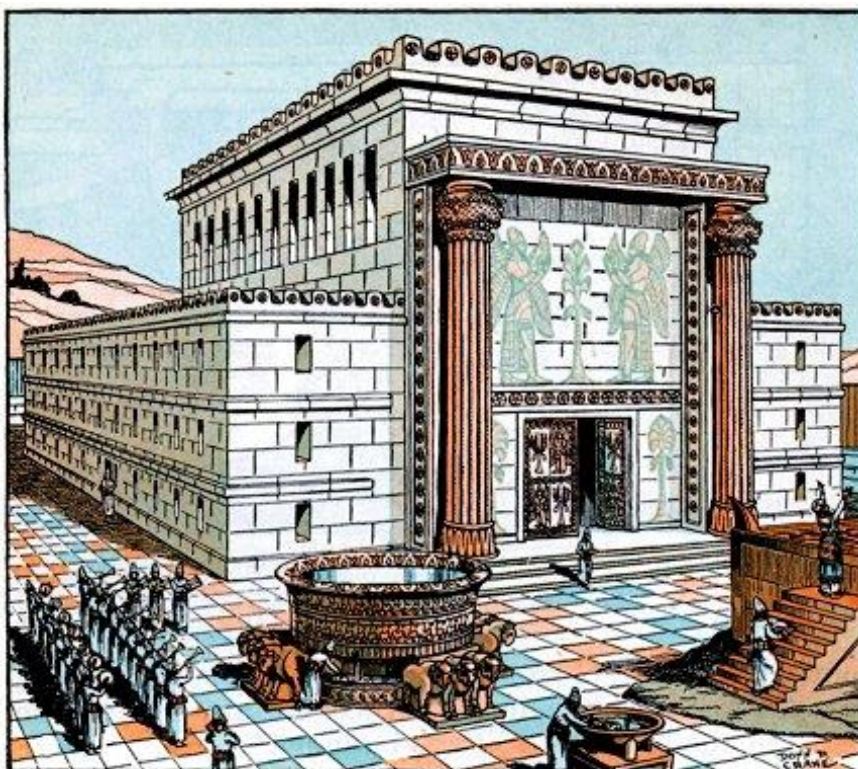
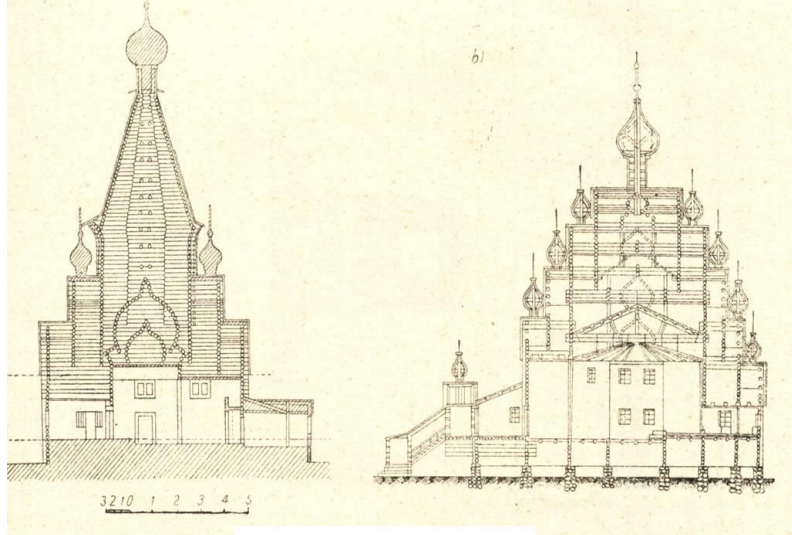


Fig.1.5 – Biblia relatează că acest templu construit de Solomon avea acoperișul și pereții interiori din lemn de cedru și chiparos

*Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții*



*Fig.1.6. Biserici de lemn din Rusia.*

Unele din cele mai vechi construcții de lemn conservate în țara noastră sunt de asemenea cele ale unor lăcașuri de rugăciune. Structurile erau realizate din elemente masive de lemn, îmbinate de obicei fără piese metalice.



*Fig.1.7. Biserică de lemn din Maramureș.*



### 1.3. Poduri și alte construcții ingineresti

Romanii au construit poduri din lemn cu dimensiuni impresionante peste fluviile care trebuiau traversate de armatele imperiale. Documentele arheologice vorbesc despre execuția unui pod peste râul Tibru, în anul 630, alcătuit din piloți și grinzi de lemn (fig.1.8).

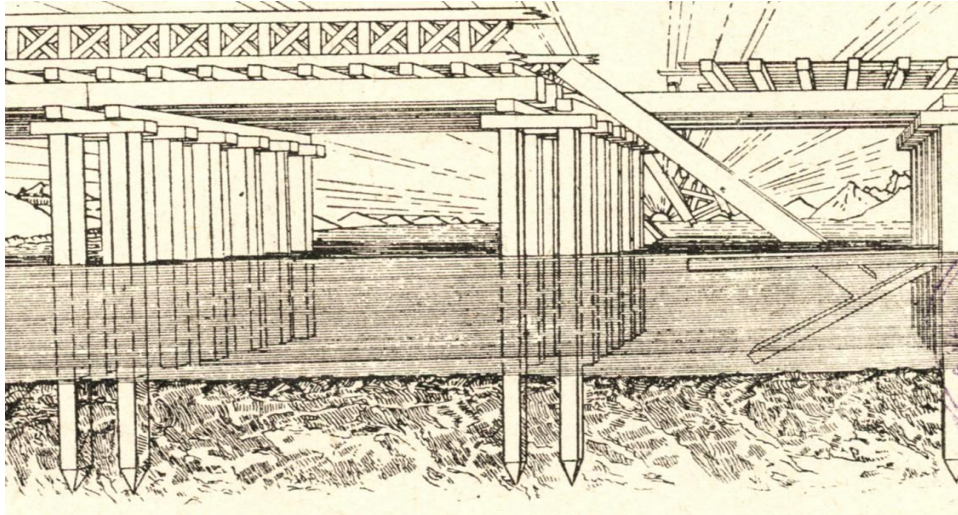


Fig.1.8 – Pod pe piloți și grinzi de lemn realizat de romani în anul 630 î.C. peste râul Tibru.

În secolul I î.C. armata împăratului Cezar a traversat Rinul tot cu ajutorul unui pod de lemn lung de 500m care a fost construit într-un timp record de numai zece zile.

Câteva generații mai târziu, Traian pornea campania împotriva celor mai viteji dintre traci - dacii, dar avea de traversat și el un fluviu – Dunărea. Apollodor din Damasc a fost cel care a proiectat vestitul pod peste Dunăre cu lungimea de 1070 metri și lățimea de 18 metri. Principalul element de rezistență al suprastructurii era format din arce de lemn, așezate după trei circumferințe concentrice (fig.1.9).

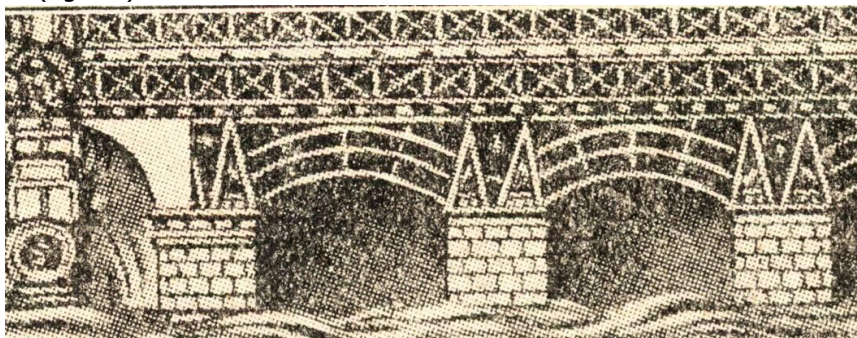


Fig.1.9 – Podul construit de Apollodor din Damasc peste Dunăre cu suprastructură din lemn, este reprezentat pe Columna lui Traian

### Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții

Podurile de lemn au continuat să fie utilizate până la începutul secolului XX, când au fost înlocuite în mare parte de structurile de beton și metal.

În prezent podurile din lemn se execută destul de rar, de obicei în zonele forestiere, fiind folosite sistemele cu arce sau contrafișe, sau cu ferme de tip How-Juravski.

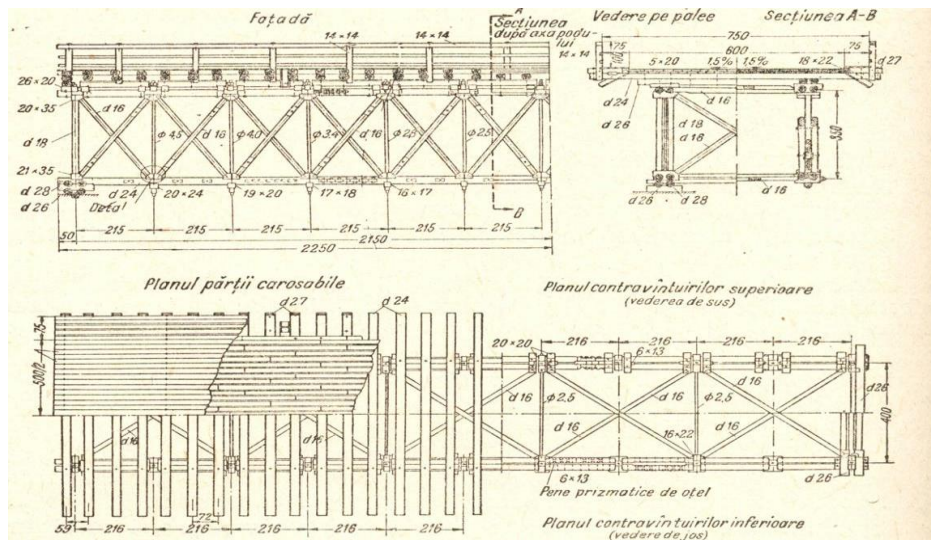


Fig.1.10 – Suprastructura unui pod cu grinzi How-Juravski, cu deschiderea de 21,50m.

Odată cu dezvoltarea tehnologiilor de execuție a structurilor din beton și beton armat, structurile din lemn și-au găsit o largă aplicabilitate la realizarea sistemelor de susținere și a cofrajelor. Este binecunoscut faptul că de calitatea cofrajelor depinde în mod hotărâtor calitatea structurilor și a finisajelor din beton. Din acest motiv, au fost întreprinse diverse cercetări pentru realizarea unor sisteme de cofraje performante, adaptate la cele mai diverse forme, dimensiuni și condiții de execuție.

În figura 1.11 sunt arătate două tipuri de cintre utilizate la execuția bolților și cupolelor din beton armat, iar în figura 1.12 este arătat modul de realizare a cofrajelor pentru turnarea unei plăci curbe subțiri.

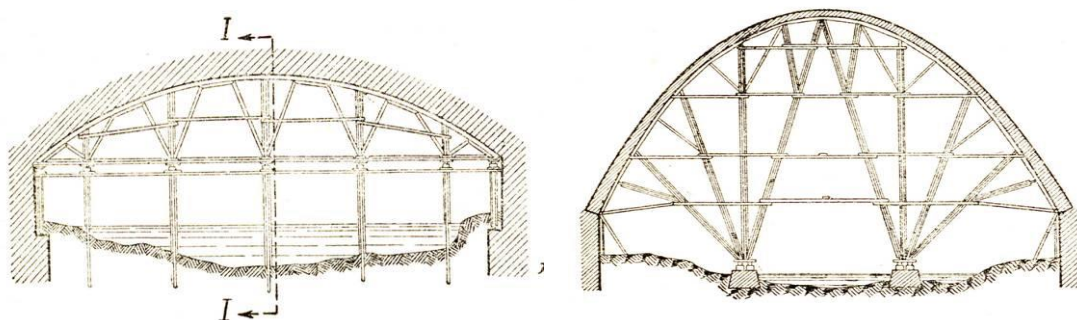


Fig.1.11 - Cintre cu subgrinzi și contrafișe (stânga) și în evantai (dreapta).

Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții

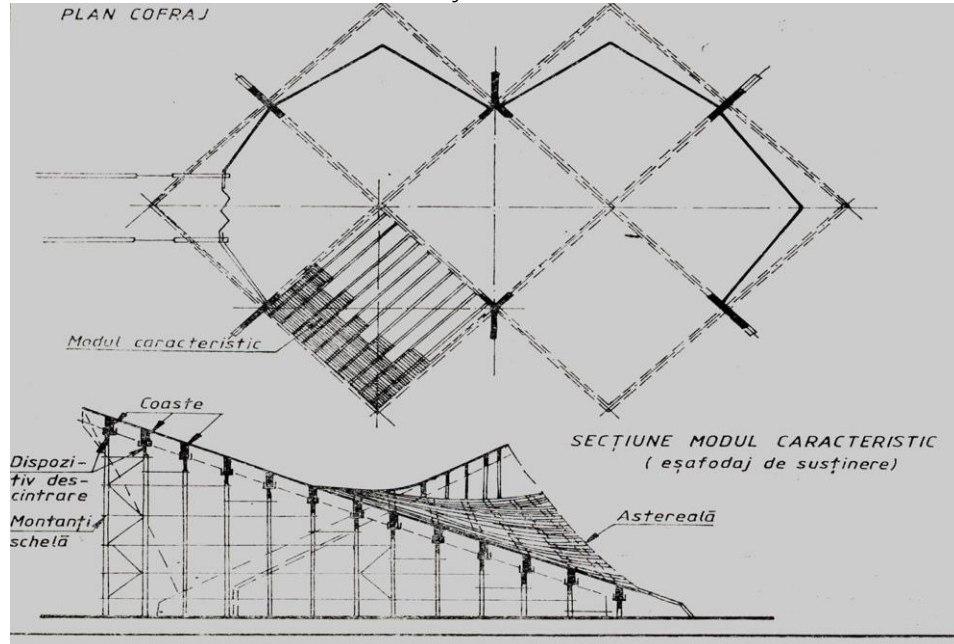


Fig.1.12 - Structură de susținere și cofraj din lemn pentru executarea unei plăci curbe subțiri din beton armat.

#### 1.4. Avantajele și dezavantajele utilizării lemnului în construcții.

Lemnul a fost folosit pentru realizarea structurii de rezistență a construcțiilor încă din cele mai vechi timpuri datorită următoarelor avantaje:

- rezistențe mecanice relativ mari atât la compresiune cât și la întindere
- prelucrarea lemnului este ușoară datorită rezistenței reduse la prelucrare
- este mai ieftin ca oțelul și betonul deoarece nu necesită cheltuieli de fabricare și consum mare de energie
- construcțiile din lemn se pot executa în orice anotimp fără a fi necesare măsuri speciale ca la beton și zidărie
- asamblarea, montarea și demontarea construcțiilor din lemn se face cu ușurință și cu cheltuieli mici iar recuperarea poate fi de 100%
- coeficientul de conductibilitate termică este redus, lemnul fiind un excelent izolator termic; rezistența pe care o opune trecerii unui flux termic este de 300 de ori mai mare decât a oțelului și de 10 ori mai mare decât a betonului
- durabilitatea este mare în condițiile în care se asigură protecție împotriva focului și putrezirii
- cheltuielile de întreținere sunt nule sau foarte mici, deoarece nu apare fenomenul de coroziune ca la oțel



#### *Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții*

- este un material 100% natural, 100% reciclabil; nu poluează mediul nici la punerea în operă nici în procesul de fabricație cum se întâmplă cu betonul sau oțelul
- bradul, pinul și molidul, speciile care asigură cel mai bun lemn de construcții, sunt răspândite pe arii largi în România, în special în nordul țării.

Limitările acestui material sunt date de următoarele dezavantaje:

- lemnul este un material neomogen și anizotrop, având noduri și defecte precum și rezistențe mecanice diferite perpendicular și paralel cu fibrele
- umiditatea are influență negativă asupra proprietăților și rezistențelor lemnului
- în timpul exploatarei apar fisuri și crăpături, desprinderi de noduri, care pot reduce mult capacitatea portantă a elementelor de construcție.
- elementele de construcții din lemn necesită măsuri speciale de protecție la foc, în special cele cu secțiuni reduse

### 1.5. Tendințe actuale în utilizarea lemnului la execuția structurii de rezistență a construcțiilor.

Pe plan mondial, extinderea masivă a construcțiilor civile, agricole și industriale cu structură de rezistență din lemn a fost legată de introducerea, la începutul secolului XIX, a mașinilor cu aburi pentru tăierea cherestelei, și fabricarea industrializată a cuielor de oțel. Astfel, deschizându-se posibilitatea utilizării elementelor cu secțiuni mai mici, consumul specific de lemn s-a redus, și implicit costul total al construcției.

#### 1.5.1. Structuri de tip "platform framing"

În Anglia și SUA, în secolul XIX a început să fie utilizată structura tip *braced frame* (fig.1.13), care era o combinație de elemente cu secțiuni ușoare și secțiuni masive. Aceste structuri au evoluat pe măsura dezvoltării cunoștințelor ingineresti, în perioada interbelică ajungându-se la structuri cu elemente mai zvelte numite *baloon framing*, în care erau înlocuiți stâlpii cu secțiuni mari, prin utilizarea unor panouri formate din stâlpișori cu secțiunea de 5x10cm sau 10x10cm așezați la distanța de 40 cm interax.

În zilele noastre cea mai extinsă utilizare o au structurile tip *platform framing*, care utilizează de asemenea elemente zvelte, dar care au o comportare mai bună la acțiunea forțelor laterale date de seism și vânt datorită diafragmei pe care o formează planșeele. Acest sistem se pretează atât pentru construcții prefabricate cât și pentru construcții executate la fața locului în întregime. Lucrarea de față tratează în mod deosebit acest tip de structuri, date fiind performanțele superioare și simplitatea execuției lor. Pe continentul nord american se construiesc anual milioane de astfel structuri. În sectorul rezidențial sistemul de construcții din lemn de tip platform framing are o pondere de peste 90% din totalul construcțiilor noi.

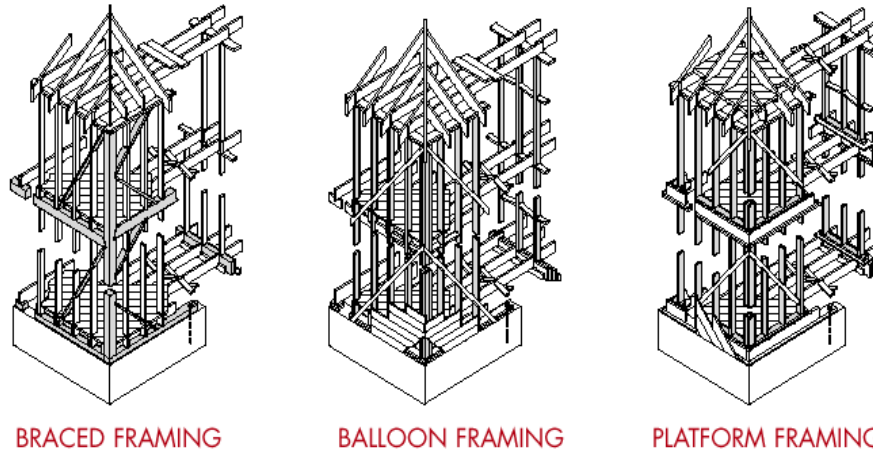


Fig.1.13 – Tipuri de structuri de lemn utilizate în SUA și Europa pentru construcții de locuințe, începând cu secolul XIX.

Avantajele oferite de sistemul structural *platform framing* :

- elementele au secțiuni reduse, ceea ce duce la un consum mic de material
- nu sunt necesare utilaje grele pentru montaj;
- datorită greutății mici a construcției rezultă fundații cu lățime redusă și consum mic de armătură
- comportare excelentă la seism, datorită proprietății unice a lemnului de putea prelua suprasarcini importante pentru intervale scurte de timp
- posibilitatea executării îmbinărilor cu ajutorul pieselor metalice fabricate în serie mare care au un preț de cost scăzut
- construcțiile se pot executa și în sistem prefabricat dar și prin îmbinare pe șantier
- nu necesită mână de lucru cu o calificare specială

Datorită multiplelor sale avantaje, acest sistem de construcții din lemn s-a extins în ultimele decenii în toată lumea. În România, sistemul nu este încă bine cunoscut, construcțiile executate în acest sistem fiind relativ puține până la acest moment. Acest sistem poate însă aduce răspunsul la criza de locuințe, care afectează mai ales familiile tinere din țara noastră.

Sistemul *platform framing* se folosește cu succes și la realizarea locuințelor multifamiliale, cu două, trei sau chiar patru nivele.



Fig.1.14 – Structură, cu pereți și planșee din lemn pentru locuință unifamilială. proiectată și executată de autor

### 1.5.2. Utilizarea lemnului lamelat încleiat

Lemnul lamelat încleiat este un produs relativ nou, care datorită calităților sale deosebite, se folosește pe scară tot mai largă. Se obține în urma unui proces de asamblare prin încleiere a mai multor piese din lemn ecarisat (scânduri, dulapi, rigle) în condiții speciale de execuție.

Din punct de vedere al proprietăților mecanice și a eficienței economice lemnul lamelat încleiat este superior lemnului masiv din următoarele motive:

- rezistența la forfecare a cleiului este superioară celei a lemnului
- cleiul asigură o legătură perfect rigidă între piesele asamblate
- efectul negativ al defectelor pieselor componente se diminuează, deoarece suprapunerea acestora în aceeași secțiune este puțin probabilă
- la execuția elementelor din lemn încleiat lemnul este valorificat la maxim, putând fi utilizate și piese din lemn cu dimensiuni mici
- se pot obține elemente cu secțiuni mari la care nu mai există pericolul apariției fisurilor

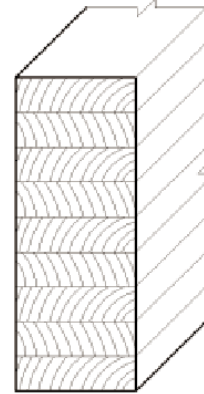


Fig.1.15 – Grindă din lemn lamelat încleiat.



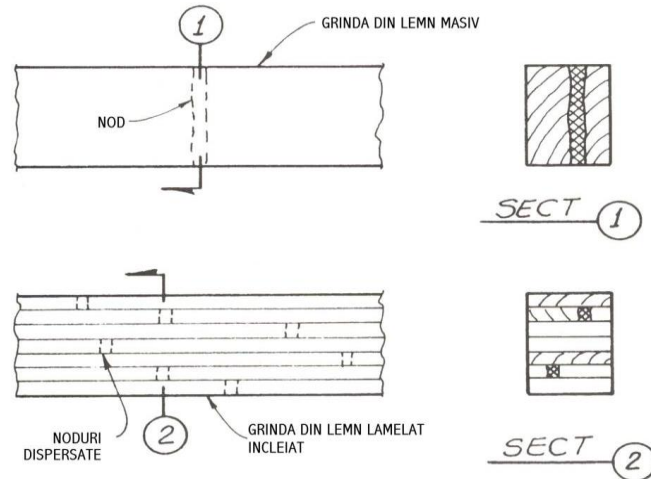


Fig.1.16 – Dispersarea defectelor într-o grindă din lemn lamelat încleiat duce la diminuarea efectului negativ al acestora.

Ținând seama de aceste avantaje se poate afirma că lemnul lamelat încleiat este un material de construcție modern, performant și eficient.

Utilizarea eficientă a lemnului în elementele din lemn lamelat încleiat poate fi ilustrată și prin modul de confecționare a grinzilor, la care în zonele cu solicitări maxime se prevăd scânduri de calitate superioară, iar în restul secțiunii se pot utiliza și scânduri de calitate inferioare.

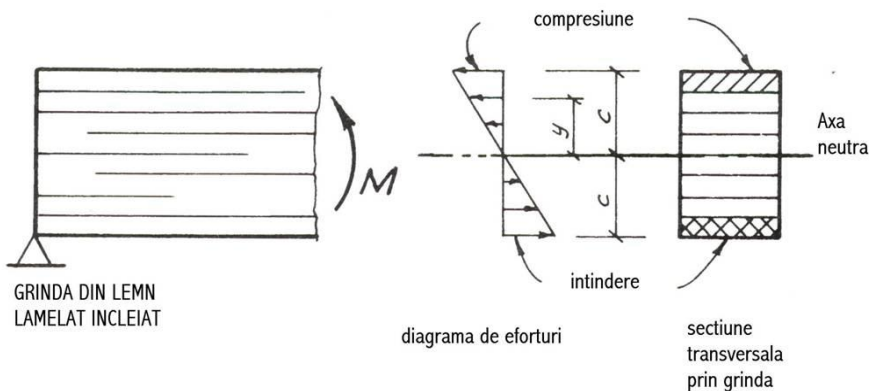


Fig.1.17 – Utilizarea scândurilor de calitate superioară în zonele comprimate și întinse duce la creșterea capacității portante a grinzilor din lemn lamelat încleiat.

Creșterea capacității portante a grinzilor se poate realiza și prin legarea scândurilor prin metoda cu dinți (finger joint), pe direcție longitudinală. În această metodă piesele de lemn sunt în prealabil prelucrate la capete, prin creșterea sub forma dinților de fierăstrău, apoi sunt încleiate, urmărindu-se și de această dată dispersarea zonelor de îmbinare.

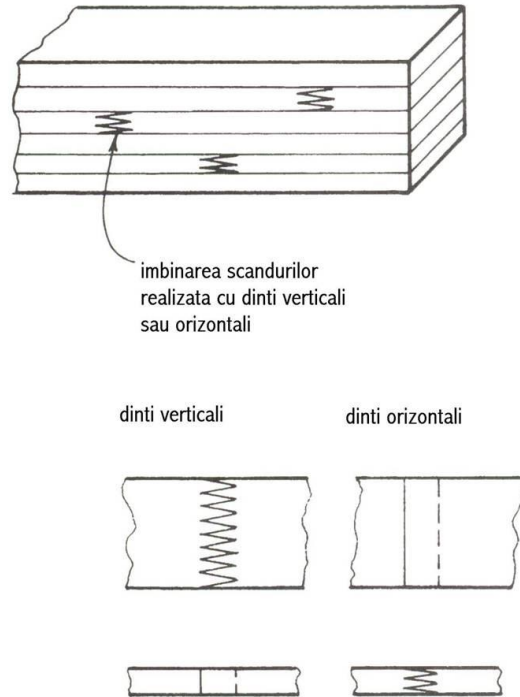


Fig.1.18 - Legarea scândurilor prin metoda îmbinării cu dinți.

### 1.5.3. Materiale noi de construcții pe bază de lemn

În Canada și SUA, datorită faptului că peste 90% din construcțiile de locuințe sunt pe structură din lemn, cererea de lemn de construcții este foarte ridicată și există o continuă căutare pentru descoperirea de noi tipuri de elemente structurale din lemn cu proprietăți și performanțe superioare.

Dintre produsele cele mai recente și de mare succes utilizate pentru realizarea grinzilor și stâlpilor, menționăm două tipuri importante de materiale și anume: **parallam și microllam**.

În domeniul plăcilor din lemn utilizate pentru realizarea elementelor structurale de construcții cea mai largă utilizare o au **plăcile din aşchii de lemn orientate (oriented strand board)**.

#### **Parallam**

Parallam, sau **parallel strand lumber**, este un material obținut din fâșii lungi și subțiri de lemn, care sunt presate, încleiate și supuse unor tratamente termice cu microunde. Datorită faptului că la încălzirea cu microunde creșterea temperaturii începe treptat, din interiorul elementului spre exterior, se pot fabrica elemente cu secțiuni masive, fără riscul de supraîncălzire și aprindere a materialului în timpul tratării.

Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții



Fig.1.19 – Parallel strand lumber – material obținut din fâșii lungi și subțiri din lemn, încheiate și tratate termic.



Fig. 1.20 – Stâlp și grindă din parallam care susțin un planșeu..

*Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții*

Parallam este folosit pentru grinzi cu solicitări și deschideri mari fiind fabricat cu următoarele secțiuni:

*grosimi: 1-3/4", 2-11/16", 3-1/2", 5-1/4", 7"*

*lățimi: 9-1/4", 9-1/2", 11-1/4", 11-7/8", 14", 16", 18"*

De asemenea este utilizat pentru confecționarea stâlpilor supuși la eforturi mari de compresiune. Se fabrică următoarele secțiuni: 3-1/2"x3-1/2", 3-1/2"x5-1/4", 3-1/2"x7", 5-1/4"x5-1/4", 5-1/4"x7", 7"x7".

Principalele caracteristici ale acestui material sunt:

- modulul de elasticitate:  $E=2 \times 10^6$  psi
- rezistența la compresiune paralel cu fibra:  $F_{c\parallel}=2900$  psi
- rezistența la compresiune perpendicular pe fibre:  $F_{c\perp}=650$  psi

*Notă: 1"=2,54cm; 1psi= 4,448N/6,452cm<sup>2</sup>=0,69N/cm<sup>2</sup>*

**Microllam**

Microllam sau "laminated veneer lumber", este realizat din fâșii subțiri de furnir, încleiate. Elementele obținute au caracteristici mult superioare lemnului masiv.



Fig.1.21 – Confecționarea plăcilor din care se realizează elementele de tip Microllam.



#### *Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții*

Elementele de tip Microllam au grosimi de 1-3/4" sau multipli ai acesteia, și următoarele lățimi: 5-1/2", 7-1/4", 9-1/4", 9-1/2", 11-1/4", 11-7/8", 14", 16" și 18".

Principalele caracteristici ale acestui material sunt:

- modul de elasticitate:  $E = 1,9 \times 10^6$  psi
- rezistența la compresiune paralel cu fibra:  $F_{c\parallel} = 2310$  psi
- rezistența la compresiune perpendicular pe fibre:  $F_{c\perp} = 750$  psi



*Fig.1.22 - Execuția planșului unei construcții cu structură din lemn, utilizând elemente de tip Microllam.*

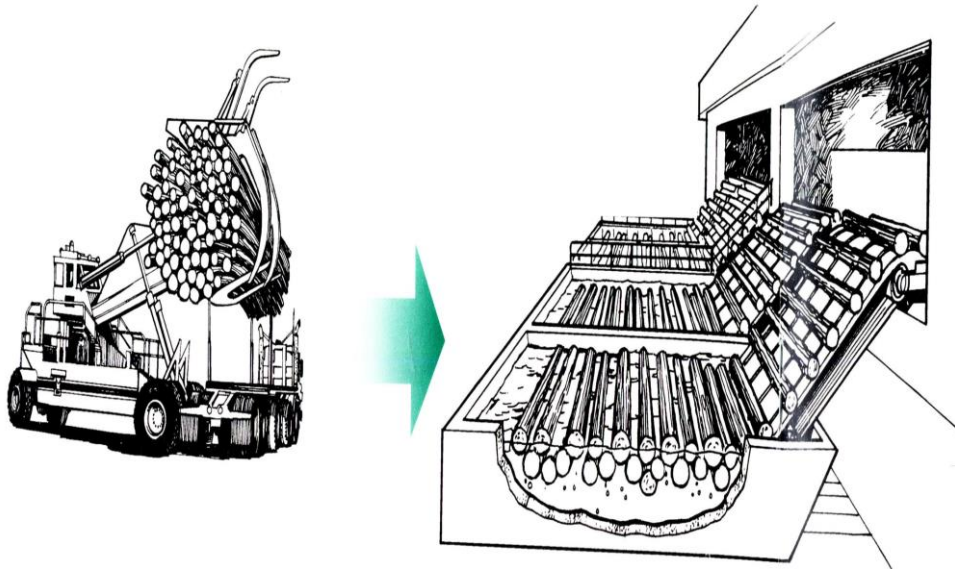
#### **Plăci din aşchii de lemn orientate**

Plăcile din aşchii de lemn orientate (OSB) sunt utilizate pe scară industrială în Statele Unite și Canada începând din anul 1981. Sunt formate din aşchii de lemn subțiri tăiate pe direcția fibrelor, care sunt legate între ele cu un adeziv rezistent la umiditate, după care sunt presate și tratate termic. Datorită performanțelor superioare, domeniul lor de aplicare în construcții este foarte larg, fiind utilizabile atât la execuția elementelor structurale (planșee, pereți structurali, acoperișuri) cât și la execuția elementelor de compartimentare (pereți despărțitori).

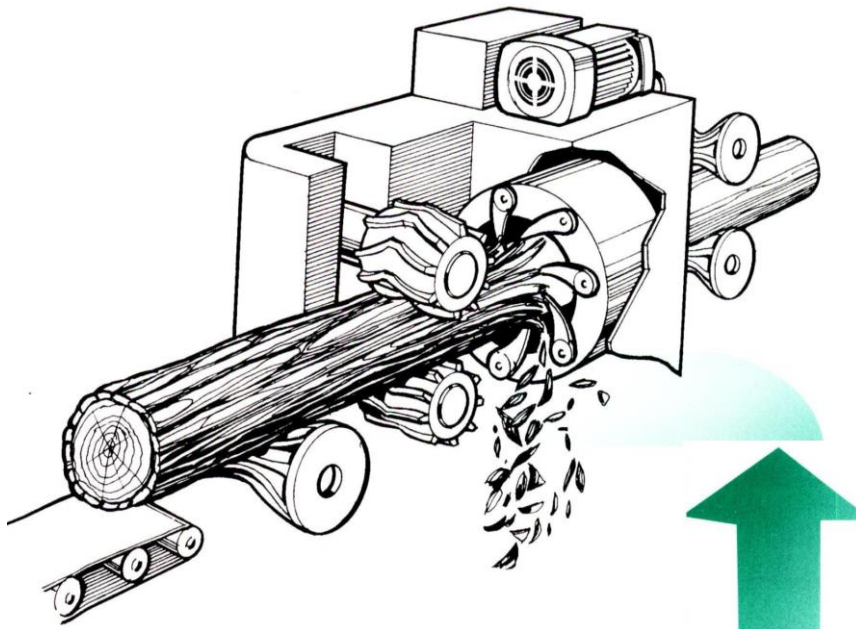
Pe continentul nord american existau la finalul anului 2005 un număr de 63 de unități producătoare de plăci din aşchii de lemn orientate (39 în SUA și 24 în Canada). În Europa aceste plăci au început să fie produse în Germania, Franța, Anglia și Polonia. În prezent pe piața românească se comercializează următoarele două tipuri de OSB:

- OSB2 – utilizat în industria mobilei și pentru alte întrebuințări decorative și nestructurale conforme cu standardul european EN300
- OSB3 – cu proprietăți structurale aplicabile pentru construcții din lemn, conform EN300

Modul de realizare a plăcilor de tip OSB este prezentat în figurile de mai jos.



*Fig. 1.23 – Transportul și sortarea lemnului.*



*Fig. 1.24 – Decojirea buștenilor.*



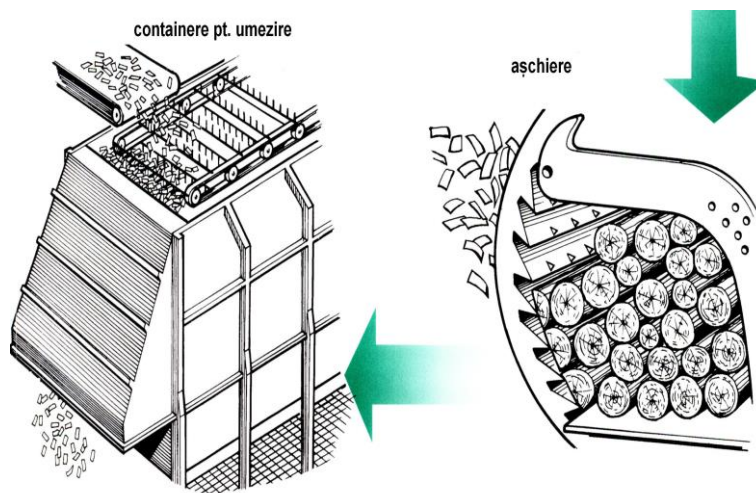


Fig. 1.25 – Așchiera și umezirea

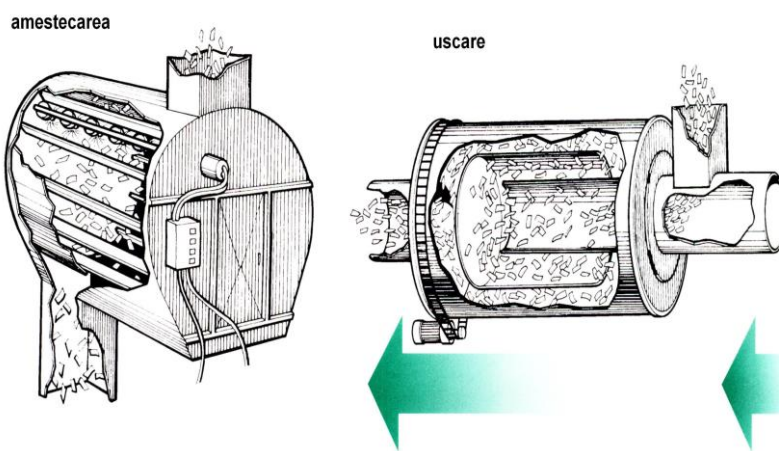
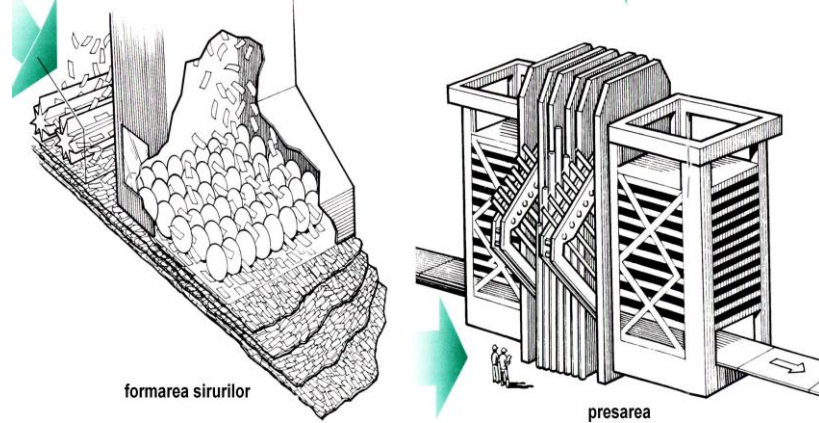


Fig. 1.26 – Uscarea și amestecarea așchiilor.

*Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții*

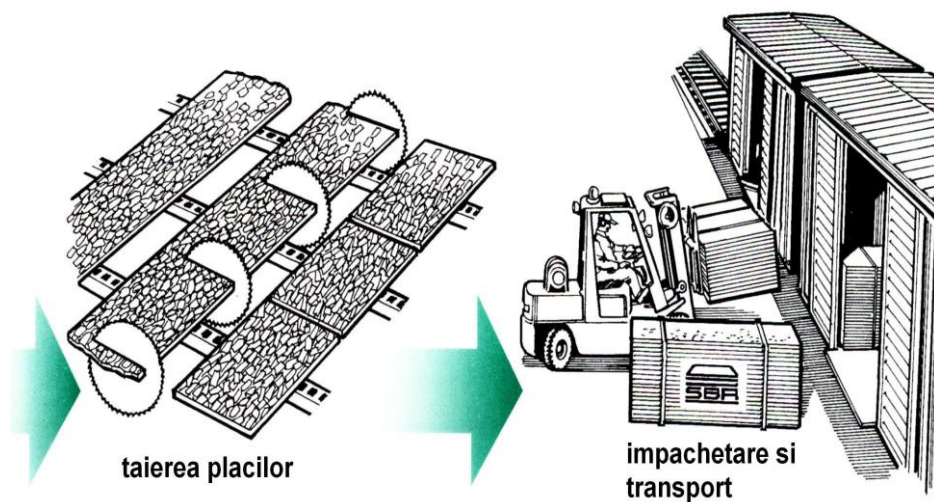


*Fig. 1.27 – Formarea șirurilor de așchii, lipirea și presarea lor în plăci.*

Așchiera se face în lungul fibrelor, urmărindu-se ca grosimea acestora să fie cât mai uniformă. De regulă așchiile au lungimea cuprinsă între 8,5 și 15 cm iar lățimea este de aproximativ 2,5cm.

După tăiere așchiile sunt uscate, sortate și amestecate cu rășini fenolice, care vor asigura plăcii o rezistență mecanică ridicată, rigiditate, precum și rezistență la umiditate.

Pentru creșterea performanțelor mecanice, straturile de așchii de la suprafață se aliniază după latura lungă a plăcii, iar în straturile interioare se așează pe direcții perpendiculare sau aleator.

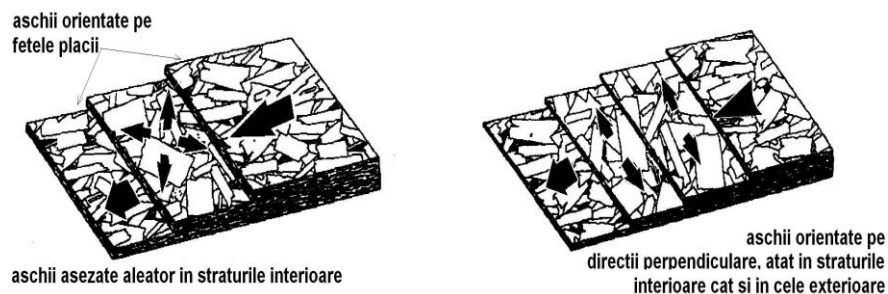


*Fig. 1.28 – Tăierea plăcilor și pregătirea pentru livrare.*

După așezarea în straturi așchiile sunt supuse la presiune și temperatură ridicată pentru a forma plăci dense, ale căror fibre se pot considera continue pe toată lungimea.

*Scurtă istorie a utilizării lemnului în construcții*

Plăcile sunt apoi răcite și tăiate la dimensiunile cerute pe piață. De asemenea sunt verificate și stampilate pentru certificarea calității.



*Fig. 1.29 – Orientarea așchiilor la suprafață și în interiorul plăcii.*

Producătorii de plăci OSB din America de Nord sunt supervizați de un organism de control care impune conceptul de „calitate totală” în procesul de fabricație a plăcilor, începând de la alegerea copacilor care se taie în pădure până la livrarea produsului finit către consumator. O atenție specială se acordă verificării geometriei și umidității așchiilor înainte de presare, precum și modului de așezare în șiruri după ce sunt amestecate cu substanțele adezive. Cea mai importantă agenție de control este American Plywood Association (APA).

Dintre adezivii utilizați pentru producerea plăcilor OSB, cele mai bune rezultate s-au obținut cu polimerii de tip fenol-formaldehidă, care în urma tratamentului termic devin insolubili și au o comportare foarte bună în timp atunci când sunt expuși la umiditate și agenți chimici agresivi. Un alt avantaj al acestor adezivi îl constituie faptul că după punerea în operă emisiile de gaze sunt inexistente sau neglijabile, ceea ce permite utilizarea lor chiar în spații în care se impun condiții foarte stricte din punct de vedere a toxicității materialelor de construcții.

Astfel, plăcile OSB se pot utiliza atât la realizarea planșeelor cât și a pereților și acoperișurilor.

Dimensiunile cele mai uzuale pentru plăcile fabricate pe continentul american sunt cele de 4'x 8', adică 1220x2440 mm. În funcție de aplicația la care sunt cerute plăcile se pot fabrica cu diverse lățimi și lungimi, care pot ajunge până la 12'x 24' (3660x7320mm). În țara noastră dimensiunea uzuală este 1250x2500mm.

Grosimile standard de fabricare a plăcilor OSB sunt: 6; 7,5; 9,5; 11; 12; 12,5; 15; 15,5; 18 și 18,5mm.

În tabelul de mai jos sunt prezentate datele tehnice și mecanice pentru OSB3 produs de compania KRONOPOL.

Tabelul 1.1.

CARACTERISTICI MECANICE ȘI TEHNICE ALE PANOURILOR DE PLACAJ O.S.B.3  
(conform datelor producătorului)

<b>PROPRIETATEA</b>	<b>Metoda de testare conformă cu standardul</b>	<b>UM</b>	<b>Grosime cuprinsă între 6 și 10 mm</b>	<b>Grosime cuprinsă între 10 și 18 mm</b>	<b>Grosime cuprinsă între 18 și 25 mm</b>
Toleranța la grosime	EN324-1	mm	±0,3	±0,3	±0,3
Toleranța la lungime și lățime	EN324-1	mm	±2,0	±2,0	±2,0
Toleranța la muchie	EN324-2	mm/m	1,5	1,5	1,5
Toleranța la unghiurile drepte ale panourilor	EN324-2	mm/m	2,0	2,0	2,0
Densitatea	EN323	kg/m <sup>3</sup>	650±40	630±40	610±40
Conținut de umiditate	EN322	%	9±3	9±3	9±3
Rezistența la încovoiere -după axa principală -după axa secundară	EN310 EN310	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	30 13	28 12	26 11
Modul de elasticitate -după axa principală -după axa secundară	EN310 EN310	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	4500 1700	4500 1700	4500 1700

## Capitolul 2 STRUCTURA ȘI PROPRIETĂȚILE LEMNULUI.

### 2.1. Structura lemnului

Lemnul este produs prin creșterea și dezvoltarea arborilor și arbuștilor de foioase (fag, stejar, tei, paltin, ulm, frasin, nuc, carpen, plop etc.) și conifere sau rășinoase (brad, moild, pin, larice etc.). În construcții cea mai largă utilizare o are lemnul de rășinoase, datorită faptului că are durabilitate ridicată, structură simplă și proprietăți fizico-mecanice bune.

#### 2.1.1. Structura macroscopică a lemnului

Modul de grupare a elementelor anatomice observabile cu ochiul liber se numește structură macroscopică. Cunoașterea acestei structuri este de mare importanță pentru identificarea rapidă a diverselor specii de lemn, respectiv pentru aprecierea calității lemnului arborilor din cadrul unei specii.

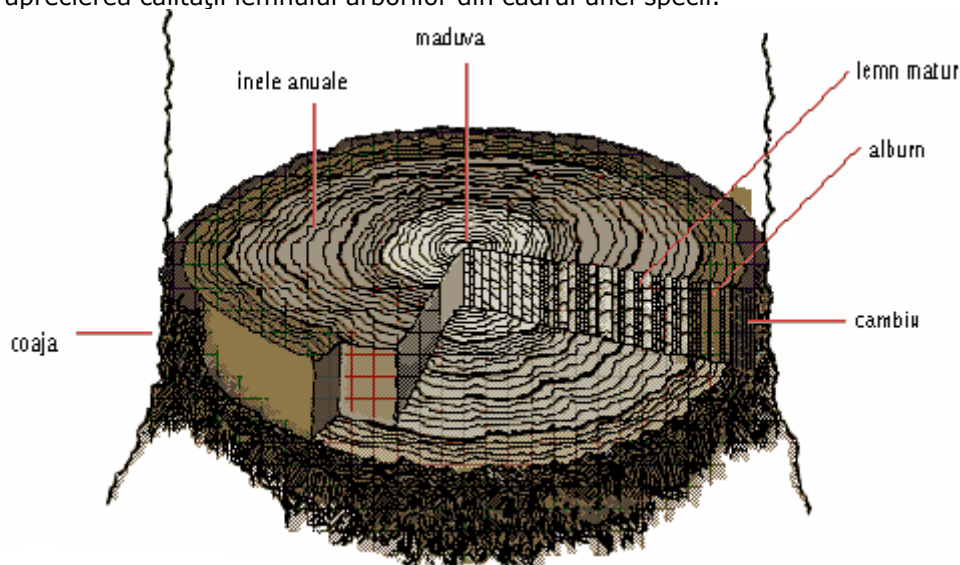


Fig. 2.1.- Structura macroscopică a lemnului în secțiune transversală.

Din figura de mai sus se pot observa următoarele elemente anatomice importante:

- măduva – este formată din țesut moale, și este situată în centrul cilindrilor lemnos
- alburnul – este zona situată în imediata apropiere a cojii prin care circulă seva; lemnul de alburn este mai puțin rezistent și putrezește mai ușor
- lemnul matur – se află în zona centrală a trunchiului și este format din celule moarte; acest lemn are calități mecanice superioare și rezistă mai bine și la putrezire; atunci când are o culoare mai închisă decât a



lemnului din alburn poartă numele de duramen; speciile de rășinoase cu duramen sunt pinul, laricele, tisa și duglasul, iar speciile fără duramen sunt molidul și bradul; dintre foioase stejarul, nucul, ulmul, frasinul, salcâmul, salcia, cireșul și plopul au duramen, iar fagul, paltinul, carpenul, teiul și mesteacănul nu au duramen

- inelele anuale – reprezintă cantitatea de lemn formată într-o perioadă de vegetație; inelul anual are două zone care se deosebesc atât ca aspect cât și ca rezistență: lemnul timpuriu sau de primăvară și lemnul târziu sau de vară; prin numărarea inelelor anuale se poate determina vârsta arborelui;
- razele medulare – sunt formate din celule în care se depozitează substanțe hrănitoare
- porii – sunt prezenți doar la lemnul de foioase; în secțiune transversală au aspectul unor orificii, iar în secțiune tangențială se prezintă sub forma unor zgârieturi
- cambium – este format din celule care asigură creșterea în grosime a cilindrilor lemnoși; în fiecare an se formează un țesut de coajă vie (numit liber) spre exterior și un inel anual spre interior; cambiumul este situat sub coajă și se observă ușor, imediat după îndepărtarea acesteia, având o consistență lipicioasă
- coaja sau scoarța este formată din coaja vie și coaja moartă, care constituie învelișul protector al arborelui.

Arborele se poate secționa după trei planuri, realizându-se secțiuni transversale (perpendicular pe axa longitudinală a trunchiului), secțiuni radiale (prin axa longitudinală a trunchiului) și secțiuni tangențiale (perpendicular pe rază și tangentă la un inel anual).

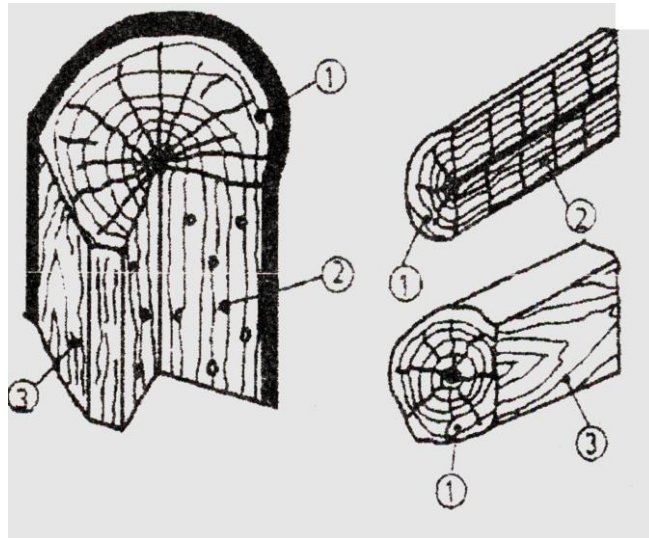


Fig.2.2 – Elementele anatomice ale lemnului văzute în secțiune transversală(1) , radială(2) și tangențială(3).



## 2.1.2. Structura microscopică a lemnului de rășinoase

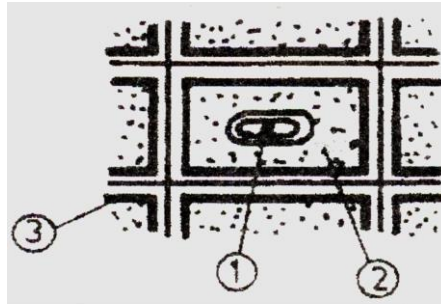


Fig.2.3 - Celula lemnoasă : 1- protoplasmă;  
2-nucleu;3-membrană celulară.

Microstructura celulară a lemnului are o mare importanță pentru calitatea lemnului de construcții. De aceea trebuie cunoscut faptul că porțiunea solidă a lemnului este formată dintr-o combinație complexă de celuloză și lignină. Celula lemnoasă este formată din protoplasmă, nucleu și membrană celulară. Celuloza este materialul constitutiv al pereților celulelor iar lignina cimentează și leagă împreună mai multe celule.

În timpul vieții arborelui celula lemnoasă se transformă în țesuturi care au rol de conducere a sevei, de susținere sau mixte.

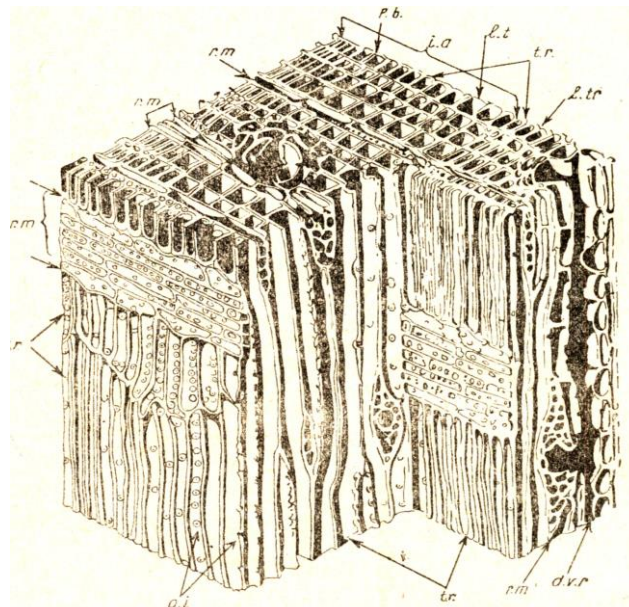


Fig.2.4 – Microstructura lemnului de rășinoase: tr-traheide; p.i.-pori încercuiți; d.v.r.-drumul vertical al rășinii; r.m. – raze medulare; i.a.- inel anual; l.t.-lemn timpuriu (de primăvară); l.tr.-lemn târziu (de vară).

Lemnul de rășinoase este alcătuit din șiruri de celule numite **traheide**. Aceste traheide au formă alungită, cu pereți prevăzuți cu punctuații areolate, care se mai numesc și pori încercuiți. Lungimea acestor celule este de 4-5 mm, iar lățimea este de maxim 40 $\mu$  la lemnul timpuriu și 20 $\mu$  la lemnul târziu. Grosimea pereților traheidelor timpurii este de circa 2 $\mu$ , iar a traheidelor târzii este de 3,5 până la 7,5 $\mu$ .

Traheidele ocupă circa 95% din volumul tulpinii la rășinoase și au rol dublu: de rezistență și de conducere a sevei. Cavitățile traheidelor vecine sunt unite între ele prin intermediul porilor încercuiți. Numărul acestora este de 28 până la 64 pe fiecare milimetru de lungime a traheidei. Șirurile de traheide au lungime mare și secțiune mică, rotundă sau rectangulară, având forma unor tuburi.

Cercurile anuale se dezvoltă datorită diferenței dintre celulele crescute la începutul sezonului (primăvara) și celulele crescute la sfârșitul sezonului (vara). Materialul lemnos după sfârșitul de sezon este mai dens și mai rezistent. Pentru copacii crescuți în zonele tropicale aceste cercuri nu există, deoarece creșterea este aproape uniformă tot timpul anului.

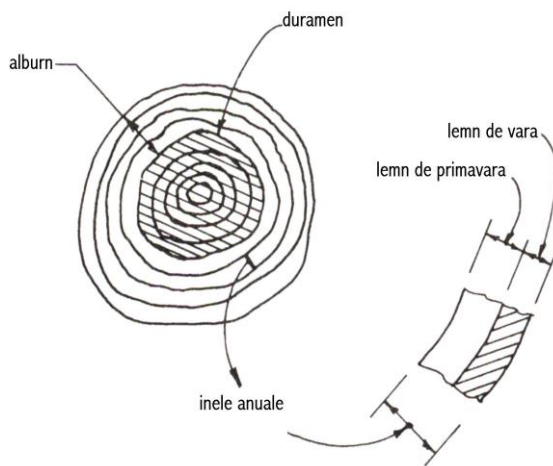


Fig.2.5 – Dispunerea lemnului de vară și a lemnului de primăvară în inelele anuale.

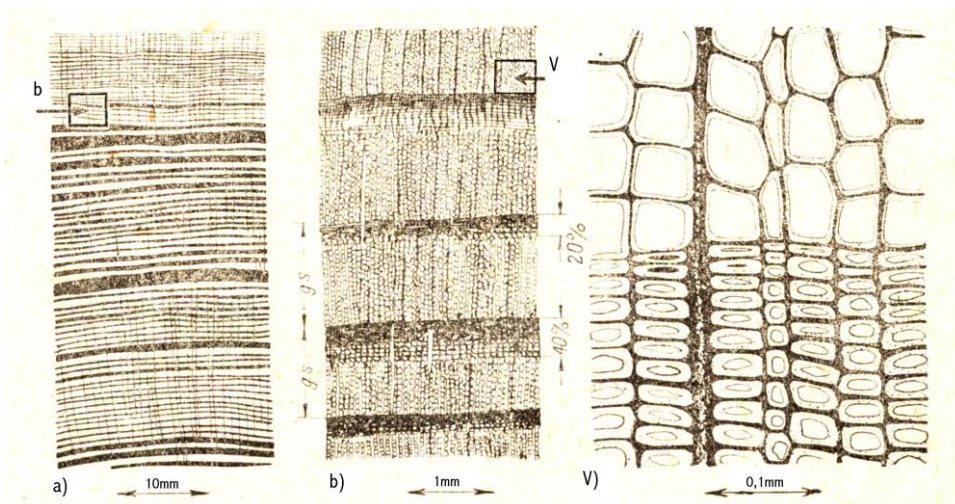


Fig. 2.6 – Secțiunea transversală a lemnului de esență de rășinoase  
a)mărime naturală b) mărit de 10 ori c)mărit de 120 de ori

Din punct de vedere chimic, lemnul are, cu mici variații de la o specie la alta, următoarea compoziție: 49,5% carbon, 6,3% hidrogen, 44,2% oxigen. Aceste elemente chimice formează un număr de substanțe organice compuse, dintre care cele mai importante sunt: celuloza, lignina și hemiceluloza.

## 2.2. Proprietăți fizice ale lemnului

Principalele proprietăți fizice ale lemnului care influențează comportarea sa ca material de construcții, sunt:

- densitatea
- umiditatea
- umflarea și contragerea
- conductivitatea termică

### 2.2.1. Densitatea lemnului

Cunoașterea densității lemnului este importantă atât pentru transportul lemnului cât și pentru prelucrarea și utilizarea sa.

Deoarece densitatea este influențată mult de umiditatea lemnului, aceasta din urmă trebuie precizată, printr-un indice. De aceea în practică se folosesc următoarele densități:

- densitatea aparentă a lemnului absolut uscat –  $r_0$  – se folosește pentru compararea densității diferitelor specii
- densitatea aparentă a lemnului la o umiditate oarecare –  $r_u$  – raportul dintre masa și volumul aparent al lemnului la umiditatea  $U$
- densitatea convențională –  $r_c$  – arată cantitatea de masă lemnoasă absolut uscată pe care o conține un metru cub de lemn verde

Formulele de calcul pentru cele trei densități enumerate sunt următoarele:

$$\rho_0 = \frac{m_0}{V_0}; \quad \rho_u = \frac{m_u}{V_u}; \quad \rho_c = \frac{m_0}{V_{\max}}$$

În care,

- $m_0$  este masa lemnului în stare absolut uscată ( $U=0\%$ ), în kg
- $m_u$  – masa lemnului la umiditatea  $U$ , în kg
- $V_u$  – volumul lemnului la umiditatea  $U$ , în  $m^3$
- $V_{\max}$  – volumul maxim al lemnului la umiditatea de saturație a fibrei, în  $m^3$

Studii experimentale au scos în evidență influența grosimii inelelor anuale, în special a lemnului târziu, asupra densității lemnului și implicit asupra rezistențelor mecanice ale acestuia.

Bradul și molidul, cele două specii care au cea mai largă utilizare în sectorul construcțiilor din țara noastră, au densitatea aparentă (la umiditatea de 15%) de 450 respectiv 480  $kg/m^3$ .

### 2.2.2. Umiditatea lemnului

În lemn apa se poate găsi în pereții celulari, sau în golurile din pereții celulari. În primul caz se numește apă legată iar în al doilea caz se numește apă liberă. Umiditatea lemnului reprezintă conținutul de apă legată și apă liberă existent

în lemn la un moment dat, exprimat ca procent din masa lemnului în stare absolut uscată.

Apa legată influențează toate proprietățile lemnului; prin creșterea ei lemnul se umflă și își reduce rezistența de rupere.

Apa liberă se elimină ușor din lemn și nu influențează proprietățile acestuia. Atunci când toate golurile și spațiile celulare sunt pline cu apă, se atinge umiditatea maximă  $U_{\max}$  numită și umiditate de saturație a lemnului.

În legătură cu umiditatea lemnului se mai definesc termenii de punct de saturație a fibrei și umiditate de echilibru.

Punctul de saturație a fibrei (Psf) este un nivel ipotetic al umidității lemnului la care pereții celulari sunt saturați, iar golurile celulare sunt complet lipsite de apă. Odată cu creșterea temperaturii, cantitatea de apă pe care o poate absorbi higroscopic lemnul se micșorează. Umiditatea corespunzătoare punctului de

saturație a fibrei se numește umiditate de saturație a fibrei (Usf) sau umiditate higroscopică.

Umiditatea de echilibru a lemnului este umiditatea la care, în condiții de stabilitate a umidității și temperaturii mediului înconjurător, materialul lemnos nu absoarbe și nu pierde umezeală.

În practică se folosesc noțiunile de umiditate absolută (U) și umiditate relativă ( $U_x$ ), care se definesc astfel:

$$U_x = \frac{m_u - m_0}{m_u} \times 100 \quad (\%)$$

$$U = \frac{m_u - m_0}{m_0} \times 100 \quad (\%)$$

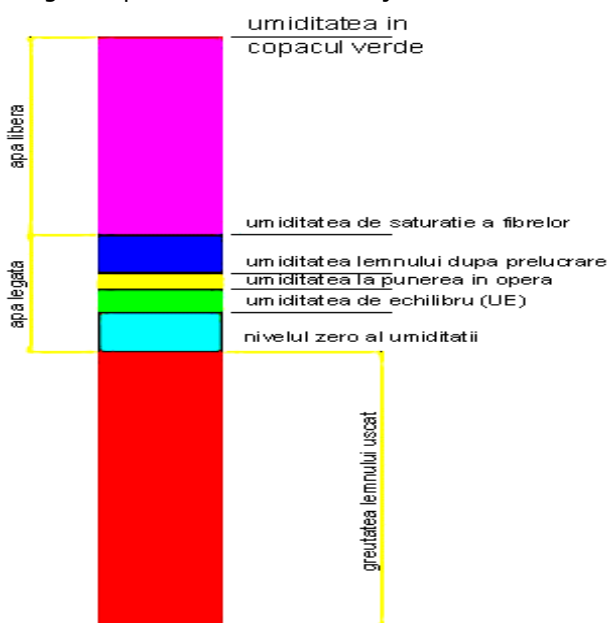


Fig.2.7 - Apa legată și apa liberă din lemn.

În funcție de umiditatea absolută U, lemnul se poate clasifica astfel:

- lemn verde:  $U > 30\%$
- lemn zvântat:  $U = 24...30\%$
- lemn semiuscat:  $U = 18...24\%$
- lemn uscat:  $U \leq 18\%$
- lemn anhidru:  $U = 0\%$

La utilizarea lemnului în construcții se recomandă ca înainte de punerea în operă să fie eliminată apa legată, în funcție de rolul pe care îl va avea elementul respectiv. Astfel pentru obiecte interioare (mobilă, parchet) se recomandă  $U=8...12\%$ , pentru ferestre și uși exterioare  $U=10...13\%$ , iar pentru elemente în aer liber  $U=12...15\%$ .



Din punct de vedere a umidității la o temperatură de  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ , Eurocod 5 stabilește următoarele clase de exploatare pentru elementele de construcții din lemn:

- clasa I de exploatare: elemente care funcționează într-un mediu cu umiditatea aerului mai mică de 65%
- clasa II de exploatare: elemente care funcționează într-un mediu cu umiditatea aerului mai mică de 80%
- clasa III de exploatare: elemente care funcționează într-un mediu cu umiditatea aerului mai mare de 80%

### 2.2.3. Umflarea și contragerea lemnului

Pe măsură ce lemnul se usucă, prima dată este eliminată apa liberă. Umiditatea care corespunde eliminării totale a apei libere este numită umiditate de saturație a fibrelor (Usf). Această umiditate depinde de specie dar în general are valoarea de 30%. Scăderea umidității până la atingerea Usf se produce fără variația volumului lemnului și fără variația rezistenței mecanice.

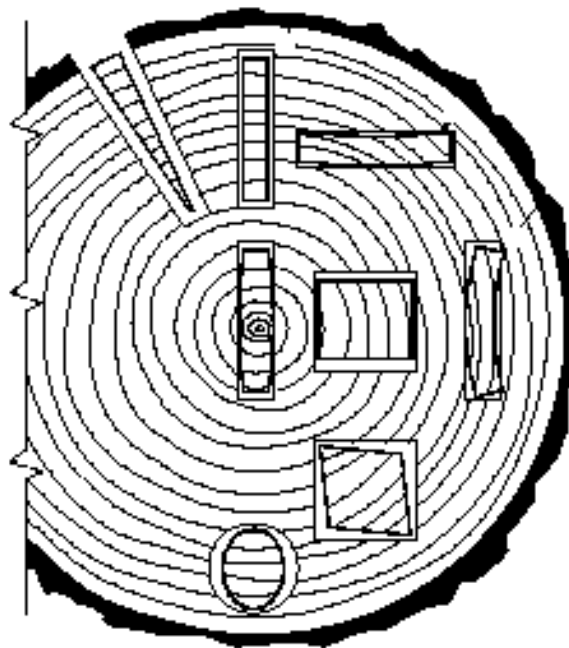


Fig.2.8 – Deformarea elementelor provenite din diferite zone ale bușteanului.

Scăderea umidității sub nivelul Usf se produce prin pierderea apei legate. La această fază începe să apară scăderea volumului lemnului, care determină apariția unor deformații. Aceste deformații depind într-o mare măsură și de zona din care a fost tăiat elementul, așa cum se poate observa în figura 2.8.

Totodată se înregistrează o creștere a rezistenței mecanice, care atinge valori maxime pentru umidități cuprinse între 10 și 15%.

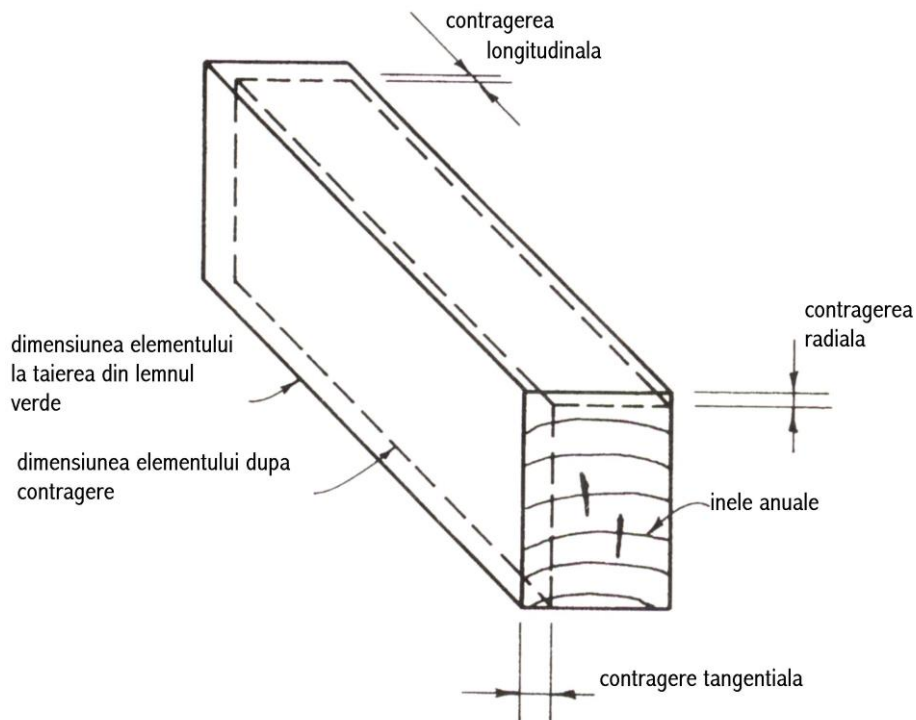


Fig.2.9.- Contragere tangentială, radială și longitudinală la un element de construcție din lemn

Pe lângă efectul pozitiv al creșterii rezistenței mecanice contragerea lemnului este însoțită și de un fenomen nedorit și anume apariția de crăpături. Acest lucru se întâmplă deoarece materialul dinspre exterior se contractă mai rapid decât cel din interior. Astfel, crăpăturile sunt mai pronunțate la elementele cu secțiune transversală mare, acesta fiind un factor limitativ la utilizarea elementelor masive.

De asemenea aceste proprietăți se manifestă diferit de la o specie la alta și anume, lemnul de foioase se contracte și se umflă mai mult decât cel de rășinoase, iar pentru aceeași specie, contragerea și umflarea cresc odată cu creșterea densității aparente și a proporției de lemn târziu.

Contragerea și umflarea reprezintă unul din principalele dezavantaje ale utilizării lemnului în construcții, dar printr-o cunoaștere temeinică a fenomenului și utilizarea corectă a elementelor din lemn, se pot diminua efectele negative.

O metodă simplă de prevenire a contragerii excesive după punerea în operă este aceea de a utiliza elemente cu umiditate cât mai apropiată de umiditatea de echilibru.

O altă metodă este aceea de a supradimensiona elementele la tăierea lor din bușteni. Mărimea acestor supradimensionări pentru contragere este precizată prin STAS 6455/71. În tabelul 2.1, sunt date valorile supradimensiunilor de contragere, pentru dimensiunile nominale ale cherestelei la umiditatea de referință de 20% și pentru o umiditate inițială de 50% sau mai mare.

Valorile sunt în extrase din diagrama prezentată în figura 2.10 care este dată în standardul menționat. Citirea diagramei se face astfel:

- din punctul de pe axa absciselor corespunzător umidității de referință finală a chereștei, se ridică o perpendiculară, iar din punctul în care aceasta intersectează curba dimensiunii nominale respective a chereștei se duce o orizontală până la intersecția cu axa ordonatelor. La acest punct de întretăiere se citește supradimensiunea pentru contragerea respectivă, în mm.

Tabelul 2.1  
Supradimensiunile pentru contragere la cheresteaua de rășinoase  
(molid, brad și pin).

Grosimea sau lățimea nominală a chereștei la umiditatea de 20% (mm)	Supradimensiuni pentru contragere		Grosimea sau lățimea nominală a chereștei la umiditatea de 20% (mm)	Supradimensiuni pentru contragere	
	mm	%		mm	%
12	0,4	3,3	112	3,4	3,0
15	0,5	3,3	114,3	3,4	3,0
15,9	0,5	3,1	120	3,6	3,0
17	0,6	3,5	127	3,7	2,9
18	0,6	3,3	130	3,8	2,9
19	0,7	3,7	132	3,8	2,9
22	0,8	3,6	139,7	4,0	2,9
22,2	0,8	3,6	140	4,0	2,9
24	0,9	3,8	144	4,1	2,8
25	0,9	3,6	150	4,3	2,9
25,4	0,9	3,5	152,4	4,3	2,8
28	1,0	3,6	160	4,5	2,8
30	1,1	3,7	170	4,8	2,8
31,7	1,1	3,5	177,8	5,0	2,8
33	1,2	3,6	180	5,0	2,8
38	1,3	3,4	190	5,4	2,8
38,1	1,3	3,4	200	5,6	2,8
48	1,6	3,3	203,2	5,7	2,8
50,8	1,7	3,3	210	5,8	2,8
56	1,8	3,2	220	6,1	2,8
58	1,9	3,3	228,6	6,4	2,8
63,5	,0	3,1	230	6,4	2,8
66	2,1	3,2	240	6,6	2,8
68	2,1	3,1	250	6,9	2,8
72	2,2	3,1	254	6,9	2,7
75	2,3	3,1	260	7,0	2,7
76,2	2,3	3,0	279,4	7,4	2,6
88	2,7	3,1	280	7,4	2,6
96	3,0	3,1	290	7,7	2,7
100	3,1	3,1	300	7,9	2,6
101,6	3,1	3,1	304,8	8,0	2,6
110	3,3	3,0	350	9,2	2,6

- din aceasta se scade supradimensiunea pentru contragere, determinată ca mai sus pentru umiditatea inițială a materialului lemnos din care s-a debitat cheresteaua, corespunzătoare dimensiunii nominale a cherestelei.
- diferența dintre cele două valori reprezintă supradimensiunea pentru contragere cu care trebuie modificată dimensiunea nominală a cherestelei

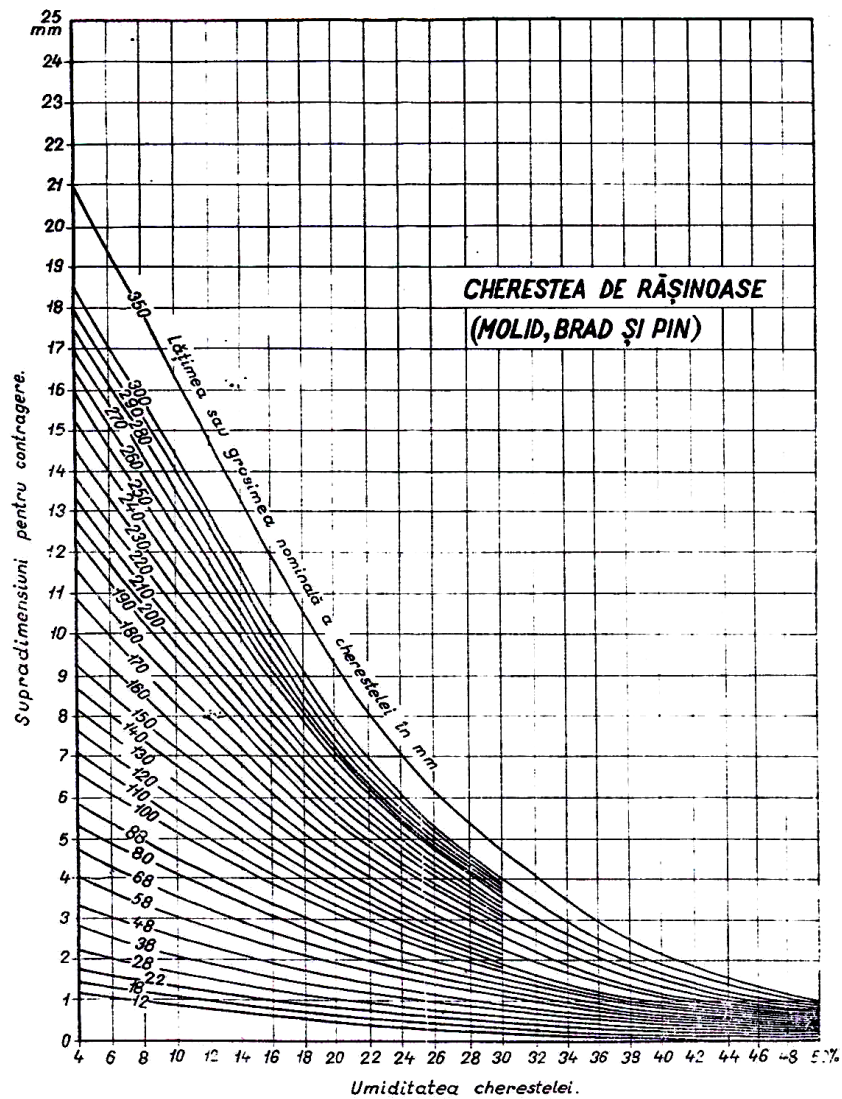


Fig.2.10 Diagrama supradimensiunilor pentru contragere la cheresteaua de rășinoase (STAS 6455/71)

- în cazul debitării cherestei din material lemnos cu umiditatea mai mare de 50%, nu se mai scade valoarea supradimensiunii pentru contragere corespunzătoare umidității inițiale, aceasta fiind practic neglijabilă.



## 2.2.4. Conductivitatea termică

Conductivitatea termică este o proprietate intrinsecă a oricărui material, și reprezintă densitatea fluxului termic ce străbate, perpendicular pe suprafețe, un perete plan, paralel, infinit, omogen, izotrop, cu grosimea de o unitate, când diferența temperaturilor celor două suprafețe ale sale este egală cu unitatea. Este caracterizată prin coeficientul de transfer termic  $\lambda$ .

Lemnul este unul din materialele de construcție cu proprietăți foarte bune de izolator termic.

Conductivitatea termică a lemnului este influențată de densitate, umiditate și temperatură, crescând odată cu creșterea acestora. De asemenea depinde și de modul de așezare a elementului față de direcția fluxului de căldură: în lungul fibrelor este mai mare decât cea normală pe fibre.

Tabelul 2.2  
Coeficienți de conductivitate termică și densități aparente pentru elemente de construcții din lemn masiv și alte produse din lemn.

Nr.crt.	Materialul	$\lambda$ (kcal/m.h.°C)
1	Pin, brad și molid, la pereți despărțitori, interiori $r_u = 500$ kg/m <sup>3</sup> - normal pe fibre - în lungul fibrelor	0,12 0,28
2	Pin, brad și molid, la elemente exterioare $r_u = 600$ kg/m <sup>3</sup> - normal pe fibre - în lungul fibrelor	0,15 0,30
3	Stejar și fag, $r_u = 800$ kg/m <sup>3</sup> - normal pe fibre - în lungul fibrelor	0,20 0,35
4	Rumeguș de lemn $r_u = 300$ kg/m <sup>3</sup>	0,08
5	Plăci de plută $r_u = 250$ kg/m <sup>3</sup>	0,05
6	Placaj înleiat $r_u = 600$ kg/m <sup>3</sup>	0,15
7	Plăci din fibre de lemn poroase $r_u = 600$ kg/m <sup>3</sup> $r_u = 400$ kg/m <sup>3</sup> $r_u = 200$ kg/m <sup>3</sup>	0,14 0,10 0,06
8	Plăci din fibre de lemn dure $r_u = 700$ kg/m <sup>3</sup>	0,18
9	Plăci din aşchii de lemn aglomerate - izolatoare, $r_u = 450$ kg/m <sup>3</sup> - stratificate, $r_u = 650$ kg/m <sup>3</sup> - omogene pline, $r_u = 700$ kg/m <sup>3</sup> - omogene cu goluri, $r_u = 450$ kg/m <sup>3</sup>	0,075 0,15 0,19 0,11

Trebuie observat faptul că nici un alt material de construcție care poate fi folosit pentru execuția structurii de rezistență a construcțiilor nu are valori atât de scăzute pentru coeficientul de transfer termic ca și lemnul masiv. Pentru comparație, amintim că la betonul armat  $\lambda$  are valori cuprinse între 1,4 și 1,75, la zidăria de cărămidă între 0,4 și 0,7, iar la zidăria din BCA între 0,25 și 0,32 kcal/m.h.°C.

În ceea ce privește difuzivitatea termică, adică viteza de creștere a temperaturii sub acțiunea căldurii, trebuie remarcat că lemnul uscat se încălzește mai repede decât lemnul umed.

### 2.3. Proprietăți mecanice

Proprietățile mecanice ale lemnului depind de următorii factori:

- caracterul și natura solicitării
- viteza de încărcare și durata solicitării
- structura și defectele lemnului
- densitatea lemnului
- temperatură
- umiditatea lemnului
- direcția încărcării față de direcția fibrelor

Proprietățile mecanice se determină prin încercări pe epruvete cu dimensiuni mici, standardizate, executate din lemn fără defecte, supuse la solicitări statice de scurtă durată, în condiții de laborator.

Este însă deosebit de important pentru proiectarea și realizarea construcțiilor din lemn cu caracter permanent, cunoașterea comportării reale a elementelor din lemn, la dimensiuni reale și sub acțiunea solicitărilor de lungă durată. Aceasta înseamnă că proprietățile mecanice ale lemnului determinate în laborator trebuie corectate cu anumiți coeficienți așa cum se va arăta la capitolul 4.

Limitele în care variază principalele caracteristici mecanice ale lemnului de construcții din Europa, pentru umiditatea de 12%, sunt date în tabelul de mai jos.

Tabelul 2.3.  
Caracteristici mecanice și de deformație la trei esențe  
de lemn din Europa ( umiditate 12%)

Specia	Direcția încărcării	Modul de elasticitate (N/mm <sup>2</sup> )	Rezistența la compresiune (N/mm <sup>2</sup> )	Rezistența la întindere (N/mm <sup>2</sup> )	Rezistența la încovoiere (N/mm <sup>2</sup> )	Rezistența la forfecare (N/mm <sup>2</sup> )
Brad		6000- <b>11000</b> -21000	30- <b>40</b> -79	21- <b>90</b> -245	49 - <b>66</b> -136	4- <b>6,7</b> -12
	⊥	150- <b>300</b> -500	2- <b>5,8</b> -9,5	1,5- <b>2,7</b> -4,0	-	-
Pin		7000- <b>12000</b> -20000	30- <b>47</b> -94	35- <b>104</b> -196	35- <b>87</b> -206	6- <b>10</b> -15
	⊥	-	3,7- <b>7,7</b> -14	1- <b>3</b> -4,4	-	-
Stejar		9200- <b>13000</b> -13500	42- <b>54</b> -87	50- <b>90</b> -180	46- <b>91</b> -154	6- <b>11</b> -13
	⊥	-	8- <b>11</b> -19	2-4-9,6	-	-

Notă: valorile îngroșate sunt cele folosite în mod curent.

Sub încărcări continue de scurtă durată, aplicate longitudinal paralel cu fibrele lemnul se comportă elastic până la o anumită limită a încărcării, putându-se aplica legea lui Hooke pentru relația efort-deformație. Limita de proporționalitate la întindere se menține practic până la rupere în timp ce la compresiune se extinde până la 65-85% din rezistența limită. Așadar ruperea elementelor întinse este fragilă iar la compresiune este ductilă.

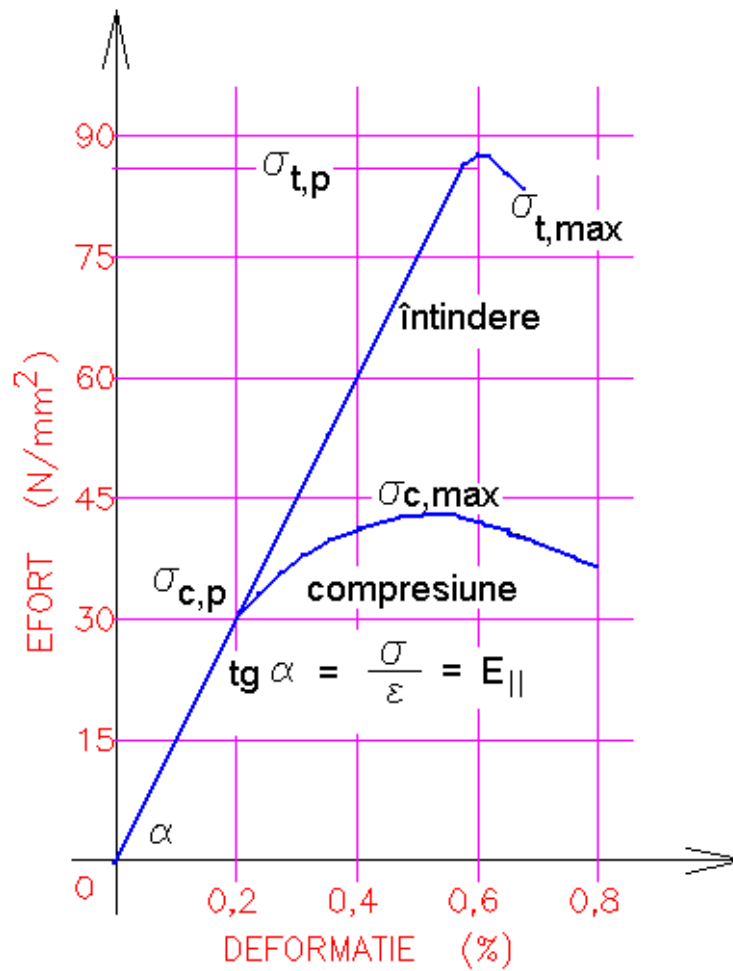


Fig.2.11 Curbele efort-deformație pentru întindere și compresiune

## 2.4. Defectele lemnului

Lemnul poate prezenta diferite anomalii și defecte, care se clasifică astfel:

- defecte de formă ale trunchiului și defecte de structură a lemnului
- noduri și crăpături
- găuri de insecte, alterații, defecte datorate paraziților vegetali
- defecte de rănire

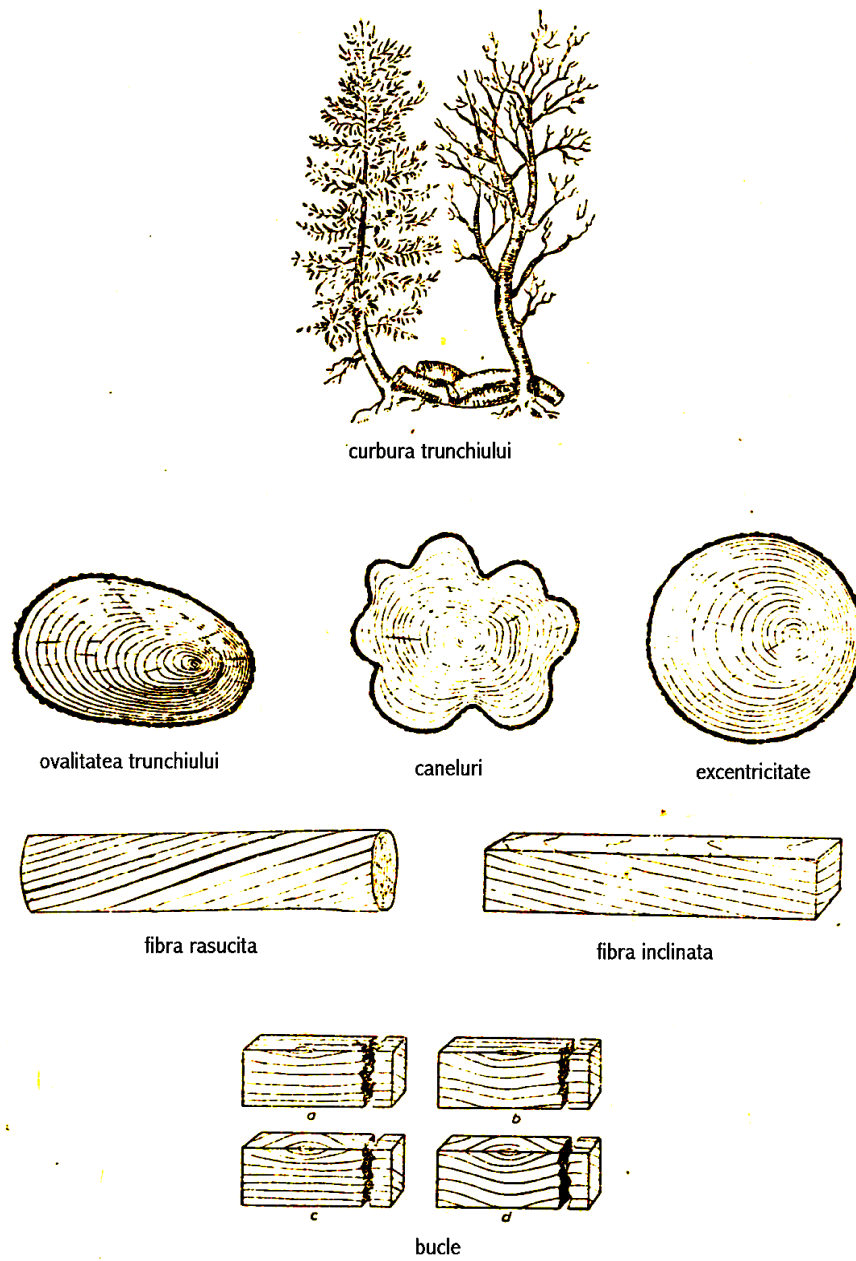


Fig.2.12- Defecte de formă ale trunchiurilor copacilor



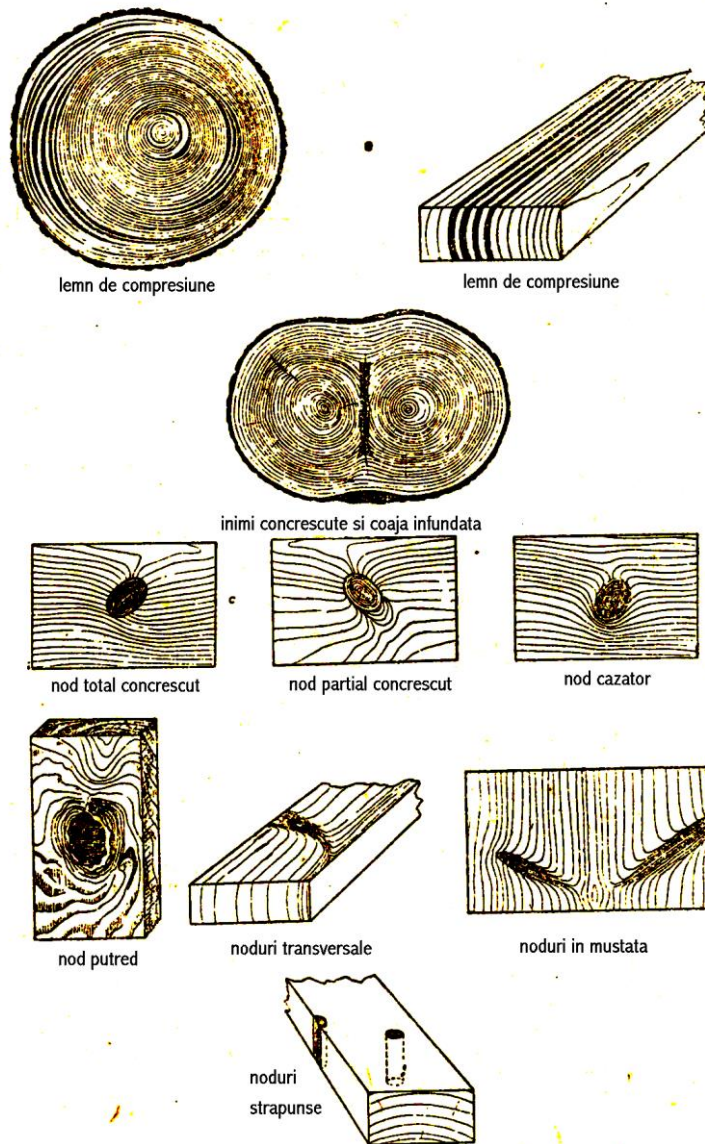


Fig. 2.13 – Defecte de structură și noduri.

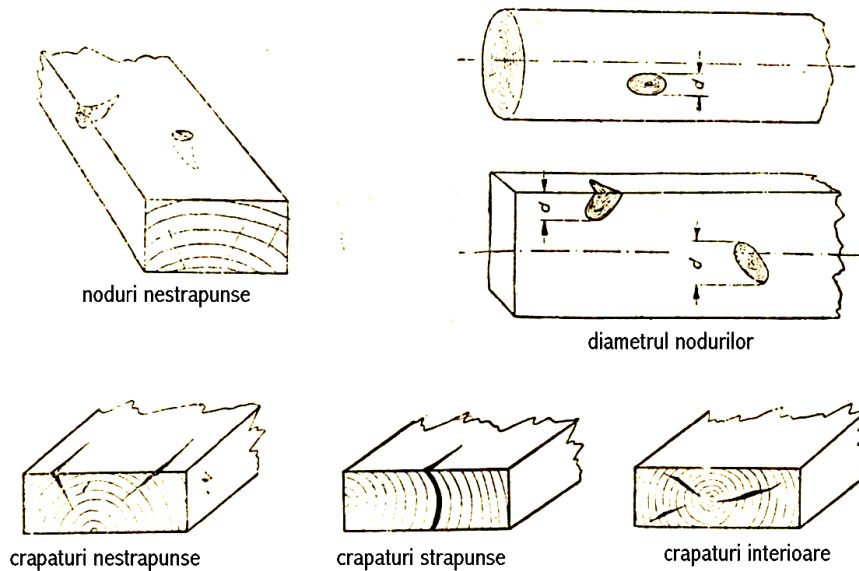


Fig. 2.14 – Noduri și crăpături

## 2.5. Clase de calitate și dimensiuni nominale pentru cheresteaua de rășinoase

STAS 1949-86 stabilește condițiile de admisibilitate a defectelor la sortarea pieselor de cherestea (scânduri, dulapi, rigle, grinzii, șipci și lăturoaie) din toate speciile de rășinoase.

Astfel, scândurile și dulapii cu lungimi cuprinse între 3 și 6 m se sortează în patru clase de calitate notate cu literele A, B, C și D. Cele cu lungimi sub 3 m se sortează în două clase de calitate:  $S_I$  – corespunde cel puțin condițiilor de la B;  $S_{II}$  – corespunde cel puțin condițiilor clasei D.

Riglele, grinzile, șipcile și lăturoaiele se sortează în câte o singură clasă de calitate.

Sortarea se face în funcție de defectele pe care le prezintă piesele în întregul lor, nu după însușirile părților care s-ar putea obține prin secționarea pieselor respective.

Pentru scânduri și dulapi stabilirea clasei de calitate se face după aspectul feței și cantului mai slab, atunci când diferența între cele două fețe sau canturi este de o clasă de calitate. Dacă fețele sau canturile prezintă diferențe mai mari, piesa respectivă se sortează în clasa imediat superioară celei din care face parte fața sau cantul mai slab.

Piese netivite se sortează numai după defectele care apar pe fețe.

Piese de cherestea de orice clasă de calitate trebuie să aibă ambele capete retezate pe cât posibil perpendicular pe axa longitudinală. Se admite o abatere de maxim 10% din lățime.

## 2.5.1. Dimensiuni nominale pentru cheresteaua de rășinoase

Dimensiunile nominale ale sortimentelor de cherestea de rășinoase sunt reglementate prin STAS 942-86, și sunt prezentate în tabelele de mai jos.

Tabelul 2.3. - Dimensiuni nominale pentru scânduri și dulapi

Sortiment	Grosime (mm)	Lățime (mm)	Lungimi (m)	
			scurte	lungi
Scânduri	12	de la 60 la 300 mm; din 10 în 10	de la 1,00 la 2,75 m; din 0,25 în 0,25 m	de la 3,00 la 6,00 m; din 0,50 în 0,50 m
	18			
	22			
	24			
Dulapi	28	de la 70 la 300 mm; din 10 în 10		de la 3,00 la 6,00 m; din 0,50 în 0,50 m
	38			
	18			
	58			
	68	de la 80 la 300 mm din 10 în 10		
	75			

Tabelul 2.4 - Dimensiuni nominale pentru șipci și rigle

Grosime (mm)	Lățime (mm)	Lungimi (m)	
		scurte	lungi
21	38 și 18	de la 1,00 la 2,75 m; din 0,25 în 0,25 m	de la 3,00 la 6,00 m; din 0,50 în 0,50 m
38			
48	48 și 96		
58			

Tabelul 2.5 - Dimensiuni nominale pentru grinzi

Grosime (mm)	Lățime (mm)	Lungimi (m)
100	120; 150	de la 3,00 la 6,00 m; din 0,50 în 0,50 m
120	120; 150	
150	150; 170; 190; 250	
190	190; 250	
250	250	
300	300	

Tabelul 2.6 - Abaterile limită

Dimensiune		Abaterile limită (mm)
Lungime	1...6 m	+40
		-20
Lățime	60...300 mm	+4
		-5
Grosime sau lățime	12... 24 mm	+1
		-1
	28... 58 mm	+1,5
		-1,5
Grosime	68 și 75 mm	+2
		-2
	100... 300 mm	+4
		-5

Notă: Dimensiunile din aceste tabele corespund lemnului cu umiditatea de 20%.

## 2.6. Categoriile de elemente de construcții din lemn

Piesele și elementele din lemn rotund sau ecarisat folosite la executarea structurii de rezistență a construcțiilor, trebuie să satisfacă anumite condiții de calitate, în funcție de destinația pe care urmează să o aibă.

În acest sens acestea sunt împărțite în trei categorii și anume:

- **categoria I** – elemente supuse la întindere sau întindere de încovoiere, a căror efort unitar depășește 70% din valoarea rezistenței admisibile la aceste solicitări
- **categoria II** – elemente supuse la compresiune și încovoiere; elemente supuse la întindere și întindere din încovoiere, a căror efort unitar reprezintă maxim 70% din rezistența admisibilă la aceste solicitări
- **categoria III** – elemente auxiliare a căror deteriorare nu periclitează rezistența și stabilitatea construcției; elemente supuse la încărcări accidentale, cum ar fi astereala

În cazul lemnului încheiat clasificarea este următoarea :

- **categoria I** – piese întinse cu un efort unitar mai mare de 70% din rezistența admisibilă, precum și zona întinsă a pieselor încovoiate pe o porțiune de cel puțin 10% din lățimea piesei
- **categoria II** – zonele periferice ale pieselor comprimate și ale celor încovoiate exceptând zona întinsă din prima categorie; piese întinse, cu un efort unitar de maxim 70% din rezistența admisibilă
- **categoria III** – piese comprimate și încovoiate în zona din treimea mijlocie a secțiunii transversale

### 2.6.1. Condiții tehnice

La alegerea speciei de material lemnos pentru utilizarea în construcții se va ține seama de natura și durata construcției, de condițiile de teren și de resursele locale de material lemnos. Materialul lemnos folosit în construcții va fi conform standardelor în vigoare, corespunzător speciei alese.

Umiditatea maximă a pieselor și elementelor construcțiilor din lemn nu trebuie să depășească următoarele valori:

- dușumele în lambă și uluc, pervazuri, panouri de astereală, balustrade, trepte de scări, rame pentru panouri de perete, pane, dornuri, eclise, etc. : maxim 15%
- lambriuri: maxim 12%
- diverse elemente exterioare, geluite și protejate prin vopsire: maxim 18%
- ferme, tălpi, cosoroabe, astereală: maxim 20%
- elemente lamelate încheiate: maxim 15%
- cherestea utilizată pentru cofraje: maxim 25%

## 2.6.2. Abateri limită

Abaterile limită la dimensiunile de bază ale elementelor și pieselor din lemn sunt date în tabelul de mai jos, pentru umiditatea de referință a pieselor de 15%:

Tabelul 2.7.  
Abaterile limită la dimensiunile de bază ale elementelor și pieselor din lemn.

Natura materialului lemnos	Abateri limită, în mm, la:			
	grosime	lățime	lungime	diagonala elementului
<b>Piese negeluite</b>				
- grosimi până la 30 mm	±1	-	±5	-
- grosimi peste 30 mm	±2	-	±5	-
- lățimi până la 100 mm	-	±2	±5	-
- lățimi peste 100 mm	-	±3	±5	-
<b>Piese geluite</b>	±1	±2	±5	-
<b>Elemente</b>				
- grinzi principale, grinzi, cosoroabe, tălpi, piese de legătură, căpriori și alte prefabricate în afară de panouri	±2	±3	±5	-
- panouri de pereți în cadru	±3	-3	-4	±5
- panouri de pereți exteriori multistrat	±8	-8	-6	±10
- panouri de pereți interiori multistrat	±5	-8	-6	±10
- panouri pentru dușumele	±6	-6	-10	±10
- panouri pentru acoperiș	±5	-8	-6	±10
- panouri pentru fronton, odihna scârilor și parapete	±5	-10	-10	±5

## 2.6.3. Condiții de admisibilitate ale defectelor și anomaliilor lemnului

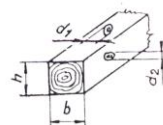
La executarea construcțiilor din lemn materialul lemnos va fi pus în operă după destinație și solicitările mecanice la care este supus conform categoriilor I, II, și III, specificate mai sus, și cu respectarea condițiilor de admisibilitate a defectelor, precizate în următoarele tabele.

Tabelul 2.8  
Condiții de admisibilitate pentru chereștea

Nr.crt	Denumirea defectelor	Condiții de admisibilitate la chereștea pentru categoria:		
		I	II	III
1	Colorații anormale la lemnul neantiseptizat	se dacă este utilizat în mediu protejat de intemperii		
1.1	Albăstreală			
1.2	Colorație cafenie și roșeață	nu admite	se admite	se admite dacă este ferit de intemperii și dacă reține cuiul
2	Colorații anormale la lemnul antiseptizat; albăstreală, colorație cafenie, roșeață	se admite dacă reține cuiul		
3	Putregai sfărâmișos, putregai fibros	nu se admite		
4	Crăpături	nu se admit în zone de îmbinare		
4.1	Crăpături la capete			



4.2	Crăpături radiale, crăpături de ger	nu se admit	se admit	
5	Găuri, galerii de insecte	nu se admit		se admit numai la suprafață
6	Mucegai	se admite sub formă de pete izolate	se admite	
7	Măduvă	se admite neînsoțită de crăpături radiale	se admite	
8	Coajă înfundată	se admite cu lățimea totală:		
		1/10	1/5	1/4
		din lățimea laturii piesei și cu lungimea maximă:		
		1/20	1/10	1/10
		din lungimea totală a piesei		
9	Zone umede	se admit		
10	Pungi de rășină	se admit pe fețe și canturi nestrăpunse	se admit	
11	Noduri rotunde și ovale concrescute și sănătoase	până la 1/5 dar nu peste 50mm	până la 1/3 dar nu peste 70 mm	până la 1/2
	11.1. Noduri izolate			
	11.1.1 Grinzi și rigle, cu diametrul nodului izolat în raport cu lățimea secțiunii			
	11.1.2 Scânduri, dulapi, șipci: suma diametrelor nodurilor măsurată pe fețe, raportată la dubla lățime a scândurii	până la 1/5	până la 1/3	până la 1/2
	11.2. Noduri grupate			
	11.2.1. Grinzi și rigle: suma diametrelor nodurilor pe o lungime de 150mm pe fiecare față în raport cu lățimea	până la 2/5	până la 2/3	până la 3/4
	11.2.2 Scânduri, dulapi, șipci: suma diametrelor nodurilor măsurată pe fețe pe o lungime de 150mm, raportată la dubla lățime a scândurii	până la 1/5	până la 1/3	până la 1/2



	11.3 Noduri putrede și parțial putrezite	nu se admit		
12	Fibra răsucită	abaterea fibrei (a) pe 1 m lungime		
		100 mm	200 mm	330 mm
13	Fibra înclinată	abaterea ineleleor anuale (a) pe 1 m lungime		
		70 mm	120 mm	330 mm
14	Curbură	5mm	8mm	15 mm
	a) pe o lungime de 2m în zona celei mai mari curburi			
	b) pe întreaga lungime l, dar numai pentru piesele supuse la compresiune	l/400	l/250	-
15	Alte defecte nementionate	se admit dacă nu reduc rezistența piesei		
16	Colorații anormale la lemnul neantiseptizat			
16.1	Albăstreală			
16.2	Colorație cafenie, roșeață	nu se admite	se admite cu condiția utilizării în locuri ferite de intemperii	
17	Colorații anormale la lemnul antiseptizat: albăstreală, colorație cafenie, roșeață	se admite cu condiția de a reține cuiul		
18	Putregai sfărâmișos, putregai fibros	nu se admite		
19	Crăpături			
19.1	Crăpături la capete	nu se admit în zonele de îmbinare		
19.2	Crăpături radiale, crăpături de ger	nu se admit		se admit
20	Găuri și galerii de insecte	nu se admit	se admit numai la suprafață	se admit
21	Noduri concrescute și sănătoase			
21.1	Noduri izolate: diametrul nodului izolat în raport cu diametrul lemnului rotund	până la 1/6	până la 1/2	până la 3/5
21.2	Noduri grupate: suma diametrelor nodurilor pe o lungime de 150 mm și pe o lățime de 1/4 din diametrul secțiunii	până la 1/3	până la 1/2	până la 3/5
22	Curbură	10mm	15mm	20mm
	a) pe o lungime de 2m în zona de curbură maximă			
	b) pe întreaga lungime l, pentru piese supuse la			
	- compresiune	1/200	1/100	-
	- încovoiere	1/300	1/200	
23	Alte defecte nementionate	se admit dacă nu reduc rezistența piesei		

## 2.7. Rezistența la foc a elementelor structurale din lemn

Arderea este un proces chimic prin care combustibilul solid, lichid sau gazos se combină cu oxigenul și are loc degajare de căldură. Din acest proces rezultă produse gazoase - gazele de ardere - care de fapt alcătuiesc agenții purtători ai căldurii eliberate în cursul arderii.

Dacă în procesul de ardere există suficient oxigen disponibil și dacă acesta are posibilitatea să reacționeze cu fiecare particulă de combustibil, arderea va fi completă iar gazele evacuate nu vor conține nici un component combustibil.

Dacă nu există suficient oxigen sau dacă într-un anumit punct procesul de ardere este întrerupt printr-o răcire locală, va avea loc o ardere incompletă, iar gazele de ardere (sau zgura) va cuprinde încă particule combustibile.

Pentru declanșarea arderii nu este suficient ca partenerii reacției de ardere, adică moleculele de combustibil și oxigen să fie aduse împreună, ci este necesar ca acestea să posedă un conținut de energie numită energie de activare. Aceasta trebuie introdusă din afară, sub forma încălzirii, până la atingerea temperaturii de aprindere. Moleculele activate sunt punctele de plecare ale unei reacții în lanț în cadrul căreia apar mereu noi particule activate.

Cantitatea de căldură rezultată prin ardere se transferă produselor de ardere. Aceste produse ale arderii sunt, de regulă, sub formă gazoasă și conțin cantitatea de azot rămasă de la aerul de combustie, iar în unele împrejurări și excesul de aer. În cazul combustibililor lichizi și solizi pot rămâne și resturi solide ca cenușa sau zgura care conțin de asemenea o parte din căldura degajată.

Așadar gazele sunt purtătoarele unei anumite cantități de căldură, care se poate calcula în funcție de compoziția combustibilului. Conținutul de căldură al gazelor crește dacă aerul de combustie, combustibilul sau ambele sunt preîncălzite.

Viteza de desfășurare a reacției de ardere este dependentă de tipul materialului combustibil, posibilitățile de ventilare, aria pe care o ocupă acest material, temperatura dezvoltată în timpul arderii, presiunea aerului mediului înconjurător, etc.

În funcție de viteza cu care se desfășoară arderea se pot delimita următoarele tipuri de combustie:

1. combustie lentă, fără flăcără, în care oxidarea se produce cu o viteză redusă, cantitatea de căldură generată fiind mică;
2. combustie rapidă, în care oxidarea se produce cu viteză subsonică și cu degajarea unei cantități mari de căldură și lumină (flăcări); arderea avansează pe direcția unui așa zis "front al flăcărilor" ;
3. combustie instantanee, în care oxidarea se produce cu viteză supersonică și dă naștere la explozii

### 2.7.1 Incendiile în construcții

Incendiile care au loc în interiorul construcțiilor de locuit sau pentru birouri se încadrează de regulă la a doua categorie; celelalte două cazuri se pot întâlni la construcțiile industriale și agricole.

Exigențele impuse privind rezistența la foc a construcțiilor sunt definite în actele normative ale fiecărei țări, referitoare la construcții, muncă, protecția mediului etc. În ceea ce privește construcțiile propriuzise, exigențele depind de destinația construcției (locuințe, industriale, birouri, publice), înălțimea construcției etc.

Studiile întreprinse asupra modului în care se produce și evoluează un incendiu natural au pus în evidență următoarele faze distincte:

- faza de declanșare,
- faza de generalizare (flash over),
- faza de regresie și stingere.

Declanșarea se poate defalca la rândul ei în trei stadii și anume: stadiul incipient, stadiul de fum și stadiul de flacără.

Pentru a fi mai ușor de studiat dezvoltarea unui incendiu se acceptă evoluția exprimată de creșterea temperaturii în funcție de timp printr-o curbă standard: curba ISO 834. Se obține astfel un model simplificat, dar care descrie suficient de real incendiile din spațiile construite.

În faza de declanșare, sau inițiere, temperatura mediului ambiant nu crește semnificativ întrucât se degajă o cantitate mică de căldură, care este absorbită mai ales de reactanți și de elementele de construcție. Timpul cât durează această fază depinde de tipul combustibilului, de modul de așezare a acestuia în spațiul de incendiu și de posibilitățile de alimentare cu aer. În general această fază nu depășește 30 minute.

În faza a doua, o cantitate din ce în ce mai mare de combustibil este implicată în incendiu, temperatura crește rapid ajungându-se la valori în jur de 1000°C.

În a treia fază întreaga cantitate de combustibil disponibil este în ardere, temperatura atinge valoarea maximă (până la 1200°C), și se produce o echilibrare între căldura produsă și cea degajată în exterior. În această fază pericolul propagării incendiului la compartimente sau construcții învecinate este foarte mare, întrucât se produce o mișcare a gazelor supraîncălzite, care transportă atât căldura produsă de focare cât și unele particole care se află în procesul de ardere.

În ultima fază, de stingere, se produce epuizarea combustibilului, iar temperatura scade treptat.

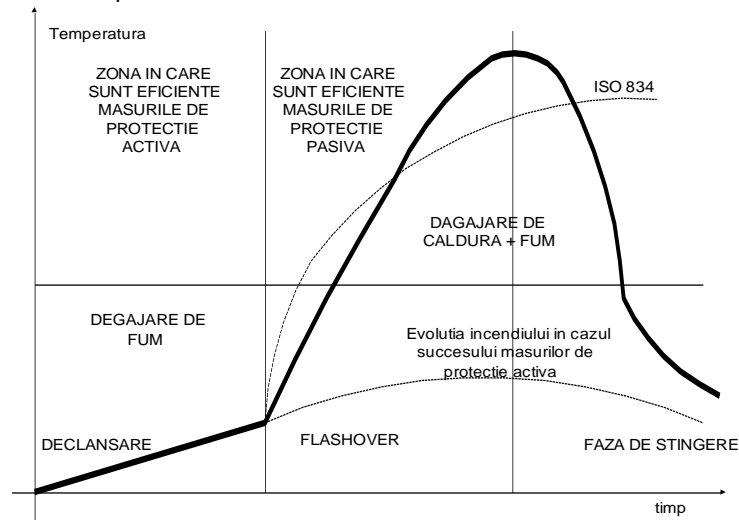


Figura 2.15 - Curba incendiului natural și curba ISO 834.

### 2.7.2. Comportarea elementelor structurale din lemn la acțiunea focului

Lemnul este un material combustibil prin excelență atunci când are dimensiunile secțiunii transversale reduse. La piesele masive însă consumul lemnului sub acțiunea focului este lentă din cauza formării la suprafața sa a unui strat carbonizat al cărei formare depinde de timp umiditate și densitatea lemnului, prezenta straturilor de ignifugare și modul de expunere la foc.

Practic nu se cunosc metode prin care să se poată transforma lemnul într-un material incombustibil. Tratamentele de ignifugare pot doar să limiteze riscul aprinderii lemnului, având însă o contribuție neglijabilă la mărirea rezistenței la foc a unei structuri în interiorul căreia s-a declanșat un incendiu. Pentru acest scop sunt mai eficiente straturile de protecție termică din materiale speciale.

Calculul rezistenței la foc a unui element din lemn presupune cunoașterea următoarelor elemente:

- viteza de penetrare a carbonizării;
- variația cu temperatura a proprietăților mecanice a lemnului;
- distribuția temperaturii în zona necarbonizată.

Stabilirea vitezei de penetrare a carbonizării (mm/min) caracteristica deosebit de importantă în evaluarea rezistenței la foc, este o problemă dificilă. Normele franceze dau o valoare de bază ( $\beta_0$ ) funcție de tipul elementului (lemn masiv, scânduri înclieiate etc.) de 0,5...0,7 mm/min care este afectată de un coeficient de influență ( $K_1=0,7...1,6$ ) funcție de modul cum este expus la foc (fața expusă verticală, fața expusă orizontală, sub sau deasupra focului).

Valorile pot fi afectate și de un coeficient  $K_2=1...1,3$  care ține cont de momentul în care epruveta începe să fie expusă la foc după izbucnirea incendiului (sub 15 minute sau peste 15 minute).

Normele EUROCOD pornesc tot de la o viteză inițială  $\beta_0=0,5...0,8$  mm/min determinată pentru o densitate efectivă și grosimea elementelor.

Normele franceze DTU admit următoarele ipoteze simplificatoare:

- lemnul sau produsele din lemn lamelar și panourile din lemn, utilizate în elementele structurilor de rezistență, sub acțiunea focului nu se alungesc și nici nu se contractă;
- partea rămasă intactă din lemnul (sau produse din lemn lamelar și panouri) supus acțiunii focului păstrează caracteristicile mecanice proprii pe care le-a avut înainte de incendiu;

Tabelul 2.9

Viteza de combustie medie a lemnului cu o umiditate mai mică de 17%.

<b>Lemn de construcție</b>	
a) elemente din lemn natural <i>brad, pin silvestru, pin negru, pin maritim, arin, plop, stejar, paltin</i>	$\beta_0=0,7$ mm/min
b) elemente din lamele de lemn lipite sau presate <i>brad, pin silvestru, pin negru, pin maritim, arin, plop, stejar, paltin</i>	$\beta_0=0,7$ mm/min
<b>Lemn de tâmplărie interioară</b>	
a) esențe dure <i>stejar, fag, teck, mahon</i>	$\beta_0=0,5$ mm/min
b) alte esențe foioase și rășinoase	$\beta_0=0,6$ mm/min



Valorile din tabelul 2.9 se modifică prin coeficienții K funcție de poziția lor astfel:

- fața expusă la foc verticală sau peste  $45^\circ$  -  $K_1 = 1$
- fața expusă la foc orizontală sau sub  $45^\circ$  -  $K_1 = 1,6$
- fața expusă la foc orizontală și dedesubtul focului -  $K_1 = 0,7$
- dacă începutul expunerii la foc este în primele 15 minute -  $K_2 = 1$
- dacă începutul expunerii la foc este la  $t = 15$  minute (cazul degradării stratului de protecție) -  $K_2 = 1,3$

Cunoașterea variației caracteristicilor mecanice în zona necarbonizată este o problemă foarte dificilă datorită fenomenelor fizico-chimice care se produc în general și a migrației apei în particular, precum și a variației temperaturii. În fig. 2.15 este prezentată ca exemplu variația temperaturii sub zona carbonizată (curba 1) și în miezul unei piese (curba 2) pentru un element din scânduri încleiate.

Caracteristicile mecanice ale lemnului variază cu temperatura. Spre exemplu în fig. 2.17 sunt date variațiile cu temperatura pentru rezistența la întindere (curba 1), încovoiere (curba 2) și compresiune (curba 3), iar în figura 2.18 variația modului de elasticitate.

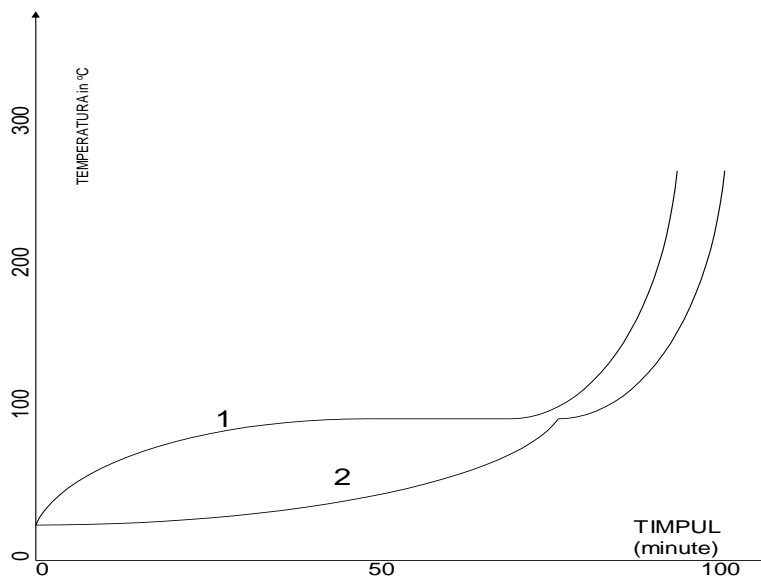


Fig. 2.16 - Variația temperaturii sub zona carbonizată (curba 1) și în miezul unei piese (curba 2) pentru un element din scânduri încleiate.

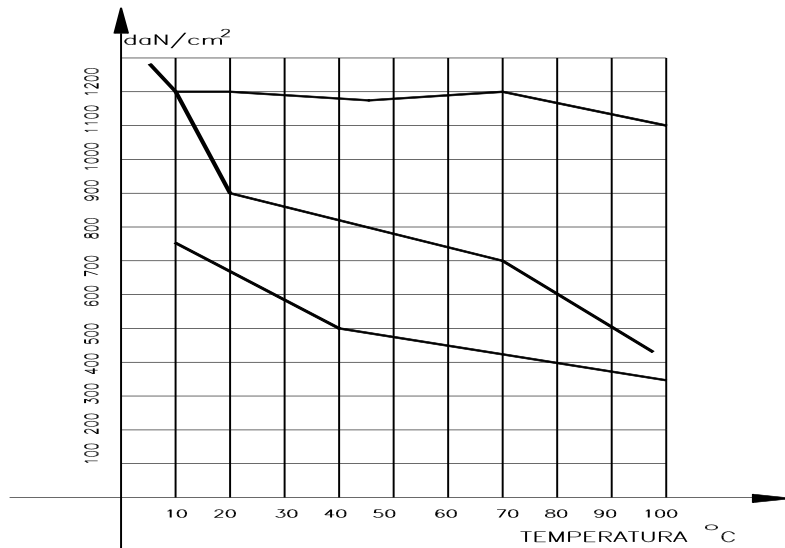


Fig. 2.17 - Variația cu temperatura pentru rezistența la întindere (curba 1) încovoiere (curba 2) și compresiune (curba 3).

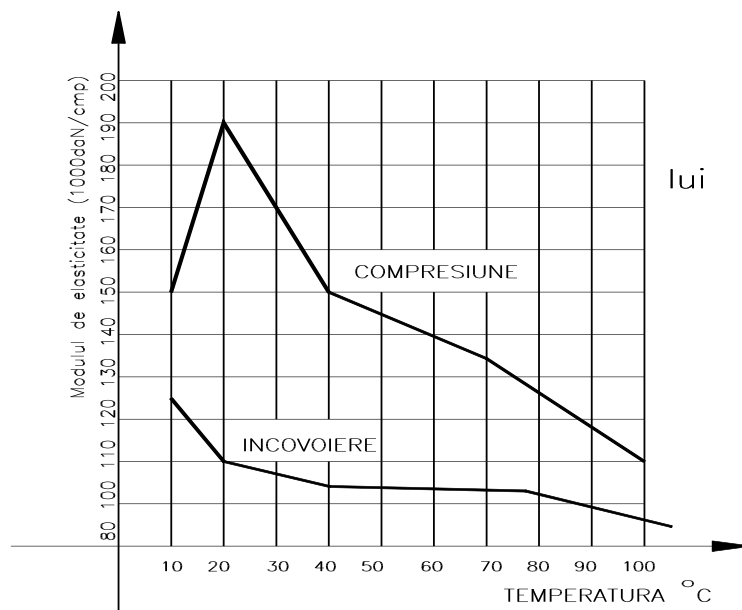


Fig. 2.18. Variația cu temperatura a modului de elasticitate.

Pentru calcul, normele din diferite țări introduc anumite simplificări dintre care cele mai importante ar fi:

-viteza de carbonizare este constantă în timp;

-rezistențele lemnului din zona necarbonizată nu suferă modificări cu temperatura.

Normele EUROCOD propun următoarele trei metode de calcul:

**1. Metoda secțiunii efective de lemn rămase neinfluențate de foc.**

Secțiunea efectivă se determină din secțiunea inițială scăzând zona carbonizată, determinată prin produsul  $\beta_0 \cdot t$  ( $t$  fiind timpul). Se obține astfel secțiunea reziduală, iar apoi scăzând zona unde căldura are influență asupra caracteristicilor. Calculul prin această metodă ia în considerare rezistența și proprietățile de deformare neafectate de foc.

**2. Metoda rezistențelor reduse luând în considerare secțiunea reziduală**

Caracteristicile mecanice și modulul de elasticitate se determină pentru această metodă din caracteristicile la temperatura normală afectate de un coeficient ( $K_{mod}$ ) care ține cont de perimetrul secțiunii reziduale ( $P$ ) supuse la foc ( $m$ ) și orice secțiuni reziduale ( $A_r$  în  $m^2$ ).

3. Metoda generală

**La această metodă se ia în considerare secțiunea reziduală și se consideră efectul temperaturii asupra caracteristicilor în fiecare punct.**

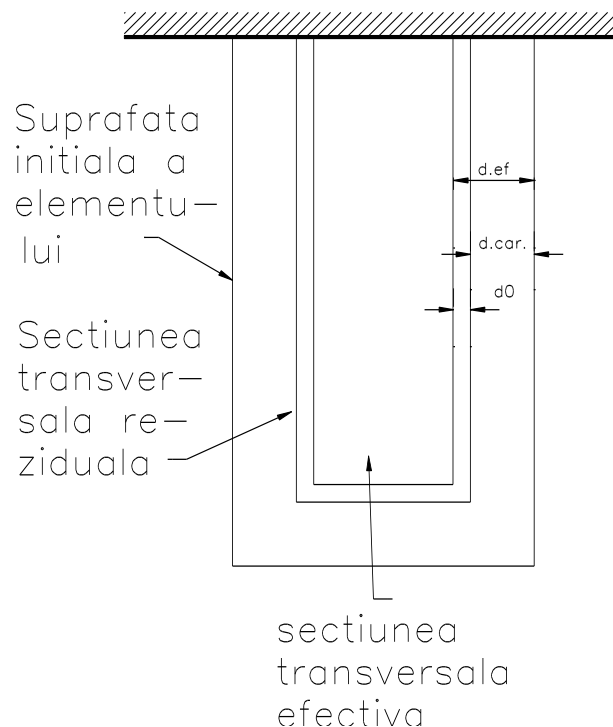


Fig. 2.19 - Determinarea secțiunii efective prin scăderea zonei carbonizate

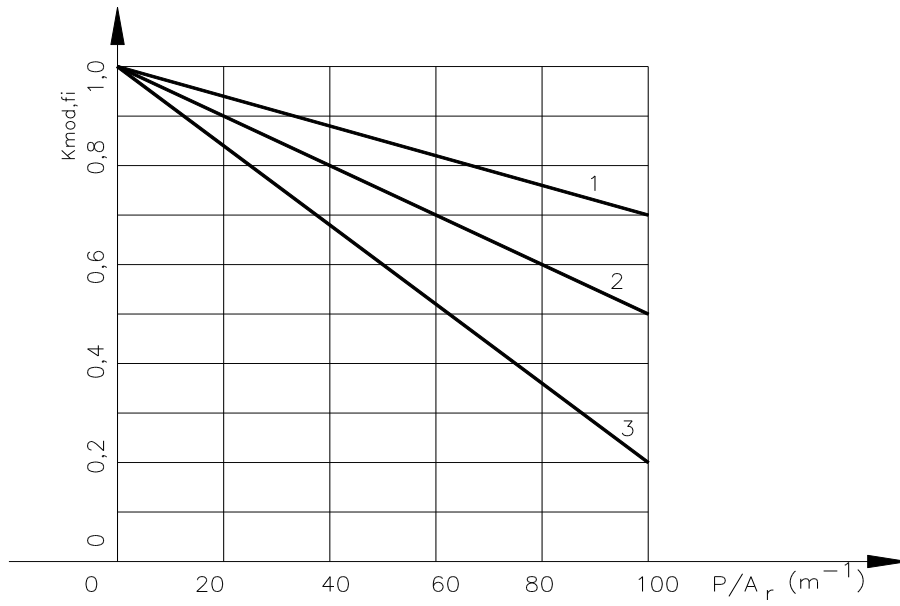


Fig. 2.20 Variația coeficientului  $K_{mod}$  funcție de raportul  $p/A_r$ .

### Capitolul 3

## CALCULUL ELEMENTELOR DIN LEMN CU SECȚIUNE SIMPLĂ

### 3.1 Metode de calcul a elementelor de construcții din lemn.

În țara noastră structurile din lemn se calculează în conformitate cu normativul NP005-03 și norma EUROCODE 5. Acestea prevăd calculul și dimensionarea elementelor structurale din lemn pe baza metodei stărilor limită. Pe continentul nord-american continuă să fie utilizată și în prezent metoda rezistențelor admisibile care este recomandată de Uniform Building Code, și National Design Specifications, ediția 1997.

#### 3.1.1. Metoda rezistențelor admisibile

Calculul după metoda rezistențelor admisibile, este un calcul în domeniul elastic, și are la bază legea lui Hooke (proporționalitatea eforturilor și deformațiilor) și legea lui Bernoulli (a secțiunilor plane și perpendiculare pe axa neutră).

Verificarea secțiunilor constă în compararea eforturilor unitare maxime din încărcările normate cu rezistențele admisibile:

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_a \quad \text{și} \quad \tau_{\max} \leq \tau_a$$

Se verifică de asemenea și deformațiile prin compararea săgeților maxime rezultate din calcul cu săgețile admise:

$$f_{\max} \leq f_a$$

Rezistențele admisibile se stabilesc funcție de rezistența medie de rupere  $\sigma_r$  și rezultă prin împărțirea acesteia la un coeficient de siguranță unic, notat cu  $c$ .

$$\sigma_a = \sigma_r / c$$

Acest coeficient ține seama de:

- abaterile privind încărcările, care pot fi mai mari decât cele normate, în timpul exploatarei construcției
- abaterile privind calitatea materialului lemnos, care nu este un material omogen, elastic, continuu și izotrop
- abaterile privind condițiile de lucru, care se referă la inexactitățile și simplificările ce intervin în calcule, și de defectele de execuție.

Rezistențele admisibile ale materialului lemnos din diferite specii, utilizate pentru calculul construcțiilor definitive și provizorii sunt prezentate în tabelul de mai jos.



Tabelul 3.1.  
Rezistențele admisibile ale materialului lemnos, după STAS 856/71

Natura solicitării	Rezistențe admisibile (daN/cm <sup>2</sup> )								
	Simbol	Construcții definitive				Construcții provizorii			
		Molid brad	Stejar, gorun	Fag	Plop	Molid brad	Stejar gorun	Fag	Plop
Încovoiere	$\sigma_{ai}$	100	130	110	80	120	155	130	95
Întindere în lungul fibrelor	$\sigma_{at}$	70	90	85	-	85	110	100	-
Întindere în lungul fibrelor la construcții care nu sunt supuse la eforturi dinamice	$\sigma_{at}$	85	100	100	55	100	120	120	70
Compresiune în lungul fibrelor	$\sigma_{ac}$	100	130	110	80	120	155	130	95
Compresiune normală pe fibre	$\sigma_{ac\perp}$	15	30	24	15	18	36	29	18
Strivire în lungul fibrelor (fig.3.1)	$\sigma_{as}$	100	130	110	80	120	155	130	95
Strivire normală pe fibre	$\sigma_{as\perp}$	15	30	24	15	18	36	29	18
1.necondiționată, pe orice suprafață de contact (fig.3.2,3.3) și în creștări laterale (fig.3.6)									
2.condiționată: pe piese de rezemare cu $a \geq h$ și $a \geq 10\text{cm}$ (fig.3.4 sau 3.5); pe pene prismatice cu fibrele așezate normal pe fibrele elementelor îmbinate (fig.3.7); la transmițeri frontale (fig.3.8); pe suprafețele de rezem ale construcțiilor din lemn (fig.3.9)	$\sigma_{as\perp}$	25	50	40	25	30	60	48	30
Strivire sub șaibă	$\sigma_{asr}$	35	70	56	35	40	80	64	40
Forfecare în lungul fibrelor provenind din încovoiere	$\tau_{ai}$	20	32	26	16	24	38	31	19
Forfecare în planul fibrelor	$\tau_a$	10	16	13	8	12	19	16	10
1.longitudinală, la îmbinări cu prag cu creștere frontală cu lungimea de forfecare luată în calcul max.10h <sub>c</sub> sau 2h (fig.3.10); la pene prismatice cu fibrele așezate în aceeași direcție cu fibrele elementelor îmbinate (fig.3.11)									
2.transversală, la pene prismatice cu fibrele așezate normal pe direcția fibrelor pieselor îmbinate (fig.3.7)	$\tau'_a$	5	8	7	4	6	10	8	5
Forfecare în planul fibrelor, longitudinală, având și o componentă transversală la îmbinări cu creștere laterală, cu lungimea de forfecare luată în calcul maximum 5b (fig.3.13)	$\tau_{ax}$	5	8	7	4	6	10	8	5
-pentru unghiul de îmbinare $\alpha < 30$	$\tau_{ax}$	3	5	4	2	4	6	5	3
-pentru unghiul de îmbinare $\alpha \geq 30$									
Forfecare în plan normal pe direcția fibrelor (fig.3.12)	$\tau_{a\perp}$	45	75	60	36	55	90	70	45

Notă: Alte specii se asimilează astfel: pinul silvestru cu rășinoasele; salcâmul cu stejarul; frasinul și ulmul cu fagul; salcia și aninul negru cu plopul

Pentru construcțiile permanente, în condiții speciale de lucru, rezistențele admisibile se reduc astfel:

- 15% pentru construcții sau părți de construcție supuse umezirii și uscării alternative
- 25% pentru construcții sau părți de construcție care stau permanent sau timp îndelungat sub apă

Pentru cofraje și schele (exclusiv cele folosite la execuția betonului vibrat) rezistențele admisibile prevăzute în tabel la construcții provizorii, se vor majora cu 25%.

Rezistențele admisibile ale elementelor curbe se stabilesc prin înmulțirea valorilor din tabel cu un coeficient de reducere  $\beta$  determinat în funcție de raportul  $R/a$ , unde  $R$  este raza de curbura a piesei, iar  $a$  este grosimea scândurii, dulapului sau grinzii, pe direcția razei. Valorile coeficientului  $\beta$  sunt prezentate în tabelul de mai jos.

**Tabelul 3.2**  
Coeficientul de reducere a rezistenței admisibile ( $\beta$ ) pentru elemente curbe

Coeficientul $\beta$ , în funcție de:			Observații
Raportul $R/a$	Felul solicitării		
	Întindere	Compresiune	
125	0,5	0,7	1. Pentru valori intermediare ale raportului $R/a$ valoarea coeficientului se calculează prin interpolare liniară 2. Rezistențele la strivire și forfecare nu se reduc
150	0,6	0,8	
175	0,7	0,9	
200	0,8	1,0	
250	0,9	1,0	
$\geq 300$	1,00	1,0	

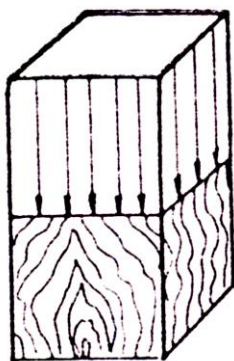


Fig.3.1 – Strivirea în lungul fibrelor

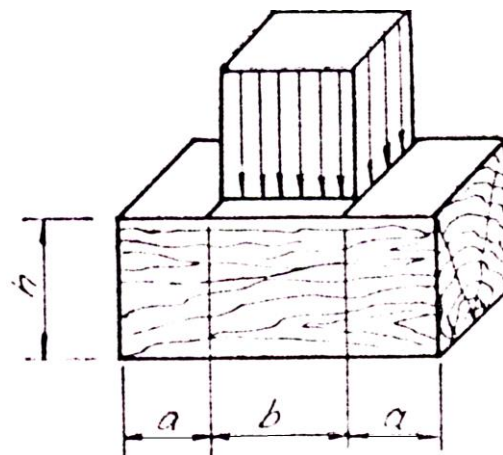


Fig.3.2. Strivirea normală pe fibre.

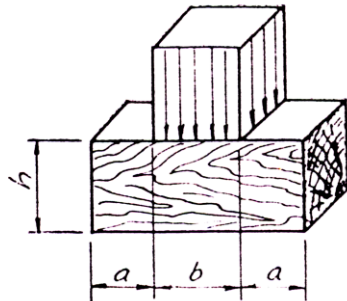


Fig.3.3. – Strivire normală pe fibre

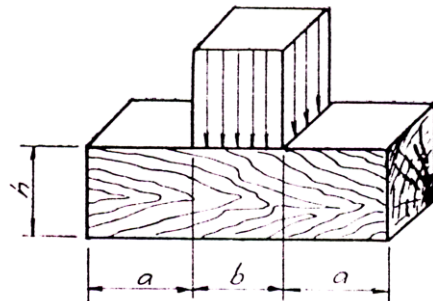


Fig.3.4 – Strivire pe piese de rezemare

Rezistențele admisibile la strivire,  $\sigma_{as\alpha}$ , când forța face un unghi  $\alpha$  cu direcția fibrelor se determină cu diagrama din figura 3.14 sau cu relația:

$$\sigma_{as\alpha} = \frac{\sigma_{as}}{1 + \left( \frac{\sigma_{as}}{\sigma_{as\perp} - 1} \right) \sin^3 \alpha}$$

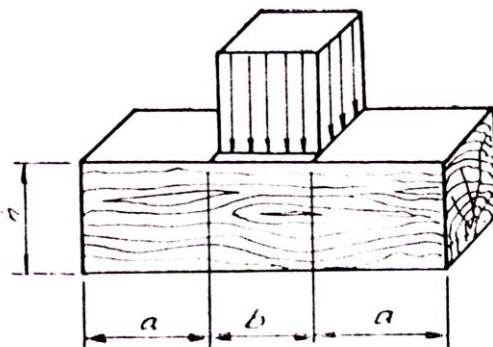


Fig.3.5 – Strivire pe piese de rezemare

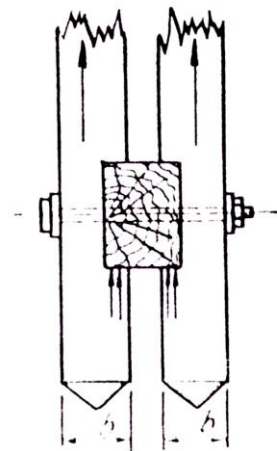


Fig.3.6 – Strivire în creștări laterale

Pentru calculul deformațiilor elastice ale elementelor din lemn cu secțiune simplă sau compusă se vor folosi modulele de elasticitate  $E$  (Young) și de elasticitate transversal  $G$ . Valorile acestor module determinate pentru umiditatea standard a lemnului (15%) sunt date în tabelul 3.3.

Tabelul 3.3  
 Valorile modurilor de elasticitate  $E$  și  $G$  pentru lemn cu umiditatea de 15%.

Specia materialului lemnos	Modul de elasticitate $E$ (daN/cm <sup>2</sup> )		Modul de elasticitate transversal $G$ (daN/cm <sup>2</sup> )
	paralel cu direcția fibrelor $E_{\parallel}$	perpendicular pe direcția fibrelor $E_{\perp}$	
Rășinoase	100.000	3.000	5.000
Foioase	125.000	6.000	10.000

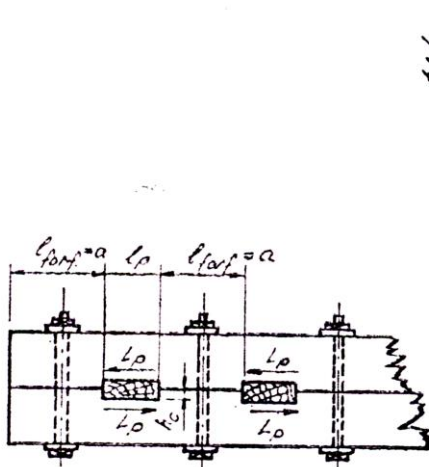


Fig. 3.7 – Strivire pe pene prismatice

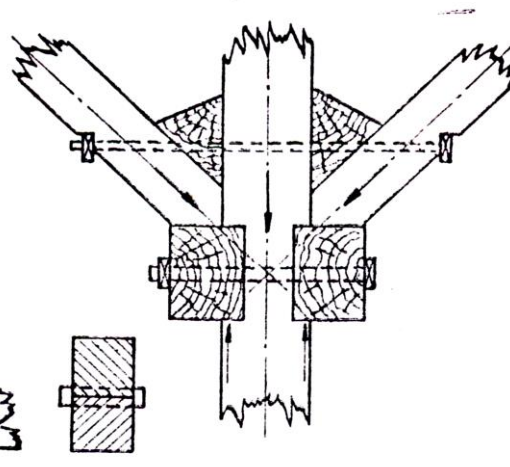


Fig.3.8 – Strivire la transmițeri frontale

Rezistențele admisibile ale elementelor portante realizate din oțel (diagonale, montanți, tălpi inferioare ale fermelor, tiranți) cât și a celor de îmbinare, înădăire și prindere (șuruburi, dornuri) se iau în calcul conform STAS 763-71.

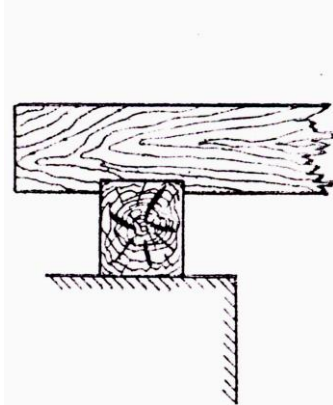


Fig. 3.9 – Strivire pe suprafețe de reazem

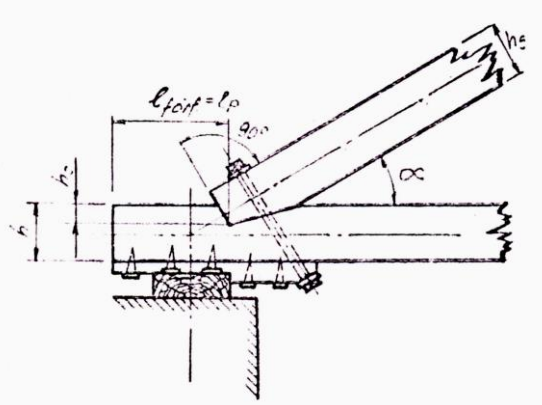


Fig.3.10 – Forfecare longitudinală în planul fibrelor

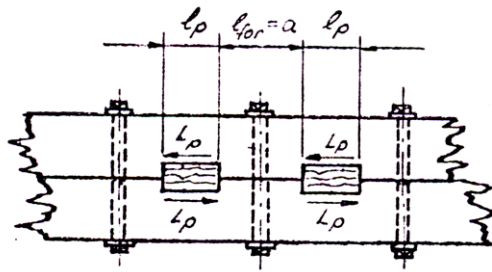


Fig. 3.11 – Forfecare la pene prismatice

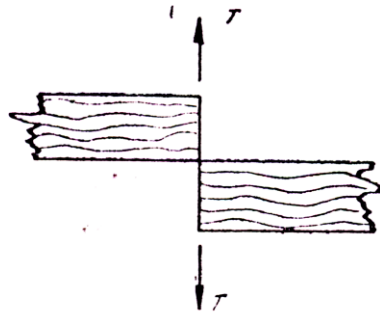


Fig.3.12 – Forfecare normală pe direcția fibrelor

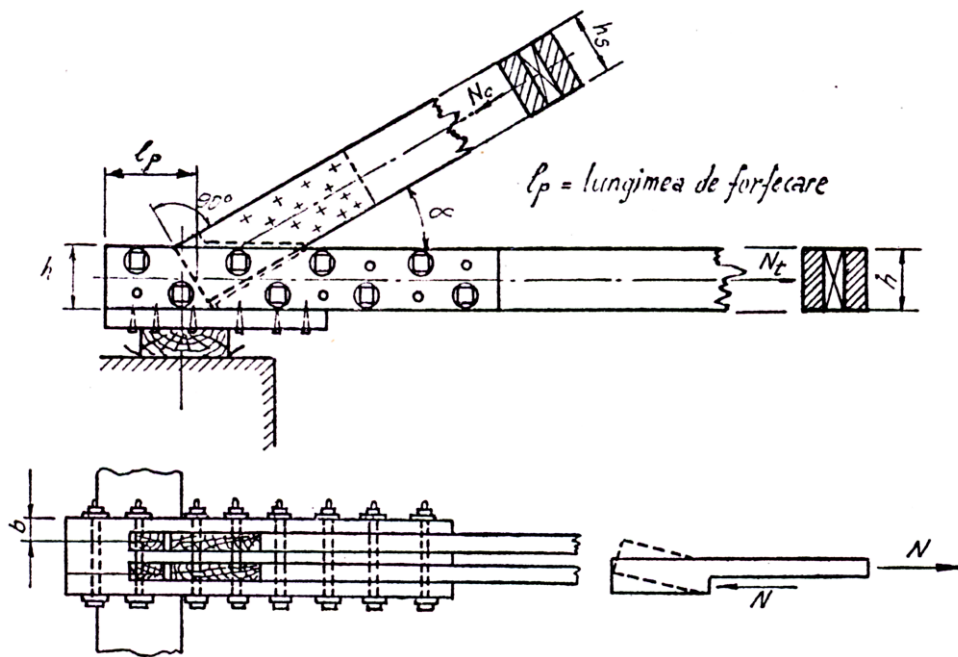


Fig. 3.13 – Forfecare longitudinală în planul fibrelor având componentă transversală la îmbinări cu crestare laterală



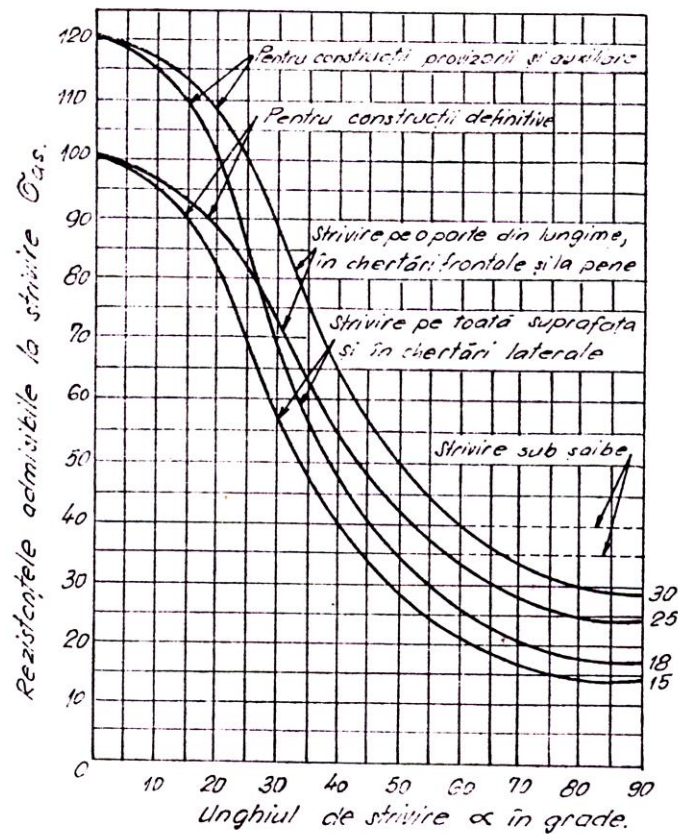


Fig. 3.14 – Rezistențele admisibile la strivire  $\sigma_{as}$  a când forța de compresiune face un unghi  $\alpha$  cu direcția fibrelor

### 3.1.2. Acțiunile și gruparea lor în metoda rezistențelor admisibile

Pentru calculul construcțiilor din lemn, cu excepția șarpantelor (astereală, căpriori, pene), se iau în considerare grupările de încărcări stabilite prin STAS 763/1-71.

Elementele șarpantei se calculează pentru următoarele încărcări:

- greutatea proprie și încărcarea din zăpadă
- greutatea proprie, presiunea vântului și jumătate din încărcarea din zăpadă
- greutatea proprie și o forță concentrată de 80daN (un om cu uneltele sale)

Temperatura la care lucrează elementele structurale din lemn trebuie să fie de maxim 55°C.

### 3.1.3. Metoda stărilor limită

Norma europeană EUROCODE 5 prezintă calculul elementelor din lemn după metoda stărilor limită. La verificare se cere ca eforturile să fie cuprinse în limitele:

$$(\sigma_a - 5\%) \leq \sigma \leq (\sigma_a + 3\%)$$

Metoda se bazează pe trei coeficienți de siguranță diferențiați, care țin seama de factorii care influențează încărcările, materialele și condițiile de lucru.

Prin stare limită se înțelege acea stare a unei construcții sau a unui element în care exploatarea ei în condiții normale este imposibilă, deoarece apar pericole pentru viața sau sănătatea oamenilor sau implică pericolul de degradare a unor bunuri materiale sau culturale depozitate în construcție.

În conformitate cu EUROCODE 5 se iau în calcul două stări limită:

1. stările limită ultime – care corespund epuizării capacității portante sau alte pierderi ireversibile a calității necesare exploatării:
  - a) starea limită ultimă de rezistență
  - b) starea limită ultimă de stabilitate
  - c) starea limită de deformații
2. starea limită de serviciu sau a exploatării normale, care este legată de faptul că o construcție care satisface condițiile de rezistență și stabilitate nu va mai fi putea fi exploatată în condiții normale în situațiile în care apar deformații și vibrații mari.

Condiția de verificare pentru stările limită ultime, după EUROCODE 5 este:

$$S_d \leq R_d$$

unde:

$S_d$  este valoarea solicitărilor de calcul

$R_d$  – valoarea capacității de rezistență

Pentru stările limită ale exploatării normale dimensionarea sau verificarea se face cu relația:

$$E_d \leq C_d$$

unde:

$E_d$  este efectul de calcul al încărcărilor, determinat pe baza unei combinații de încărcări

$C_d$  – valoarea limită prescrisă funcție de destinația elementului (de exemplu deplasarea peretelui la nivelul centurii) sau o valoare de calcul a proprietăților materialului, corespunzătoare acțiunilor considerate.

Coeficienții de siguranță utilizați în această metodă sunt următorii:

- coeficientul parțial de siguranță privind acțiunile –  $\gamma_F$
- coeficientul parțial de siguranță privind materialele –  $\gamma_M$
- coeficientul parțial de siguranță al condițiilor de lucru care este în general egal cu 1 –  $\gamma_C$

Acești coeficienți diferențiați acoperă mai bine abaterile de la condițiile normale ale încărcărilor, de la materialul ideal și de la condițiile normale de lucru.

**Valoarea solicitărilor de calcul**  $S_d$  se determină pe baza încărcărilor de calcul  $F_d$ , care se determină la rândul lor prin majorarea încărcărilor normate. În Eurocode, încărcările normate se notează cu  $F_k$ .

La stabilirea combinațiilor de încărcări intervine și un coeficient de grupare a acțiunilor  $\Psi_0$ :

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Qi} \Psi_{0,i} Q_{kj}$$

unde

- $\gamma_{Gj}$  - coeficient parțial de siguranță pentru acțiunile permanente notate cu  $G$ , care are valoarea de 1,35
- $\gamma_{Qi}$  - coeficient parțial de siguranță pentru acțiunile variabile notate cu  $Q$ , care are valoarea de 1,50
- $G_{kj}$  - valoarea caracteristică (normată) a acțiunilor permanente
- $Q_{k,1}$  - valoarea caracteristică (normată) a unei încărcări variabile, care este cea mai mare
- $Q_{kj}$  - valoarea caracteristică (normată) a altor încărcări variabile

Valorile coeficientului de grupare a acțiunilor variabile sunt date în tabelul de mai jos.

Tabelul 3.4  
Valorile coeficientului de grupare a acțiunilor variabile.

Încărcări variabile	$\Psi_0$
1. Încărcări utile la:	
- construcții de locuințe	0,7
- construcții comerciale	1,00
- construcții pentru parcaje auto	0,7
2. Încărcarea din zăpadă	0,7
3. Încărcarea din vânt	0,6

**Valoarea capacității de rezistență**  $R_d$  se poate determina cu relația:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} k_{mod}$$

$R_k$  - este valoarea caracteristică a rezistenței normate a materialului (în cazul nostru este rezistența la rupere a lemnului)

$\gamma_M$  - coeficientul parțial de siguranță privind materialul (de omogenitate); pentru elemente din lemn are valoarea 1,30, iar pentru elemente de îmbinare din oțel are valoarea 1,10

$k_{mod}$  - factor de modificare care ține seama de influența încărcărilor de lungă durată și a umidității asupra calității materialelor de construcții din lemn; este funcție de clasa de utilizare a lemnului, care depinde de umiditate.

Tabelul 3.5. Clasa de utilizare a lemnului funcție de umiditate.

Clasa de utilizare	Nivelul umidității în lemn	Exemple
1	$U \leq 12\%$	Clădirile închise și încălzite
2	$U \leq 20\%$	Clădiri închise fără încălzire
3	$U \geq 20\%$	Construcții expuse la intemperii

Tabelul 3.6. Valorile factorului de modificare  $k_{mod}$ .

Clasa de durată a încărcărilor	$k_{mod}$ clasa de utilizare 1 și 2	$k_{mod}$ clasa de utilizare 3
Permanentă	0,60	0,50
De lungă durată	0,70	0,55
Durată mijlocie	0,80	0,65
De scurtă durată	0,90	0,70
Foarte scurtă durată	1,10	0,90

Clasa de durată a încărcărilor se consideră astfel:

- permanente – cu durata peste 10 ani (de exemplu greutatea proprie)
- de lungă durată – cu durată de la 6 luni până la 10 ani ( de exemplu încărcări utile la depozite)
- de durată medie – cu durata de la 1 săptămână la 6 luni ( de exemplu încărcări utile la locuințe)
- de scurtă durată – cu durată sub o săptămână (de exemplu zăpada și vântul)
- de foarte scurtă durată – cu durata de câteva secunde sau minute (de exemplu impactul cu un vehicul)

**Coeficientul condițiilor de lucru**  $\gamma_c$  ține seama de abaterile privind calculul, execuția, asamblarea și montajul construcțiilor din lemn; deasemenea ia în considerare neuniformitatea eforturilor unitare în dreptul găurilor și a chertărilor. La unele solicitări combinate  $\gamma_c$  poate avea și alte valori diferite de 1,0 care se precizează la fiecare caz în parte.

Exprimat sub forma unei relații unice, calculul în metoda stărilor limită după EC5 se face astfel:

$$\frac{\gamma_F S_k}{C} \leq \gamma_c \frac{R_k}{\gamma_M} K_{mod}$$

în care:

- $\gamma_F S_k = \gamma_{F1} S_1^k + \gamma_{F2} S_2^k + \dots + \gamma_{Fn} S_n^k$  este suma solicitărilor de calcul din toate acțiunile,  $\gamma_F$  fiind coeficientul încărcărilor
- C – caracteristica geometrică a secțiunii transversale a elementului, care funcție de solicitările la care este supus poate fi: aria (pt. elementele solicitate la întindere sau compresiune) sau modulul de rezistență W (la elemente solicitate la încovoiere)
- $\gamma_c$  – coeficientul condițiilor de lucru
- $R_k$  – rezistența normată a lemnului
- $\gamma_M$  – coeficienții privind materialul
- $K_{mod}$  – factor de modificare a capacității portante, funcție de tipul încărcării și clasa de serviciu a construcției

### 3.1.4. Rezistențele caracteristice în metoda stărilor limită

În EC5 sunt date pentru lemnul de rășinoase și de foioase rezistențele caracteristice (normate) indicate pentru patru clase de rezistență la lemn ecarisat, notate cu simbolul „C” urmat de două cifre exprimând rezistența la încovoiere.

Tabelul 3.7.  
Rezistențe caracteristice pentru lemnul de rășinoase după Eurocode5.

Felul solicitării	Valorile rezistenței caracteristice (N/mm <sup>2</sup> )								
	Clase de rezistență								
	C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
Încovoiere $f_{m,k}$	14	16	18	22	24	27	30	35	40
Întindere paralel cu fibrele $f_{t,0,k}$	8	10	11	13	14	16	18	21	24
Întindere perpendicular pe fibre $f_{t,90,k}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Compresiune paralel cu fibrele $f_{c,0,k}$	16	17	18	20	21	22	23	25	26
Compresiune perpendiculară pe fibre $f_{c,90,k}$	4.3	4.6	4.8	5.1	5.3	5.6	5.7	6.0	6.3
Forfecare $f_{y,k}$	1.7	1.8	2,0	2.4	2,5	2.8	3,0	3.4	3,8

Valorile caracteristice ale rezistențelor la încovoiere și întindere perpendiculară pe fibre se determină pentru înălțimi de referință a epruvetelor de 150mm la lemn masiv și 600 mm la lemn înleiat.

### 3.2. Prevederi generale pentru calculul elementelor structurale din lemn cu metoda rezistențelor admisibile.

Elementele portante din lemn, cu secțiune simplă trebuie să aibă aria netă (în urma scăderii slăbirilor din secțiune) de cel puțin 40 cm<sup>2</sup> și minim jumătate din aria brută a secțiunii. Grosimea secțiunii slăbite trebuie să fie de minim 4cm, iar a secțiunii brute de minim 6cm. În cazul elementelor portante cu secțiune compusă realizate din scânduri bătute în cuie înleiate, trebuie ca grosimea minimă a unei scânduri să fie de minim 2,4 cm, și să aibă aria secțiunii transversale de minim 14 cm<sup>2</sup>. Grosimea pieselor elementelor cu secțiune compusă înleiate, nu este limitată inferior, iar superior se recomandă să nu depășească 3,0 cm. dacă se folosesc plăci de furnir la realizarea secțiunilor compuse, grosimea acestora trebuie să fie de minim 10mm și să fie realizate din cel puțin 5 straturi. La stabilirea deschiderii de calcul se au în vedere următoarele:

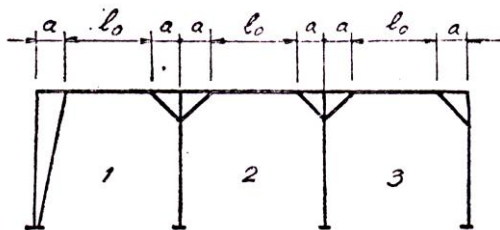


Fig.3.15 – Deschideri de calcul la grinzi cu contrafișe

- grinzile simplu rezemate care se sprijină direct pe zidărie se vor considera că au deschiderea egală cu lumina golului majorată cu 5%. Rezemarea acestora direct pe zidărie se va face pe cel puțin 20 cm, în așa fel încât să nu depășească rezistențele admisibile în lemn sau zidărie

- grinzile simplu rezemate care se sprijină pe stâlpi sau grinzi din lemn, se vor considera că au o deschidere egală cu distanța dintre axele pieselor de rezemare
- deschiderile grinzilor continue se vor considera egale cu distanțele dintre axele reazemelor
- în cazul grinzilor cu contrafișe deschiderea luată în considerare pentru calcul va fi:

$$l = l_0 + a \text{ pt. traveile 1 și 2}$$

$$l = l_0 + 1,5a \text{ pt. traveea 3}$$

La grinzile încovoiate trebuie evitate slăbirile fibrelor marginale în zonele de solicitare maximă. Adâncimea maximă admisă pentru chertarea zonei întinse a elementelor care transmit reacțiunea la reazeme este limitată de următoarele condiții:

• **condiția I.**

unde:

$$\frac{R}{bh} \geq 5 \text{ daN/cm}^2 \quad a = 0,1h$$

$$\frac{R}{bh} = 3 \text{ daN/cm}^2 \quad a = 0,25h$$

$$\frac{R}{bh} \leq 2 \text{ daN/cm}^2 \quad a = 0,5h$$

R- reacțiunea pe reazem, în daN

b și h – lățimea și înălțimea secțiunii, în cm

Pentru valori intermediare ale raportului R/bh se va determina a prin interpolare liniară.

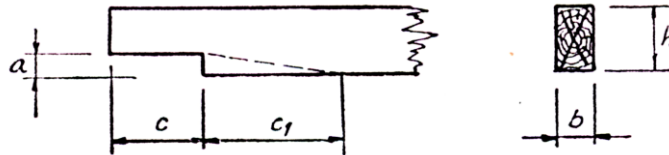


Fig.3.16 – Chertarea zonei întinse a elementelor care transmit reacțiunea la reazeme.

• **condiția II.**

$h \geq 18\text{cm}$	$a = 0,3 h$
$12 < h < 18 \text{ cm}$	$a = 0,4 h$
$h < 12 \text{ cm}$	$a = 0,5 h$

Se adoptă valoarea minimă pentru "a" rezultată din condițiile I și II. Lungimea porțiunilor tăiate trebuie să îndeplinească condițiile:

$$c \geq h \text{ și } c_1 \geq 4a$$

Se recomandă ca tăierea să nu se facă în unghi drept ci oblic (linia punctată din figură). În cazul în care în apropierea reazemelor sunt forțe concentrate mari se interzice efectuarea chertărilor.



Săgețile calculate ale elementelor încovoiate, determinate pe baza încărcărilor în construcții fără aplicarea coeficienților dinamici, sau de oboseală, luând în considerare secțiunea brută a elementelor, nu vor depăși valorile săgeților admisibile date în tabelul de mai jos. În calcul nu se consideră deformațiile elastice sau permanente ale îmbinărilor.

Tabelul 3.8 Valoarea săgeților admisibile pentru elemente de construcții definitive și provizorii în funcție de deschiderea  $l$ .

Nr. crt.	Denumirea elementelor de construcții	Valoarea săgeților admisibile ( $f_a$ ) la elemente de construcții:	
		definitive	provizorii și auxiliare
1	Grinzile căilor de rulare pentru poduri rulante manuale și pentru grinzi rulante	$l/500$	$l/500$
2	Grinzile căilor de rulare pentru cărucioare rulante	$l/400$	$l/400$
3	Grinzile secundare ale platformelor industriale când nu susțin linii ferate sau utilaje care produc vibrații	$l/250$	$l/250$
4	Grinzile planșeelor dintre etaje	$l/250$	$l/200$
5	Grinzile acoperișului și planșeelor podurilor		
	- ferme din elemente cu secțiune unitară sau compusă, cu excepția celor bătute în cuie	$l/600$	$l/500$
	- ferme din elemente subțiri bătute în cuie	$l/100$	$l/100$
6	Elementele șarpantei, pereților și luminatorului:		
	- pene și căpriori	$l/200$	$l/150$
	- astereală	$l/150$	$l/150$
	- doliile acoperișului	$l/100$	$l/300$
	- rigle și stâlpișori în planul pereților	$l/300$	$l/250$
	- șprosurile geamurilor	$l/200$	$l/200$

### 3.2.1 Lungimi de flambaj și coeficienți de zveltețe limită

Lungimile de flambaj ( $l_f$ ) ale barelor cu secțiune simplă, solicitate la compresiune, sunt prezentate în tabelul de mai jos, în funcție de modul de rezemare la capete și intermediar.

Tabelul 3.9 Lungimi de flambaj pentru bare cu secțiune simplă (STAS 856-71)

Modul de rezemare și încărcare					
	$2l$	$l$	$0,8 l$	$l_i$ $0,8l_i (i=2,3,4)$	$0,65 l$

Coeficienții de flambaj ai elementelor comprimate nu trebuie să depășească valorile maxime prezentate în tabelul de mai jos.

Tabelul 3.10  
Coeficienți maximi de zveltețe

Nr. crt.	Denumirea elementului	Coeficientul de zveltețe maxim admis ( $\lambda_0$ ) pentru construcții	
		definitive	provizorii și auxiliare
1	Grinzi cu zăbrele și arce:		
	- tălpi, diagonale, montanți de reazem - celelalte elemente	150 175	175 200
2	Stâlpi principali	120	150
3	Stâlpi secundari (ptr. pereți, supraluminatoare, etc) și zăbrelele stâlpilor cu secțiune compusă	150	175
4	Contravântuiri	200	200

### 3.3. Întindere axială

Calculul barelor la întindere se face considerând că eforturile unitare normale sunt distribuite uniform pe secțiune, ținând însă cont și de slăbirile de secțiune, unde eforturile sunt neuniforme.

Calculul la întindere centrică se face pentru secțiunea cea mai slăbită a barei. La evaluarea suprafeței slăbirilor trebuie să se țină seama că slăbirile în diverse secțiuni transversale ale barei, dar care sunt apropiate unele de altele, pot constitui cauza ruperii în zig-zag, așa cum este arătat în figura de mai jos.

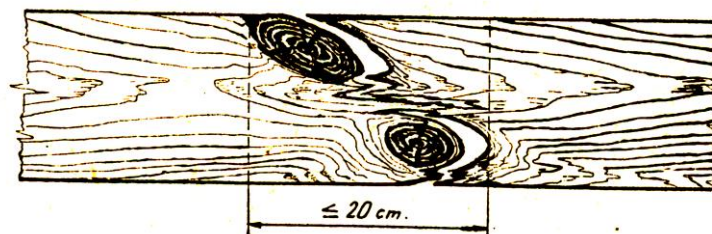


Fig.3.17 – Ruperea în zig-zag a elementelor datorită slăbirilor apropiate una de alta.

Din acest motiv, atunci când slăbirile de secțiune sunt la mai puțin de 20 cm între ele acestea se vor considera în aceeași secțiune.

După metoda rezistențelor admisibile calculul elementelor din lemn se face cu relația:

$$\sigma = \frac{N_t}{A_n} \leq \sigma_{at} \quad (\text{daN/cm}^2)$$

unde:

- $N_t$  – forța axială de întindere (daN)
- $A_n$  – secțiunea netă la slăbire
- $\sigma_{at}$  – rezistența admisibilă la întindere în lungul fibrelor sau normal pe fibre

**După EC5**, verificarea barelor întinse centric pe direcția fibrelor se face cu relați:

$$\sigma_{t,o,d} \leq f_{t,o,d}$$

unde:

- $\sigma_{t,o,d}$  – efortul normal de calcul la întindere paralel cu fibrele; se calculează cu formula:

$$\sigma_{t,o,d} = \frac{\gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q}{A_n}$$

- $f_{t,o,d}$  – rezistența de calcul a lemnului, la întindere paralel cu fibrele, care se calculează cu formula:

$$f_{t,o,d} = \frac{f_{t,o,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

în care:

- $\gamma_G=1,35$  și  $\gamma_Q=1,50$  sunt coeficienții de siguranță privind încărcarea
- $F_G$  și  $F_Q$  sunt forțele axiale din acțiuni permanente (G) și variabile (Q)
- $A_n$  este secțiunea netă a barei
- $f_{t,o,k}$  este rezistența caracteristică a lemnului paralel cu fibrele la întindere
- $k_{mod}$  – factorul de modificare
- $\gamma_M$  – coeficientul de siguranță al materialului, care este egal cu 1,30

Pentru cazul întinderii perpendicular pe fibre, EC5 dă relația:

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d}$$

unde:

- $\sigma_{t,90,d}$  este efortul unitar perpendicular pe fibre, calculat cu relația:

$$\sigma_{t,90,d} = \frac{\gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q}{A_n}$$

- $f_{t,90,d}$  este rezistența de calcul perpendicular pe fibre, calculată cu formula:

$$f_{t,90,d} = \frac{f_{t,90,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

- $f_{t,90,k}$  – rezistența caracteristică a lemnului, la întindere perpendicular pe fibre (4 daN/cm<sup>2</sup>).

### 3.3. Compresiunea centrică

Calculul la compresiune centrică a barelor scurte, se face de asemenea în ipoteza distribuției uniforme a eforturilor în secțiune și ținând seama de slăbirile existente în bară.

În cazul barelor lungi, care se pot deforma lateral, este necesar și un calcul la flambaj.

În metoda rezistențelor admisibile, calculul pentru bare scurte se face cu relația:

$$\sigma = \frac{N_c}{A_n} \leq \sigma_{ac} \quad (\text{daN/cm}^2)$$

unde:

- $N_c$  este efortul axial de compresiune
- $A_n$  – secțiunea netă la slăbire
- $\sigma_{a,c}$  – rezistența admisibilă la compresiune în lungul fibrelor sau normal pe fibre

Calculul la stabilitate elastică (flambaj) se face cu relația:

$$\sigma = \frac{N_c}{\varphi A} \leq \sigma_{ac} \quad (\text{daN/cm}^2)$$

unde:

- $\varphi$  este coeficientul de flambaj minim al barei care se dă în tabele în funcție de  $\lambda_{\max}$  sau se calculează cu relația:

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 \quad \text{pt. } \lambda \leq 75$$

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2} \quad \text{pt. } \lambda \geq 75$$

- $A$  este aria secțiunii de calcul a barei; notând cu  $A_b$  și  $A_n$  aria brută respectiv netă a secțiunii celei mai solicitate, se va ține seama de următoarele:
  - pentru secțiuni fără slăbiri sau cu slăbiri care nu ies la margine și la care aria slăbirilor nu depășește 25% din secțiunea brută se consideră  $A=A_b$
  - pentru secțiuni cu slăbiri care nu ies la margine dar la care aria slăbirilor depășește 25% din secțiunea brută se consideră  $A= 4A_n/3$
  - pentru secțiuni cu slăbiri simetrice care ies la margine se consideră  $A= A_n$

**După EC5, calculul barelor comprimate în lungul fibrelor** se face cu relația:

$$\sigma_{c,o,d} \leq f_{c,o,d}$$

unde:

- $\sigma_{c,o,d}$  este efortul unitar de calcul de compresiune din bară, a cărei valoare este dată de relația:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{\gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q}{A_n}$$

- $f_{c,o,d}$  este rezistența barei comprimate

$$f_{c,o,d} = \frac{f_{c,o,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

în care:

- $\gamma_G=1,35$  și  $\gamma_Q=1,50$  sunt coeficienții de siguranță privind încărcarea

- $F_G$  și  $F_Q$  sunt forțele axiale din acțiuni permanente (G) și variabile (Q)
- $A_n$  este secțiunea netă a barei
- $f_{c,o,k}$  este rezistența caracteristică a lemnului paralel cu fibrele la compresiune
- $k_{mod}$  – factorul de modificare
- $\gamma_M$  – coeficientul de siguranță al materialului, care este egal cu 1,30

În cazul barelor comprimate normal pe direcția fibrelor verificarea se face cu relația:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} k_{c,90}$$

unde:

- $\sigma_{c,90,d}$  este efortul unitar de calcul, determinat cu relația

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{\gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q}{A}$$

- A – aria brută

iar  $f_{c,90,d}$  este rezistența de calcul a barei, determinată cu relația

$$f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

Factorul de corecție  $k_{c,90}$  are valorile apropiate de 1,0.

**Verificarea la flambaj după EC5** a barelor comprimate se face cu relația:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

$$k = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,5) + \lambda_{rel}^2)$$

- în cazul lemnului ecarisat  $\beta_c = 0,2$  și ține seama de o imperfecțiune corespunzătoare unei curburi inițiale egală cu  $l/300$
- în cazul elementelor din scânduri înclinate  $\beta_c = 0,1$
- $\lambda_{rel}$  – zveltețea relativă, calculată la rândul ei cu relația următoare:
- $\lambda$  – zveltețea maximă între  $\lambda_x$  și  $\lambda_y$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,cru}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}}$$

- $E_{0,05}$  – modul de elasticitate fractil 5%, care este egal cu :
  - 600KN/cm<sup>2</sup> pentru clasa de rezistență C18,
  - 740KN/cm<sup>2</sup> pentru clasa de rezistență C24,
  - 800KN/cm<sup>2</sup> pentru clasa de rezistență C30,
  - 940KN/cm<sup>2</sup> pentru clasa de rezistență C40.

Dacă  $\lambda_{rel}$  este mai mic sau egal cu 0,5 nu se mai face verificarea stabilității deoarece  $k_c$  este mai mare decât 1.

### 3.5 Elemente solicate la încovoiere

Pentru calculul la încovoiere se consideră o distribuție liniară a eforturilor unitare normale pe înălțimea secțiunii elementului, și o valoare constantă a modului de elasticitate în zona comprimată și în zona întinsă.

În practică se întâlnește atât cazul încovoierii simple, după axa x, cât și încovoierea oblică, după axele x și y.

Deoarece lemnul are un modul de elasticitate relativ redus, elementele solicate la încovoiere au deformații mari. Verificarea rigidității se face ținând seama de schema cea mai defavorabilă a încărcării și a rezemării grinzii. Adeseori secțiunea elementului este determinată din condiția săgeții admisibile, fără a se folosi complet rezistența de calcul a lemnului.

#### 3.5.1. Calculul elementelor la încovoiere simplă după MRA

Acest calcul se face cu relația:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{xn}} \leq \sigma_{ai} \quad (\text{daN/cm}^2)$$

în care:

- $M_x$  – momentul încovoiitor normal maxim
- $W_{xn}$  – modulul de rezistență net al secțiunii ținând cont de slăbirile din dreptul momentului maxim:

$$W_{xn} = \frac{I_{xn}}{\frac{h}{2}} = \frac{I_x - \Delta I_x}{\frac{h}{2}}$$

Dacă secțiunea cea mai slăbită nu este în secțiunea cu moment maxim  $M_{max}$  se va face și o verificare cu  $M_{afereant}$  din secțiunea slăbită.

Verificarea deformațiilor se face cu relația:

$$f_{max} \leq f_a$$

unde:

$$f_{max} = \alpha \cdot \frac{M_{max} l^2}{EI_x} \quad (\text{cm})$$

în care:

- $\alpha$  este un coeficient numeric, care depinde de tipul încărcărilor și modul de rezemare; are valoarea 5/48 pentru grinda simplu rezemată cu încărcare uniform distribuită și 1/12 la grinda simplu rezemată cu o singură forță concentrată
- $M_{max}$  – este momentul maxim, în daNcm
- $l$  – deschiderea grinzii, în cm
- $E$  – modulul de elasticitate, în daN/cm<sup>2</sup>
- $I$  – momentul de inerție ( $bh^3/12$  pentru grinzi cu secțiune dreptunghiulară)
- $f_a$  – săgeata admisă

Pentru a asigura condițiile de rezistență și săgeată a grinzilor încovoiate se recomandă alegerea înălțimii  $h$  cu valorile cuprinse între  $l/20$  și  $l/30$ .



Verificarea la forța tăietoare se face cu relația:

$$\tau = \frac{TS_{xb}}{bI_{xb}} \leq \tau_a$$

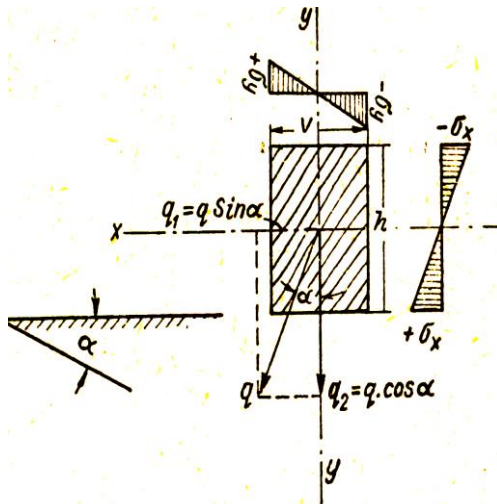
unde:

- T este forța tăietoare maximă, în daN
- $S_{xb}$  – momentul static al secțiunii brute de deasupra axei în raport cu axa neutră, în  $\text{cm}^3$
- b – lățimea secțiunii, cm
- $I_{xb}$  – momentul de inerție brut al secțiunii, în  $\text{cm}^4$

Variația eforturilor unitare normale  $\sigma$  și  $\tau$  au alura din figura 3.18.

În general verificarea la forfecare este necesară numai la elementele scurte, cu  $l/h \leq 5$  sau la grinzi cu forțe concentrate mari amplasate în apropierea reazemelor.

### 3.5.2. Calculul grinzilor la încovoiere oblică în MRA



Când direcția încărcărilor nu coincide cu nici o axă de inerție a secțiunii, grinda este supusă la încovoiere oblică. Acest caz apare în general la paneele de acoperiș, când încărcarea uniform distribuită q se descompune în două componente  $q_x$  și  $q_y$ , egale cu:

- $q_x = q \cos \alpha$
- $q_y = q \sin \alpha$

În acest caz se calculează momentele pe cele două direcții, x și y:

$$M_x = q_x l^2 / 8 \text{ și } M_y = q_y l^2 / 8$$

iar verificarea se face cu relația:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{ai}$$

unde:

$$W_x = bh^2/6$$

$$W_y = hb^2/6$$

Săgeata la încovoiere oblică se verifică cu relațiile:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_a$$

$$f_x = \alpha \frac{M_x l^2}{EI_x}; \quad f_y = \alpha \frac{M_y l^2}{EI_y}$$

$\alpha$  se ia la fel ca la încovoierea simplă

### 3.5.3. Calculul elementelor încovoiate după EC5

Verificarea la încovoiere simplă se face cu relația:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0 \quad \sigma_{m,d} = \frac{\gamma_G M_G + \gamma_Q M_Q}{W_n}$$

unde,

- $\gamma_G=1,35$  și  $\gamma_Q=1,50$  sunt coeficienții de siguranță privind încărcarea
- $M_G$  și  $M_Q$  sunt momente încovoietoare din acțiuni permanente (G) și variabile (Q)
- $W_n$  este modulul de rezistență net
- $f_{m,d}$  este rezistența de calcul la încovoiere

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

- $f_{m,k}$  este rezistența caracteristică
- $k_{mod}$  – factorul de modificare
- $\gamma_M$  – coeficientul de siguranță al materialului, care este egal cu 1,30

Pentru cazul încovoierii oblice, cu momentele  $M_{xG}$  și  $M_{xQ}$  respectiv  $M_{yG}$  și  $M_{yQ}$  calculul se face cu relația:

$$\frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,o,d}} \leq 1$$

unde

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{\gamma_G M_{xG} + \gamma_Q M_{xQ}}{W_{xn}}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{\gamma_G M_{yG} + \gamma_Q M_{yQ}}{W_{yn}}$$

$$f_{m,o,d} = \frac{f_{m,o,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

$k_m$ - coeficient de corecție care ține seama de încovoierea pe două direcții; se înmulțește cu primul sau al doilea termen din relație, și anume cu cel la care  $\sigma_{m,d}$  este mai mic

**Verificarea la tăiere, după EC5** se face cu relația:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

unde:

$$\tau_d = \frac{(\gamma_G T_G + \gamma_Q T_Q) S_x}{b I_x}$$

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} k_{mod}}{\gamma_M}$$

- $\tau_d$  este efortul tangențial de calcul din încărcări permanente și variabile
- $f_{v,d}$  – rezistența de calcul la forfecare a secțiunii grinzii

### 3.6. Elemente solicitate la încovoiere cu forță axială

Încovoierea cu forță axială apare în cazul barelor acționate simultan de o forță axială (întindere sau compresiune) și un moment încovoietor provenit din încărcare transversală, încărcare excentrică a unei forțe normale, sau din cauza curbării sau slăbirilor asimetrice. La deformarea barei comprimate apare un moment încovoietor suplimentar  $N_f$ , în afară de momentul încovoietor principal  $M_0$ , care trebuie luat în calcul.

### 3.6.1. Metoda rezistențelor admisibile

La elementele solicitate la întindere cu încovoiere verificarea se face cu relația:

$$\sigma = \frac{N_t}{A_n} + \frac{M_0}{W_n} \frac{\sigma_{at}}{\sigma_{ai}} \leq \sigma_{at}$$

unde:

- $N_t$  – este forța axială de întindere
- $M_0$  – momentul încovoietor inițial dat de forțele transversale sau excentrice
- $A_n$  și  $W_n$  – aria și modulul de rezistență nete
- $\sigma_{at}/\sigma_{ai}$  – factor de corecție a eforturilor
- 

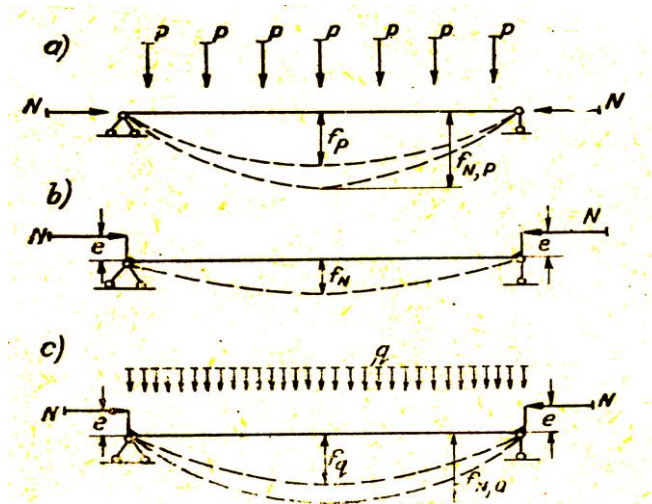


Fig.3.20 – Bare comprimate și încovoiate.

La elementele solicitate la compresiune cu încovoiere trebuie ținut cont de faptul că datorită deformației grinzii, produsă de forțele transversale sau de cele excentrice, apare un moment suplimentar care se adaugă la  $M_0$ :

$$M = M_0 + N_f$$

Săgeata totală "f" se poate calcula în acest caz cu relația:

$$f = \frac{f_0}{1 - \frac{N}{N_{crit}}}$$

unde:

- $f_0$  este săgeata produsă de forțele transversale de pe grindă
- $N$  – forța axială de compresiune
- $N_{cr}$  – forța critică de flambaj

Dacă se consideră că deformația barei este o sinusoidă, săgeata totală "f" se poate calcula cu relația:

$$f = \frac{M_0}{N_{cr} \left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} = \frac{M_0}{N_{cr} - N} \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_f^2}$$

iar momentul total inclusiv cel produs de forța axială este egal cu relația:

$$M = M_0 + N \frac{M_0}{N_{cr} - N} = M_0 \left(1 + \frac{N}{N_{cr} - N}\right) = \frac{M_0}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{M}{\xi}$$

în care:

$\xi$  este coeficientul care ține seama de momentul suplimentar și de flambaj

$$\xi = 1 - \frac{N}{N_{cr}}$$

Ținând cont că:

$$N_{cr} = \varphi A_{br} \sigma_{ac}$$

care se ia egal cu valoarea maximă a efortului capabil al barei:

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2}$$

Coeficientul  $\xi$  se poate scrie:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \frac{N}{A_{br} \sigma_{ac}}$$

În acest caz verificare barelor supuse la compresiune cu încovoiere se face cu relația:

$$\sigma = \frac{N_c}{A_n} + \frac{M_0}{\xi W} \frac{\sigma_{ac}}{\sigma_{at}} \leq \sigma_{ac}$$

### 3.6.2. Verificarea barelor solicitate la încovoiere cu forță axială după EC5

După EC5, verificarea barelor solicitate la încovoiere cu forță axială se face cu relațiile următoare, care sunt scrise pentru cazul când avem încovoiere pe două direcții și forță axială. În cazul încovoierei pe o direcție termenul al treilea din relație dispăre.

#### **Întindere cu încovoiere**

Relația de verificare a barelor supuse la întindere cu încovoiere este:

$$\frac{\sigma_{t,o,d}}{f_{t,o,d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,o,d}} \leq 1$$

unde:

$\sigma_{t,o,d}$  – este efortul unitar de întindere de calcul,

$f_{t,o,d}$  – rezistența de calcul a lemnului la întindere paralel cu fibrele

$\sigma_{m,x,d}$  și  $\sigma_{m,y,d}$  – efortul unitar de calcul din încovoiere

$f_{m,o,d}$  – rezistența de calcul la încovoiere paralel cu fibrele  
 $k_m = 0,7$  la secțiuni transversale drepte și 1 la alte secțiuni transversale, 1 la alte secțiuni transversale

**Compresiune cu încovoiere**

Relația de verificare a barelor supuse la compresiune cu încovoiere este:

$$\left( \frac{\sigma_{c,o,d}}{f_{c,o,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,o,d}} \leq 1$$

unde:

$\sigma_{c,o,d}$  – este efortul unitar de compresiune de calcul,

$f_{c,o,d}$  – rezistența de calcul a lemnului la compresiune paralel cu fibrele

## Capitolul 4 DIAFRAGME ORIZONTALE DIN LEMN

La clădirile cu structură din zidărie portantă planșeele din beton armat reduc lungimea de flambaj a pereților și determină deschiderea la încovoiere a acestora la acțiunea sarcinilor orizontale provenite din vânt și seism. În aceste situații planșeele se consideră diafragme orizontale rigide care preiau sarcinile orizontale și le distribuie pereților situați pe direcția încărcării. Legătură dintre planșeu și pereți se asigură printr-o rețea de centuri din beton armat.

### 4.1. Planșee din lemn cu rol de șaibă

La construcțiile cu structură din lemn, de tip "platform framing" se urmărește realizarea planșeelor în așa manieră încât acestea să preia atât încărcările verticale cât și cele orizontale, la fel ca planșeele din beton armat. În cazul structurilor de tip parter, la care nu există planșeu, se urmărește realizarea structurii de rezistență a acoperișului, pentru a putea îndeplini același rol. Modul de realizare a acestor planșee din lemn este arătat în figura 4.1.

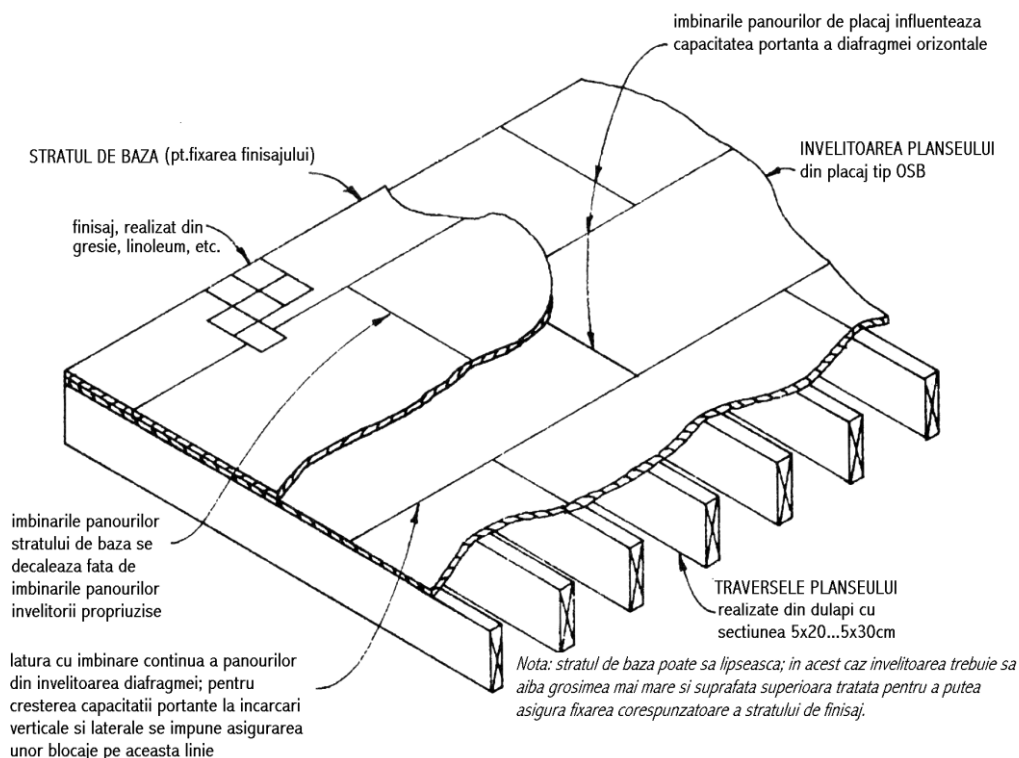


Fig.4.1. Planșeu din lemn cu învelitoare și stratul de bază din placaj tip OSB.



În figură se poate observa că elementul constitutiv al diafragmei orizontale care preia atât încărcări verticale cât și încărcări orizontale (forfecare) este învelitoarea din placaj sau scândură. Pentru a se realiza o bună fixare a stratului de finisaj (gresie, podele laminate, linoleum, mocheta, etc.), peste învelitoare se mai adaugă un strat de placaj cu suprafața superioară tratată special, numit strat de bază.

La ora actuală placajul de tipul OSB (oriented strand board) are cea mai largă utilizare datorită instalării rapide, a costului scăzut și a performanțelor mecanice ridicate. Ca urmare a faptului că plăcile de OSB se pot produce și cu muchii profilate de timp lămbă și uluc tendința actuală este de utilizare a unui singur strat de OSB care să îndeplinească atât rol de strat de bază cât și rol de învelitoare.

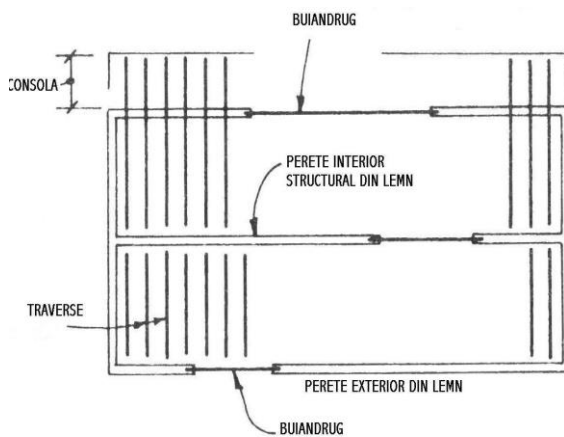


Fig.4.2 - Planșeu din lemn cu traversele rezemate pe pereții structurali din lemn, exteriori și interiori.

Diafragma orizontală funcționează ca o grindă situată în planul acoperișului sau planșeului, având rolul de a prelua forțele laterale transmise de pereții structurali perpendiculari pe direcția încărcării.

La proiectarea planșelor din lemn și a acoperișurilor trebuie avute în vedere următoarele elemente:

- grosimea placajului sau scândurii care se bate pe traverse
- distribuția cuielor pe suprafața diafragmei și în special în zonele de margine
- eforturile care apar în coarda diafragmei și în colectori
- deformațiile diafragmei

- cerințele privind ancorajele

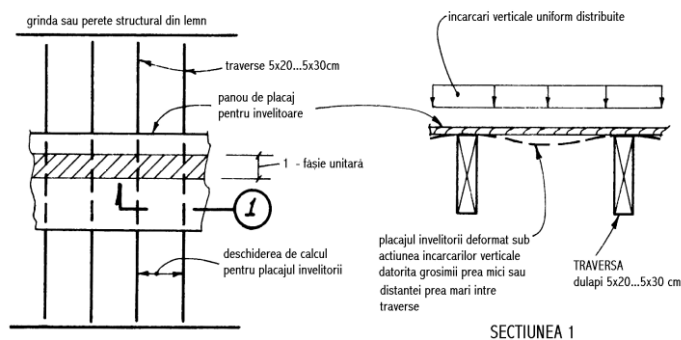


Fig.4.3 - Încărcările verticale care acționează asupra unei fâșii unitare din învelitoare.

Prima cerință este dictată de încărcările normale pe suprafața învelitorii, iar a doua de forța tăietoare din planul diafragmei. Dacă forța tăietoare atinge valori mari atât grosimea învelitorii cât și distribuția cuielor pot fi determinate de valoarea acesteia.

Problema ancorajelor este deosebit de importantă deoarece diafragmele orizontale trebuie legate corespunzător de pereții care îndeplinesc rolul de diafragmă verticală pentru a le putea transmite încărcările preluate din vânt sau seism.

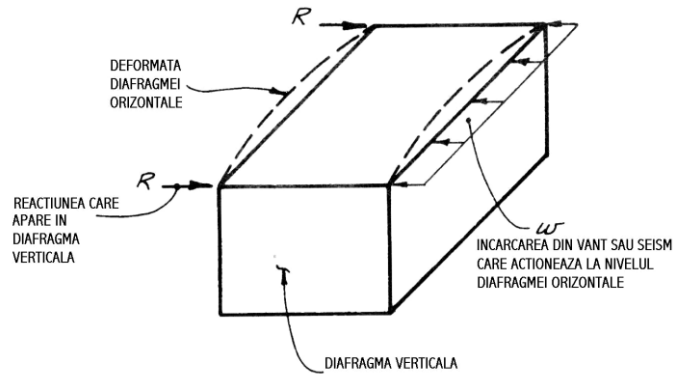


Fig.4.4 – Încărcările din vânt și seism sunt preluate de diafragmele orizontale și sunt transmise diafragmelor verticale.

#### 4.1.1. Diafragme flexibile și diafragme rigide

Diafragmele orizontale se pot clasifica în funcție de tendința pe care o au de a se deforma sub acțiunea încărcărilor. Spre exemplu, diafragmele din beton se deformează foarte puțin sub acțiunea forțelor laterale, de aceea sunt considerate de obicei diafragme rigide.

Rigiditatea unei diafragme se referă la mărimea deformației orizontale  $\Delta_D$  care apare în diafragmă ca urmare a acțiunii forțelor orizontale.

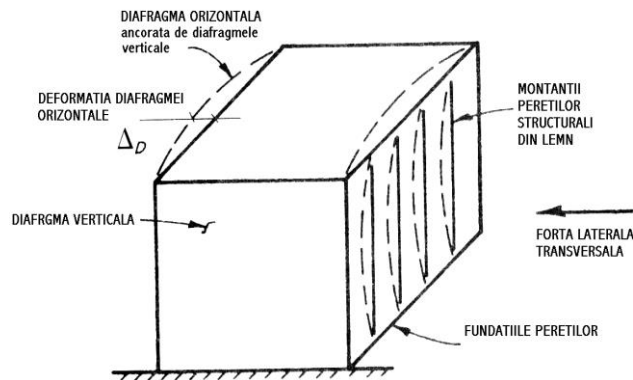


Fig.4.5 – Deformația diafragmei orizontale sub acțiunea forțelor laterale.

Diafragmele orizontale din lemn se clasifică în:

- diafragme orizontale rigide
- diafragme orizontale flexibile

Încadrarea în cele două categorii se face (după UBC1997) în funcție de raportul dintre  $\Delta_D / \Delta_S$  unde  $\Delta_S$  se numește **alunecarea** planșeului și reprezintă deplasare pe orizontală a unui planșeu față de planșeul situat la nivelul inferior. În același timp  $\Delta_S$  reprezintă deformația maximă a diafragmei verticale la partea superioară așa cum se arată în figura de mai jos.

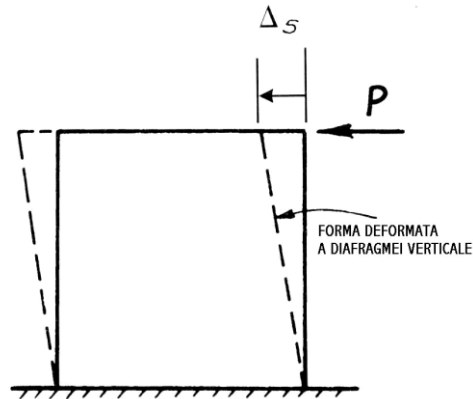


Fig.4.6 - Deformația diafragmei verticale la partea superioară.

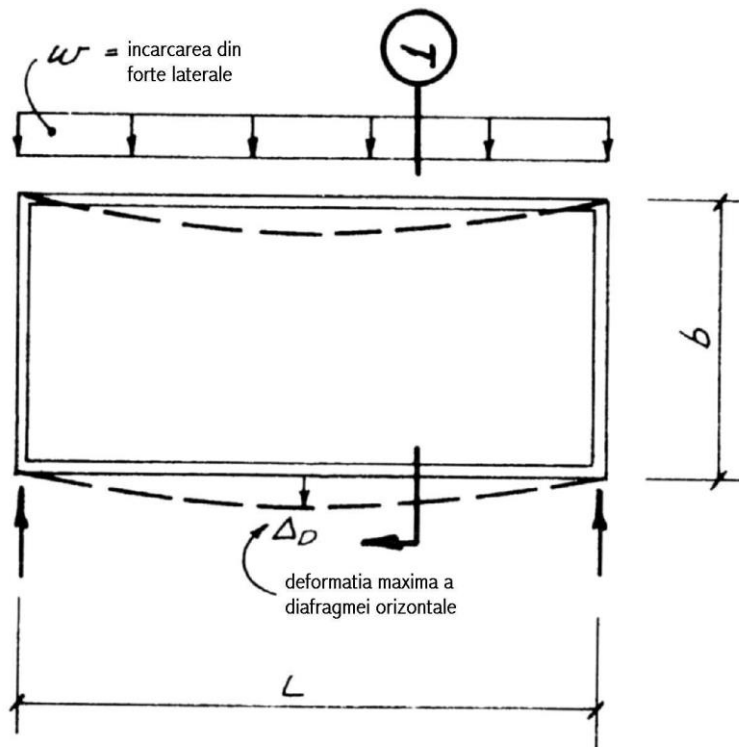


Fig.4.7 - Deformația diafragmei orizontale.

Există și clasificări care introduc categoriile de diafragme semirigide, semiflexibile și foarte flexibile.

În normele americane dacă valoarea lui  $\Delta_D$  la jumătatea deschiderii este mai mare decât dublul valorii medii a lui  $\Delta_S$  atunci diafragma este considerată flexibilă, iar dacă este mai mică diafragma este considerată rigidă. Cu alte cuvinte, încadrarea unei diafragme orizontale depinde de o valoare relativă a deformației acesteia.

În aceste condiții, pentru construcțiile cu pereți din cărămidă sau beton și planșee din lemn, diafragma orizontală va rezulta aproape întotdeauna ca fiind flexibilă.

Pentru construcțiile care sunt executate în întregime din lemn, diafragmele orizontale vor fi rigide sau flexibile în funcție de valorile care rezultă din calcul pentru  $\Delta_D$  și  $\Delta_S$ .

Scopul pentru care se introduc acești termeni este acela de a descrie diferența dintre modul de distribuție a forțelor laterale pe cele două tipuri principale de diafragme orizontale.

Diafragmele flexibile pot fi considerate grinzi simplu rezemate având deschiderea egală cu distanța dintre diafragmele verticale de care sunt ancorate (vezi fig.4.9).

Pentru limitarea deformațiilor  $\Delta_D$  ale diafragmelor orizontale se pune condiția ca raportul dintre deschiderea  $L$  și lățimea  $b$  să fie mai mic sau egal cu patru:

$$\frac{L}{b} \leq 4$$

Pentru cazul diafragmelor blocate, valoarea maximă a deformației se calculează cu formula:

$$\Delta_D = \Delta_b + \Delta_v + \Delta_n + \Delta_c$$

unde:

- $\Delta_b$  este deformația din încovoiere
- $\Delta_v$  - deformația din forța tăietoare
- $\Delta_n$  - deformația datorată alunecării cuielor
- $\Delta_c$  - deformația datorată alunecărilor în zonele de îmbinare ale elementelor corzii

## 4.2. Încărcări preluate de diafragmele orizontale

Diafragma orizontală poate fi definită ca un element de suprafață încărcat în planul său. Se obține prin asamblarea următoarelor elemente:

- învelitoarea planșeului din scândură sau placaj, iar dacă este vorba de acoperiș, astereala acoperișului
- traversele planșeului sau căpriorii șarpantei; pe aceștia se fixează în cuie învelitoarea, respectiv astereala
- elementele de margine numite corzi și colectori

Elementele de margine se numesc corzi și/sau colectori în funcție de direcția de aplicare a forței, așa cum se arată în fig.4.8.

Astfel, coarda are rolul de a prelua momentul, deoarece forța se aplică perpendicular pe coardă, iar colectorul este elementul de margine paralel cu forța care are rolul de a transmite reacțiunile diafragmei orizontale la pereții care preiau forțe de forfecare (diafragmele verticale).

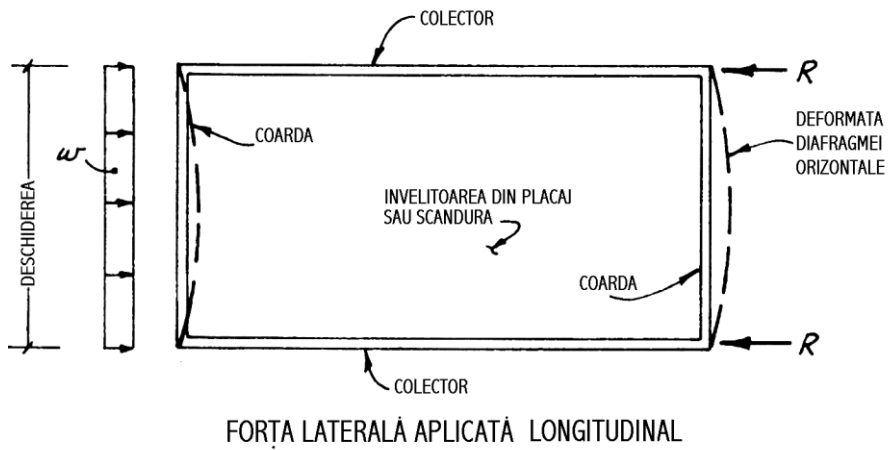
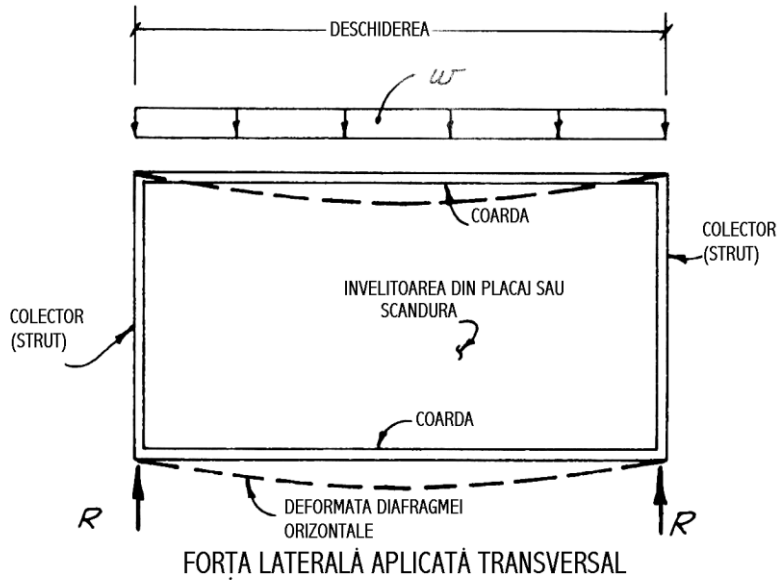


Fig.4.8 - Elementele de margine numite colector și coardă la o diafragmă orizontală din lemn

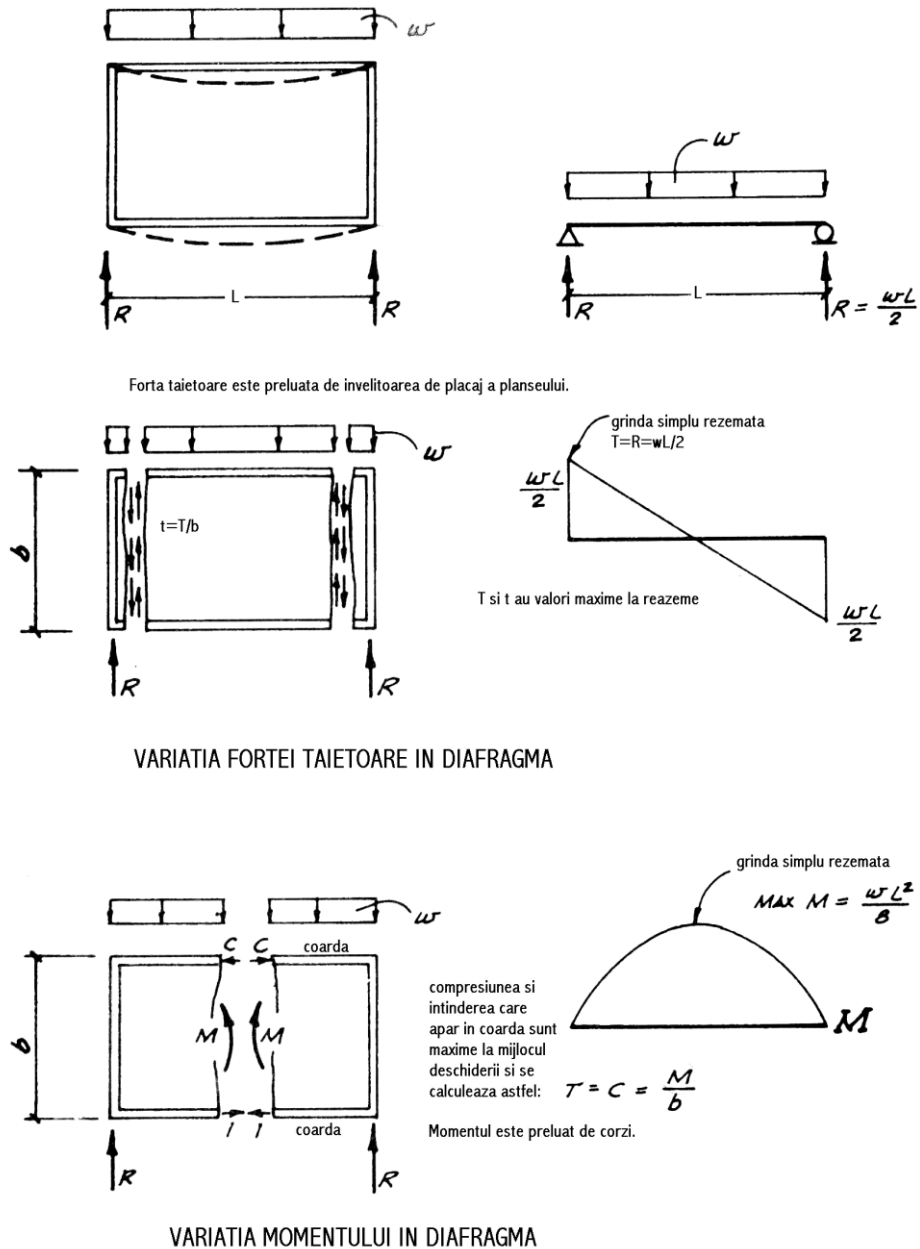


Fig.4.9 – Variația forței tăietoare și a momentului încovoietor în diafragma orizontală din lemn.

Diafragma orizontală din lemn poate fi asemănată cu o grindă metalică. Se cunoaște că la o astfel de grindă tălpile preiau momentul iar inima preia forța tăietoare. În diafragma orizontală din lemn învelitoarea corespunde inimii iar corzile corespund tălpilelor. Coarda preia forțele axiale create de moment. Aceste forțe



rezultă prin descompunerea momentului într-un cuplu de forțe: compresiune și întindere.

Forța tăietoare trebuie să fie integral preluată de învelitoarea planșului sau de astereala acoperișului. Pentru ca acest lucru să se întâmple în realitate învelitoarea trebuie fixată corespunzător în cuie pe traverse, respectiv pe căpriori.

În zonele în care diafragma orizontală nu se reazemă pe un perete de forfecare (așa cum se întâmplă deasupra golurilor de uși sau ferestre) forța tăietoare se transmite prin intermediul colectoarelor.

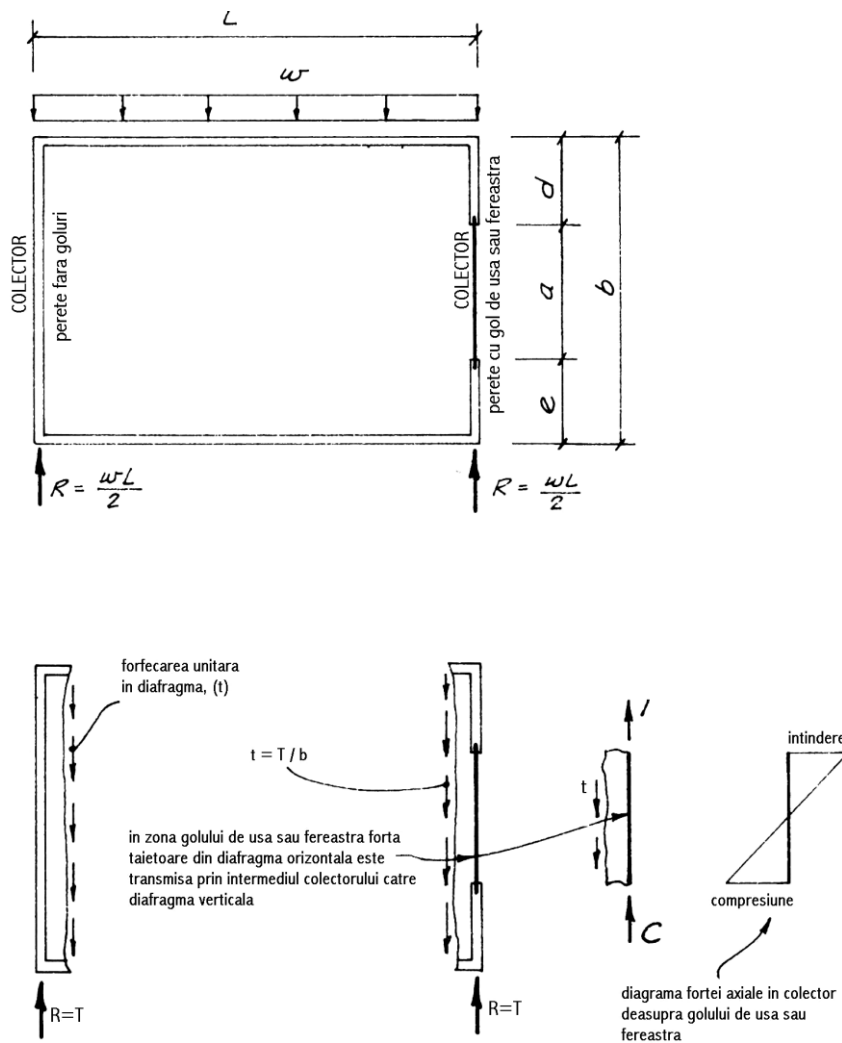


Fig.4.10 – Colector deasupra golului de ușă sau fereastră.

În figura de mai sus peretele din stânga nu are goluri, de aceea forța tăietoare este transmisă direct peretelui, care joacă rolul unei diafragme verticale. Peretele din dreapta însă are un gol cu lățimea "a". În această zonă forța tăietoare

din diafragma orizontală este transferată către diafragma verticală prin intermediul colectorului. În acest colector se presupune că vor apărea atât eforturi de întindere cât și eforturi de compresiune. Efortul de întindere va fi egal cu cel de compresiune dacă lungimile diafragmelor verticale, notate cu "d" și "e" sunt egale.

În cazul în care peretele din partea dreaptă este format din diafragme verticale cu lungimi d și e diferite, pentru stabilirea modului de distribuție a forței tăietoare se pornește de la ipoteza că forța tăietoare unitară este uniformă pe toată lungimea diafragmelor verticale. Rezultă că forța tăietoare într-un panou de perete din lemn cu rol de diafragmă verticală, este direct proporțională cu lungimea panoului respectiv.

1,2 și 3 - panouri de pereți cu rol de diafragme verticale (D.V.)

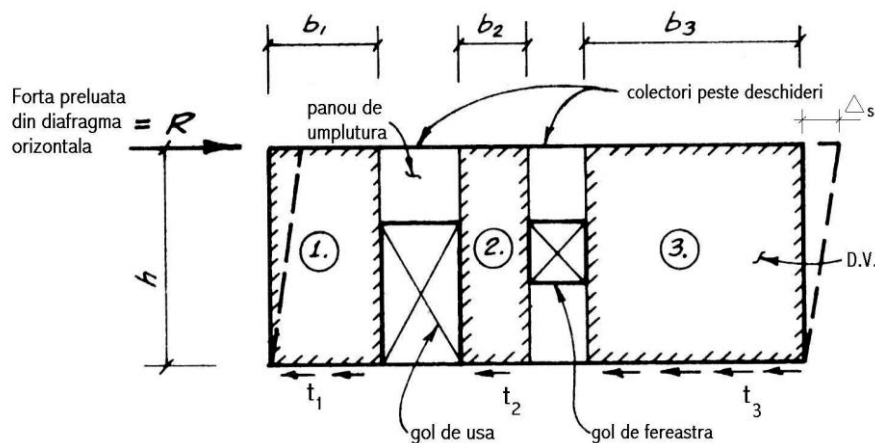


Fig. 4.11 - Forța tăietoare unitară în panourile de pereți din lemn cu rol de diafragmă verticală se consideră uniformă.

Așa cum se va arăta la capitolul 5 fiecare diafragmă verticală trebuie să fie prevăzută cu ancoraje pe montanții de capăt iar raportul înălțime/lățime trebuie să se încadreze în anumite limite. Spre exemplu în zonele cu risc seismic ridicat, pentru diafragme din OSB acest raport trebuie să fie mai mic sau egal cu 2.

Ținând cont de faptul că pereții sunt legați la partea superioară prin colectori

$$\frac{h}{b} \leq 2$$

se poate afirma că toate diafragmele verticale vor avea aceeași deformție  $\Delta_s$  la partea superioară.

Așadar, din figura 4.11 rezultă:

$$t_1 = t_2 = t_3 = \frac{R}{\sum b_i}$$

unde:

- $t_1, t_2, t_3$  sunt forțele tăietoare unitare din diafragmele verticale 1,2 respectiv 3
- $b_i$  - lățimea panourilor 1,2 și 3
- $R$  - forța adusă de diafragma orizontală

În cazul în care o structură are și pereți din lemn și pereți din beton sau zidărie Uniform Building Code 1997 impune verificarea colectoarelor la o forță orizontală  $E_m$ , calculată cu formula:

$$E_m = \Omega_0 E_h$$

unde:

$E_m$  - este forța seismică specială

$\Omega_0$  - factor de supraîncărcare

$E_h$  - componenta orizontală a forței seismice rezultate din calcul

Această forță seismică specială este folosită cu următoarele combinații de încărcări:

$$1.2D + f_1L + 1,0 E_m$$

și

$$0,9D \pm 1,0 E_m$$

unde:

$D$  - este încărcarea permanentă

$$f_1 = 0,5 \dots 1,0$$

$L$  - încărcarea variabilă

$E_m$  - forța seismică specială

Motivul pentru care este utilizată forța seismică specială  $E_m$  este acela că în structurile din lemn colectorii sunt considerați elemente critice, care pot constitui cauzele cedării structurii sub acțiunea forțelor laterale.

### 4.3. Rezistența la forfecare a diafragmelor

Așa cum s-a arătat mai sus, elementul component al diafragmei care va prelua forța tăietoare este învelitoarea din placaj.

Punctul de început în proiectarea diafragmei orizontale constă în determinarea secțiunii traverselor planșeului sau a căpriorilor acoperișului, în funcție de valorile încărcărilor verticale. A doua etapă constă în stabilirea grosimii necesare a placajului. În acest scop trebuie estimate atât încărcările verticale, cât și cele orizontale, care vor da naștere la forțele tăietoare în planul diafragmei orizontale.

Trebuie precizat faptul că atât la diafragmele verticale cât și la cele orizontale, forfecarea acționează în planul diafragmei deci solicită placajul în grosimea acestuia (fig.4.12-a) și nu în planul straturilor de furnir (fig.4.12-b).

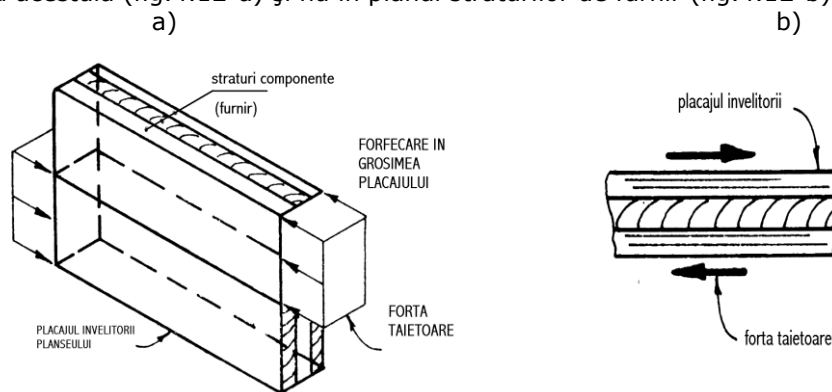


Fig.4.12 - Modul de acțiune a forței tăietoare în stratul de placaj: a) în grosimea placajului; b) în planul straturilor de furnir

Datorită rezistenței relativ mari la forfecare a placajului, capacitatea de preluare a forței tăietoare de către diafragmele orizontale este guvernată de obicei de modul de fixare în cuie a panourilor de placaj.

Distribuția cuielor diferă de la o zonă la alta a diafragmei așa cum se poate vedea în figurile următoare. În zonele de îmbinare a panourilor de placaj, de obicei densitatea cuielor este mai mare.

În funcție de modul de sprijinire a panourilor de placaj pe structura de lemn a planșeului sau acoperișului, diafragmele orizontale pot fi:

- diafragme neblocate
- diafragme blocate

Diafragmele neblocate sunt formate din panouri care se sprijină doar pe două laturi, pe traversele planșeului, iar celelalte două laturi rămân nesprijinite. Distribuția cuielor la aceste diafragme se face astfel:

- pe muchiile diafragmei și pe laturile sprijinite ale panourilor de placaj cuiile se bat la distanța de 15 cm interax
- în câmpul diafragmei cuiile se bat la 30 cm interax

Diafragma va avea o linie continuă de îmbinare a panourilor, care străbate toată lungimea diafragmei (perpendicular pe traverse), iar pe cealaltă direcție o linie discontinuă de îmbinare a panourilor, așa cum se observă în figura 4.13.

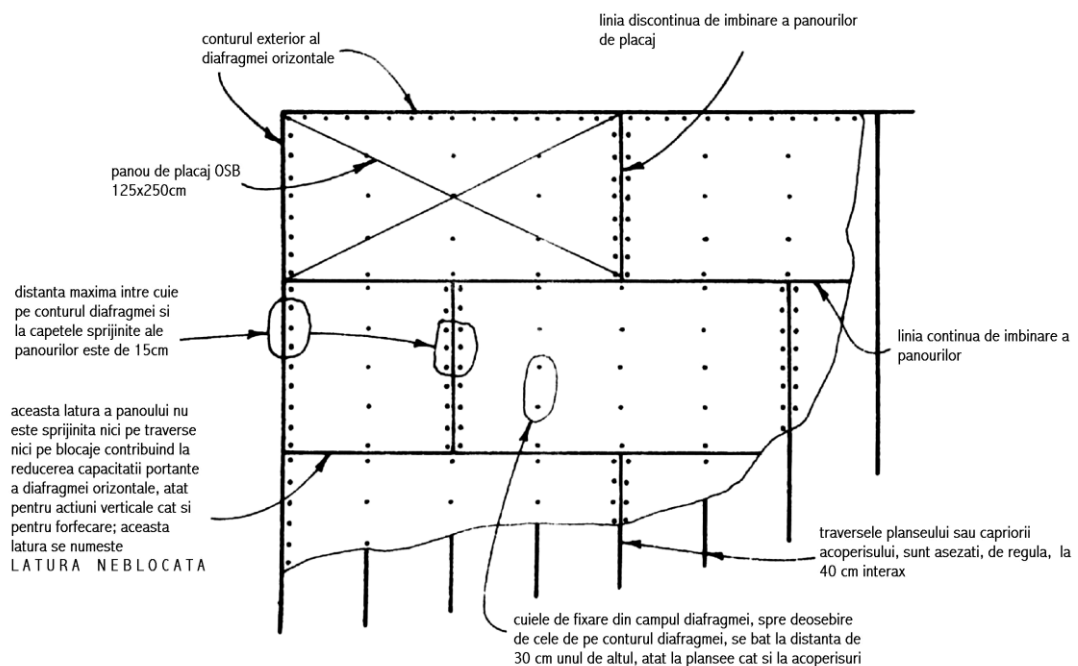


Fig.4.13 – Modul de fixare în cuie a panourilor de placaj în cazul diafragmelor orizontale neblocate.

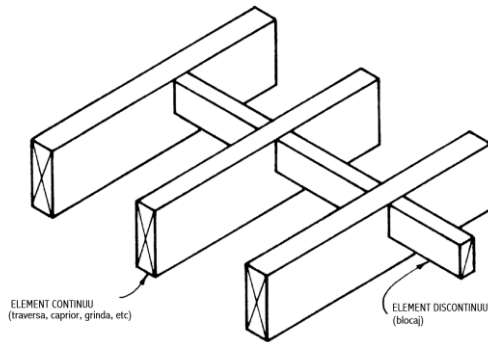


Fig.4.14 – Traversese sunt elemente continue iar blocajele sunt elemente discontinue din structura diafragmei.

În secțiune traversele (și orice alt element continuu) sunt marcate prin trasarea ambelor diagonale, iar blocajele (și orice element discontinuu) sunt marcate prin trasarea unei singure diagonale.

Deși distanțele minime dintre cuie sunt asemănătoare la cele două tipuri de diafragme, capacitatea portantă a diafragmelor blocate este mult mai ridicată decât la diafragmele neblocate. Acest lucru se datorează faptului că transferul eforturilor este mai direct și mai uniform la diafragmele blocate, prin fixarea în cuie a tuturor laturilor panourilor de placaj.

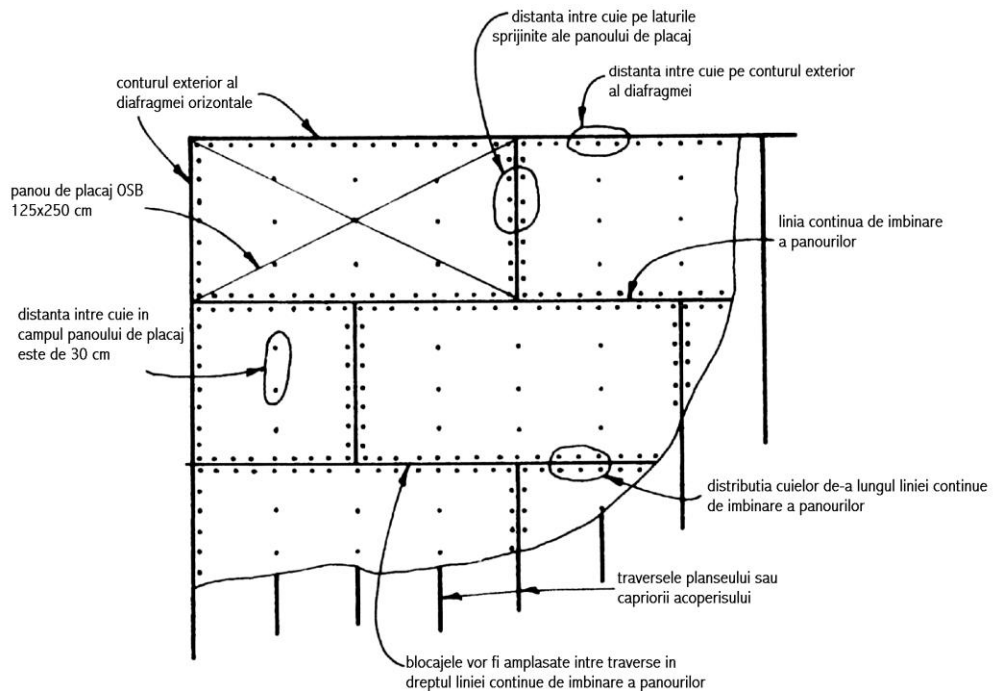


Fig. 4.15 – Modul de fixare în cuie a panourilor de placaj în cazul diafragmelor horizontale blocate.

neblocate constă în modul de sprijinire a laturilor perpendiculare pe traverse a panourilor de placaj. În figura de mai jos sunt prezentate patru moduri posibile de fixare a plăcilor; dintre acestea doar cazul „b” se folosește la diafragmele blocate.

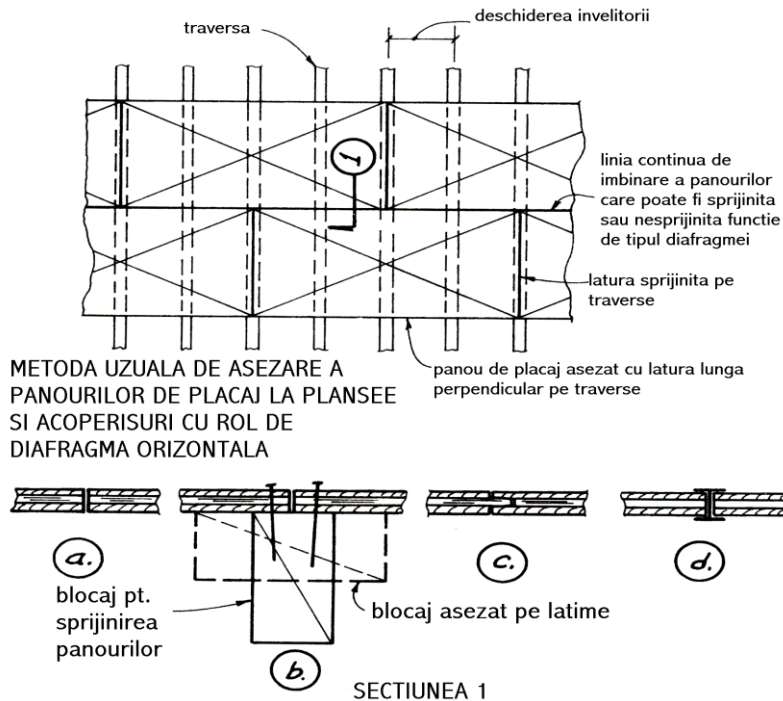


Fig.4.16 – Variante de sprijinire a laturilor panourilor de placaj care sunt perpendiculare pe traversele diafragmei: a) latura nesprjinita; b) latura sprijinita pe blocaj; c) latura nesprjinită, la panouri îmbinate în lambă și uluc; d) latură nesprjinită la panouri îmbinate cu clipsuri metalice.

Când sunt solicitate până la rupere, de regulă diafragmele cedează în una din următoarele variante:

1. penetrarea capului cuiului, vertical, prin panoul de placaj.
2. ruperea laterală a placajului, prin cuie
3. fisurarea traverselor și smulgerea cuielor din acestea

În fiecare din aceste cazuri o influență covârșitoare o are distanța dintre cuie și grosimea placajului. Distanța de 15 cm dintre cuie este distanța maximă admisă pentru conturul panourilor la diafragmele blocate și pentru laturile sprijinite la diafragmele neblocate. Prin micșorarea acestei distanțe rezistența la forfecare a diafragmelor crește așa cum se poate observa în tabelul 4.1. În câmpul panourilor distanța dintre cuie poate fi mărită până la 30 cm.

În figura 4.17 sunt arătate comparativ panourile izolate dintr-o diafragmă neblocată respectiv dintr-o diafragmă blocată. Se poate observa faptul că în cazul diafragmei blocate numărul de cuie pe conturul panoului este mult mai mare, rezultând astfel diafragme mai puternice. Caracteristicile mecanice ale placajului de tip OSB sunt prezentate în tabelul 4.2, în conformitate cu standardele europene pentru construcții din lemn.

În ceea ce privește modul de așezare a panourilor de placaj, pe traversele planșeului sau pe căpriorii acoperișului, între acestea apar două tipuri de rosturi:

- rosturi de capăt
- rosturi de muchie



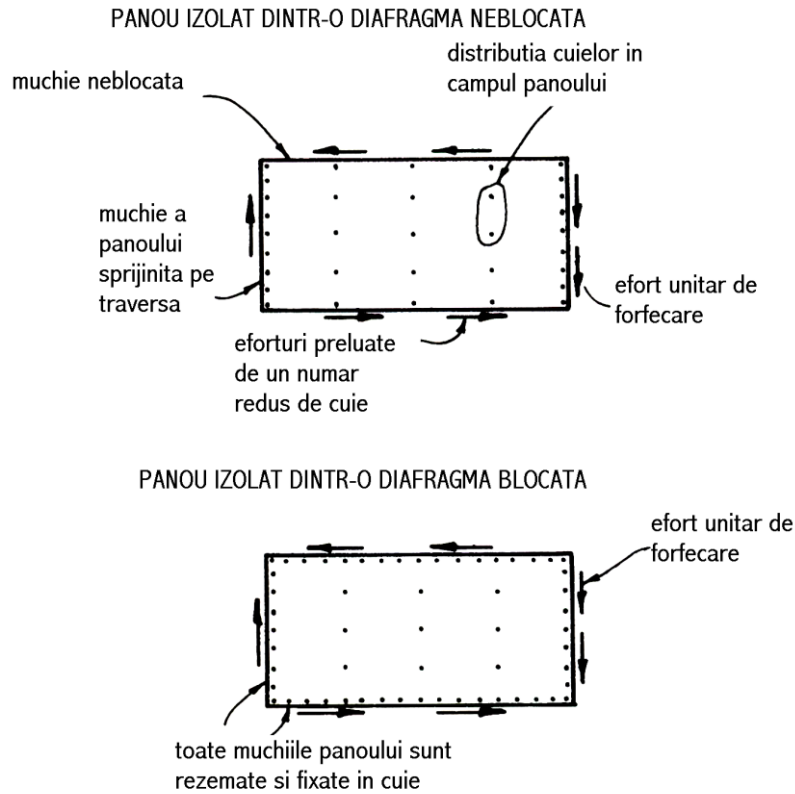


Fig. 4.17 – Comparație între modul de fixare în cuie a panourilor izolate dintr-o diafragmă neblocată respectiv blocată.

Cele două tipuri de rosturi sunt arătate în figura 4.18. Funcție de poziția acestor rosturi unele față de altele și față de traverse există șase cazuri posibile de încărcare a diafragmelor horizontale, prezentate în figura 4.19.

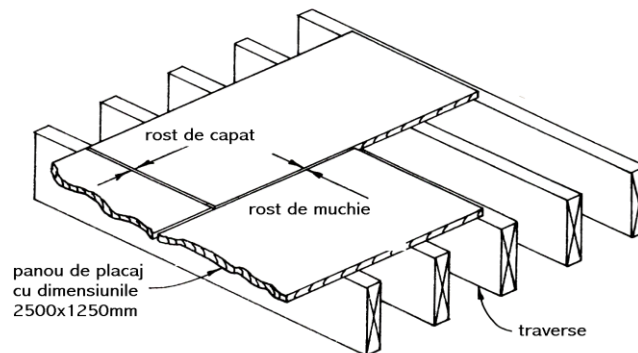


Fig.4.18 – Așezarea panourilor de placaj pe traverse, cu rosturi de muchie și rosturi de capăt.

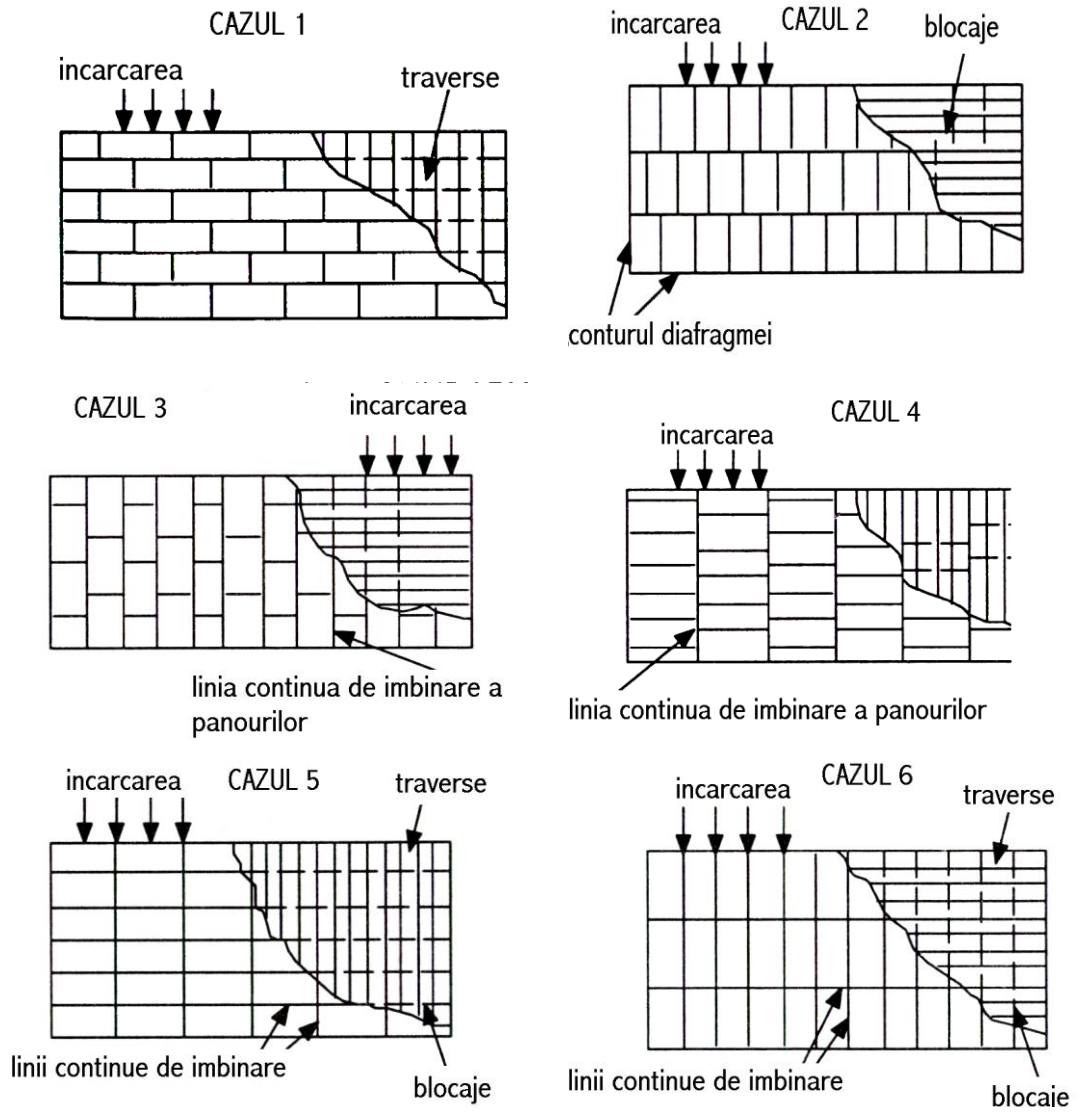


Fig.4.19 – Șase cazuri posibile de așezare a plăcilor la diafragmele horizontale.  
 (traversele sunt indicate cu linie continuă iar blocajele cu linie discontinuă)

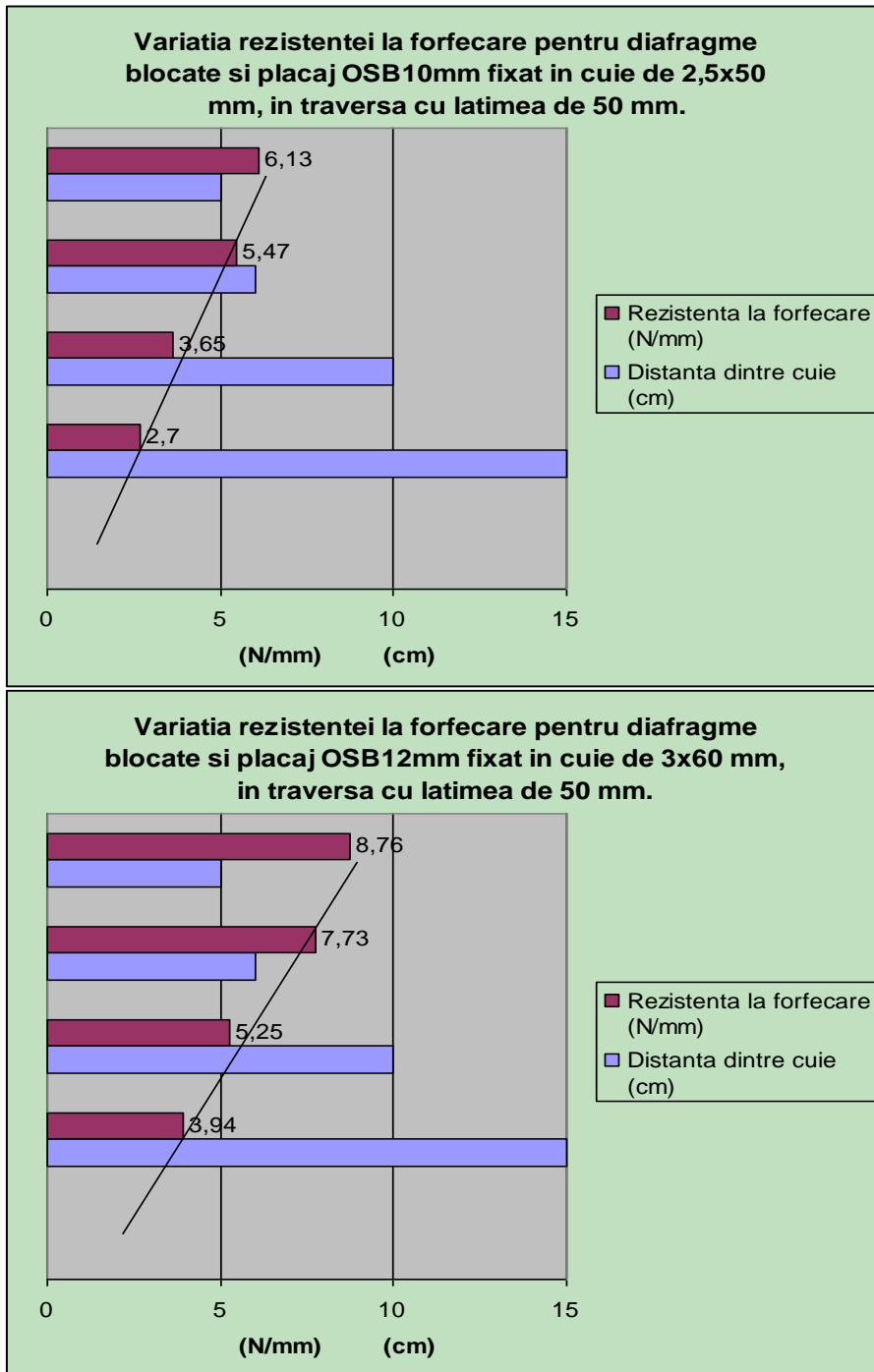


Fig.4.20. Variația rezistenței la forfecare a diaframelor blocate în funcție de grosimea placajului și distanța dintre cuie.

## REZISTENȚA LA FORFECARE (N/mm) PENTRU DIAFRAGMELE ORIZONTALE DIN LEMN după UNIFORM BUILDING CODE 1997

Dimensiunea cuiului (mm) diametru x lungime	Penetrarea minimă a cuiului (mm)	Grosimea panoului de placaj (mm)	Dimensiunea minimă a traversei (mm)	Distanța dintre cuie (mm), pentru diafragmele blocate				Distanța dintre cuie pt. diafragmele neblocate este max. 150 mm pe laturile sprijinite	
				a) pe conturul exterior al diafragmei în toate cazurile				Cazul 1	Cazurile 2,3,4,5,6
				b) pe linia de îmbinare continuă a panourilor când aceasta este paralelă cu încărcarea în cazurile 3 și 4					
				c) pe toate muchiile panourilor în cazurile 5 și 6					
				150	100	60	50		
				Distanța dintre cuie (mm) pe celelalte muchii ale panourilor diafragmelor blocate					
				150	150	100	75		
2,5x50	32	8	50	2,48	3,28	4,89	5,54	2,19	1,60
	32	8	80	2,77	3,65	5,54	6,28	2,48	1,82
	32	10	50	2,70	3,65	5,47	6,13	2,40	1,82
	32	10	80	3,06	4,08	6,13	6,93	2,70	2,04
3x60	38	10	50	3,50	4,67	7,00	7,95	3,14	2,33
	38	10	80	3,94	5,25	7,88	8,90	3,50	2,63
	38	11	50	3,72	4,96	7,37	8,39	3,36	2,48
	38	11	80	4,16	5,54	8,32	9,41	3,87	2,77
	38	12	50	3,94	5,25	7,73	8,76	3,50	2,63
	38	12	80	4,38	5,84	8,76	9,85	3,87	2,92
4x70	42	12	50	4,23	5,62	8,39	9,56	3,72	2,77
	42	12	80	4,74	6,27	9,49	10,73	4,23	3,14
	42	15	50	4,67	6,20	9,34	10,65	4,16	3,14
	42	15	80	5,25	7,00	10,51	11,97	4,67	3,50

## Capitolul 5 PEREȚI DIAFRAGMĂ

Pereții diafragmă (sau pereții de forfecare) constituie elementele verticale ale sistemului de preluare a forțelor laterale. Aceștia susțin diafragmele orizontale și transmit forțele laterale către fundație.

La structurile de tip platform framing, pereții diafragmă sunt realizați cu montanți verticali, având secțiunea de 5x10 cm sau 5x15cm, așezați la distanțe cuprinse între 40 și 60 cm interax. Pe fața exterioară a montanților se fixează în cuie o învelitoare capabilă să preia forțele de forfecare. Montanții de capăt și sunt ancorați în fundație cu ajutorul unor conectori metalici încastrați în beton.

În cazul în care pereții diafragmă sunt realizați pe șantier, întreaga lungime a unui panou de perete este proiectată pentru preluarea și transmiterea forțelor laterale. Dacă se utilizează pereți diafragmă prefabricați, aceștia sunt incluși în peretele despărțitor sau structural, așa cum este arătat în figura 5.1.

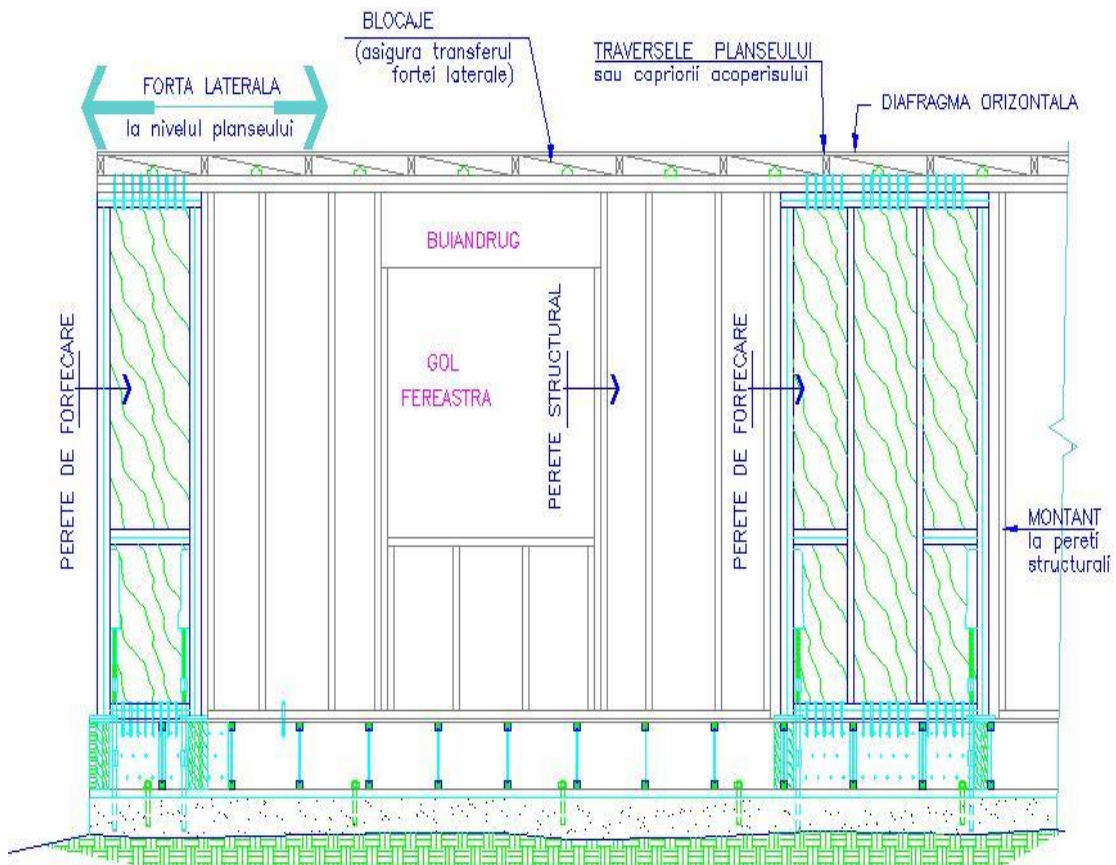


Fig. 5.1 – Pereți diafragmă prefabricați incluși într-un perete structural.

Principalele tipuri de învelitori pentru pereți diafragmă sunt următoarele:

- placaje de tip OSB (oriented strand board)
- plăci din gips
- plăci din fibro-ciment
- învelitori de cherestea

Acestea se fixează în cuie pe montați pentru a asigura o rezistență corespunzătoare a peretelui atât la acțiunea forțelor verticale cât și orizontale. Cea mai largă utilizare o au la ora actuală învelitorile din placaje de tip OSB, cu grosimea de 10...12mm, datorită faptului că au un preț de cost relativ redus, sunt ușor de tăiat, ajustat și montat, au performanțe mecanice și durabilitate mare.

### 5.1. Caracteristicile pereților diafragmă

Un perete diafragmă funcționează ca o consolă încastrată în fundație, supusă acțiunii uneia sau mai multor forțe laterale așa cum se arată în figura 5.2. Atunci când pe o axă a construcției este necesară amplasarea mai multor pereți de forfecare se consideră că forța laterală se distribuie uniform pe lungimea totală a pereților, așa cum s-a arătat la punctul 4.2.

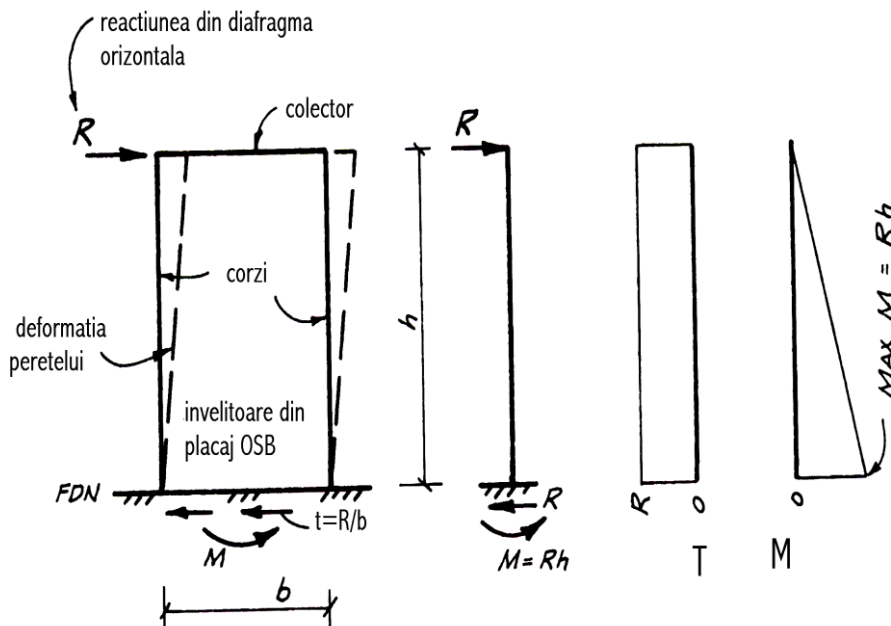
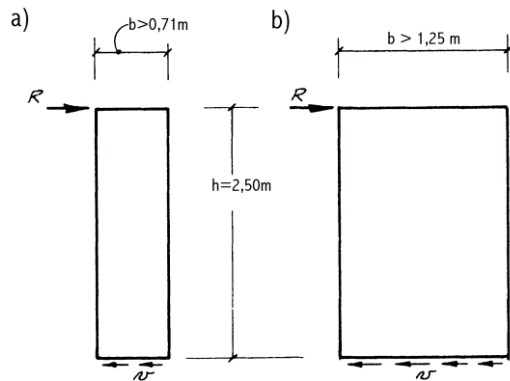


Fig. 5.2 – Pereți diafragmă încastrați în fundație.

Principalele caracteristici ale pereților diafragmă sunt:

- lățimea și înălțimea panoului
- tipul materialului pentru învelitoare și a grosimea acestuia
- modul de fixare în cuie a învelitorii
- corzi, colectori și ancoraje





### 5.1.1. Înălțimea panoului

Aceasta rezultă în faza de proiectare arhitecturală a clădirii, iar lățimea se stabilește în funcție de materialele folosite și de zona seismică. Normele nord americane stabilesc limite ale raportului înălțime/lățime ( $h/b$ ) ale panourilor de pereți de forfecare, astfel încât aceștia să aibă o rigiditate corespunzătoare pentru a putea prelua eforturile de forfecare.

Fig.5.3 – Valori minime a lățimii "b" pentru pereții diafragmă.

Astfel, după normele din SUA, raportul  $h/b$  pentru panourile OSB nu poate fi mai mare decât 3,5 în zonele seismice 0, 1 și 2. Aceasta înseamnă că pentru un perete cu înălțimea de 2,50m, lățimea minimă va fi 0,71m (fig.5.3a). În zonele seismice 3 și 4 acest raport trebuie să aibă valoarea mai mică sau cel mult egală cu 2, deci pentru aceeași înălțime, peretele de forfecare va avea lățimea minimă de 1,25m (fig.5.3b).



Fig.5.4. Structură din lemn executată de autor; lățimea minimă a panourilor de perete este egală cu jumătatea înălțimii. (Foto D. Mihai)



5.1.2. Grosimea învelitorii depinde de tipul materialului folosit la alcătuirea peretelui. Astfel în cazul utilizării scândurilor grosimea este 20...25mm iar în cazul utilizării diverselor tipuri de placaje existente pe piață, grosimea acestora este de obicei cuprinsă între 10 și 15mm.

Scândurile se fixează în cuie perpendicular pe montanți (orizontal) sau înclinate la 45°. În al doilea caz capacitate de transmitere a forțelor orizontale la fundație este mai bună, însă necesită un volum mai mare de muncă pentru instalare.

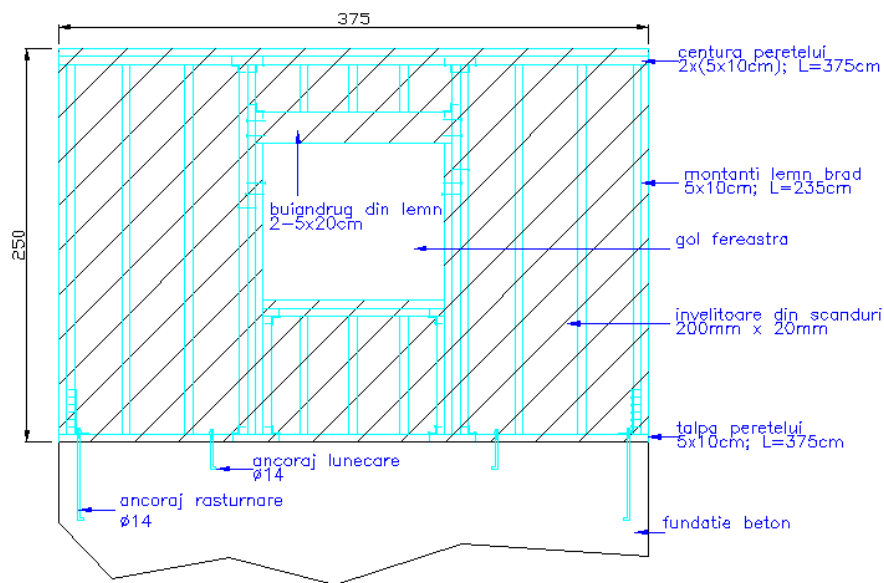


Fig. 5.5. – Panou de perete din lemn cu rol de diafragmă verticală; învelitoarea este realizată din scânduri bătute în cuie la 45° pentru creșterea capacității de preluare a forțelor orizontale.

La ora actuală cea mai largă utilizare o au plăcile de OSB care se fixează în cuie pe o față a panoului de perete. Fixarea plăcii pe ambele fețe ale panoului este destul de rar întâlnită, și se folosește doar în cazurile în care pereții preiau încărcări orizontale mai mari de 1000 daN/m. În Canada, tipurile de OSB care pot fi utilizate pentru pereți sunt precizate prin standardele naționale CSA O325.0 și CSA O437.0 (vezi fig. 5.9).

Încărcările normale la suprafață (din vânt) precum și distanțele dintre montanți trebuie luate în considerare la stabilirea grosimii învelitorii însă mărimea efortului de forfecare în planul peretelui este de regulă elementul determinant. În unele cazuri tipul și grosimea învelitorii poate fi dictată și din considerente de protecție împotriva focului, caz în care sunt preferate plăcile din fibro-ciment sau gips armat cu fibre celulozice.

5.1.3. Fixarea în cuie a scândurilor sau plăcilor pe montanți și tălpi se face respectând condițiile următoare:

- lungimea de încastrare în montant să fie de minim 12 x diametrul cuiului
- cuiele să fie bătute la cel puțin 3 x diametrul cuiului spre interior față de muchia plăcii sau scândurii.

Aceste condiții pot fi îndeplinite când dimensiunile cuielor sunt cuprinse între 3x60mm și 4x80mm. Cele mai utilizate sunt cuiiele rotunde netede, dar se mai pot utiliza și alte tipuri așa cum se arată în fig. 6.3.



Distanța dintre cuie variază între 5 și 20cm pe contur și poate ajunge la maxim 30 cm pe montanții intermediari.

Pentru creșterea capacității portante fixarea în cuie se face și prin intermediul unor platbenzi metalice, așezate pe contur, așa cum se arată în fig. 5.6. Platbenzile se folosesc mai ales la pereții prefabricați. Creșterea capacității portante se explică prin faptul că cedarea pereților sub acțiunea forțelor laterale se poate produce și prin penetrarea capului cuielor prin placa de OSB.

Fig.5.6 Fixarea în cuie a plăcilor de OSB pe montanți prin intermediul platbenzilor

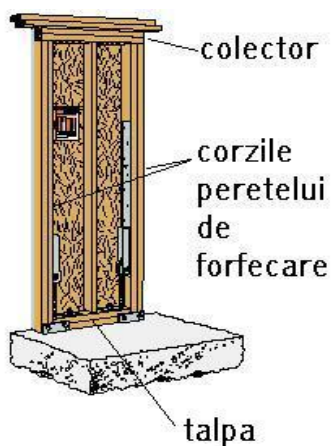


Fig.5.7 – Corzi si colectori la pereți diafragmă

La fel ca și în cazul diaframelor horizontale **corzile** sunt menite să preia momentele ce apar în ambele capete al pereților de forfecare. **Colectorii** pentru pereții de forfecare sunt aceiași ca și în cazul diaframelor horizontale, fiind elementele de legătură între pereți, pentru încărcări paralele cu peretele. Cuiiele care fixează plăcile și/sau scândurile pe corzi, colectori și montanți intermediari, sunt solicitate la forfecare. În tabelele 5.2 și 5.3 de mai jos sunt indicate dimensiunile cuielor și distanța dintre ele pentru 20 de tipuri de pereți diafragmă cu învelitoare OSB.

Pentru cuiiele solicitate la forfecare folosite la montajul plăcilor sau a scândurilor pe montanții pereților (pe o singură față a peretelui) normativul EC5 indică șase moduri de cedare posibile, așa cum se arată în figura 5.8.

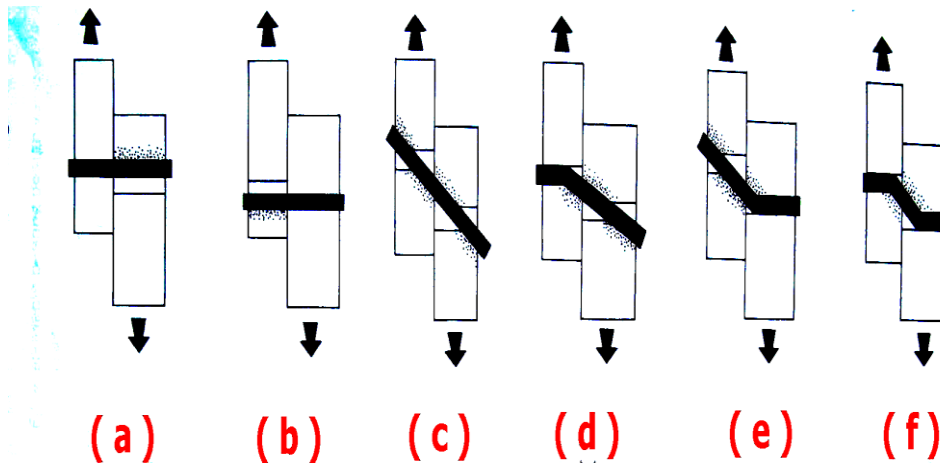


Fig. 5.8. – Moduri de cedare a cuielor pentru îmbinările plăcilor sau scândurilor cu montanții din lemn după EC5 (o singură secțiune de forfecare)

Rezistența caracteristică la forfecare a cuielor se calculează cu formula de mai jos, și este egală cu cea mai mică valoare, corespunzătoare celor șase tipuri de cedare.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} a) f_{h,1,k} t_1 d \\ b) f_{h,2,k} t_2 d \\ c) \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ d) 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ e) 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_2^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ f) 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (5.1)$$

unde,

- $F_{v,Rk}$  - rezistența caracteristică la forfecare a unui cui (pentru un singur plan de forfecare), în N
- $t_1$  - grosimea plăcii sau scândurii, mm
- $t_2$  - latura lungă a secțiunii montantului, mm
- $d$  - diametrul cuiului, mm

- $M_{y,Rk}$  – momentul plastic caracteristic al cuiului, N/mm;
- $F_{ax, Rk}$  – rezistența caracteristică la smulgere a cuiului, N
- $f_{h,i,k}$  – rezistența caracteristică la strivire locală a plăcii, respectiv a montantului, care se calculează după cum urmează:
  - o  $f_{h,1,k} = 65 d^{-0,7} t_1^{0,1}$  pentru placa de OSB
  - o  $f_{h,2,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3}$  pentru montant, unde
  - o  $\rho_k$  este densitatea caracteristică a lemnului în kg/m<sup>3</sup>
- $\beta$  – raportul dintre rezistențele caracteristice la strivire locală pentru montant și pentru învelitoare

$$\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$$

Momentul plastic caracteristic al cuiului, se poate calcula astfel:

- $M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6}$  pentru cuie netede rotunde
- $M_{y,Rk} = 0,45 f_{u,k} d^{2,6}$  pentru cuie netede pătrate

unde,

$d$  este diametrul cuiului în mm

$f_{u,k}$  – rezistența la întindere a cuiului, în N/mm<sup>2</sup>

Normativul EC 5 recomandă utilizarea unor cuie cu diametre reduse astfel încât cedarea să se producă prin depășirea momentului plastic al cuiului și crearea celor două articulații plastice indicate în figura 5.8 f.

În ceea ce privește fixarea montanților între ei, precum și la montajul altor elemente structurale, tabelul de mai jos prezintă tipurile de cuie și distanțele recomandate de UBC 1997.

Tabelul 5.1 Tipuri de cuie recomandate pentru realizarea diaframelor pereți (după UBC 1997)

<b>Nr.crt.</b>	<b>Elemente structurale de îmbinat</b>	<b>Tipul de cui diametru x lungime (mm)</b>	<b>Numărul de cuie necesar</b>
1	Centură - montant	4,1 x 88,9	2
2	Talpă - montant	4,1 x 88,9	2
3	Montant dublu	4,1 x 88,9	Se bat la 600 mm interax
4	Dublarea centurii	4,1 x 88,9	Se bat la 400 mm interax

## 5.2. Pereți diafragmă cu învelitoare OSB

În figura de mai jos sunt prezentate tipurile de OSB utilizate pentru pereți diafragmă, în conformitate cu standardele naționale canadiene CSA O437.0 și CSA O325.0 precum și modul de instalare a plăcilor.

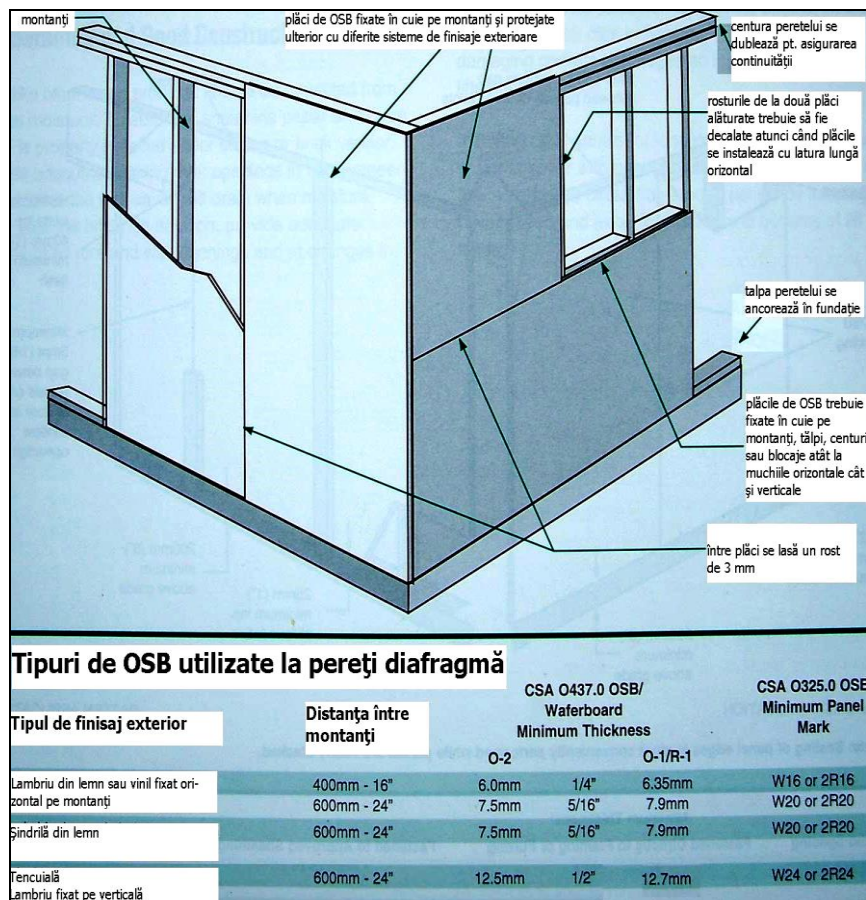


Fig. 5.9 – Recomandările standardelor canadiene privind tipurile de OSB și montajul acestora la pereții diafragmă

Standardul CSAO325.0 se referă la modul de marcare a plăcilor iar standardul CSAO437.0 se referă la modul de testare a proprietăților mecanice și fizice ale plăcilor de diferite grosimi, clasificându-le în gradele R1, O1 și O2. Din tabel se observă că grosimea minimă plăcilor cu gradul O2 pentru pereți este 6 mm în timp ce pentru O1 și R1 este 6.35 mm. Grosimea minimă depinde și de tipul de finisaj ce se va aplica la exteriorul peretelui.

### 5.2.1. Pereți executați pe șantier

De regulă panourile de pereți din lemn, structurali și nestructurali, se execută direct pe șantier. Execuția in situ prezintă o serie de avantaje legate în primul rând de posibilitatea adaptării dimensiunilor și îmbinărilor dintre panouri la nevoile specifice de la locul punerii în operă.

Spre exemplu, în cazul în care ancorajele sunt deja instalate în betonul fundației, poziția montanților se poate modifica ușor pentru a se potrivi exact cu poziția ancorajului existent.





*Fig. 5.10 - Imagine din timpul construcției unei locuințe uni-familiale proiectată și executată de autor; panourile de pereți sunt asamblate pe șantier (foto D. Mihai)*

În tabelul 5.2 sunt prezentate șase tipuri de pereți de forfecare care se execută în mod curent pe șantierele din SUA și Canada.

Tabelul conține următoarele informații:

- coloana 1 : tipul de perete de forfecare (shearwall)
- coloana 2 : grosimea panoului OSB, și precizarea dacă placajul se fixează pe ambele fețe sau doar pe o față a peretelui; învelitoarea este cel mai adesea prevăzută pe o singură parte a peretelui (cazurile 1-4), situație în care materialele de finisare vor fi aplicate pe ambele părți ale acestuia; dacă forțele de forfecare rezultate din calcul sunt mai mari decât cele admisibile pentru un singur strat de placaj atunci se prevede instalarea unui strat suplimentar pe cealaltă parte (cazurile 5 și 6); prin adăugarea unui nou strat se mărește semnificativ capacitatea portantă a peretelui diafragmă; capacitatea portantă la forfecare aferentă straturilor de finisaj (tencuiei pe plasă de sârmă, plăci de gips, etc.) nu se iau în considerare
- coloana 3: dimensiunea cuielor utilizate pentru fixarea placajului OSB și distanța dintre ele; se observă că la tipurile 1-4 se folosesc cuie 8D, echivalent metric 3,3x38,1 mm, iar la tipurile 5 și 6 se folosesc cuie 10D, echivalent metric 3,8x38,1 mm;

Tabelul 5.2 – Tipuri de pereți diafragmă (shearwall) executați pe șantier utilizați în mod curent în SUA și Canada

Tipul peretelui	Grosime a plăcii de OSB (mm)	Cuie pt. fixarea OSB pe montanți (mm)	Dist. între cuie (cm)	Conector metalic între planșeu și perete	Cuie pentru fixarea talpii inferioare pe planșeu(mm)/distanța dintre cuie (cm)	Distanța dintre bolturi de ancoraj de 12.5 mm, (între talpa și fundația din beton)	Incarcarea orizontală unitară admisibilă (daN/m)
<b>P1</b>	10	3.3x63.5	20	A35 la 40cm	4.1x88.9/20 cm	120cm/ talpa de 5cm	409
<b>P2</b>	10	3.3x63.5	10	A35 la 40cm	4.1x88.9/10 cm	80cm/ talpa de 5cm	555
<b>P3</b>	10	3.3x63.5	8	2-A35 la 40cm	4.1x88.9/8 cm	80 cm/ talpa de 8cm	715
<b>P4</b>	10	3.3x63.5	5	2-A35 la 40cm	2-4.1x88.9/10 cm	40 cm talpa de 8cm	934
<b>P5</b>	12.5 ambele fețe	3.8x76.2	10	2-A35 la 40cm	Suruburi 12.5 mm/ 20cm	40 cm talpa de 8cm	1197
<b>P6</b>	12.5 ambele fețe	3.8x76.2	8	2-A35 la 40cm	Suruburi 12.5mm/ 10cm	40 cm talpa de 8cm	1752

- pe coloana 4 : distanța dintre cuiele care fixează placa de OSB pe montanți; aceasta variază între 5 și 20 cm interax.
- pe coloana 5: tipul de conectori metalici necesari pentru legătura dintre peretele de forfecare și diafragma orizontală precum și distanța dintre doi conectori consecutivi; modul de instalare a conectorului A35 este indicat în figura 6.4.
- pe coloana 6 : tipul de cuie utilizate pentru fixarea tălpii peretelui de forfecare pe traversele de la nivelul inferior
- pe coloana 7 : tipul de bolturi de ancoraj pentru prevenirea lunecării peretelui pe fundație distanța dintre bolturi și grosimea tălpii
- pe coloana 8: eforturile unitare admisibile de forfecare, pentru montanți executați din lemn de brad sau pin la încărcări laterale paralele cu peretele, date de vânt sau seism.

Modul de fixare a plăcii de OSB pe o față sau două fețe ale panoului de perete este arătat în figura 5.11.

### 5.2.2. Pereți prefabricați

În afara de panourile de pereți executați pe șantier în practică se mai folosesc și pereții prefabricați. Aceștia prezintă o serie de avantaje cum ar fi:

- capacitate portantă mai ridicată decât a pereților executați pe șantier
- performanțe garantate de producător
- executarea lor în ateliere specializate cu o riguroasă verificare a calității materialelor și îmbinărilor
- determină creșterea productivității muncii pe șantier

Tabelul de mai jos prezintă 14 tipuri de pereți diafragmă produși de compania SIMPSON STRONG TIE, unul din cei mai importanți producători de pereți prefabricați și conectori metalici de pe piața americană. Spre deosebire de pereții confecționați pe șantier, la pereții prefabricați se indică și deplasarea la partea superioară a peretelui (vezi coloana 9), pentru încărcarea maximă de calcul.



Tabelul 5.3.  
Principalele caracteristici ale pereților diafragmă prefabricați de tip Strong Wall (conform datelor producătorului)

Model No.	W (in)	H (in)	T (in)	Number of Fasteners in Top of Wall	Number of Mud sill Anchors <sup>3</sup>	Holdown <sup>2</sup> Anchor Bolts	Allowable Shear V Load (lb)	Drift at Allowable Shear V (in)	Allowable Shear V Load (lb/ft)	Wall Weight (lbs)	Allowable Shear V Load (daN)
SW18x8	18	93 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	9-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	1150	.317	763	85	521
SW24x8	24	93 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	12-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	1610	.389	804	91	730
SW32x8	32	93 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	16-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	2865	.377	1074	116	1300
SW48x8	48	93 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	24-SDS $\frac{3}{4}$ x6	3- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	4545	.380	1136	149	2061
SW18x9	18	105 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	9-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	1080	.371	722	94	500
SW24x9	24	105 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	12-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	1585	.396	793	101	718
SW32x9	32	105 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	16-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	2600	.427	975	128	1180
SW48x9	48	105 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	24-SDS $\frac{3}{4}$ x6	3- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	4370	.439	1093	165	1982
SW24x10	24	117 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	12-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	1590	.446	797	111	721
SW32x10	32	117 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	16-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	2460	.453	923	134	1115
SW48x10	48	117 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	24-SDS $\frac{3}{4}$ x6	3- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	4095	.435	1024	171	1857
SW24x12x6	24	141 $\frac{3}{4}$	5 $\frac{1}{2}$	12-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	1260	.543	629	167	571
SW32x12x6	32	141 $\frac{3}{4}$	5 $\frac{1}{2}$	16-SDS $\frac{3}{4}$ x6	2- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	2150	.581	807	201	975
SW48x12x6	48	141 $\frac{3}{4}$	5 $\frac{1}{2}$	24-SDS $\frac{3}{4}$ x6	3- $\frac{5}{8}$	2-SSTB28	3695	.521	924	256	1676

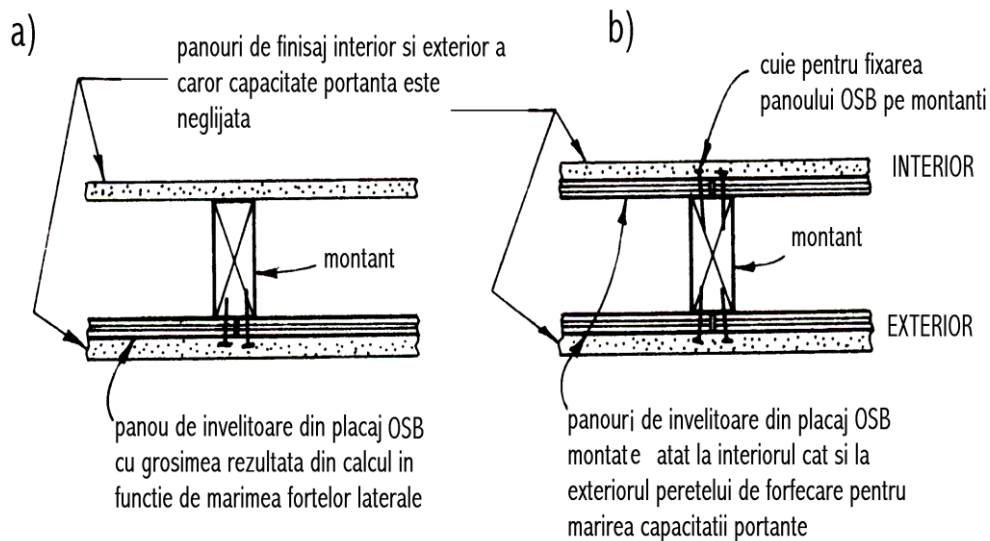


Fig. 5.11. - Învelitoare din OSB la pereți diafragmă fixată numai pe fața exterioară a peretelui (a) sau pe ambele fețe (b).

### 5.3. Încercarea pereților diafragmă cu învelitoare OSB.



Încercările experimentale efectuate în SUA au arătat (Breyer și colab. 1998) că cedarea pereților diafragmă cu învelitoare din plăci OSB sub acțiunea forțelor laterale se poate produce cel mai adesea în două moduri:

1. penetrarea capului cuiului prin panoul de placaj OSB
2. smulgerea cuielor din montați

*Fig.5.12 – Cedarea peretelui de forfecare ca urmare a penetrării capului cuiului prin placa de OSB.*



*Fig. 5.13 – Stand pentru încercări asupra pereților de forfecare, realizat în cadrul unui program de cercetare al companiei SIMPSON STRONG TIE.*

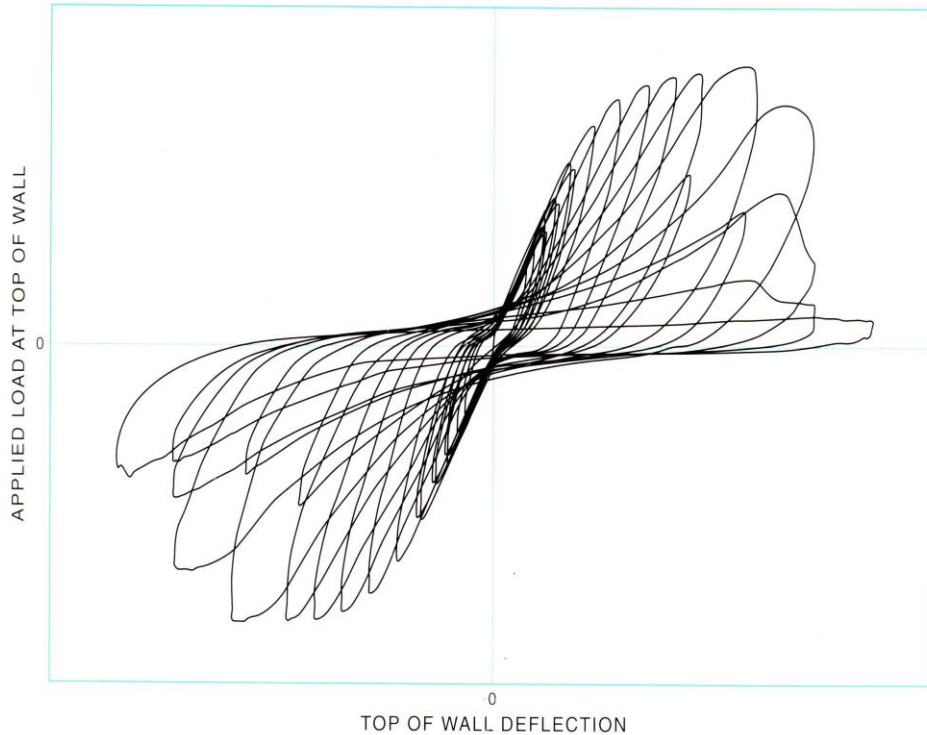


Fig.5.14 – Curba de histerezis obținută pentru 72 de cicluri de încărcare, cu 100 de citiri ale valorii deplasărilor la fiecare ciclu(după SIMPSON STRONG TIE EVALUATION REPORT).

Încercările experimentale urmăresc să determine în principal următorii parametri:

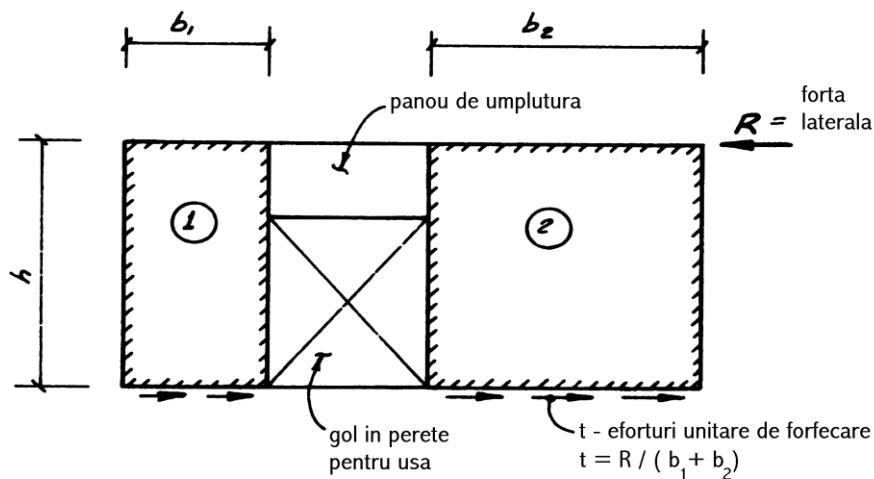
- deflecția orizontală la partea superioară a peretelui
- deplasarea pe verticală a montanților marginali
- alunecarea în ancoraje
- mecanismul de rupere a panourilor de pereți

Aceste încercări se pot realiza monoton (sau nereversibil), prin aplicarea unei forțe la partea superioară a peretelui dintr-o singură direcție, sau reversibil prin aplicarea alternativă a unor forțe de sens contrar. Mărimile capacității portante pentru diferite tipuri de pereți de forfecare, sunt stabilite în standardele actuale pe baza încercărilor monotone, dar se pune problema introducerii rezultatelor obținute din încercările ciclice, care modelează mai corect încărcările aduse de seism. Valorile capacității portante a pereților de forfecare rezultate din încercările ciclice sunt în general mai mici, și depind în mare măsură și de performanțele ancorajelor.

În figura 5.14 este prezentată curba de histerezis obținută în cadrul unui program de cercetare realizat de compania SIMPSON STRONG TIE (USA) în 1999. În aceste încercări pereții, cu dimensiuni la scară naturală, au fost supuși la 72 de cicluri de încărcare, iar la fiecare ciclu s-au făcut 100 de citiri ale deplasărilor, acestea fiind apoi reprezentate grafic prin corelare cu valoarea forței aplicate.

5.3.1. Eforturi în montanții de capă la pereții diafragmă

Așa cum s-a arătat mai sus, montanții care se găsesc la cele două capete ale pereților de forfecare se numesc corzi și au rolul de a prelua momentul de răsturnare. Acest moment care acționează la baza peretelui de forfecare se poate descompune într-un cuplu de forțe care solicită axial cei doi montanți terminali așa cum se arată în figura de mai jos.



Pereți de forfecare separati printr-un gol pentru usa

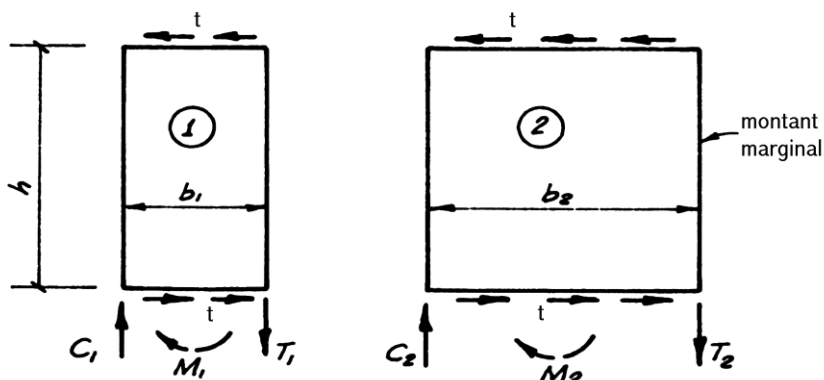


Fig.5.15 - Corzile pereților de forfecare, solicitate la întindere (T) respectiv compresiune (C)

Momentele care solicită panourile 1 și 2 din figura 5.14 vor avea valorile:

$$M_1 = t \times b_1 \times h$$

$$M_2 = t \times b_2 \times h$$

Rezultă că forțele axiale care solicită corzile sunt următoarele:

$$T_1 = C_1 = \frac{M_1}{b_1} = t h$$

$$T_2 = C_2 = \frac{M_2}{b_2} = t h$$

Așadar forțele axiale care vor solicita corzile ambilor pereți de forfecare vor fi egale, atunci când se pornește de la premisa că efortul unitar de forfecare  $t$  este același în toate panourile de pe o anumită axă a construcției. Valoarea acestora va fi:

$$T_1 = C_1 = T_2 = C_2 = t h$$

În practică, aceste forțe nu vor fi însă egale deoarece trebuie luată în considerare și încărcarea verticală permanentă care acționează asupra peretelui, prin intermediul planșei sau acoperișului.

Funcție de mărimea forțelor axiale care apar în corzile pereților de forfecare se dimensionează atât montanții marginali cât și tipul de ancoraj necesar.

#### 5.4. Ancorajele pereților diafragmă

Întrucât, pereții de forfecare preiau pe lângă încărcările verticale și încărcări laterale, este necesară fixarea lor pe fundație prin intermediul ancorajelor. Încărcările laterale pot fi:

- încărcări laterale paralele cu peretele
- încărcări laterale perpendiculare pe perete

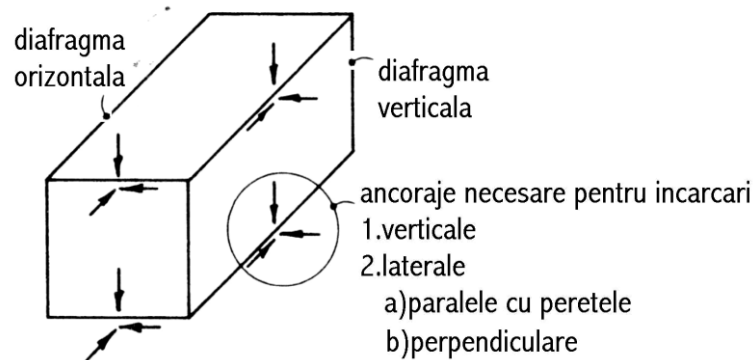


Fig. 5.16 – Ancorajele sunt necesare pentru preluarea forțelor de pe cele trei direcții principale.



La proiectarea structurii de rezistență a construcțiilor din lemn în prima fază sunt luate în considerare încărcările verticale și se urmărește realizarea unei transmiteri continue prin elementele structurale și prin elementele de legătură dintre acestea, a tuturor forțelor gravitaționale, până la nivelul fundației. Urmează apoi stabilirea valorii forțelor laterale paralele cu peretele.

Așa cum s-a arătat la punctul 5.1, peretele de forfecare trebuie să funcționeze ca o consolă încastrată în fundație, la baza căreia apare un moment și o forță tăietoare. Pentru preluarea celor două solicitări se prevăd următoarele tipuri de ancoraje :

- tije și platbenzi de ancoraj – acestea pot prelua eforturi de întindere și forfecare
- bolțuri de ancoraj – pentru preluarea eforturilor de forfecare

Partea inferioară a ancorajelor se fixează pe cofrajele fundațiilor și sunt înglobate în beton. În figura de mai jos este arătat modul de instalare a tijelor în beton. Se poate observa că după turnarea betonului rămâne la suprafață doar porțiunea filetată unde urmează să fie cuplat peretele diafragmă.

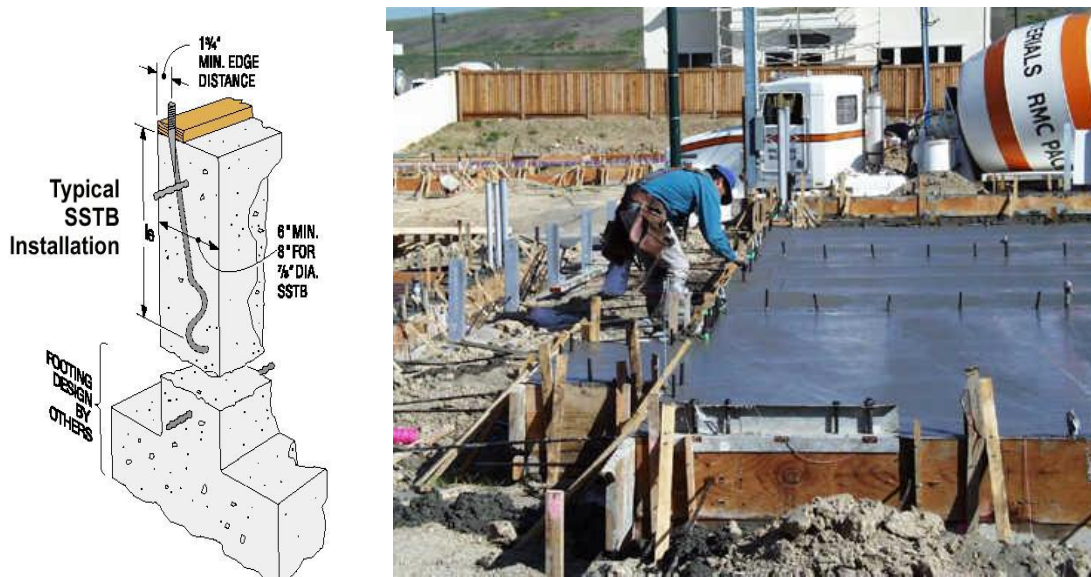


Fig. 5.17 – Partea inferioară a tijelor și bolțurilor de ancoraj este înglobată în beton.



Fig. 5.18 – Fixarea piulițelor de cuplare

Tijele de ancoraj, care preiau forțele axiale de întindere produse de momentul de răsturnare în corzile pereților de forfecare, sunt legate de acestea cu holșuruburi, buloane sau cuie. Numărul și dimensiunile acestora depind de mărimea forței axiale, care rezultă din calcul. Tot în funcție de mărimea acestei forțe rezultă și lungimea pe care trebuie să fie introduse în fundația de beton. După fixarea tălpii pereților, pe capetele porțiunii filetate rămase deasupra nivelului fundației se fixează o piuliță de cuplare care va lega partea superioară a tije de ancoraj.

În practică s-a constatat că fixarea ancorajelor pe coardă este mai avantajos să fie făcută printr-un număr mai mare de holșuruburi sau cuie cu diametru mic decât cu un număr mic de bolțuri cu diametru mare, întrucât acestea din urmă duc la slăbirea secțiunii corzii.

În figura 5.19 sunt arătate câteva dintre cele mai utilizate tipuri de ancoraje pentru preluarea momentului de răsturnare utilizate în SUA și Canada. Modul de fixare a acestora pe corzile pereților de forfecare este arătat în figura 5.20.

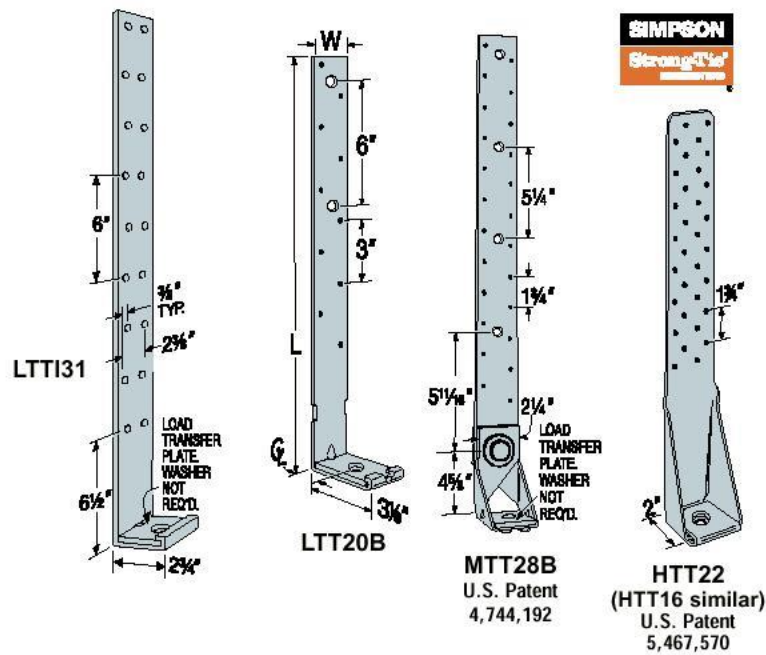


Fig.5.19 – Ancoraje de tip SIMPSON STRONG TIE.

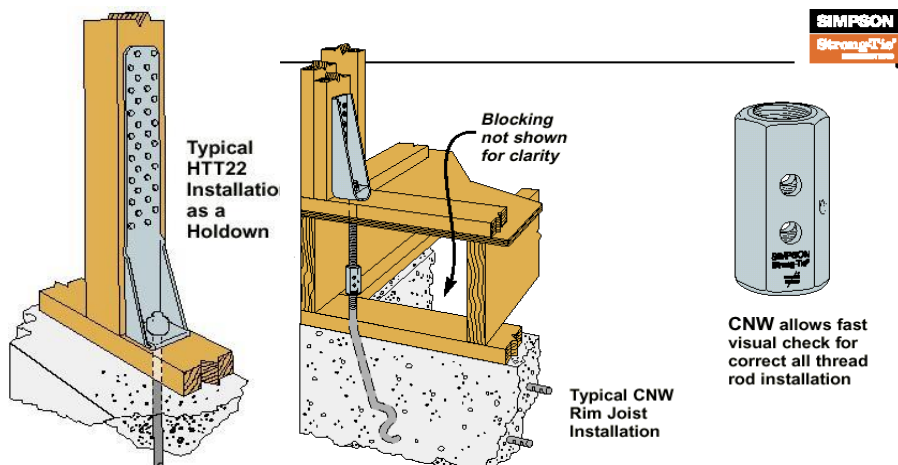


Fig.5.20 – Cuplarea tijelor cu ancorajul peretelui



În ceea ce privește ancorajele pentru transmiterea eforturilor de forfecare de la perete la fundație, dimensionarea lor se face astfel încât:

1. să nu se producă strivirea lemnului paralel cu fibrele, la contactul dintre bolț și gaura din talpa peretelui
2. să nu se producă smulgerea bolțului din beton

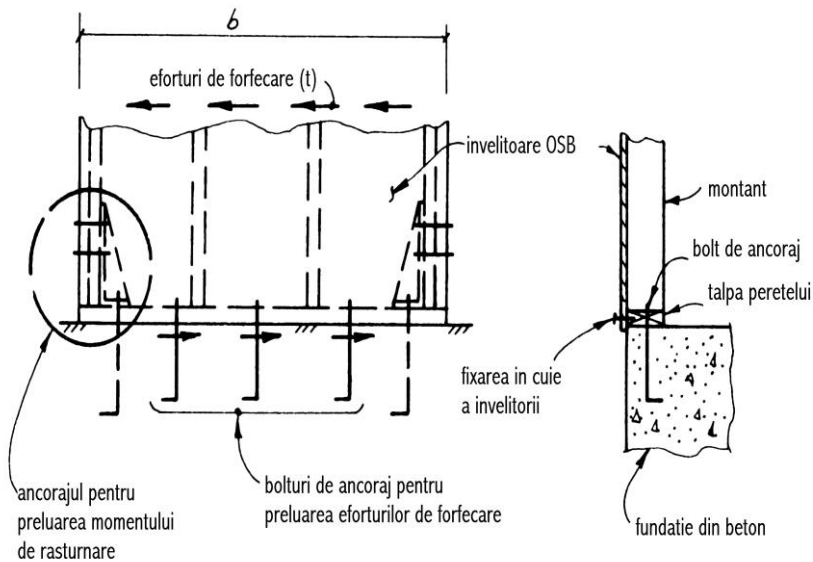


Fig. 5.21 –Transmiterea eforturilor de forfecare la fundație

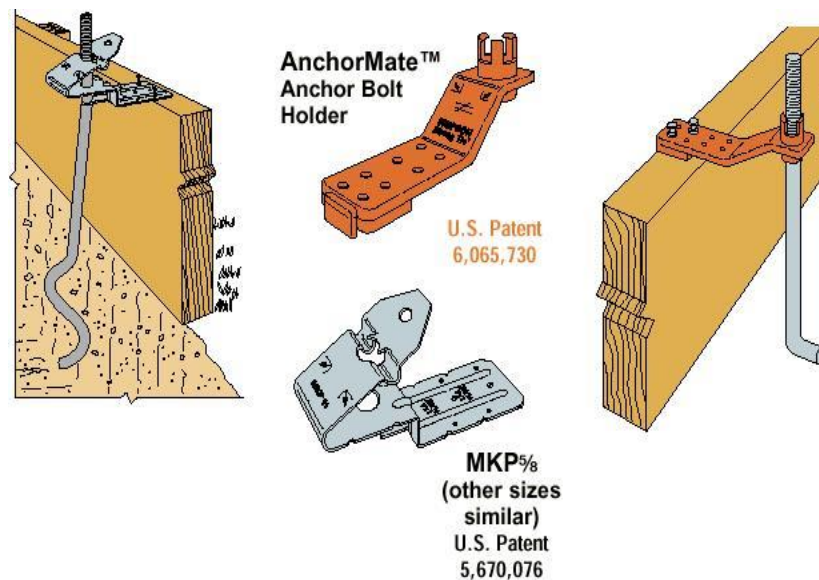


Fig. 5.22 – Poziționarea tijelor și bolțurilor de ancoraj pe cofraje, înaintea turnării betonului.

### 5.5. Proiectarea pereților diafragmă în conformitate cu EUROCODE 5

Începând din anul 2005 în țara noastră se aplică prevederile normativului european Eurocode 5, referitor la proiectarea structurilor din lemn.

În legătură cu pereții diafragmă acest normativ are următoarele prevederi generale:

1. Pereții diafragmă vor fi proiectați pentru a fi capabili să preia atât forțele orizontale cât și cele verticale care pot acționa asupra lor în decursul exploatării.
2. Pereții trebuie proiectați adecvat pentru a evita atât alunecarea cât și răsturnarea
3. Capacitatea portantă a pereților va fi determinată prin teste sau prin calcule, utilizând metode adecvate de analiză și proiectare.
4. La proiectarea pereților diafragmă se va ține cont atât de proprietățile materialelor utilizate cât și de caracteristicile geometrice ale panoului de perete respectiv.
5. Comportarea pereților diafragmă sub încărcări trebuie să se încadreze în limitele corespunzătoare unei exploatări normale a structurii respective

În Eurocode 5 sunt de asemenea prezentate două procedee simplificate de analiză a pereților diafragmă: metoda A și metoda B. Dintre acestea cea mai utilizată este metoda „A” care este prezentată în continuare.

#### 5.5.1 Metoda „A” de analiză a pereților diafragmă

Această metodă simplificată se poate aplica doar pereților diafragmă prevăzuți cu ancoraje pentru transferul încărcărilor la fundație sau la planșeul inferior. Metoda se poate aplica la pereții formați din unul sau mai multe panouri realizate din montanți pe care este fixată în cuie o placă structurală pe una din fețe.

Se impun următoarele condiții:

- a) distanța dintre cuie să fie constantă pe perimetrul fiecărei plăci
- b) lățimea fiecărei plăci în parte să fie cel puțin un sfert din înălțimea acesteia adică  $b \geq h/4$

Rezistența de calcul  $F_{v,Rd}$  a peretelui sub acțiunea unei forțe laterale  $F_{v,Ed}$  care acționează la partea superioară a panoului, va fi determinată utilizând următoarea formulă:

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad (5.2)$$

unde,

$F_{i,v,Rd}$  este rezistența de calcul a panoului  $i$  de perete, care la rândul ei se calculează cu formula de mai jos:

$$F_{i,v,Rd} = (F_{f,Rd} \times b_i \times c_i) / s \quad (5.3)$$

unde,

$F_{f,Rd}$  – rezistența de calcul sub acțiunea forțelor laterale a unui cui (sau holzsurub)

$b_i$  – lățimea panoului  $i$

$$c_i = 1 \text{ dacă } b_i \geq h/2 \quad \text{și} \quad c_i = (2 b_i/h) \text{ dacă } b_i < h/2 \quad (5.4)$$

$h$  - înălțimea panoului de perete  
 $s$  - distanța dintre cuie

În cazul în care panoul de perete are un gol de ușă sau fereastră nu se ia în considerare aportul acestuia la preluarea forțelor orizontale.

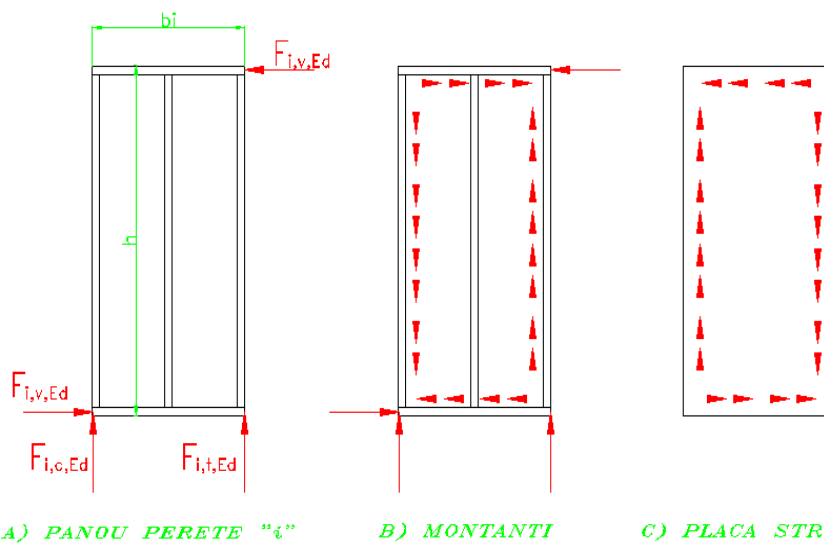


Fig.5.23 - Forțele care acționează asupra panoului de perete, asupra montanților și asupra învelitorii (placa structurală OSB).

Din figura de mai sus rezultă că forțele de întindere și compresiune ce apar în corzile panoului „i” sunt:

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = (F_{i,v,Ed} \times h) / b_i \quad (5.5)$$

Aceste forțe se transmit către panourile adiacente sau, în cazul panoului de capăt, structurii existente sub panou. Dacă peretele este format dintr-un singur panou atunci forțele se transmit în întregime ancorajelor de capăt.

Flambajul plăcii de OSB nu trebuie verificat în cazul în care este îndeplinită următoarea condiție:

$$(b_{net} / t) \leq 100 \quad (5.6)$$

unde,

- $b_{net}$  este distanța dintre doi montanți consecutivi măsurată între fețele interioare
  - $t$  - grosimea plăcii de OSB (sau alt tip de placă)
- Distanța dintre cuiele care se bat pentru fixarea plăcii pe montantul din mijloc se poate mări până la maxim dublul distanței dintre cuiele bătute pe contur.

### 5.6. Calculul deformațiilor pereților diafragmă sub acțiunea forțelor laterale

Așa cum s-a arătat și la capitolul 4, deformațiile pereților diafragmă sub acțiunea forțelor laterale influențează și comportarea diafragmelor orizontale (planșee). Cunoașterea și limitarea valorilor acestor deformații este deosebit de importantă pentru asigurarea unei exploatări normale a construcției. Spre exemplu, o deformație excesivă, poate determina apariția de fisuri în plăcile de finisaj de gipscarton la interior. Chiar dacă nu se pune în pericol siguranța construcției, acestea sunt inacceptabile din punct de vedere funcțional.

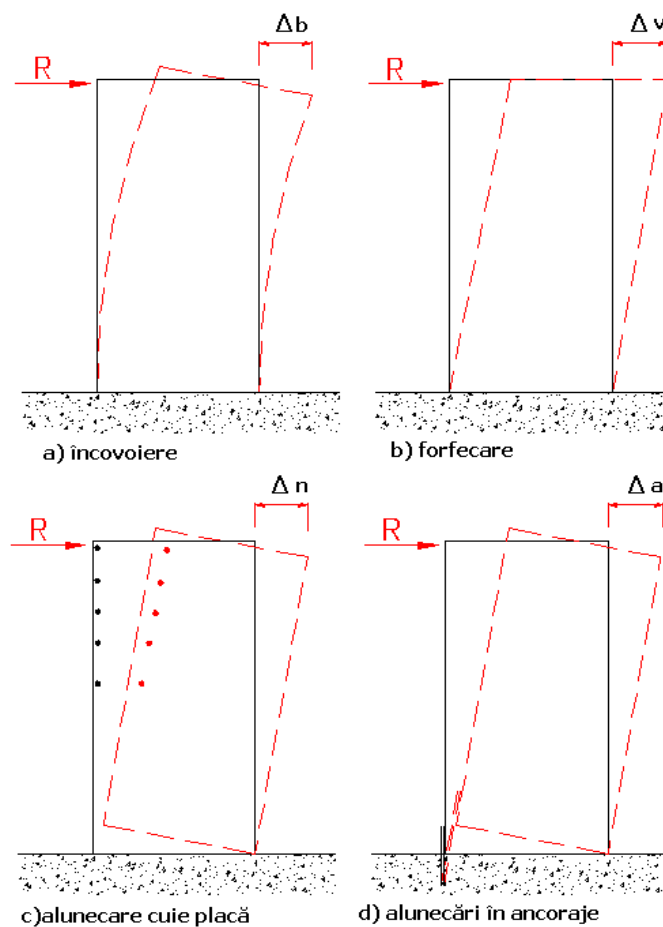


Fig. 5.24 – Componentele deformației pereților diafragmă

Normativul Uniform Building Code 1997 (vezi și 4.1.1.) introduce noțiunea de „alunecare a planșeului”  $\Delta_s$  care reprezintă deplasarea relativă a planșeului dar și deformația maximă a diafragmei verticale la partea superioară. Calculul valorii acestei deformații se face cu următoarea formulă:

$$\Delta_s = \Delta_b + \Delta_v + \Delta_n + \Delta_a \quad (5.7)$$

unde:

- $\Delta_b$  este deformația din încovoiere
- $\Delta_v$  – deformația din forța tăietoare
- $\Delta_n$  – deformația datorată alunecării cuielor de fixare a plăcii de OSB pe corzi, colectori și montanții din lemn
- $\Delta_a$  - deformația datorată alunecărilor în ancoraje

**Breyer și colab. (1998)** recomandă, pentru simplificarea calculelor, asimilarea peretelui diafragmă cu o grindă încastrată cu secțiune I la care tălpile grinzii sunt corzile peretelui iar inima grinzii este placa de OSB obținând formulele 5.8 .... 5.11 pentru calculul deformațiilor.

Deformația din încovoiere se datorează alungirii corzii întinse și scurtării celei comprimate și se calculează cu relația:

$$\Delta_b = \frac{8vh^3}{EAb} \quad (5.8)$$

unde,

v – este efortul unitar de forfecare la nivelul centurii peretelui (N/mm)

h – înălțimea peretelui (mm)

E – modulul de elasticitate al corzilor (MPa)

A- aria secțiunii transversale a corzii (mm<sup>2</sup>)

b- lățimea panoului de perete (mm)

Deformația datorată forței tăietoare:

$$\Delta_v = \frac{vh}{Gt} \quad (5.9)$$

unde,

G este modulul de rigiditate a plăcii de OSB (MPa)

t – grosimea plăcii (mm)

Deformația datorată alunecării cuielor de fixare a plăcii:

$$\Delta_n = \frac{3}{4} h e_n \quad (5.10)$$

unde,

$e_n$  este deformația cuielor (mm) sub acțiunea încărcărilor de calcul care este dată în tabele în funcție de tipul de cuie și de calitatea materialul lemnos.

Deformația datorată alunecărilor în ancoraje:

$$\Delta_a = \frac{h}{b} d_a \quad (5.11)$$

unde,

- $d_a$  este o valoare maximă a alunecării între coardă și ancoraj sub acțiunea încărcărilor de calcul, care este garantată de producătorul ancorajului; pentru ancorajele comercializate pe piața nord-americană valoarea acestei alunecări este de obicei:

$$d_a = 3,2 \text{ mm}$$

### 5.7. Rezistența de calcul a peretelui diafragmă

În SUA determinarea rezistenței de calcul la forțe laterale a pereților diafragmă se face în conformitate cu normativul AC-130-Acceptance Criteria for Wood Shear Panels.

Rezistența de calcul se determină pe baza a cel puțin trei încercări ale căror rezultate să fie cel mult cu 15% diferite față de media tuturor încercărilor, și se consideră a fi egală cu cea mai mică dintre următoarele două forțe:

$$F_{ASD} = \min (F_{ASD1}; F_{ASD2}) \quad (5.12)$$

unde,

$$F_{ASD1} = F_{S_{max}}/SF1 \quad (5.13)$$

$$F_{ASD2} = F_{ULTIM} / SF2 \quad (5.14)$$

În relația 5.13 forța laterală  $F_{S_{max}}$  reprezintă forța la care se atinge deplasarea maximă laterală  $D_{S_{max}}$  la nivelul centurii panoului. În cazul în care încercarea nu este monotonă până la rupere, ci se face în mai multe cicluri de încărcare-descărcare, se va lua în considerare valoarea forței din primul ciclu în care s-a atins  $D_{S_{max}}$ .

Această deplasare rezultă la rândul ei din următoarele două condiții:

$$D_M = 0,7 R D_s \quad (5.15)$$

$$D_M \leq 0,025 h \quad \text{și} \quad (5.16)$$

unde,

$D_M$  este deplasarea maximă de răspuns inelastic

$R$  – factorul de modificare a răspunsului structurii care ia în considerare ductilitatea structurii din lemn,

$R = 5,5$  pentru pereții cu învelitoare din OSB și

$R = 4,5$  pentru pereții cu învelitoare din fibrociment sau fibro-gips;

Din egalitatea relațiilor de mai sus rezultă că:

$$D_{S_{max}} = (0,025 h) / (0.7 R) \quad (5.17)$$

SF1 și SF2 sunt factori de siguranță care au următoarele valori:

$$SF1 = 1,4$$

$$SF2 = 2,5$$

În relația 5.14  $F_{ULTIM}$  reprezintă forța la care s-a produs ruperea peretelui.

## Capitolul 6

## SOLUȚII DE REALIZARE A ÎMBINĂRILOR ELEMENTELOR STRUCTURALE DIN LEMN

Ca la orice tip de structură de rezistență, și în cazul structurilor din lemn, elementele suprastructurii trebuie să preia încărcările verticale și laterale, pentru a le transmite la elementele infrastructurii.

O problemă deosebită care apare la structurile din lemn este aceea a realizării îmbinărilor la nivelul șarpantei, planșeelor și fundațiilor, astfel încât transmiterea încărcărilor să fie realizată în mod corespunzător pe toată durata de exploatare a construcției.

### 6.1. Clasificarea îmbinărilor

Clasificarea îmbinărilor se poate face după următoarele criterii:

- după rolul îndeplinit de îmbinare
- după natura solicitărilor din elementele îmbinate
- după modul de execuție a îmbinării

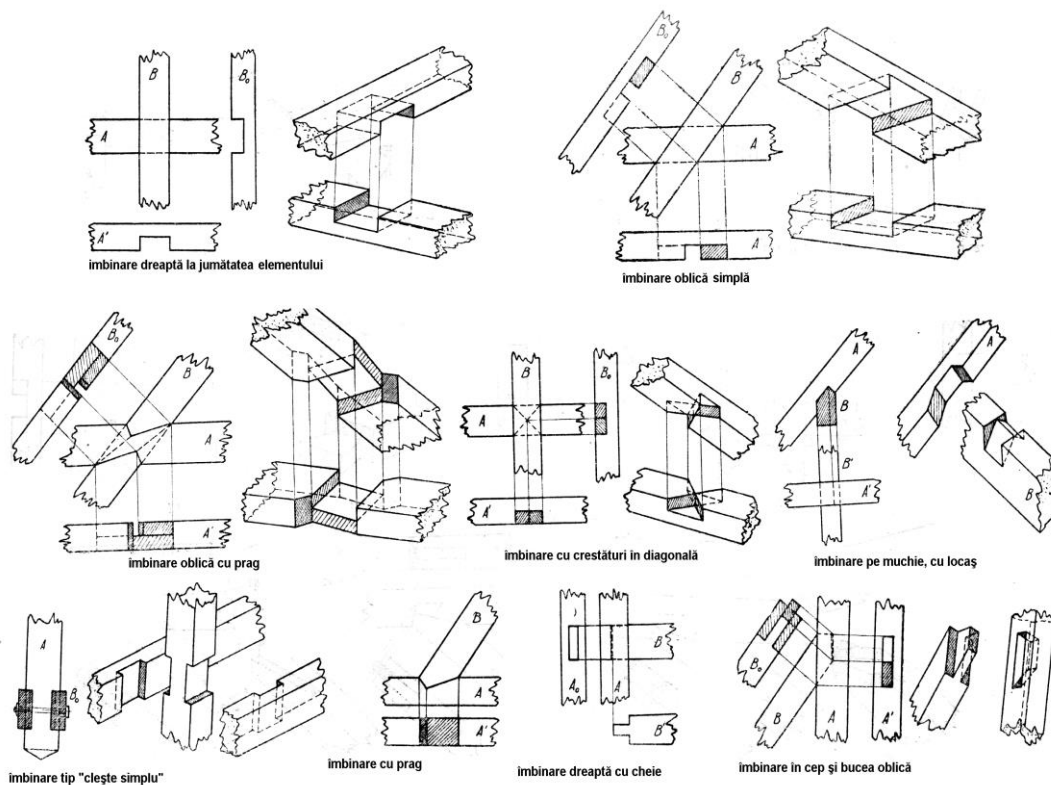


Fig.6.1-Îmbinarea elementelor structurale din lemn care (A) trec de ambele părți ale nodului și (B) în care o piesă se oprește în nod.



## A. După rolul îndeplinit de îmbinare

- îmbinări de prelungire - sunt necesare datorită faptului că în anumite situații sunt necesare elemente cu lungime mai mare decât cele care pot fi tăiate din bușteni; de regulă sunt solícitate la întindere sau compresiune
- îmbinări de solidarizare - au rolul de a mări secțiunea transversală a unor elemente
- îmbinări în noduri - sunt necesare pentru prinderea barelor grinzilor cu zăbrele

## B. După natura solícitărilor din elementele îmbinate

- îmbinări prin chertare, solícitate la strivire și forfecare; acestea la rândul lor pot fi cu chertări frontale, în spate, laterale sau cu cep
- îmbinări cu pene, solícitate la strivire și forfecare; pot fi cu pene prismatice, circulare sau inelare
- îmbinări cu tije cilindrice și lamelare solícitate la încovoiere
- îmbinări încheiate solícitate la încovoiere
- îmbinări cu șuruburi și cuie solícitate la smulgere
- îmbinări cu piese metalice supuse la întindere și forfecare

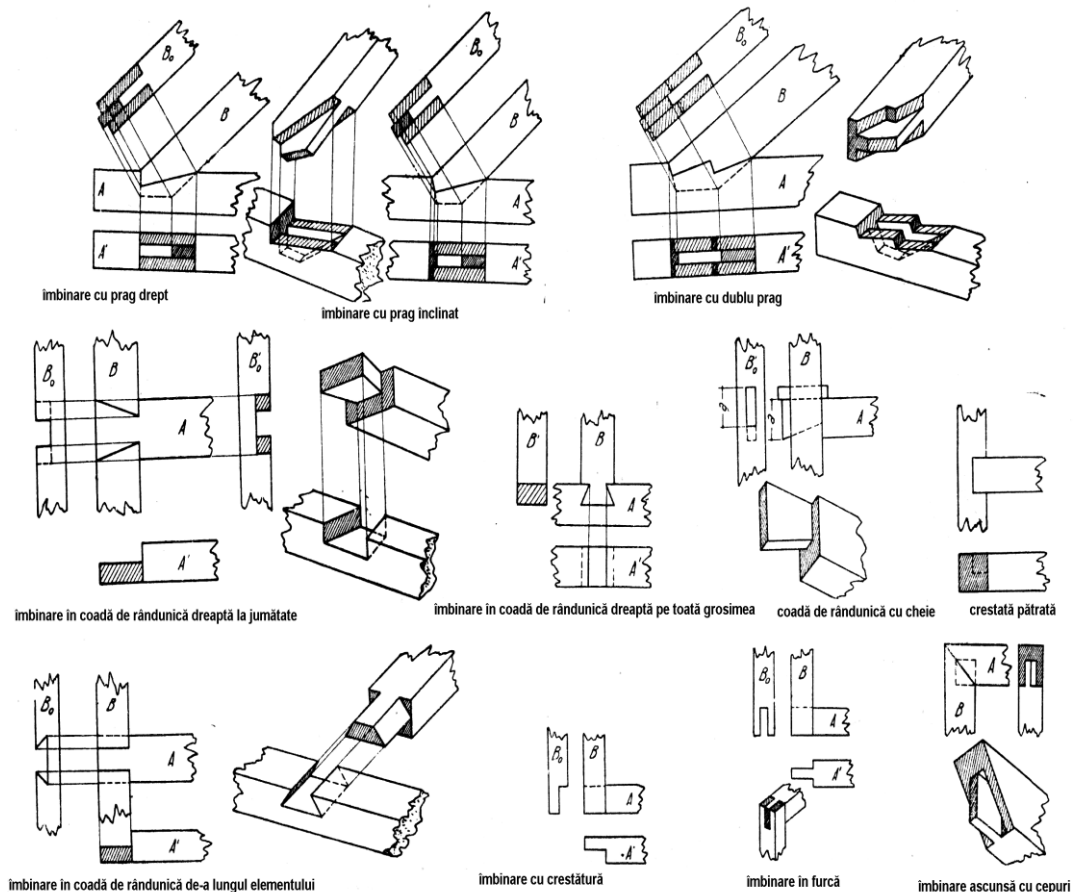


Fig. 6.1.1 - Îmbinarea elementelor structurale din lemn la care un element se oprește în nod.

## C. După modul de execuție a îmbinării

- îmbinări executate în ateliere, cu utilaje și tehnologii moderne
- îmbinări executate pe șantier

Pentru structurile cu pereți diafragmă și diafragme orizontale, cele mai des utilizate sunt îmbinările cu piese metalice, executate direct pe șantier. Acestea prezintă o siguranță ridicată în exploatare și asigură o viteză de execuție sporită.

Îmbinările cu piese metalice se pot clasifica la rândul lor în funcție de poziția îmbinării, astfel (fig.6.2):

- îmbinări la nivelul acoperișului,
- la nivelul planșeelor
- la nivelul fundațiilor

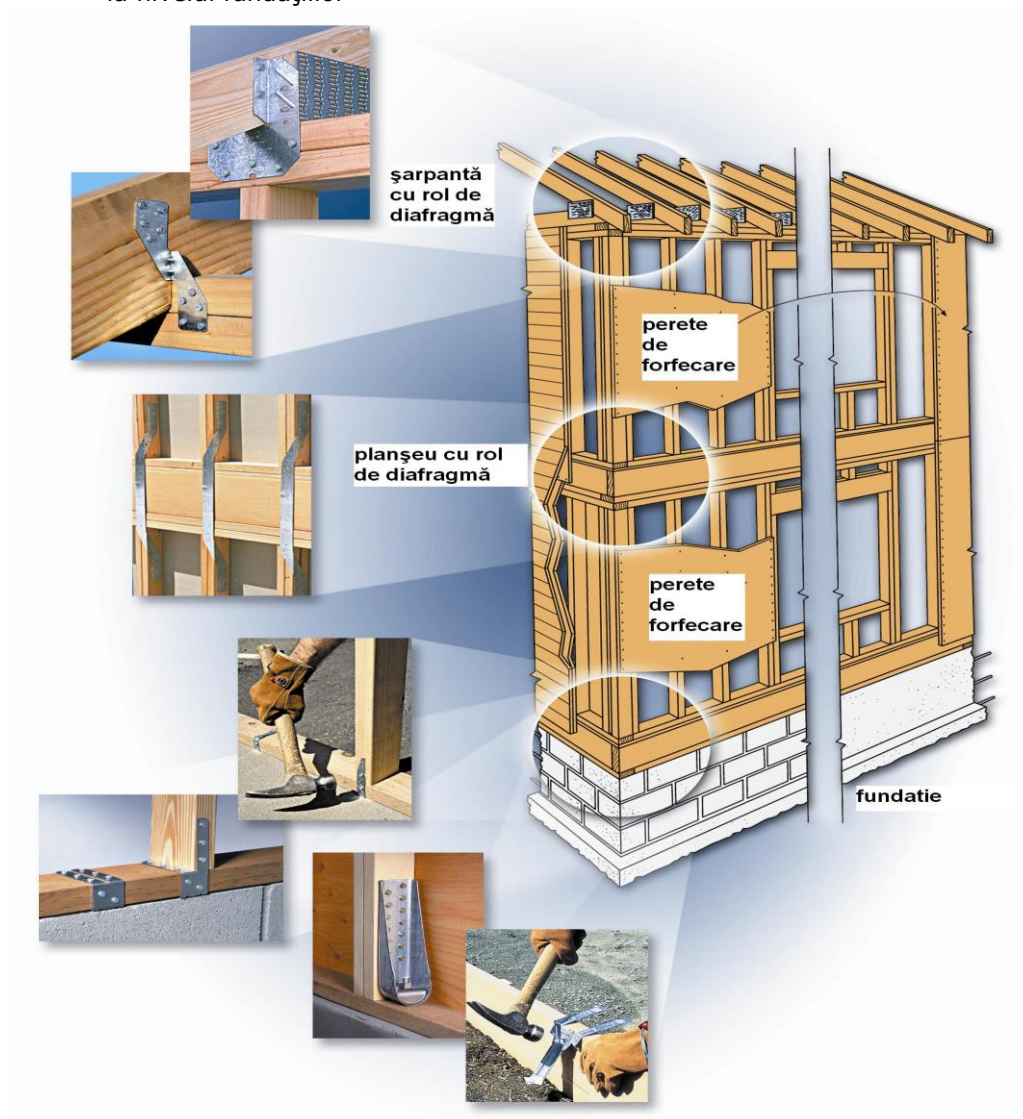


Fig. 6.2 – Elemente metalice utilizate pentru realizare îmbinărilor la nivelul acoperișului, a planșeelor și a fundațiilor(catalog Simpson Strong Tie).

Un rol important în realizarea unor îmbinări durabile și de capacitate portantă ridicată îl au și tipurile de cuie utilizate. În figura 6.3 sunt prezentate principalele tipuri de cuie utilizate la realizarea îmbinărilor cu piese metalice. La toate aceste tipuri de cuie se recomandă ca distanța minimă față de capătul elementului fixat să fie de 4 ori diametrul cuiului, iar lungimea de penetrare în element să fie de 12 ori diametrul cuiului. În tabelul 6.1 sunt prezentate dimensiunile acestor cuie în sistem englezesc și în sistem metric.

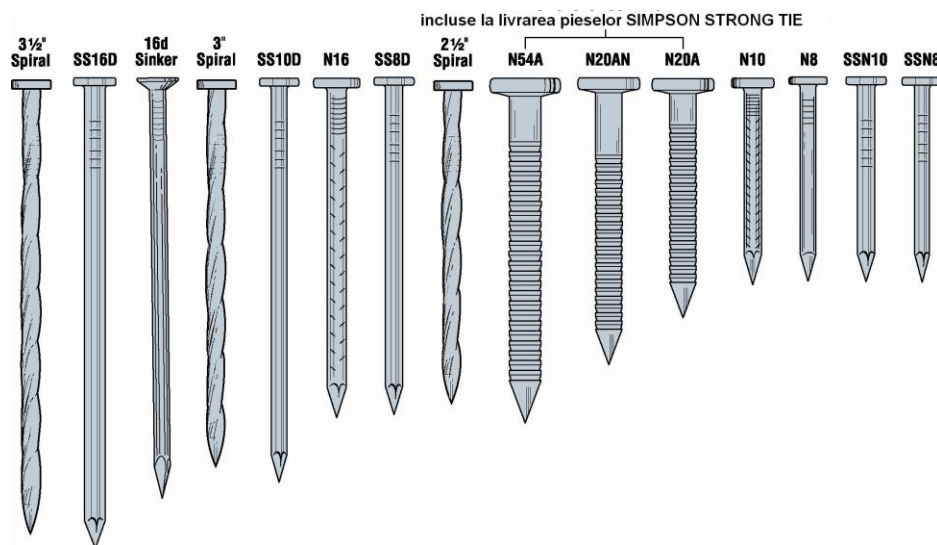


Fig. 6.3. – Principalele tipuri de cuie utilizate la realizarea structurilor din lemn.

Tabelul 6.1  
Dimensiunile cuielor în sistem englezesc și în sistem metric.

Tipul cuielor	Descriere in sistem englezesc	Dimensiuni in sistem metric (mm) diametru x lungime
N8	(8d) 0.131 x 1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smooth shank	3.3 x 38.1
SSN8	(8d) 0.131 x 1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smooth shank	3.3 x 38.1
SS8D	(8d) 0.131 x 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smooth shank	3.3 x 63.5
8dcommon	(8d) 0.131 x 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smooth shank	3.3 x 63.5
N10	(10d) 0.148 x 1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smoothshank	3.8 x 38.
SSN10	(10d) 0.148 x 1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smoothshank	3.8 x 38.
SS10D	(10d) 0.148 x 3" Smoothshank	3.8 x 76.2
10d common	(10d) 0.148 x 3" Smooth shank	3.8 x 76.2
16d sinker	0.148 x 3 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> " Smooth shank	3.8 x 82.6
12d common	0.148 x 3 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> " Smooth shank	3.8 x 82.6
N16	(16d) 8 ga x 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smoothshank	4.1 x 63.5
SS16D	(16d) 0.162 x 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smoothshank	4.1 x 88.9
16d common	(16d) 0.162 x 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Smooth shank	4.1 x 88.9
N20AN	(20d) 0.192 x 2 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> " Annular ring	4.9 x 54.0
N20A	(20d) 0.192 x 13/4" Annular ring	4.9 x 44.5
N54A	.250 x 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Annular ring	6.4 x 63.5
2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Spiral	(8d) 0.110 x 2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Spiral shank	2.8 x 63.5
3" Spiral	(10d) 0.132 x 3" Spiral shank	3.4 x 76.2
3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Spiral	(16d) 0.152 x 3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " Spiral shank	3.9 x 88.9

## 6.2. Îmbinările diafragmei acoperișului cu pereții.

Întrucât la structurile de tip platform framing acoperișul face parte din sistemul de preluare și transmitere a forțelor orizontale, se pune problema realizării unor îmbinări rezistente și durabile cu pereții de forfecare și cu pereții structurali.

La realizarea îmbinărilor dintre diafragma acoperișului și pereții structurali sau de forfecare, unul dintre elementele metalice des utilizate este conectorul A35 produs de SIMPSON STRONG TIE, care transmite forța orizontală dintre diafragmele verticale și orizontale prin intermediul centurii și a blocajelor.

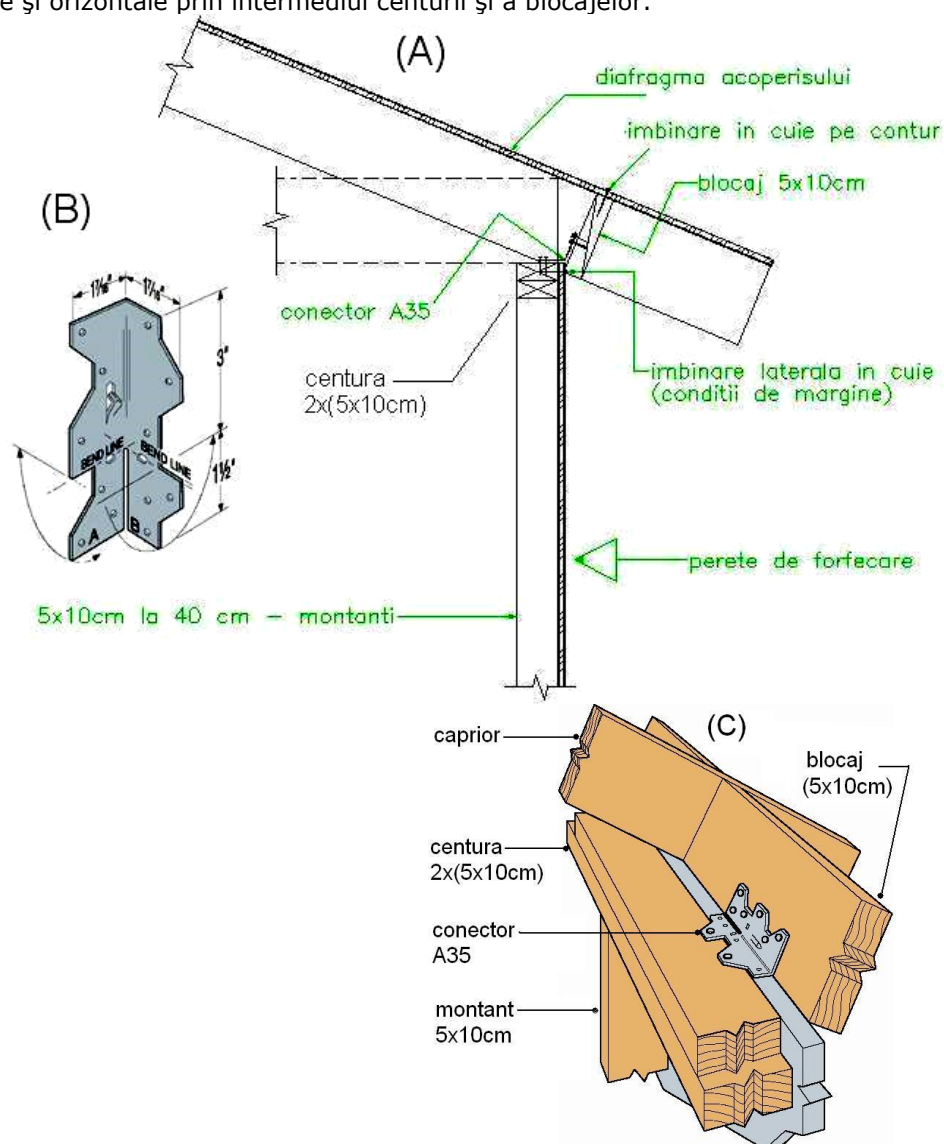


Fig. 6.4 – Conectori A35 utilizați la îmbinările dintre pereții de forfecare și diafragma acoperișului: A-secțiune transversală; B-vedere spațială a conectorului A3; C-vedere din interior a îmbinării.

În figura 6.5 este arătat modul de fixare pentru A35 în cazul legării căpriorilor cu un perete structural, iar în figura 6.6 este arătată utilizarea conectorului A35 pentru situațiile în care în diafragma acoperișului este necesar să fie lăsat spațiu pentru coșul de fum.

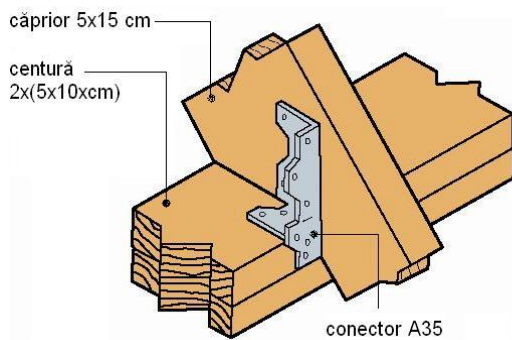


Fig. 6.5 – Conectori A35 utilizați pentru legarea căpriorilor cu centura pereților.

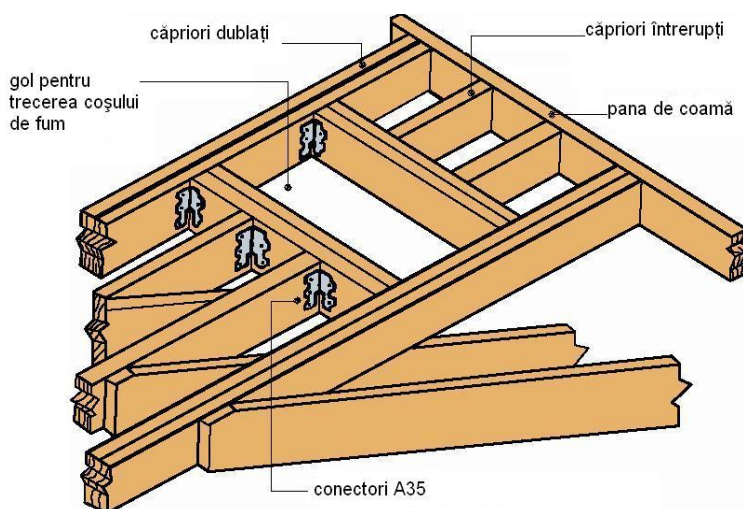


Fig. 6.6 – Conectori A35 utilizați la realizarea golului pentru fereastră de mansardă.

În mod similar se mai pot utiliza conectorii A34 și LTP4 ale căror forme și dimensiuni sunt arătate în figura de mai jos.

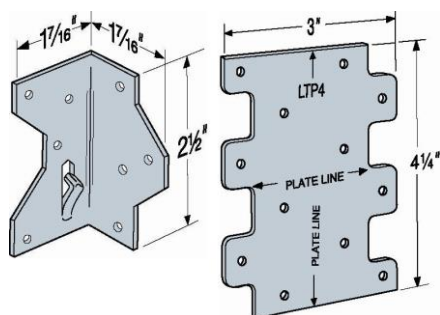


Fig. 6.7. – Conectori A34 și LTP4.



Pentru zonele cu vânturi puternice, pentru preluarea forței ascensionale este recomandată utilizarea conectorilor de tip hurricane, H10 (fig.6.8). Din aceeași categorie mai fac parte conectorii H2, H3, H4, H9. În figura 6.9 este arătat modul de punere a lor în operă.

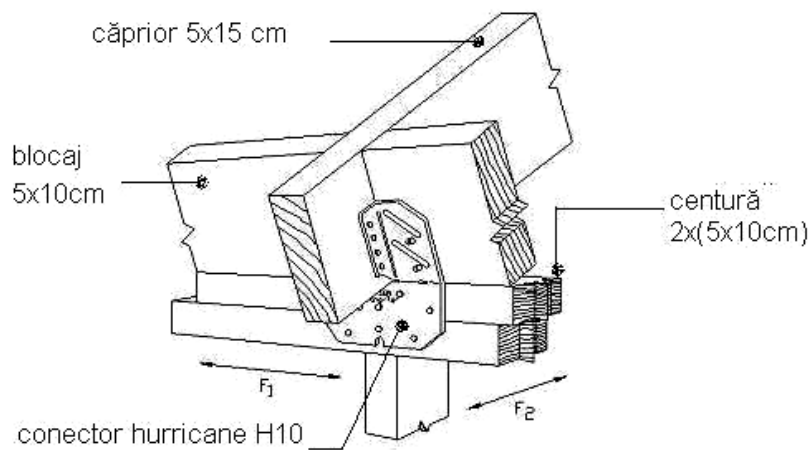


Fig. 6.8. Conectori de tip hurricane pentru zone cu vânt puternic: H10

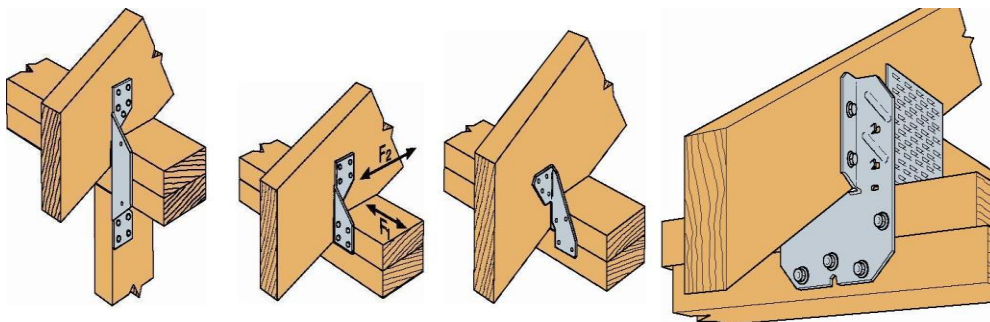


Fig. 6.9. Conectori de tip „hurricane” pentru zone cu vânt puternic: H2, H3, H4 și H9.

### 6.3. Îmbinările planșeului cu pereții structurali.

Piesele metalice de îmbinare utilizate la nivelul planșeelor au rolul de a transmite încărcările verticale și orizontale de la diafragmele orizontale la pereți și stâlpi.

În cazul legăturii diafragmelor cu pereții de forfecare, și la acest nivel pot fi utilizați conectorii de tip A35, așa cum se arată în figurile 6.10, (pentru cazul unui perete exterior) și 6.11 (pentru cazul unui perete interior). Prin această poziționare conectorii A35 preiau eforturile de lunecare de la nivelul tălpii pereților structurali.

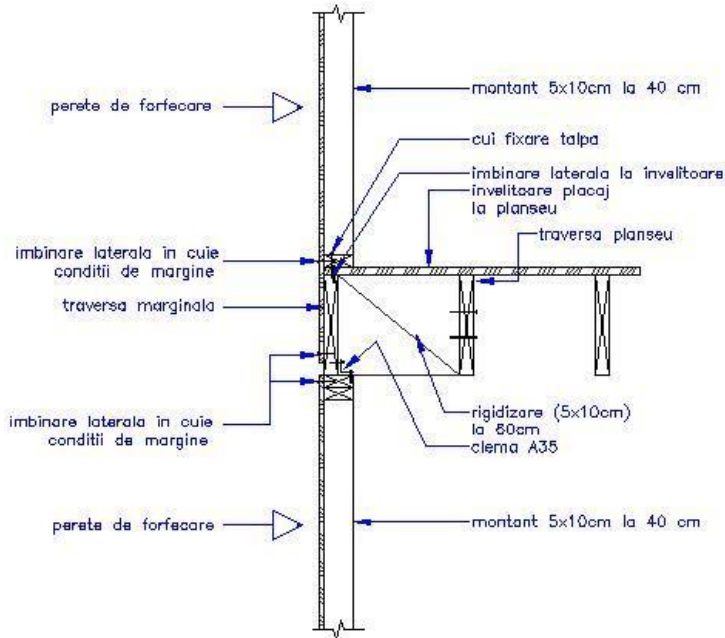


Fig. 6.10. Conectori de tip A35 utilizați la transmiterea forței orizontale de la planșeu la peretele diafragmă, în cazul unui perete exterior.

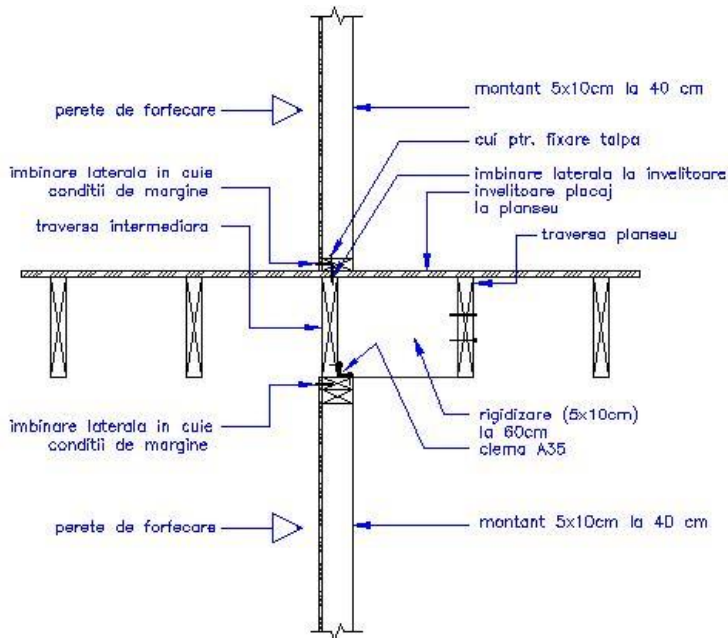


Fig. 6.11. Conectori de tip A35 utilizați la transmiterea forței orizontale de la planșeu la peretele diafragmă, în cazul unui perete interior.



Întrucât pereții de forfecare sunt solicitați și de momente de răsturnare, este necesară asigurarea unor îmbinări corespunzătoare la capete. De obicei aceste îmbinări trebuie să preia diferența dintre forța de răsturnare și forța de sens opus adusă de încărcarea permanentă. O soluție de realizare a acestei îmbinări este cea prezentată în figura 6.12, cu ajutorul conectorilor de tip HD5A.

Datorită eforturilor de întindere relativ mari care pot să apară la aceste îmbinări se impune ca distanța de la capătul elementului până la centrul primei găuri a bolțurilor de fixare, să fie de minim  $7 \times$  diametrul bolțului.

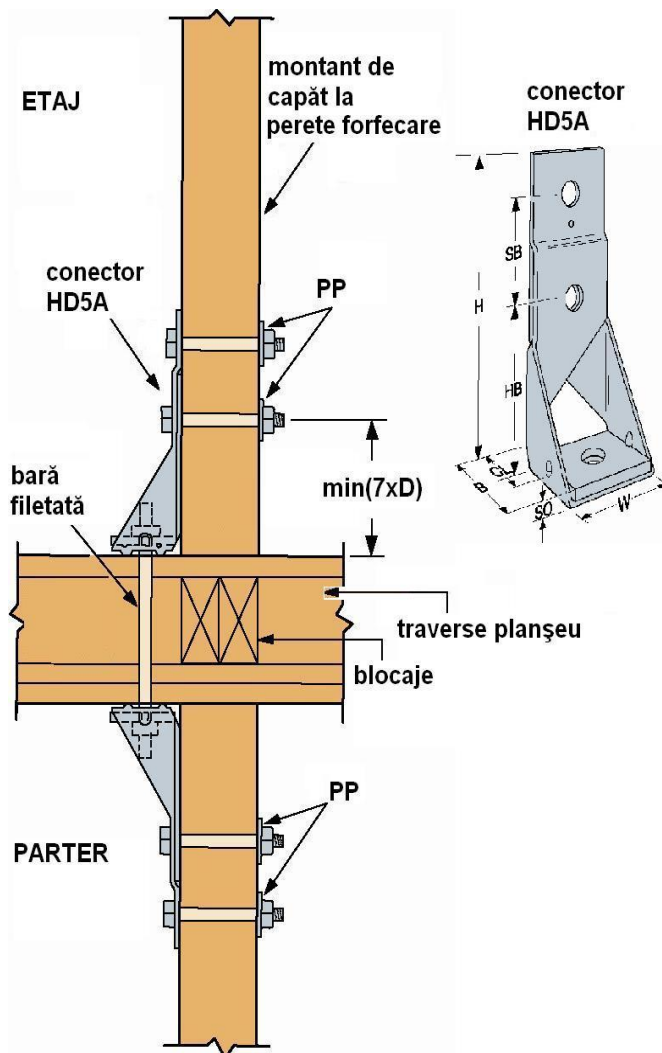
Pentru evitarea apariției fenomenului de strivire locală, strângerea piuliței se face prin intermediul unor plăci de presiune (PP).

Fig. 6.12. Conectori de tip HD5A utilizați pentru legarea pereților diafragmă de la parter și etaj.

Acești conectori se mai utilizează și pentru transmiterea forțelor orizontale la îmbinările dintre grinzi principale și cele secundare (fig.6.13). Îmbinările de acest tip sunt utilizate cu precădere pentru realizarea așa numitor colectori din diafragmele horizontale.

În situațiile în care pereții de forfecare sunt poziționați pe o grindă, preluarea momentului de răsturnare se face cu ajutorul conectorilor de tip MST. Aceștia se poziționează la capetele pereților, așa cum se arată în figura 6.14.

Pentru transmiterea încărcării verticale permanente și utile, îmbinările dintre traverse și grinzi (sau dintre grinzi principale și grinzi secundare) se realizează cu ajutorul conectorilor de tip HU și LU (fig.6.15).



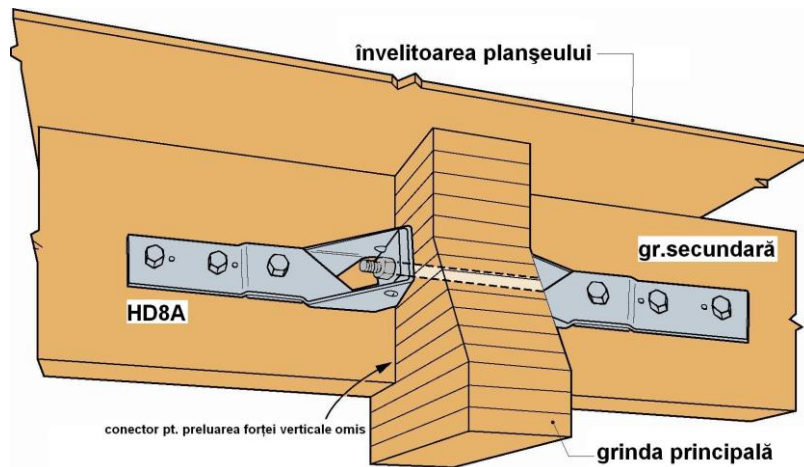


Fig. 6.13. Conectori de tip HD8A utilizați pentru transmiterea forței orizontale între două grinzi secundare.

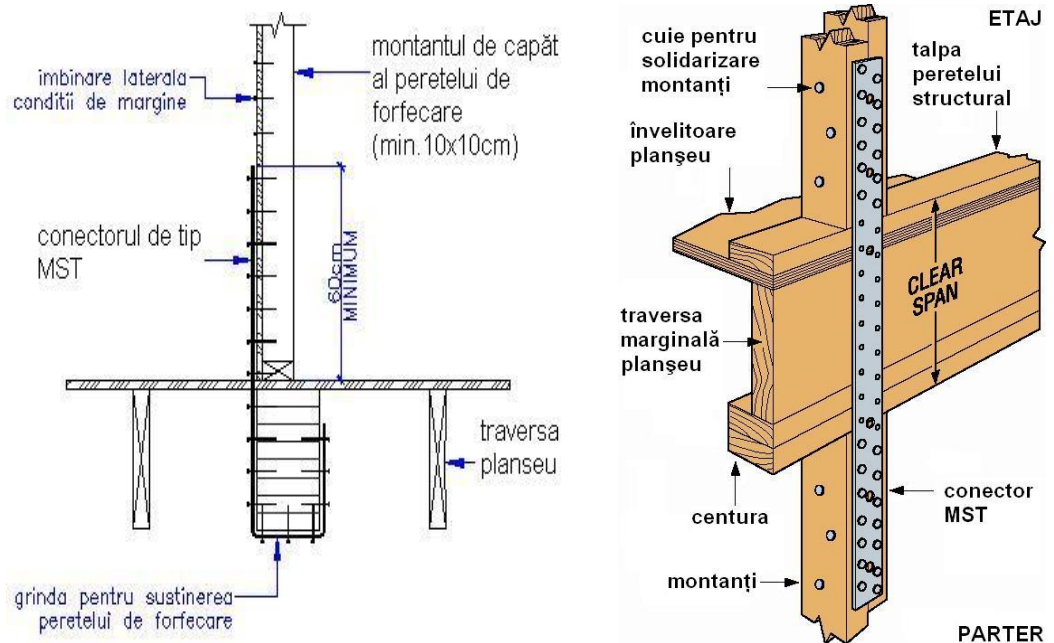


Fig. 6.14. Conectori de tip MST utilizați pentru: legătura dintre peretele de forfecare și grindă(stg); legătura dintre montanții de la etaj și parter (dr.)

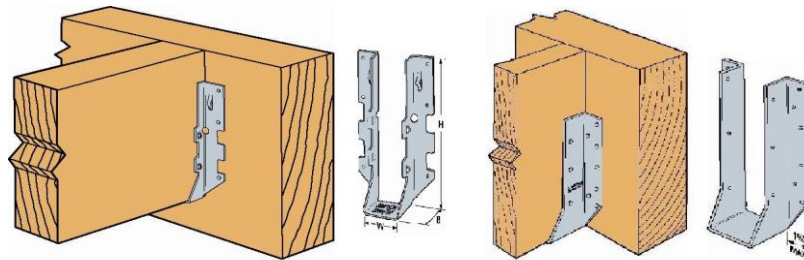


Fig. 6.15. Conectori de tip LUS și HU utilizați pentru legătura dintre traverse și grindă.

#### 6.4. Elemente metalice de ancoraj la nivelul fundațiilor.

Întrucât structurile de tip platform framing au o greutate specifică relativ mică, din calcule rezultă fundații continue cu lățimi reduse. Astfel pentru clădiri de tip parter, lățimea necesară a fundației este de obicei în jur de 35 cm, pentru clădirile parter plus etaj este de aproximativ 40 cm, iar pentru clădiri cu trei niveluri în jur de 50 cm.

Trebuie menționat faptul că talpa peretelui, care intră în contact direct cu fundația din beton, este realizată din lemn tratat sub presiune.

Datorită acțiunii forțelor laterale din vânt și seism, pereții structurali se ancorează pentru prevenirea lunecării. În acest scop sunt utilizate ancoraje de tip MAB, prezentate în fig. 6.16.

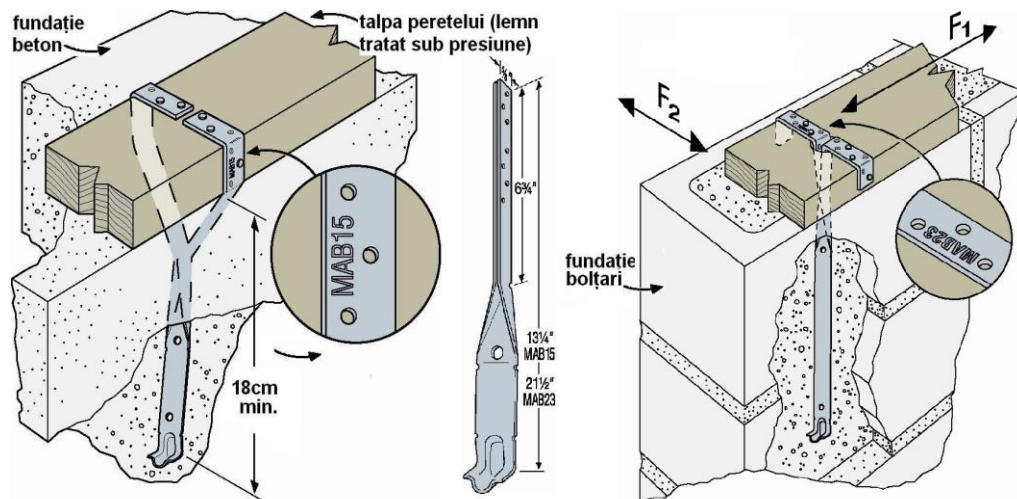


Fig. 6.16. Ancoraje de tip MAB utilizate pentru prevenirea lunecării pereților pe fundație.

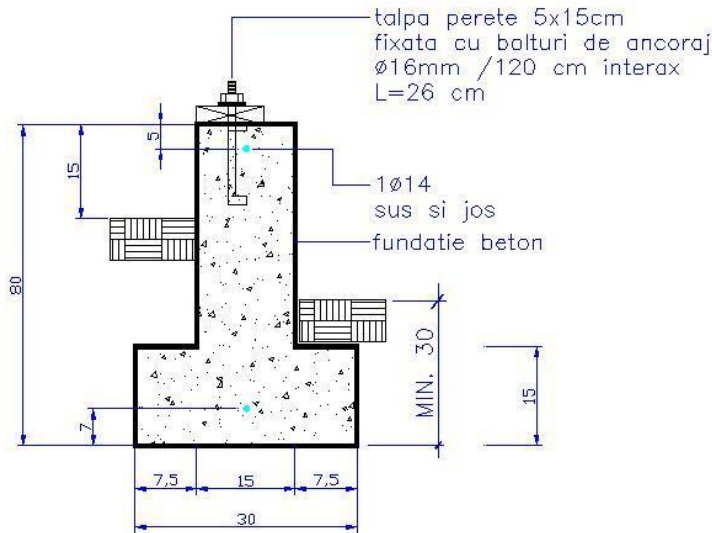
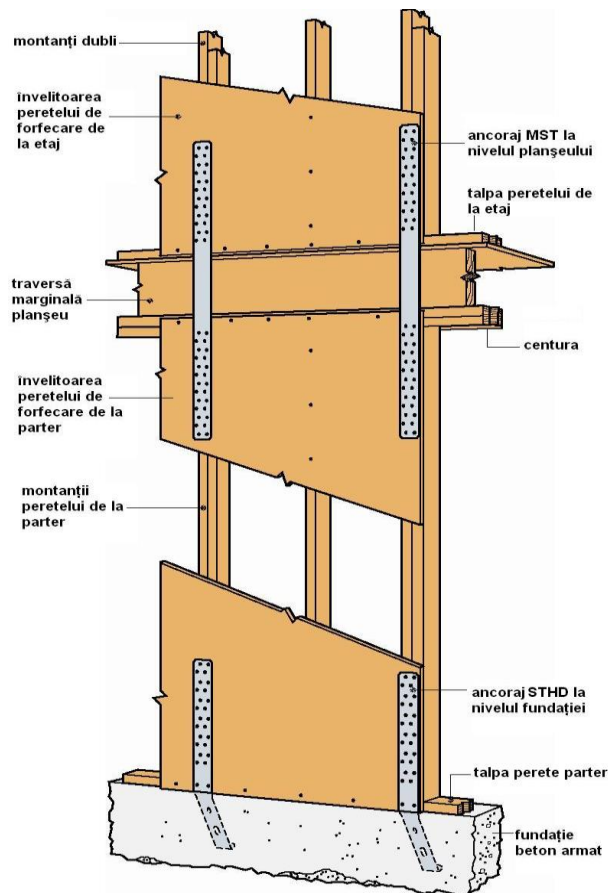


Fig. 6.17. Bolțuri de ancoraj pentru prevenirea lunecării pe fundație

Distanța necesară între ancoraje rezultă din calcul în funcție de mărimea forțelor care acționează asupra pereților structurali, dar de obicei este cuprinsă între 120 și 240 cm. Față de capătul tălpii distanța minimă este de 2,5cm.

O altă variantă de ancorare în scopul prevenirii lunecării constă în utilizarea bolțurilor filetate de ancoraj, cu diametrul de 16 mm, introduse în beton pe o lungime de circa 15 cm, și așezate la 120 cm interax (fig.6.17). La pereții de forfecare pe lângă ancorajele care preiau lunecarea mai sunt necesare, și ancoraje la capete care preiau răsturnarea. În funcție de mărimea momentului de răsturnare se pot folosi diverse tipuri de ancoraje. Astfel pentru valori reduse se poate aplica metoda arătată în figura 6.18, cu platbenzi de tip MST la nivelul planșeelor și ancoraj STHD la nivelul fundației. La această configurație, în care conectorul STHD este așezat peste învelitoarea din placaj trebuie avut în vedere faptul că lungimea minimă de penetrare a cuiului în montanți trebuie să fie  $L = 12 \times (\text{diametrul cuiului})$ .

Fig.6.18 – Utilizarea ancorajelor STHD.



Pentru situațiile în care valorile forțelor de răsturnare sunt ridicate se impune folosirea unor ancoraje mai puternice, cum ar fi HD15, HTT22 și PHD .

Așa cum se poate observa în fig. 6.19, ancorajul HTT22 este fixat pe montant cu ajutorul cuielor, HD15 cu ajutorul bolțurilor, iar PHD cu holșuruburi. Montantul pe care se fixează aceste ancoraje trebuie să fie cu secțiunea de minim 15x15 cm la HD15 și minim 10x10cm la celelalte două.

Bara filetată care se introduce în beton poate fi normală (dreaptă) sau curbată, lungimea de ancoraj fiind stabilită în funcție de calitatea betonului din fundație și de valoarea forței care solicită bara la smulgere.

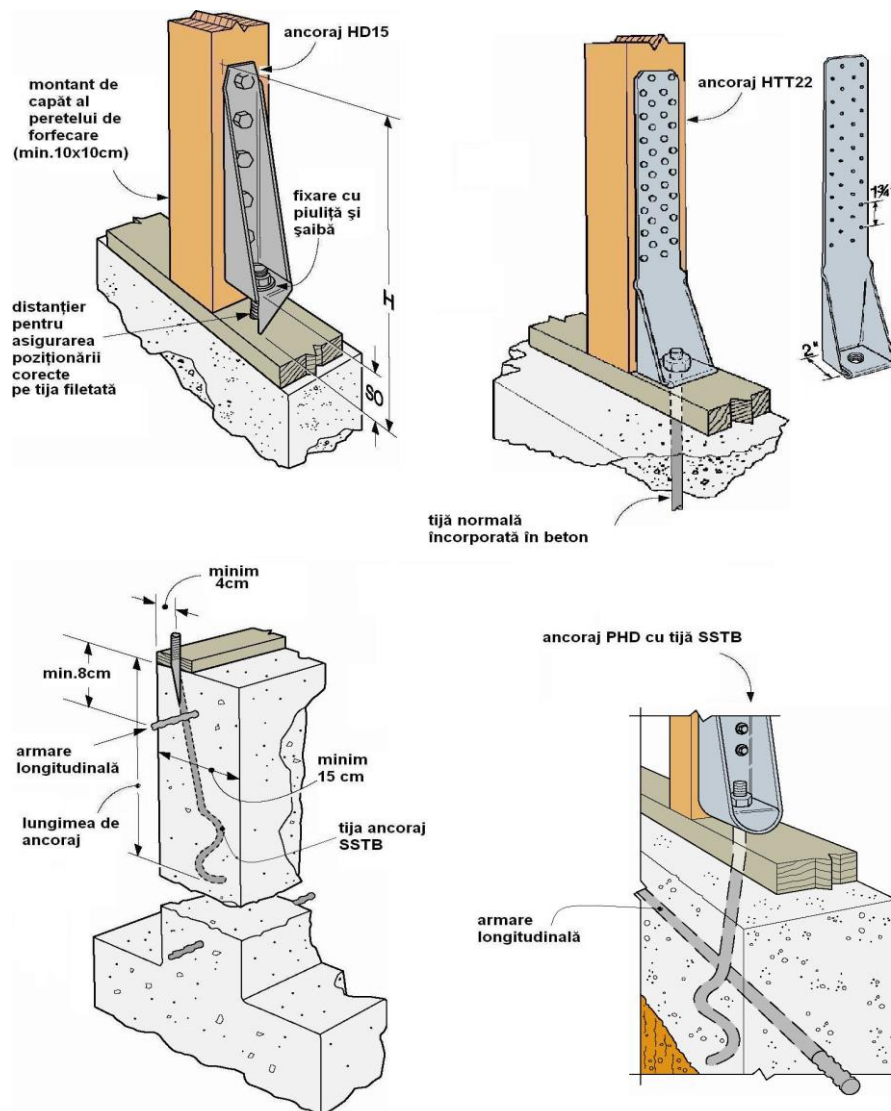


Fig. 6.19 – Ancoraje pentru preluarea momentului de răsturnare la pereții de forfecare.



O altă problemă care intervine la nivelul fundațiilor se referă la modul de sprijinire a stâlpilor pe fundațiile continue sau izolate. Întrucât lemnul utilizat la execuția stâlpilor de regulă nu este antiseptizat, se impune necesitatea utilizării unor elemente metalice astfel încât lemnul să nu intre în contact direct cu betonul. În acest scop sunt utilizate piese de rezemare, cum ar fi: CB, CBQ, EPB.

Conectorii metalici utilizați pentru îmbinările stâlp – grindă sunt arătați în figura 6.21.

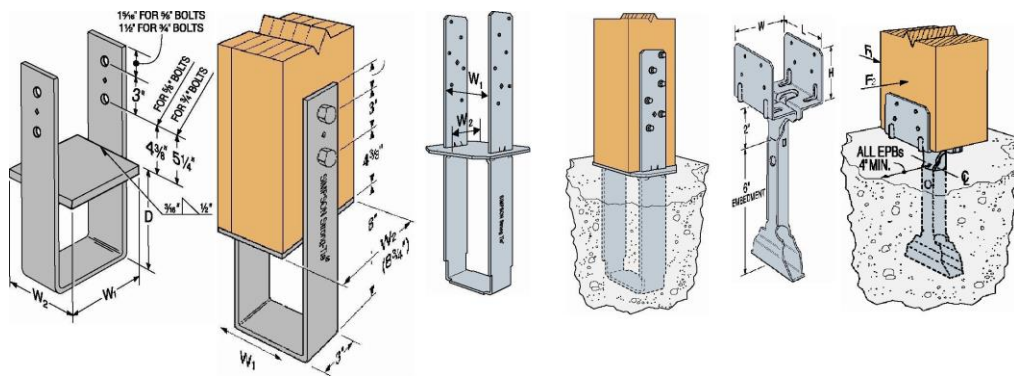


Fig.6.20 – Piese de rezemare a stâpilor pe fundație.

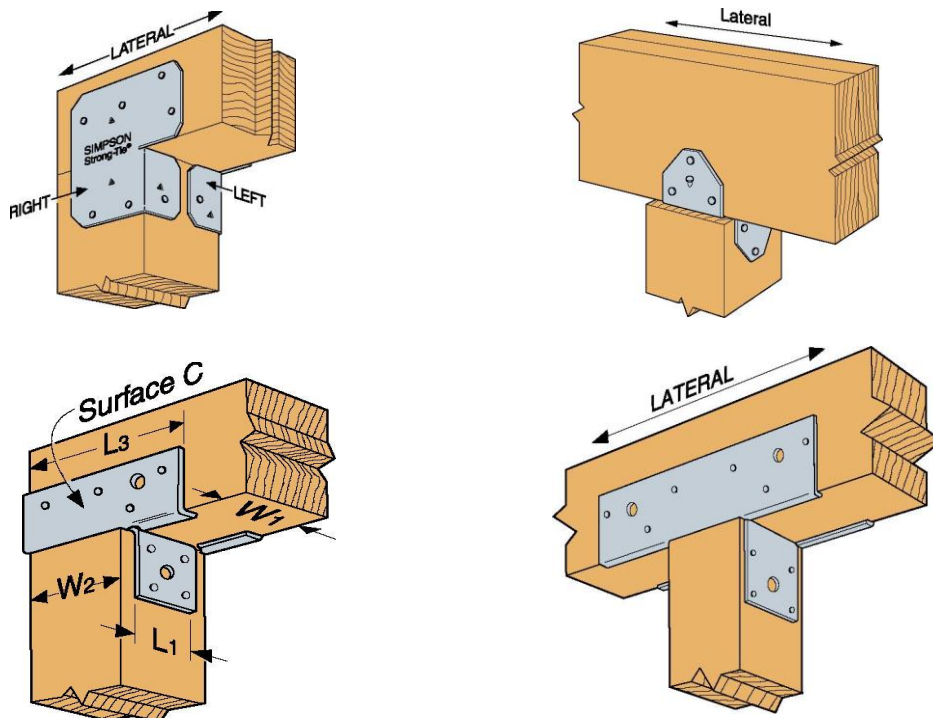


Fig.6.21 – Conectori metalici pentru legătura stâlp-grindă.



## ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE: PANOURI DE PEREȚI DIN LEMN CU ÎNVELITOARE DIN OSB SUPUSE LA FORȚE ORIZONTALE

### 7.1. MATERIAL SI METODĂ

Pentru determinarea performanțelor peretilor executati cu invelitori OSB, în cadrul laboratorului INCERC Timisoara s-au efectuat incercari experimentale in perioada martie-aprilie 2005, pe patru panouri de pereti, placati pe o fata cu plăci OSB-3 având grosimea de 10 mm. Modul de realizare a panourilor de pereti și de fixare în standul de încercare este aratat in figurile de mai jos.



Fig.7.1 - Modul de fixare a panourilor pe standul de incercare

Așa cum se observă în figura 7.3. dimensiunile panourilor de perete au fost:  
 $h = 250 \text{ cm}$ ;  $b = 125 \text{ cm}$

S-au utilizat montanți din lemn de brad, clasă de calitate C, cu secțiunea de 5x10cm având umiditatea de 18%, așezați la distanța de 60cm interax. Placa OSB s-a fixat pe montanți prin intermediul unor cuie de 4x60mm, batute la distanța de 15cm interax, pe tot conturul, precum și pe montantul intermediar.

Panourile PO1 și PO2 au fost încercate doar la forța orizontală, iar panourile PO3 și PO4 au fost încărcate și cu o forță verticală uniform distribuită de 520 daN/ml, care a reprezentat încărcarea verticală permanentă adusă de planșeu și acoperiș asupra peretelui. Această încărcare a fost aplicată prin intermediul a două blocuri de beton de câte 325 kg fiecare, rezemate pe centură prin intermediul a două plăci metalice cu grosimea de 30 mm. Forța orizontală s-a aplicat dintr-o singură direcție, până la rupere pentru panourile PO1 și PO2, în trepte de încărcare de 200 daN.

La panourile PO3 și PO4 s-a aplicat forța alternativ din cele două direcții, est și vest, în trepte de încărcare de 200 daN.

Pentru toate panourile s-a utilizat standul de încercări din cadrul laboratorului INCERC Timișoara.

Pentru măsurarea deplasărilor corespunzătoare fiecărei trepte de încărcare s-au utilizat patru perechi de comparatoare, montate la partea superioară a panoului, la partea inferioară și la mijlocul panoului de perete. Aplicarea forței laterale s-a făcut prin intermediul a două pistoane hidraulice de forță. Măsurarea intensității forței orizontale s-a realizat cu ajutorul unei doze de 6,3tf, cuplată la o punte tensometrică Huggenberger. În prealabil doza a fost etalonată la o presă hidraulică cu precizia de 50daN.



Fig. 7.2 - Comparatorul cu tijă (precizie 0,01mm) montat pe talpa inferioară a panoului pentru determinarea deplasărilor și deformațiilor pe verticală

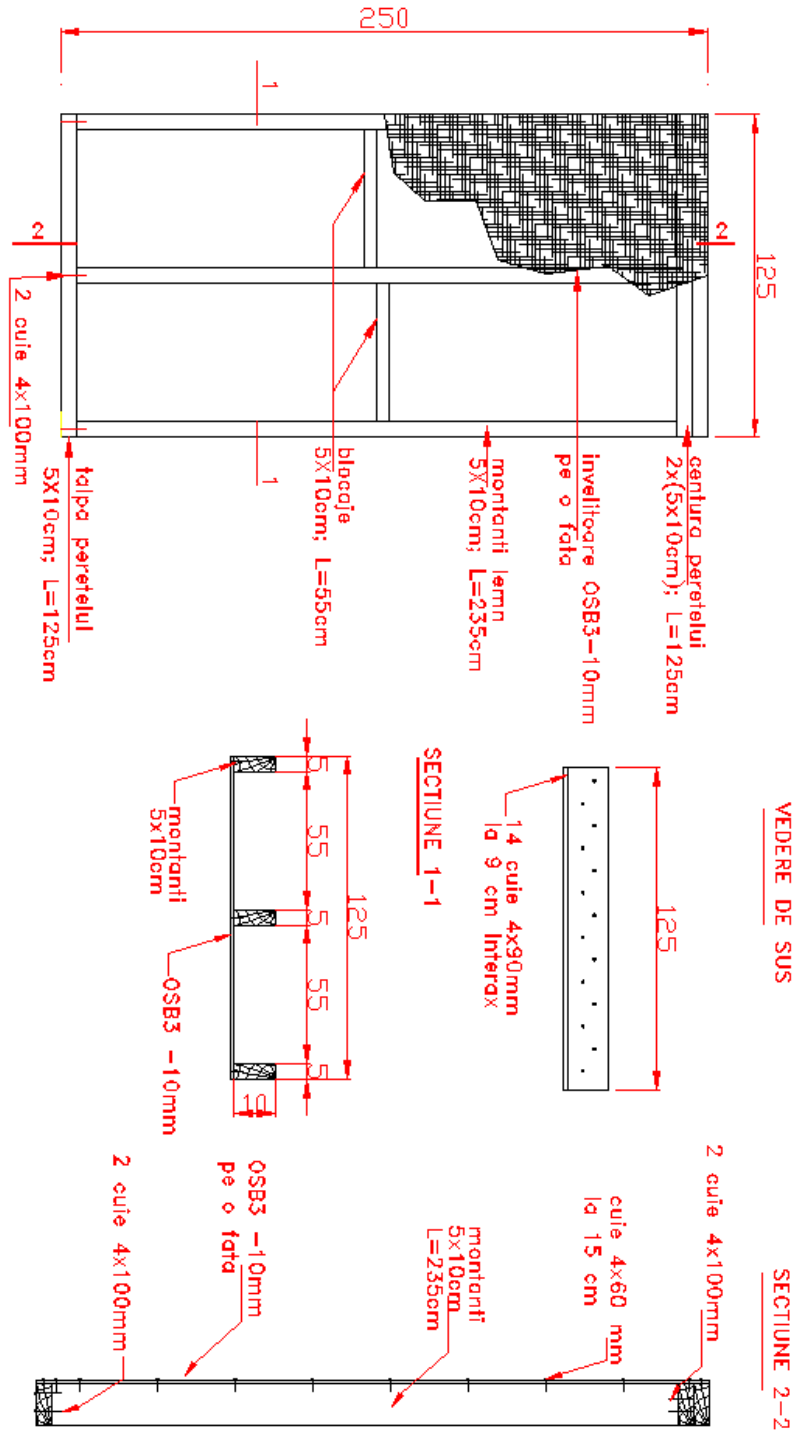


Fig. 7.3 - Panourile de pereți cu învelitoare OSB3 utilizate pentru încercări: vederi și secțiuni



Deplasările și deformațiile orizontale s-au măsurat la trei niveluri prin intermediul fleximetrelor cu fir: la talpa peretelui – F3 și F3', la mijlocul montantului – F2 și F2' și la centură – F1 și F1'. De asemenea s-au măsurat deplasările pe verticală cu ajutorul a două comparatoare cu tijă C1 și C1'. Deplasările verticale s-au măsurat față de grinda inferioară a standului. Cele patru perechi de comparatoare utilizate pentru măsurarea deformațiilor și deplasărilor au avut precizia de 0,1mm (F1, F2, F3, F1', F2', F3'), respectiv de 0,01 mm (C1 și C1'). Citirile din tabelele cu observații de pe coloanele fleximetrelor sunt date în centimetri iar cele de pe coloanele comparatoarelor sunt în mm. Au fost instalate în partea de est F1, F2, F3, C1 și în partea de vest F1', F2', F3' și C1'.



Fig. 7.4 - Aspect din timpul montajului panourilor in standul de încercare.

## 7.2. PANOUL PO1

Primul panou încercat a fost ancorat pe grinda metalică inferioară a standului în modul următor:

- ancorajele de capăt au fost realizate din platbenzi duble de oțel galvanizat, fiecare având secțiunea de 40x2 mm și lungimea de 1000 mm
- fixarea ancorajelor de capăt pe panou s-a realizat cu ajutorul a 55 cuițe de 4x60 mm
- fixarea ancorajelor de capăt pe grinda metalică s-a realizat prin intermediul a trei suruburi  $\varnothing$  10mm
- ancorajul de mijloc s-a realizat din două platbenzi de oțel galvanizat, fiecare având secțiunea 40x2 mm și lungimea de 500 mm
- fixarea ancorajului de mijloc pe grinda metalică s-a realizat prin intermediul a două suruburi  $\varnothing$  10mm

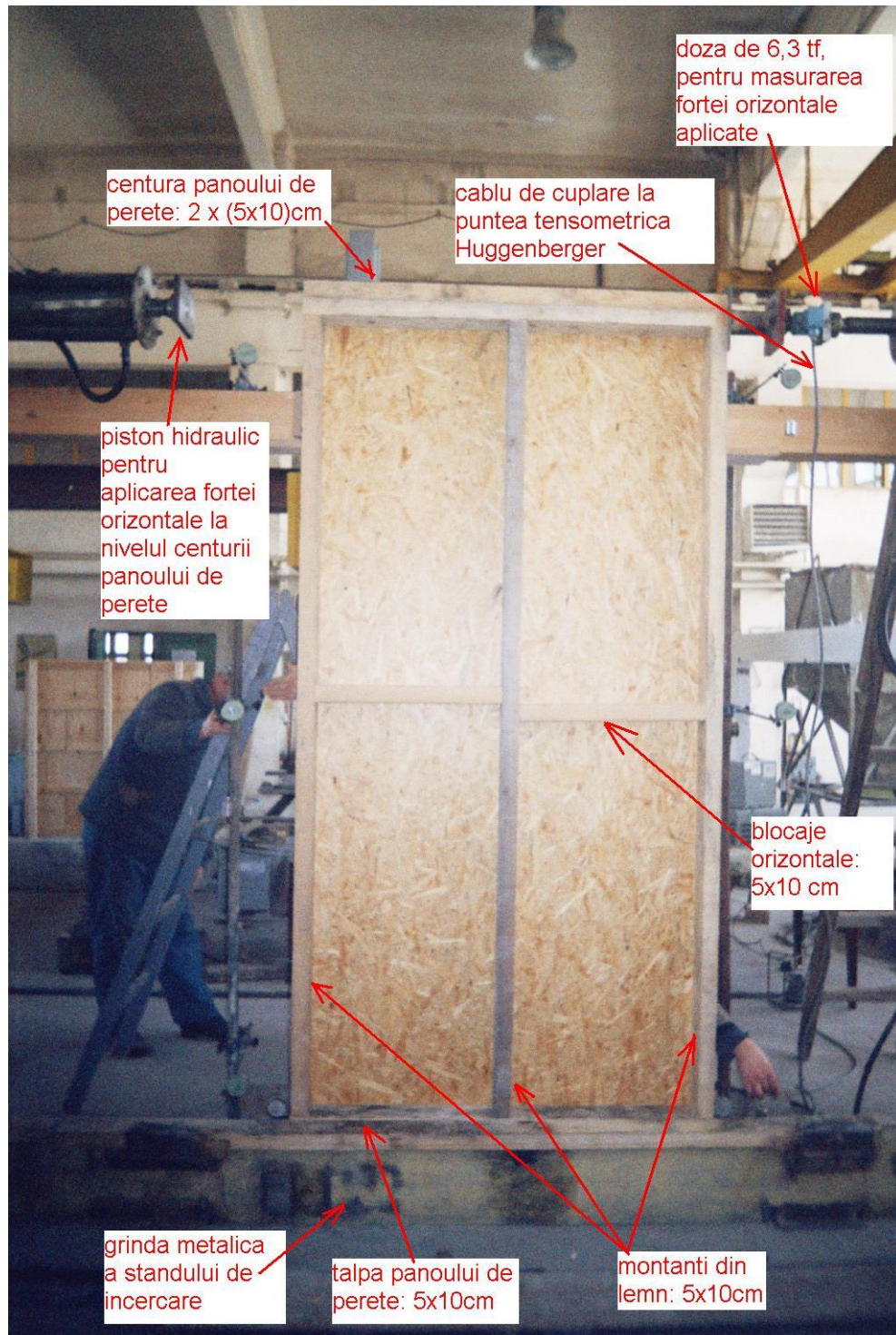


Fig.7.4 - Vedere din spate a panoului montat în standul de încercare





Fig.7. 5 Vedere din față a panoului PO1 montat în standul de incercare.



Rezultatele înregistrate în urma încercării panoului PO1 sunt prezentate în tabelul de mai jos.

Tabelul 7.1. Rezultatele încercării panoului PO1

<b>PANOU PO1</b>										
<b>Ciclul</b>	<b>Forta</b>	<b>Citire comparatoare</b>								
<b>Inc.</b>	<b>(daN)</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>C1</b>	<b>F1'</b>	<b>F2'</b>	<b>F3'</b>	<b>C1'</b>	
	0	20,00	20,00	20,00	9,34	20,00	20,00	20,00	4,00	
	400	20,13	20,06	20,01	9,18	20,14	20,06	20,00	4,26	
	600	20,28	20,13	20,03	9,03	20,28	20,14	20,03	4,50	
I est	800	20,48	20,23	20,07	8,80	20,48	20,25	20,07	4,86	
	1000	20,93	20,47	20,19	8,19	20,92	20,48	20,11	6,14	
	1200	21,36	20,70	20,14	7,41	21,36	20,72	20,14	6,92	
	1400	21,75	20,90	20,18	6,72	21,74	20,91	20,17	7,44	
	1600	22,26	21,16	20,22	5,71	22,23	21,17	20,20	8,07	
	1800	22,65	21,37	20,26	4,82	22,63	21,36	20,24	8,28	
	2000	23,04	21,58	20,32	3,85	22,96	21,54	20,27	8,46	
	2200	23,55	21,86	20,38	2,42	23,47	21,81	20,33	8,67	
	2400	24,26	<b>Rupere ancoraj întins</b>							

Notă : citirile de pe coloanele F sunt date în centimetri iar cele de pe coloanele C sunt în milimetri.

La valoarea de 2400 daN a forței orizontale aplicate din direcția est la nivelul centurii superioare, s-a produs ruperea ancorajului întins în secțiunea găurii șurubului de fixare, așa cum se poate observa în figura 7.6. de mai jos. Placa de OSB și montanții din lemn nu prezentau nici un fel de deteriorări vizibile în momentul ruperii ancorajului.

Aplicând relația 5.14 rezultă:

$$F_{ASD2} = F_{ULTIM} / SF2 = 2400 / 2,5 = 960 \text{ daN}$$

Asa cum se poate observa în tabelul 7.1, deplasarea maximă verticală înregistrată la rupere de comparatorul C1, la nivelul talpii inferioare a panoului, a fost:

$$\Delta V_r = (9,34 - 2,42) = 6,92 \text{ mm}$$

În capatul comprimat al panoului ancorajul s-a deformat așa cum se poate observa în figura 7.7 de mai jos. Deplasarea maximă orizontală înregistrată de comparatorul F1 la partea superioară a panoului în momentul ruperii a fost:

$$\Delta S_r = (24,26 - 20) - (20,38 - 20) = 3,88 \text{ cm}$$

Valoarea din a doua paranteză reprezintă alunecarea panoului pe grinda inferioară a standului de încercare, înregistrată de comparatorul F3.

Aplicând relația 5.14 rezultă:

$$\Delta S_{max} = (0,025 h) / (0,7 R) = (0,025 \times 2500) / (0,7 \times 5,5)$$

$$\Delta S_{max} = 16,23 \text{ mm}$$

Din tabelul 7.1 se observă că deplasarea orizontală  $\Delta S_{max}$  la partea superioară a panoului, a fost atinsă pentru o valoare a forței orizontale de circa 1320 daN. Aplicând relația 5.14 rezultă:

$$F_{ASD1} = F_{S_{max}} / SF1 = 1320 \text{ daN} / 1,4 = 942 \text{ daN}$$

Rezultă că rezistența de calcul a peretelui PO1 este:

$$F_{PO1} = \min (F_{ASD1}, F_{ASD2}) = \min (942; 960) = 942 \text{ daN}$$

Comparând această valoare cu valorile din tabelul 5.2 se constată că panoul PO1 are o capacitate portanta comparabilă cu panourile de pereți de tipul P3.

Deasemenea, comparând rezultatele obținute experimental cu valorile din tabelul 5.3 se observa ca panoul PO1 are performanțe asemănătoare cu panoul prefabricat de tip SW 24x8 si SW 24x9.

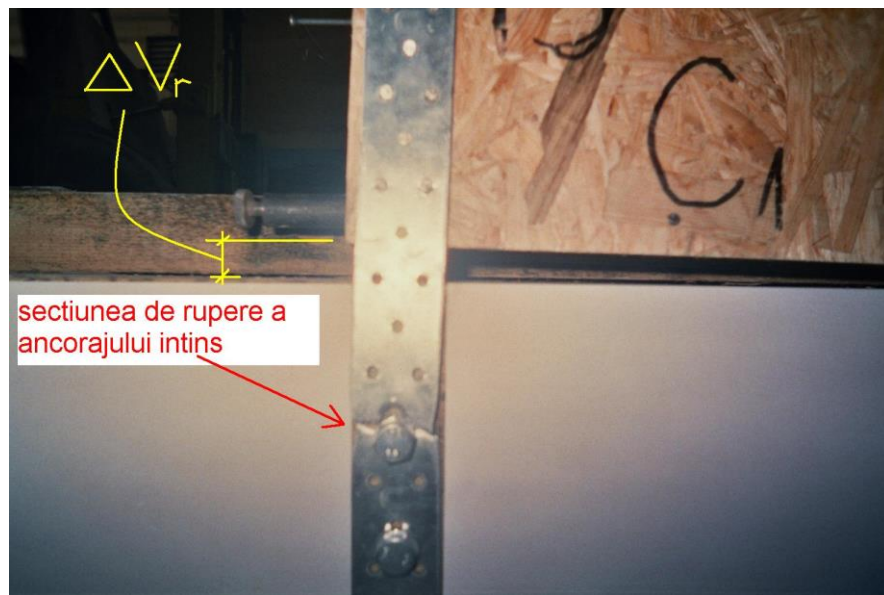


Fig.7.6 - Ruperea ancorajului intins.

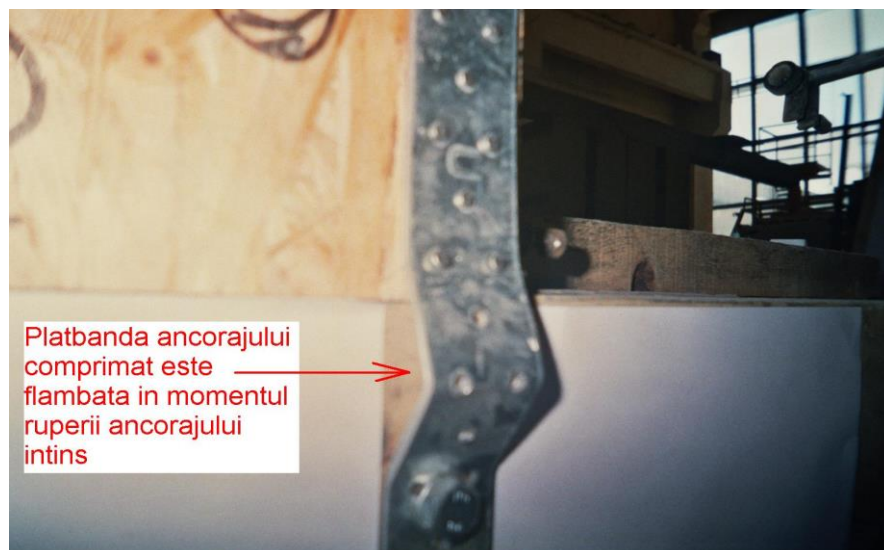


Fig.7.7- Flambajul ancorajului in zona comprimată

## 7.3 PANOUL PO2

Al doilea panou încercat a avut aceleași caracteristici ca și primul, dar a fost ancorat pe grinda metalică a standului utilizându-se trei platbenzi în zona întinsă. Astfel s-a urmărit creșterea capacității ancorajului pentru a determina ruperea panoului de perete la nivelul legăturii dintre placa de OSB și montanți sub acțiunea forțelor orizontale. Datele înregistrate sunt prezentate în tabelul 7.2.



Fig.7.8 - Aspect din timpul montării pe stand a panoului PO2

Tabelul 7.2.- Rezultatele încercării panoului PO2

PANOU PO2

Ciclul inc.	Forta (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
	0	20,00	20,00	20,00	8,77	20,00	20,00	20,00	1,04
	400	19,85	19,94	19,98	8,53	20,17	20,07	20,02	1,15
	600	19,75	19,89	19,97	8,36	20,27	20,12	20,03	1,23
I est	800	19,61	19,82	19,95	8,17	20,43	20,19	20,05	1,34
	1000	19,46	19,74	19,92	7,95	20,59	20,27	20,06	1,51
	1200	19,24	19,63	19,89	7,65	20,80	20,39	20,09	1,74
	1400	19,01	19,49	19,86	7,32	21,01	20,50	20,11	1,97
	1600	18,67	19,31	19,81	6,67	21,36	20,69	20,15	2,29
	1800	18,38	19,15	19,77	6,10	21,66	20,84	20,18	2,53
	2000	18,05	18,99	19,74	5,55	21,96	20,99	20,20	2,58
	2200	17,71	18,81	19,70	4,71	22,29	21,16	20,23	2,72
	2400	17,43	18,67	19,67	4,06	22,59	21,30	20,25	2,80
	2600	17,15	18,51	19,65	3,39	22,87	21,46	20,26	2,88
	2800	<b>Rupere prin penetrarea capului cuielor prin placa de OSB</b>							

Notă : citirile de pe coloanele F sunt date în centimetri iar cele de pe coloanele C sunt în milimetri.

Fig. 7.9- Ancorajul din zona întinsă a panoului PO2 a fost întărit pentru a determina cedarea panoului la nivelul plăcii de OSB.

Panoul PO2 a avut un mecanism de cedare diferit: la valoarea fortei orizontale de 2600 daN au început să se aude pocnituri puternice datorate smulgerii cuielor care fixează ancorajul zonei întinse. Totuși cedarea nu s-a produs în această zonă, ci în zona comprimată, unde, la 2800 daN s-a produs penetrarea capului cuielor prin placa de OSB în final producându-se și flambajul plăcii, așa cum se poate observa în figurile următoare.







Fig.7.10 - Cedarea panoului PO2 prin penetrarea cuielor prin placa de OSB.



Fig.7.11 - Detaliu in zona comprimata a panoului PO2 la rupere.



Dupa cum se poate observa in figura 7.11 ruperea s-a produs exact deasupra platbenzii ancorajului, ceea ce confirma faptul ca platbenzile fixate in cuie pe conturul panoului pot determina o crestere semnificativa a capacitatii portante a acestora. In ceea ce priveste deplasarea pe verticala a capatului intins al panoului la rupere, din tabel se observă că valoarea acestei deplasari este cu 1,54 mm mai mica pentru PO2, desi valoarea fortei de rupere a fost mai mare cu circa 400 daN in cazul celui de-al doilea panou. Întrucât panourile au fost identice rezultă că diferența este dată de ancorajul mai puternic al panoului PO2.

Deasemenea, comparand valorile deplasarii verticale la 2200 daN (aceasta a fost ultima citire pentru PO1 inaintea ruperii ancorajului) se observa ca PO2 are o deplasare mai mica cu 2,86 mm, care se explica prin faptul ca la ancorajul primului panou s-a produs alungirea la rupere a otelului.

Deplasarea pe orizontala a partii superioare a panoului PO2 a atins valoarea maximă de 2,50 cm, fata de 3,88 cm cat s-a inregistrat in cazul panoului PO1.

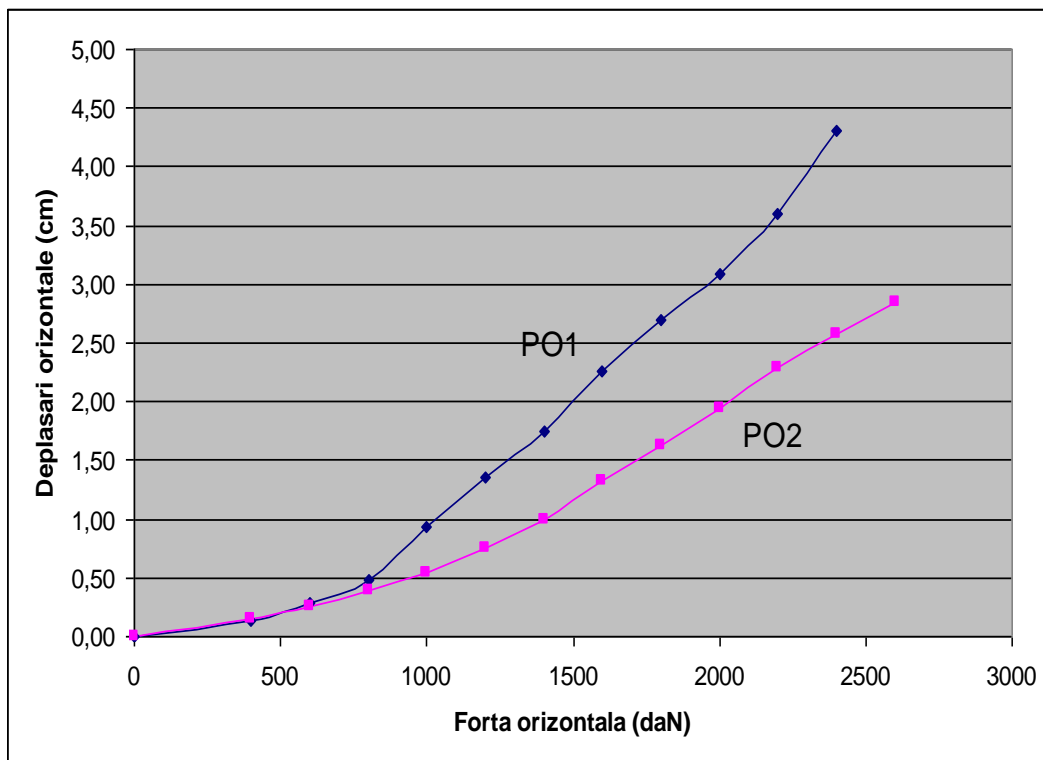


Fig.7.12- Curbele deplasarii orizontale la partea superioara a panourilor PO1 si PO2.

Deplasarea orizontală  $\Delta S_{\max}$  la centură este atinsă la valoarea forței orizontale de circa 1800 daN.

Aplicând relațiile 5.12 ... 5.17 rezultă că rezistența de calcul a peretelui PO2 este:

$$F_{PO2} = \min (F_{ASD1}; F_{ASD2}) = \min (1800/1.4 ; 2800/2.5)$$

$$F_{PO2} = \min (1285; 1120) = 1120 \text{ daN}$$

Aceasta înseamnă că PO2 are capacitatea portantă apropiată de cea a pereților de tip P4. Se poate afirma că performanțele superioare ale panoului PO2 sunt datorate în primul rând ancorajului mai puternic din zona întinsă.

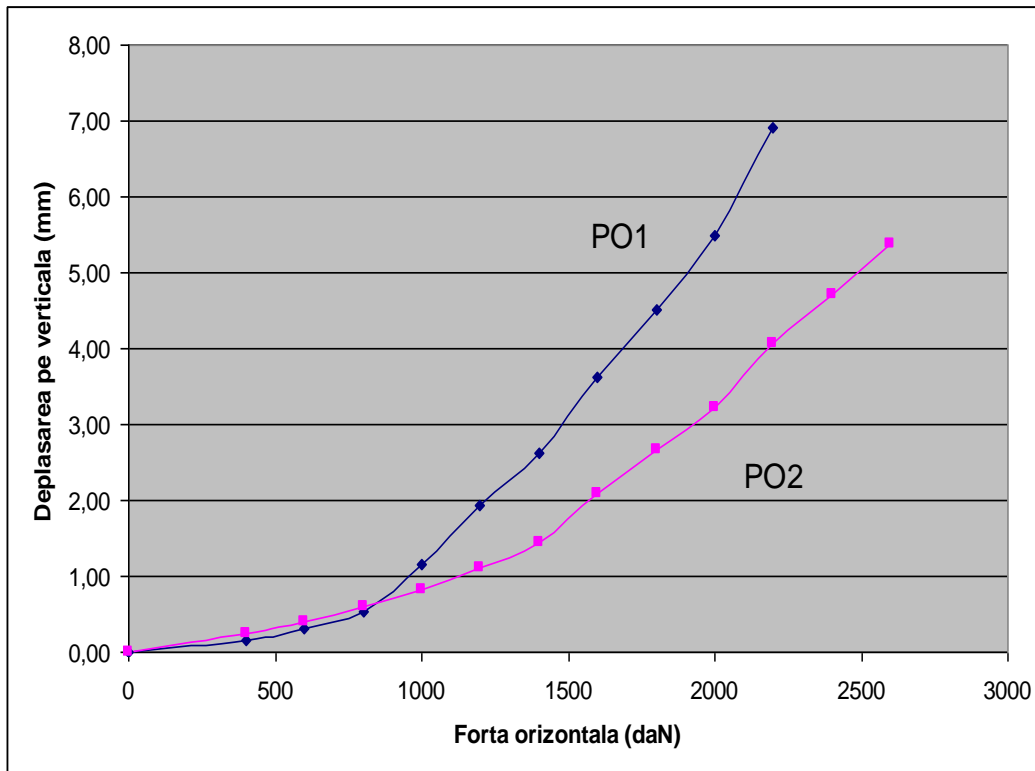


Fig.7.13 - Curbele deplasării pe verticală a montantului de la partea întinsă a panourilor PO1 și PO2.

#### 7.4. PANOUL PO3

Al treilea panou încercat a fost ancorat pe grinda metalică a standului utilizându-se trei platbenzi în zona întinsă, la fel ca și pentru panoul PO2, dar încărcările s-au aplicat alternativ atât din direcția est cât și din vest.

În primul ciclu panoul a fost încărcat din est până la 1800 daN, după care forța a fost aplicată din vest, până la aceeași valoare maximă. În final, forța laterală a fost din nou aplicată din est, până la rupere.

Panoul PO3 a fost încărcat și cu o forță verticală uniform distribuită de 520 daN/ml, utilizându-se două blocuri de beton de câte 325 kg fiecare, rezemate pe centură prin intermediul a două plăci metalice cu grosimea de 30 mm așa cum se observă în figura de mai jos.

Tabelul 7.3. Rezultatele încercării panoului PO3

<b>PANOU PO3</b>									
<b>Ciclul</b>	<b>Forta</b>	<b>Citire comparatoare</b>							
<b>inc.</b>	<b>(daN)</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>C1</b>	<b>F1'</b>	<b>F2'</b>	<b>F3'</b>	<b>C1'</b>
I est	0	20,00	20,01	20,00	7,77	20,00	20,01	20,01	1,00
	400	19,86	19,95	19,99	7,55	20,14	20,06	20,01	1,18
	800	19,60	19,83	19,96	7,27	20,36	20,26	20,04	1,41
	1200	19,22	19,64	19,89	6,67	20,67	20,32	20,10	1,73
	1600	18,52	19,27	19,80	6,28	21,03	20,55	20,17	2,19
	1800	18,33	19,17	19,78	4,90	21,06	20,57	20,18	2,26
	1600	18,33	19,17	19,78	4,94	21,12	20,59	20,18	2,25
	1200	18,50	19,24	19,79	5,15	21,14	20,59	20,19	2,21
	800	18,75	19,34	19,80	5,44	21,11	20,57	20,18	2,15
	400	19,02	19,45	19,82	5,78	20,97	20,52	20,17	2,03
0	19,30	19,60	19,86	6,45	20,70	20,42	20,15	1,75	
I vest	0	20,00	20,00	20,00	7,00	20,00	20,00	20,00	2,00
	400	20,29	20,07	20,01	7,21	19,97	19,96	20,01	1,92
	800	20,65	20,28	20,10	7,47	19,50	19,76	19,93	1,44
	1200	21,21	20,58	20,18	8,36	18,94	19,47	19,85	0,48
	1600	21,75	20,87	20,25	8,94	18,42	19,12	19,78	0,29
	1800	21,95	20,96	20,26	9,10	18,19	19,07	19,76	0,28
	1600	21,95	20,96	20,27	9,08	18,19	19,07	19,76	0,28
	1200	21,81	20,92	20,26	8,95	18,28	19,10	19,76	0,29
	800	21,60	20,82	20,25	8,80	18,50	19,20	19,77	0,29
	400	21,36	20,71	20,24	8,56	18,77	19,32	19,79	0,29
0	21,13	20,62	20,23	8,52	19,00	19,43	19,80	0,31	
II est	0	20,00	20,00	20,00	10,00	20,00	20,00	20,00	0,00
	400	19,86	19,93	19,98	9,82	20,13	20,05	20,02	0,31
	800	19,50	19,74	19,93	9,22	20,50	20,24	20,06	1,03
	1200	18,88	19,38	19,84	7,73	21,11	20,61	20,15	2,89
	1600	18,45	19,14	19,79	6,87	21,58	20,81	20,19	3,20
	1800	18,31	19,10	19,78	6,64	21,72	20,88	20,20	3,29
	2000	18,16	19,02	19,76	6,37	21,86	20,94	20,22	3,38
	2200	17,98	18,93	19,74	6,01	22,01	21,01	20,23	3,48
	2400	17,73	18,82	19,71	5,53	22,20	21,11	20,25	3,59
	2600	17,46	18,70	19,69	4,85	22,61	21,28	20,27	3,72
	2800	17,21	18,57	19,64	4,25	22,86	21,40	20,30	3,83
	3000	16,82	18,39	19,63	3,33	23,2	21,55	20,33	3,99
	3200	16,35	18,14	19,52					

**Rupere prin penetrarea capului cuielor prin placa de OSB**

Notă : citirile de pe coloanele F sunt date în centimetri iar cele de pe coloanele C sunt în milimetri.

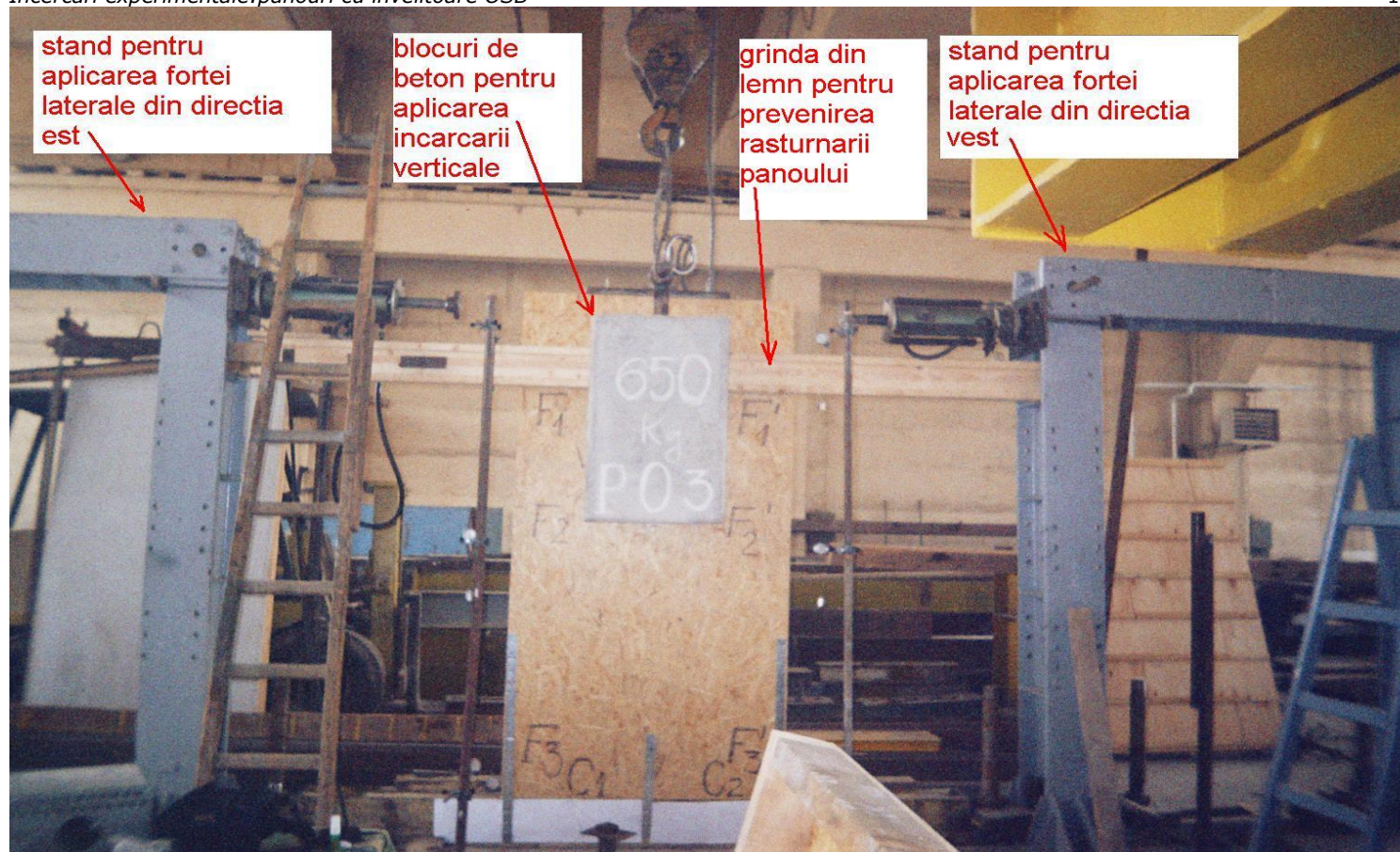


Fig.7.14 - Montarea panoului P03 in standul de incercare cu pistoane de aplicare a fortei din directiile est și vest.

Cedarea panoului PO3 a fost asemănătoare cu cea a panoului PO2: în zona comprimată s-a produs penetrarea capului cuielor prin placa de OSB. Valoarea forței orizontale la care s-a produs ruperea a fost de 3200 daN, cu 400 daN mai mult decât în cazul panoului care nu a avut încărcare verticală. Diferența este dată de momentul de stabilitate adus de încărcarea verticală.

Folosind notațiile din schița alăturată, unde P este forța laterală aplicată prin piston, G este rezultanta forțelor verticale uniform distribuite, iar R este reacțiunea din ancoraj, ecuația de momente față de colțul din dreapta jos este:

$$P \times h = (R \times b) + (G \times b/2)$$

$$R = (P \times h / b) - (G / 2)$$

Întrucât la panourile PO1 și PO2 nu avem încărcări verticale ( $G=0$ ) întinderea din ancoraj este:

$$R = P \times h / b$$

Deci la ruperea ancorajului PO1 forța de întindere a fost:

$$R_1 = 2400 \times 2,5 / 1,25 = 4800 \text{ daN}$$

La ruperea panoului PO2:

$$R_2 = 2800 \times 2,5 / 1,25 = 5600 \text{ daN}$$

La ruperea panoului PO3:

$$R_3 = (3200 \times 2,5/1,25) - (520 \times 1,25/2) = 6075$$

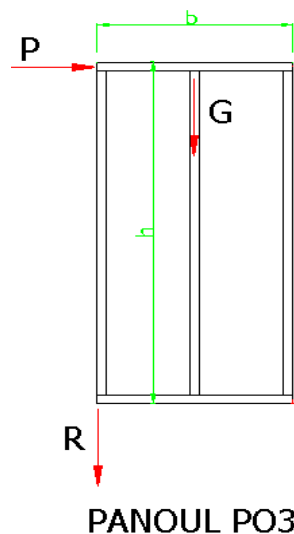
daN

Din tabelul 7.3 se observă că deplasarea orizontală la nivelul centurii atinge valoarea 16,23 mm în primul ciclu de încărcare, deci se menține în același interval ca și în cazul panoului PO2.

$$F_{PO3} = \min (F_{ASD1}; F_{ASD2}) = \min (1800/1.4 ; 3200/2.5)$$

$$F_{PO3} = \min (1285; 1280) = 1280 \text{ daN}$$

În ciclul final II est, deplasările orizontale sunt mai pronunțate atingându-se valoarea  $\Delta S_{max}$  la numai 1690 daN, datorită alunecărilor din ancoraje și a alunecării plăcii față de montanți care se accentuează de fiecare dată când este depășită rezistența de calcul.



## 7.5. PANOUL PO4

Datorită unei erori la găurirea platbenzii de ancoraj a fost necesară schimbarea acestora la panoul PO4 prin scoaterea și reintroducerea cuielor de fixare a platbenzii pe montanții marginali. Ca urmare a acestui incident a rezultat o slăbire a legăturii dintre ancoraj și corzi. Astfel, s-au creat condițiile pentru alunecarea mai ușoară a cuielor, fapt care s-a putut observa mai ales după depășirea pragului de 2000daN când s-a înregistrat o creștere semnificativă a deformațiilor și deplasărilor față de panourile anterioare. La acest panou s-a observat o accentuare a flambajului platbenzii în zona comprimată, iar la atingerea încărcării orizontale de 2600 daN s-a produs ruperea panoului de perete în același mod ca și la panourile PO2 și PO3.

Așadar, cedarea panoului PO4 s-a produs tot prin penetrarea cuielor prin placa de OSB și flambajul plăcii, dar la o valoare mult mai scăzută a forței orizontale față de panoul PO3, deși a fost prezentă și de această dată încărcarea verticală.



În urma analizării acestei situații s-a constatat că datorită deformațiilor excesive, în faza finală încărcarea verticală nu a mai fost transmisă prin intermediul talpii și a montanților ci direct prin placa de OSB care s-a sprijinit pe grinda metalică, determinând strivirea plăcii și ulterior flambajul și ruperea acesteia.



Fig.7.15 - Montarea panoului P04 în standul de încercare



Această eroare de montaj a panoului a scos însă în evidență importanța deosebită a rezistenței la strivire locală a corzilor. Deasemenea s-a evidențiat importanța transmiterii eforturilor de întindere și compresiune prin elementele de rezistență din lemn și nu prin placa de OSB.

Tabelul 7.4. Rezultatele încercării panoului PO4

<b>PANOU PO4</b>									
<b>Ciclul</b>	<b>Forta</b>	<b>Citire comparatoare</b>							
<b>inc.</b>	<b>(daN)</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>C1</b>	<b>F1'</b>	<b>F2'</b>	<b>F3'</b>	<b>C1'</b>
I est	0	20,00	20,00	20,01	10,00	20,02	20,00	20,00	5,47
	400	19,83	19,95	20,00	9,89	20,15	20,05	20,01	5,70
	800	19,61	19,86	19,96	9,61	20,36	20,15	20,04	5,90
	1200	19,30	19,70	19,90	9,18	20,71	20,32	20,09	6,22
	1600	18,71	19,39	19,81	8,12	21,28	20,63	20,17	7,05
	1800	18,36	19,20	19,75	7,32	21,70	20,85	20,20	7,77
	1600	18,28	19,15	19,75	7,35	21,70	20,86	20,20	7,74
	1200	18,43	19,20	19,76	7,55	21,59	20,82	20,21	7,55
	800	19,64	19,27	19,77	7,80	21,35	20,71	20,20	7,25
	400	19,91	19,39	19,79	8,17	21,15	20,63	20,18	6,87
0	19,98	19,44	19,82	9,04	20,82	20,49	20,16	6,27	
I vest	0	19,99	20,02	19,99	9,19	20,00	20,00	20,00	7,10
	400	20,32	20,21	20,09	9,61	19,62	19,75	19,91	6,41
	800	20,30	20,37	20,17	10,30	19,07	19,42	19,78	6,01
	1200	20,48	20,57	20,22	10,67	18,65	19,20	19,75	5,05
	1600	20,57	20,77	20,28	10,88	18,10	18,91	19,71	3,90
	1800	20,60	20,89	20,31	10,88	17,77	18,72	19,68	3,24
	1600	20,64	20,88	20,31	10,88	17,73	18,72	19,67	3,30
	1200	20,66	20,83	20,30	10,88	17,83	18,75	19,67	3,63
	800	20,72	20,75	20,29	10,79	18,00	18,81	19,67	4,04
	400	20,72	20,67	20,27	10,63	18,23	18,92	19,68	4,48
0	21,13	20,62	20,23	10,20	18,62	19,06	19,71	5,53	
II est	0	19,98	20,00	20,00	10,40	19,98	20,01	19,99	5,60
	400	19,35	19,65	19,85	9,50	20,60	20,35	20,12	6,72
	800	18,72	19,30	19,69	8,08	21,22	20,68	20,22	7,86
	1200	18,20	19,03	19,62	7,25	21,70	20,92	20,27	8,53
	1600	17,75	18,80	19,56	6,50	22,10	21,11	20,30	9,12
	1800	17,52	18,69	19,54	6,23	22,31	21,21	20,33	9,47
	2000	17,15	18,50	19,51	5,56	22,65	21,38	20,35	10,10
	2200	16,90	18,41	19,49	5,09	22,87	21,49	20,36	10,24
	2400	16,64	18,26	19,46	4,60	23,09	21,60	20,37	10,47
	2600	16,35	18,12	19,43	4,11	23,35	21,72	20,39	10,68
2800	<b>Rupere prin penetrarea capului cuielor prin placa de OSB</b>								

Notă : citirile de pe coloanele F sunt date în centimetri iar cele de pe coloanele C sunt în milimetri.

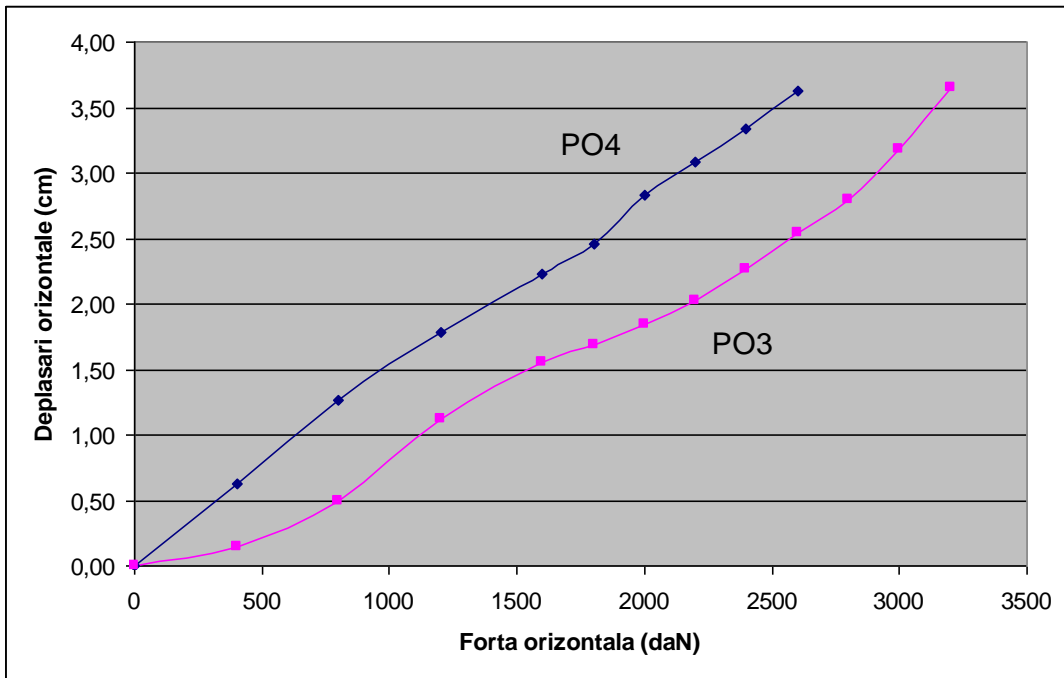


Fig.7.16- Curbele deplasării orizontale la partea superioară a panourilor PO3 și PO4 în ciclul final de încărcare.

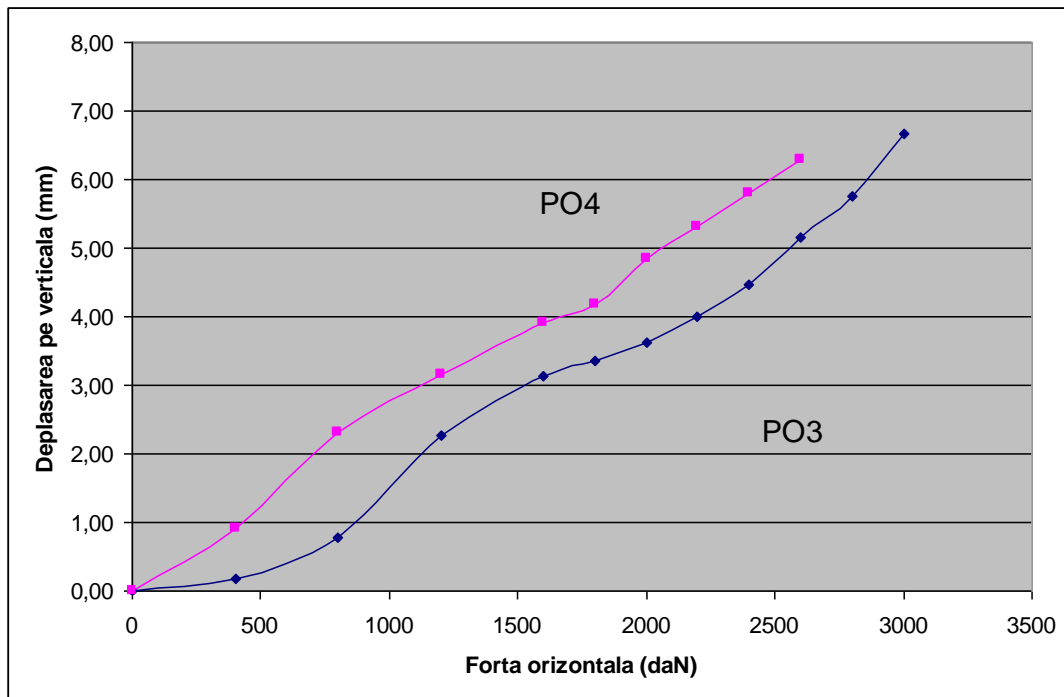


Fig.7.17 - Curbele deplasării pe verticală a montantului de la partea întinsă a panourilor PO3 și PO4.

Analizând datele din tabelul 7.4. se observă că valoarea deplasărilor pe orizontală și verticală în cazul panoului PO4 au fost apropiate de cele obținute anterior doar în primul ciclu de încărcare, când forța orizontală maximă a fost mai mică de 1800 daN.

Deasemenea se observă că deplasarea maximă admisibilă la nivelul centurii panoului PO4 se atinge tot la 1800 daN, deci rezistența de calcul a acestui panou este:

$$F_{PO4} = \min (F_{ASD1}; F_{ASD2}) = \min (1800/1.4 ; 2800/2.5)$$

$$F_{PO4} = \min (1285; 1120) = 1120 \text{ daN}$$

Tabelul 7.5.

Valorile rezistențelor de calcul la acțiunea forțelor laterale

	Media	PANOUL			
		PO1	PO2	PO3	PO4
Rezistența de calcul (daN)	1115,5	942	1120	1280	1120
Abatere față de medie (daN)	-	- 173,5	+ 4,5	+164,5	+4,5
Abatere față de medie (%)	-	-15,5	+0,4	+14,75	+0,4

Tabelul 7.6.

Valorile deplasărilor orizontale(cm) la nivelul centurii pentru forța orizontală de 2400daN și 1800daN

FORTA (daN)	PANOUL			
	PO1	PO2	PO3	PO4
2400	4,31	2,57	2,27	3,34
1800	2,7	1,62	1,69	2,46

Tabelul 7.7.

Valorile deplasărilor verticale(mm) în zona întinsă a panoului pentru forța orizontală de 2400daN și 1800daN

FORTA (daN)	PANOUL			
	PO1	PO2	PO3	PO4
2400	6,92	4,71	4,47	4,17
1800	4,52	2,57	3,36	5,80

Tabelul 7.8.

Valorile deplasărilor orizontale(cm) la nivelul talpii pentru forța orizontală de 2400daN și 1800daN

FORTA (daN)	PANOUL			
	PO1	PO2	PO3	PO4
2400	0,38	0,33	0,29	0,54
1800	0,26	0,23	0,22	0,46

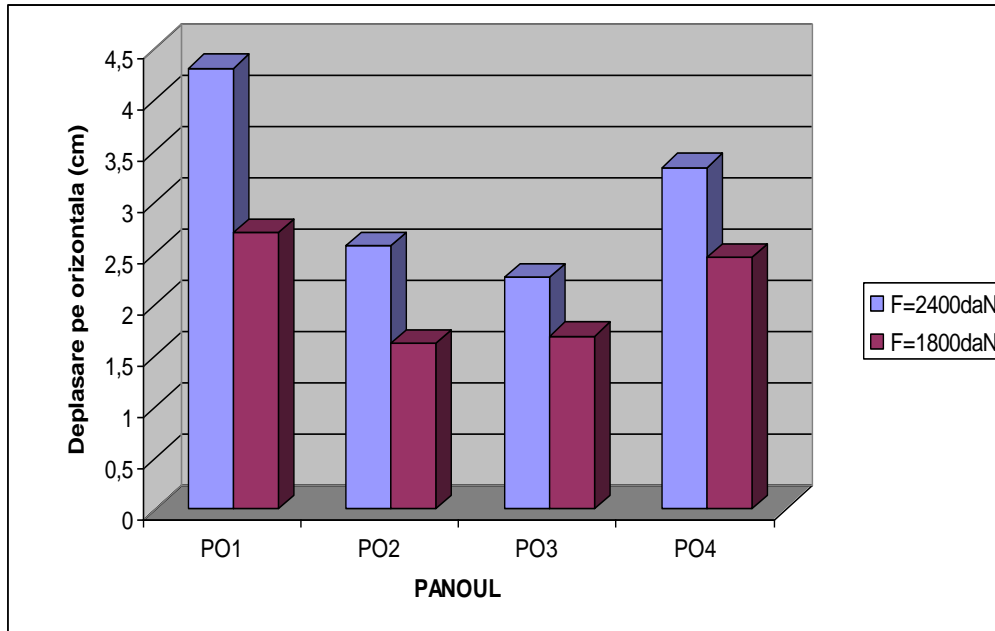


Fig.7.18 Valorile deplasărilor orizontale(cm) la nivelul centurii pentru forța orizontală de 2400daN și 1800daN

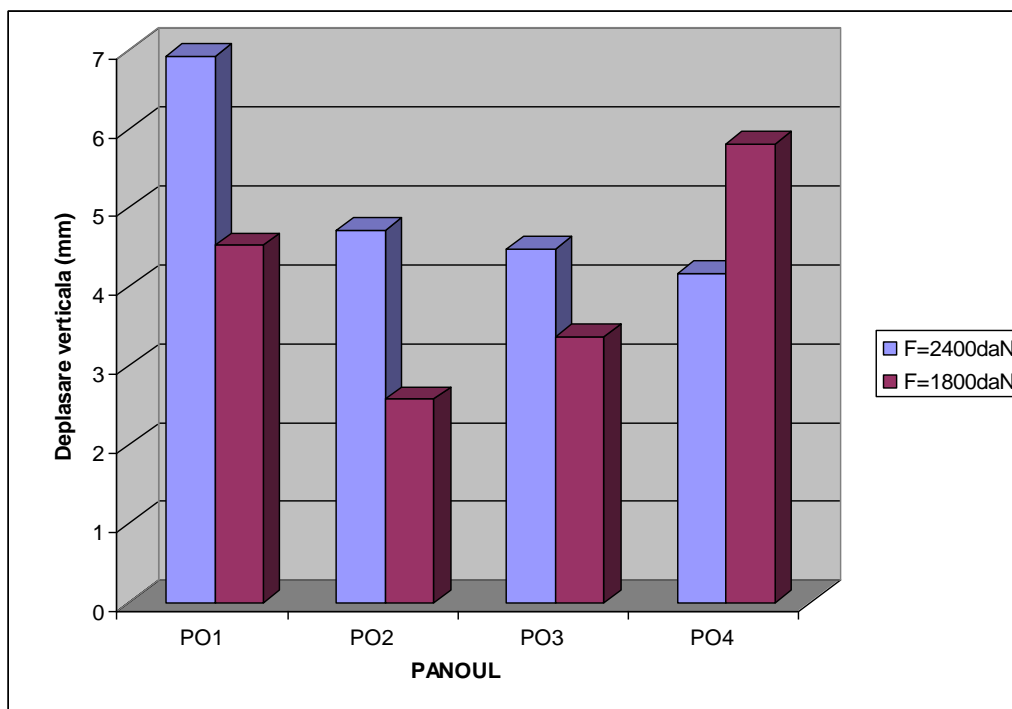


Fig.7.19- Valorile deplasărilor verticale(mm) în zona întinsă a panoului pentru forța orizontală de 2400daN și 1800daN

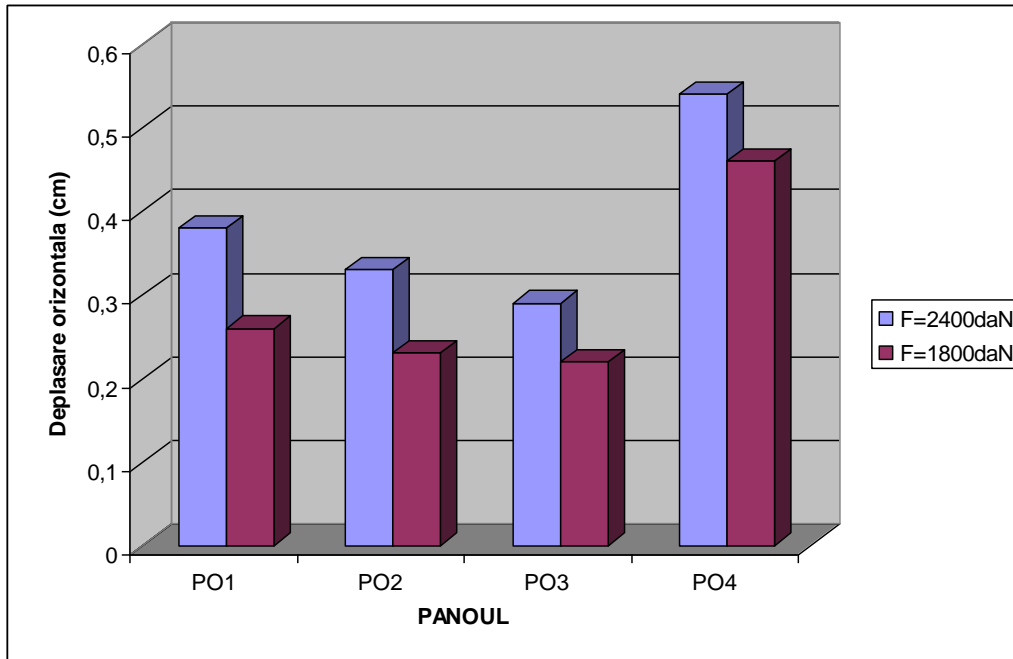


Fig.7.20 - Alunecarea panourilor pe grinda metalica a standului de incercare.

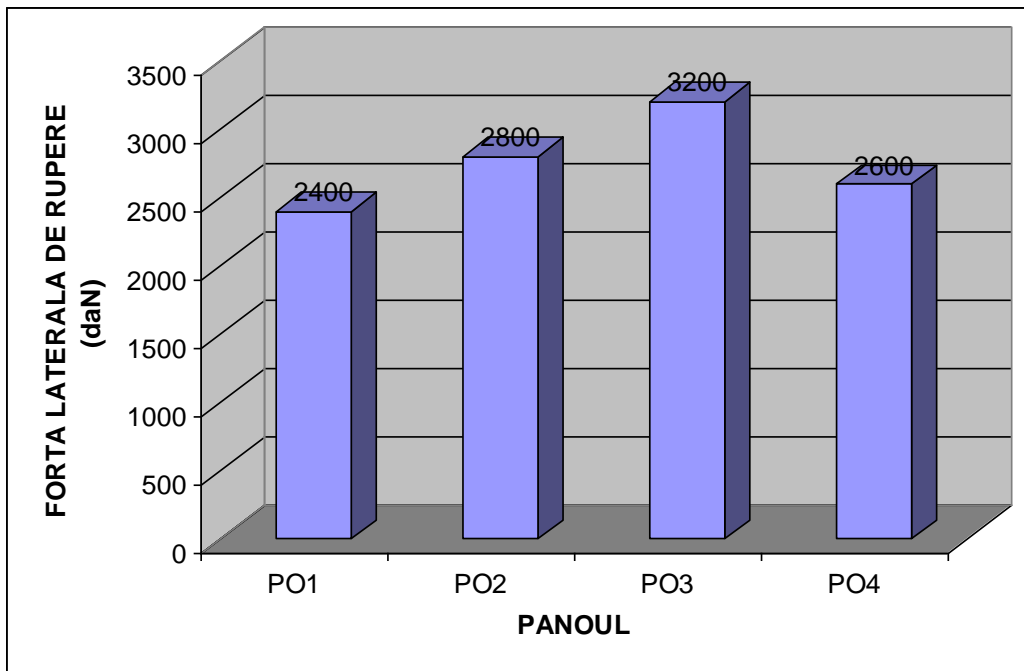


Fig 7.21. Valorile fortei orizontale (daN) la nivelul centurii la care s-a produs ruperea panourilor.

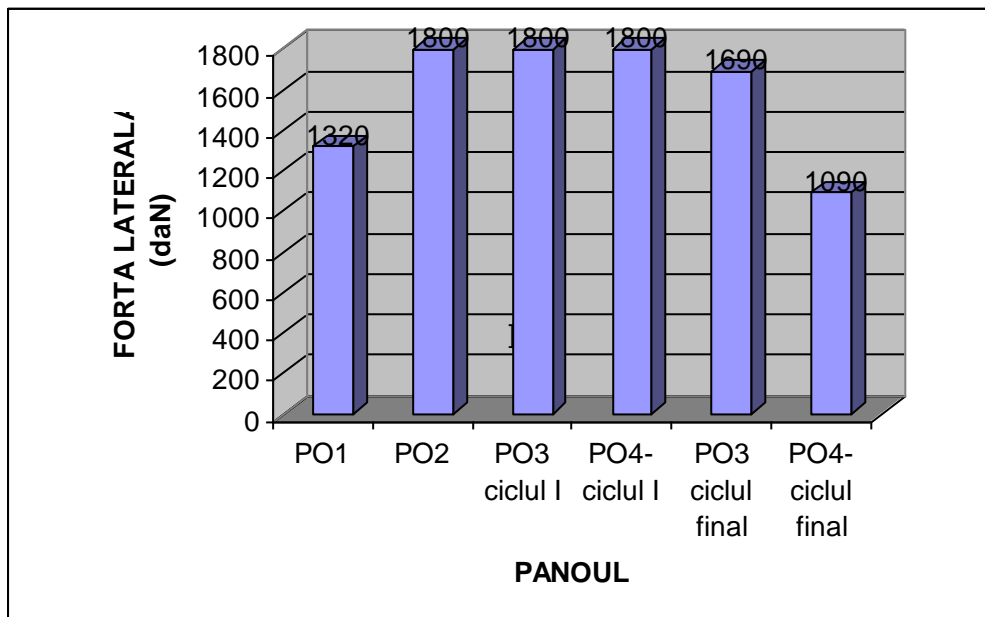


Fig 7.22. Valorile forței orizontale (daN) la nivelul centurii pentru care s-a atins  $\Delta S_{\max}$

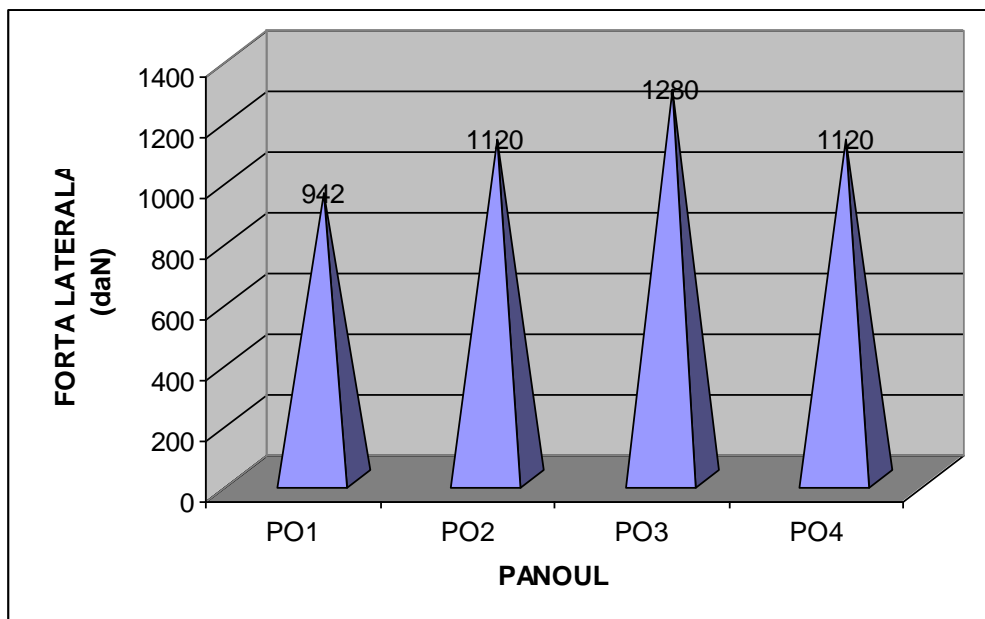


Fig 7.23. Valorile rezistenței de calcul ale panourilor încercate.

Se poate observa că aplicarea forței verticale (încărcări permanente) nu a contribuit la reducerea deformațiilor și deplasărilor orizontale întrucât PO3 și PO4 au deplasări orizontale comparabile cu PO2. Panoul PO1 a atins  $\Delta S_{\max}$  la valori mai mici ale forței orizontale datorită alungirii oțelului ancorajului.



Tabelul 7.9 - Centralizator al încercărilor experimentale pentru peretii din lemn cu învelitoare din OSB

FORȚA (daN)	PO1			PO2			PO3 (ciclul final)			PO4 (ciclul final)		
	$\Delta s$ (cm)	$\Delta vi$ (mm)	$\Delta vc$ (mm)	$\Delta s$ (cm)	$\Delta vi$ (mm)	$\Delta vc$ (mm)	$\Delta s$ (cm)	$\Delta vi$ (mm)	$\Delta vc$ (mm)	$\Delta s$ (cm)	$\Delta vi$ (mm)	$\Delta vc$ (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
400	0.13	0.16	-0.26	0.15	0.24	-0.11	0.14	0.18	-0.31	0.37	0.03	-1.12
600	0.28	0.30	-0.50	0.25	0.41	-0.19						
800	0.48	0.54	-0.86	0.39	0.60	-0.30	0.50	0.78	-1.03	1.30	2.32	-2.26
1000	0.93	1.15	-2.14	0.54	0.82	-0.47						
1200	1.36	1.93	-2.92	0.76	1.12	-0.70	1.12	2.27	-2.89	1.78	3.15	-2.93
1400	1.75	2.62	-3.44	0.99	1.43	-0.93						
1600	2.26	3.63	-4.07	1.33	2.10	-1.25	1.55	3.13	-3.20	2.27	3.90	-3.52
1800	2.65	4.52	-4.28	1.62	2.67	-1.47	1.69	3.46	-3.29	2.46	4.17	-3.87
2000	3.04	5.49	-4.46	1.95	3.22	-1.54	1.84	3.63	-3.38	2.83	4.84	-4.41
2200	3.55	6.92	-4.67	2.29	4.06	-1.68	2.02	3.99	-3.48	3.08	5.31	-4.64
2400	<b>RUPERE prin cedarea ancorajului întins</b>			2,57	4.71	-1.76	2.27	4.47	-3.59	3.34	5.8	-4.87
2600				2.85	5.38	-1.84	2.54	5.15	-3.72	3.63	6.29	-5.08
2800				<b>RUPERE prin penetrarea cuielor</b>			2.79	5.75	-3.83	<b>RUPERE prin penetrarea cuielor</b>		
3000							3.18	6.67	-3.99			
3200							<b>RUPERE prin penetrarea cuielor</b>					
3400												

## 7.6. CONCLUZII PRIVIND PANOURILE DE PEREȚI DIN LEMN CU ÎNVELITOARE DIN OSB SUPUSE LA FORȚE ORIZONTALE

Din datele obținute în urma încercării celor patru panouri de pereți cu învelitoare din OSB se pot trage următoarele concluzii:

- ruperea panourilor s-a produs în următoarele moduri:
  - o cedarea ancorajului întins
  - o penetrarea capului cuielor prin placa de OSB
- performanțele peretilor încercați sunt asemănătoare celor utilizați în mod curent în realizarea construcțiilor rezidențiale din America de Nord
- reducerea rezistenței la strivire locală a materialului lemnos a montanților marginali (corzi) determină creșterea importantă a deplasărilor și deformațiilor pe verticală și pe orizontală
- transmiterea eforturilor de compresiune la fundație prin placa de OSB și nu prin montanți și talpa inferioară determină scăderea semnificativă a performanțelor panoului datorită strivirii plăcii de OSB la contactul cu suprafața de rezemare
- pentru încărcarea orizontală de 1000 daN, la toate panourile încercate, deplasările orizontale la partea superioară a panoului au avut valori mai mici de 1cm, care se încadrează în valorile recomandate de normativele actuale utilizate în țările unde construcțiile rezidențiale din lemn se utilizează pe scara largă;
- deplasările pe verticală ale panourilor au fost neglijabile având valori în jur de circa 1mm pentru forțe orizontale de până la 1000 daN
- la toate panourile încercate ruperea s-a produs la valori ale încărcării orizontale mai mari de 2400 daN
- încărcarea verticală adusă de planșeu și acoperiș creează un moment de stabilitate care determină o creștere a rezistenței la rupere a panoului dar nu participă semnificativ la reducerea deplasărilor pe orizontală
- rezistențele de calcul obținute pentru panourile PO2, PO3 și PO4 au avut valori apropiate, și se încadrează în condiția impusă de Uniform Building Code prin care se cere ca diferențele să fie mai mici decât 15% din valoarea medie.

## Capitolul 8

## ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE: PEREȚI DIN LEMN CU ÎNVELITOARE DIN PLĂCI DE GIPS ARMATE CU FIBRE CELULOZICE

Plăcile realizate din gips armat cu fibre de celuloză reprezintă o alternativă viabilă pentru plăcile de OSB, atunci când se execută structuri de lemn cu diafragme verticale și orizontale. Se pot utiliza pentru executarea învelitorii pereților structurali, atât interiori cât și exteriori. Datorită faptului că au rezistențe mecanice mai scăzute decât plăcile de OSB de obicei se montează pe ambele fețe ale panoului de perete.

Aceste plăci au rezistență ridicată la umiditate, greutate specifică redusă și asigură o bună protecție la foc a structurii din lemn. În ceea ce privește prețul de cost/mp, acesta este mai scăzut cu circa 30% față de prețul plăcilor de OSB.

Unul din avantajele utilizării acestor plăci este acela că în interior se pot vopsi direct, rezultând o suprafață de calitate foarte bună, spre deosebire de OSB care trebuie neapărat placat cu gipscarton. În România se comercializează plăci de acest tip sub denumirea de plăci Vidiwall. Sunt produse de firma Knauf.

### 8.1. MATERIAL SI METODĂ

Pentru determinarea performanțelor peretilor executati cu acest tip de invelitori, în cadrul laboratorului INCERC Timisoara s-au efectuat incercari experimentale pe două panouri de pereti, placați pe ambele fețe cu plăci VIDIWALL de 12,5 mm grosime.

Dimensiunile panourilor de perete au fost:

$h = 250 \text{ cm}$ ;  $b = 125 \text{ cm}$

S-au utilizat montanți cu secțiunea de 6x16cm, așezați la distanța de 47,5cm, montanții de capăt fiind dublați. Placa Vidiwall s-a fixat pe montanți prin intermediul unor holzsuruburi de 3,9x50mm, la 20 cm, pe tot conturul, precum și pe montantul intermediar.

Panourile au fost încărcate cu o forță verticală uniform distribuită de 520 daN/ml, care a reprezentat încărcarea permanentă verticală adusă de planșeu și acoperiș asupra peretelui. Această încărcare a fost aplicată prin intermediul a două blocuri de beton de câte 325 kg fiecare, rezemate pe centură prin intermediul a două plăci metalice cu grosimea de 30 mm.

Forța orizontală s-a aplicat alternativ din cele două direcții, est și vest, în trepte de încărcare de 200 daN, utilizându-se în acest scop standul de încercări din cadrul laboratorului INCERC Timișoara. Modul de așezare a panoului în stand este arătat în figura 8.2. Pentru măsurarea deplasărilor corespunzătoare fiecărei trepte de încărcare s-au utilizat patru perechi de comparatoare, montate la partea superioară a panoului, la partea inferioară și la mijlocul panoului de perete, așa cum se poate observa în fig.8.3.

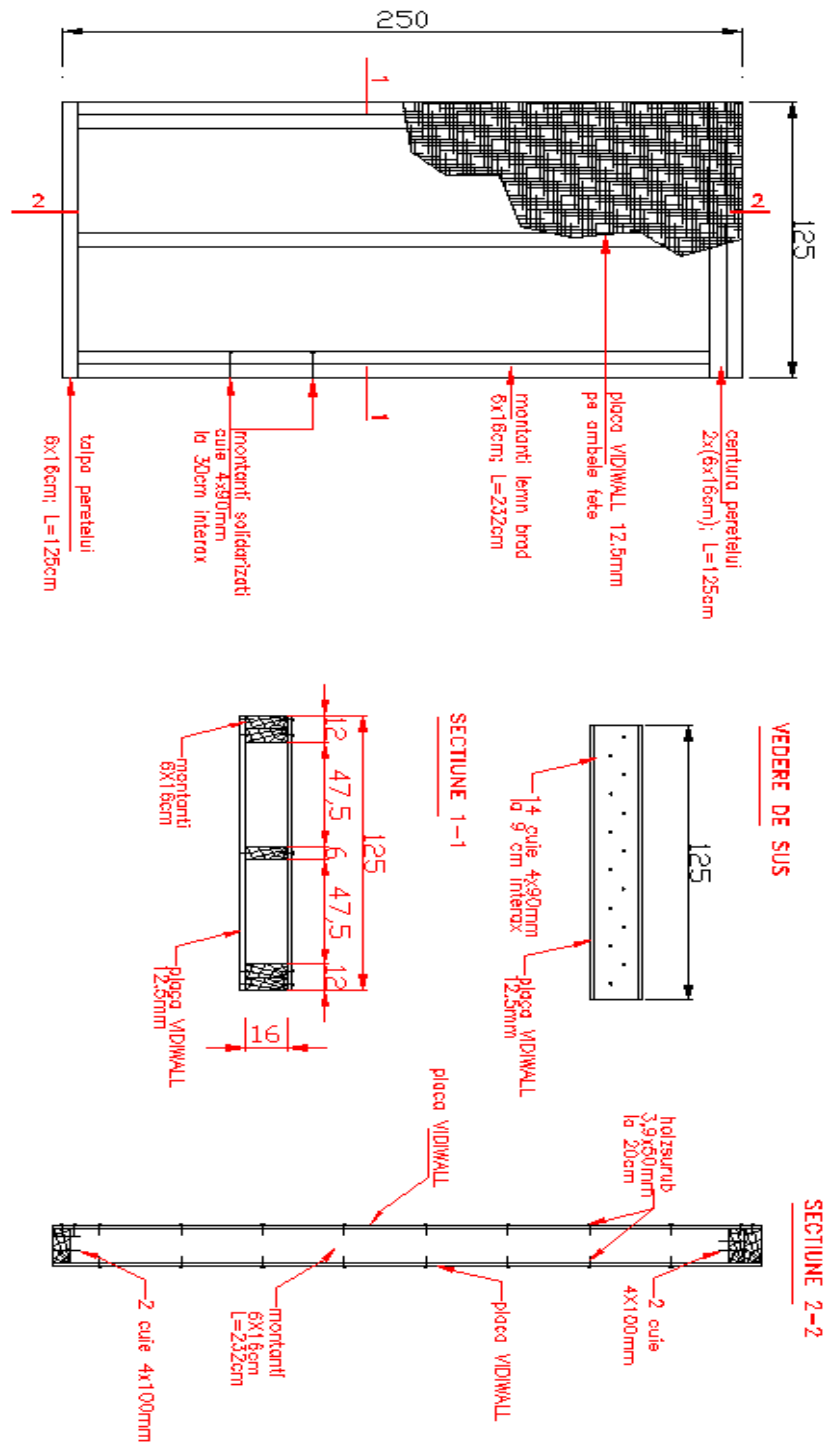
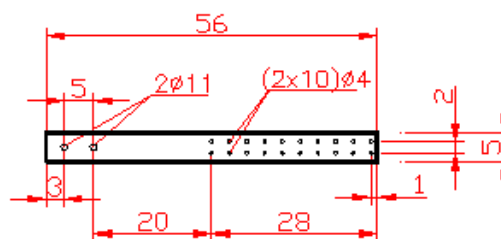


Fig. 8.1. – Panouri de pereți cu învelitoare VIDIWALL utilizate la încercări: vederi și secțiuni

În primul ciclu de încărcare forța laterală s-a aplicat până la valoarea de 800 daN, alternativ din ambele sensuri, apoi în ciclurile următoare valoarea maximă a forței laterale s-a mărit cu câte 200 daN până la cedarea peretelui. Aplicarea forței laterale s-a făcut prin intermediul a două pistoane hidraulice de forță. Măsurarea intensității forței orizontale s-a realizat cu ajutorul unei doze de 6,3tf, cuplată la o punte tensometrică Huggenberger. În prealabil doza a fost etalonată la o presă hidraulică cu precizia de 50daN.

Deplasările orizontale s-au măsurat la trei niveluri prin intermediul unor comparatoare cu fir: la talpa peretelui – F1 și F1', la mijlocul montantului – F2 și F2' și la centură – F3 și F3'.

### ANCORAJ PLATBANDA 2mm



### DETALIU DE FIXARE

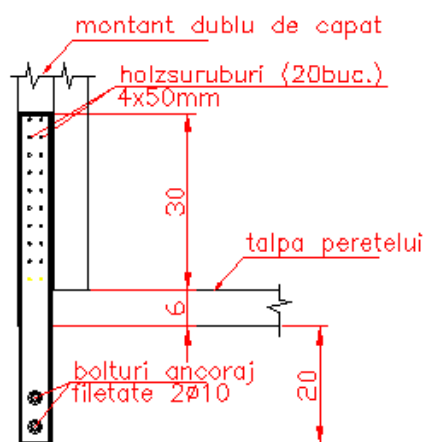


Fig.8.2. – Detaliu de ancoraj.

Deasemenea s-au măsurat deplasările pe verticală cu ajutorul a două comparatoare cu tijă C1 și C1'. Deplasările verticale s-au măsurat față de grinda inferioară a standului.

Cele patru perechi de comparatoare utilizate pentru măsurarea deformațiilor și deplasărilor au avut precizia de 0,1mm (F1, F2, F3, F1', F2', F3'), respectiv de 0,01 mm (C1 și C1').

## 8.2 Rezultatele încercării panoului PV1

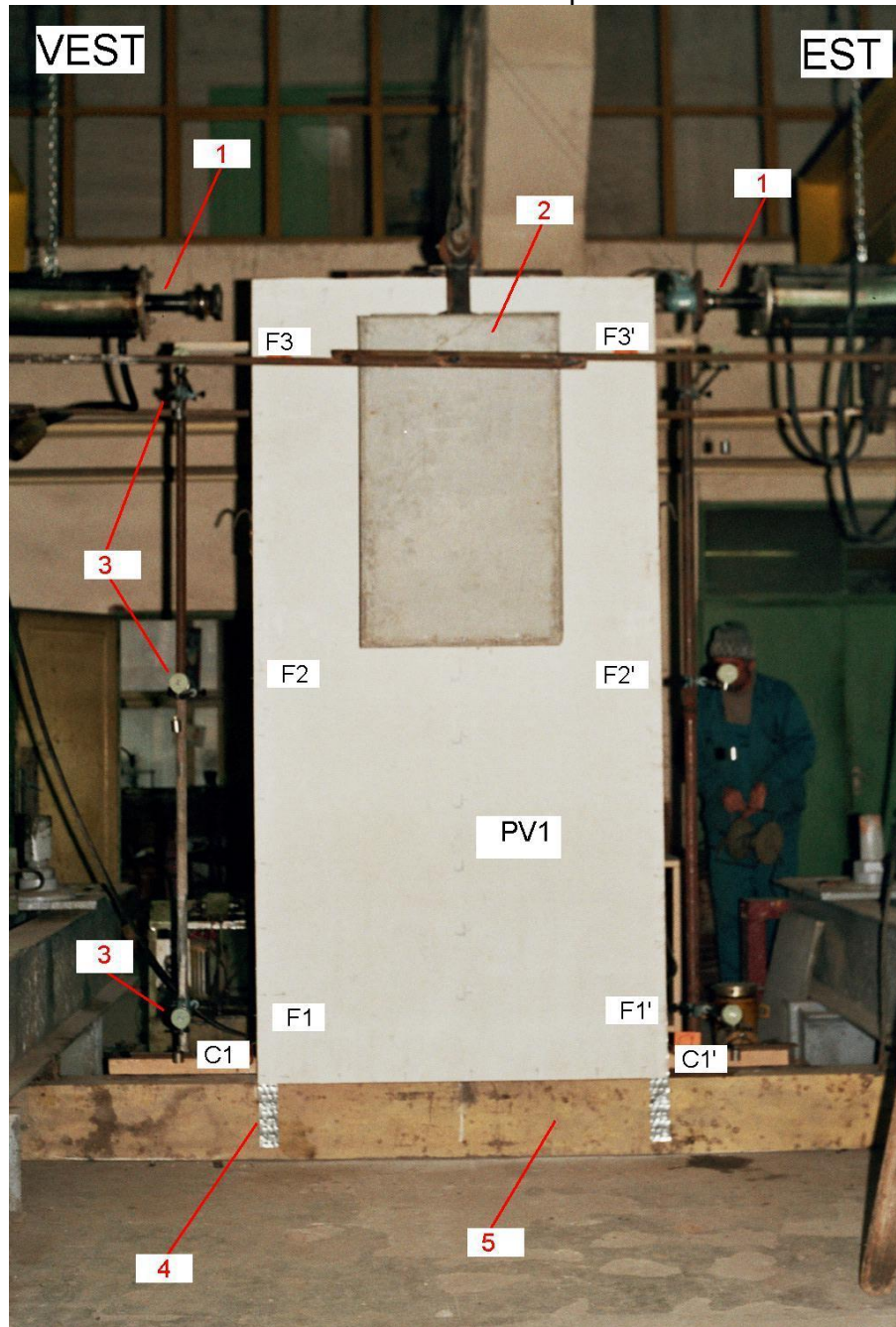


Fig.8.3. - Panoul PV1: 1- pistoanele pentru aplicarea forței orizontale la partea superioară a panoului din direcțiile est și vest; 2-contragreutati din beton pentru aplicarea forței verticale adusă de planșeu și acoperiș; 3-comparatoare pentru citirea deplasărilor corespunzătoare fiecărei trepte de încărcare; 4-ancoraje metalice, 560x50x2mm; 5 - cadrul metalic al standului de încercări



Panoul PV1 a fost ancorat în prima fază pe grinda inferioară a standului de încercări cu ajutorul unui ancoraj format din platbandă metalică având lungimea de 560 mm și lățimea de 50 mm așa cum se observă în fig. 8.1. Grosimea platbenzii a fost de 2 mm. S-au aplicat trei cicluri alternative (din est și din vest) de încărcare laterală, la partea superioară a panoului, la nivelul centurii. În tabelul 8.1. sunt prezentate rezultatele înregistrate.

**În primul ciclu de încărcare** forța aplicată a crescut de la 0 la 800 daN, în trepte de 200 daN și a rezultat o deplasare maximă la partea superioară a panoului  $\Delta S = 1,82\text{cm}$ . Descărcarea s-a făcut deasemenea în trepte de 200 daN, urmărindu-se deplasările atât la încărcare cât și la descărcare. În placa de Vidiwall nu au aparut nici un fel de fisuri în acest ciclu de încărcare, dar s-a constatat apariția flambajului platbenzii de ancoraj, din partea opusă pistonului de forță. După demontarea panoului s-a constatat că acest fapt s-a datorat prezenței unui cordon de sudură pe grinda de bază a standului de încercări, care nu a permis rezemarea pe întreaga suprafață a tălpii peretelui, dând naștere la o strivire locală, care a dus la creșterea deformațiilor înregistrate, atât la comparatoarele cu fir cât și la cele cu tijă.



Fig.8.4. – Ruperea ancorajului la panoul PV1.

Tabelul 8.1. – Rezultatele încercării panoului PV1  
Citire comparatoare

Ciclu	Forța (daN)	F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
	0	0	0	0	0,14	0	0	0	0,45
	200	0,01	0,09	0,18	0,19	0	0,09	0,16	0,01
	400	0,04	0,26	0,49	0,98	0,03	0,26	0,47	9,3
	600	0,09	0,47	0,85	1,96	0,07	0,46	0,86	8,46
I	800	0,16	0,76	1,35	3,14	0,15	0,76	1,4	7,04
est	600	0,16	0,75	1,34	3,02	0,15	0,75	1,35	7,09
	400	0,16	0,7	1,24	2,76	0,15	0,69	1,24	7,62
	200	0,15	0,61	1,06	2,37	0,14	0,59	1,04	8,19
	0	0,11	0,43	0,7	1,85	0,09	0,41	0,71	9,06
	0	20	20	20	9,34	20	20	20	1,6
	200	19,93	19,58	19,24	7,68	19,92	19,53	19,23	4,05
	400	19,86	19,31	18,73	6,25	19,86	19,33	18,78	4,94
	600	19,83	19,26	18,5	5,61	19,82	19,18	18,55	5,43
I	800	19,77	19,05	18,18	4,81	19,77	19	18,22	5,85
vest	600	19,78	19,05	18,28	5,06	19,77	19,06	18,34	5,7
	400	19,78	19,1	18,32	5,31	19,77	19,08	18,37	5,56
	200	19,8	19,15	18,47	5,72	19,78	19,16	18,51	5,26
	0	19,83	19,18	18,78	6,47	19,81	19,31	18,78	4,66
	0	0	0	0	1,79	0	0	0	9,23
	200	0,09	0,56	1	5,31	0,08	0,55	1,02	6,75
	400	0,14	0,82	1,48	6,08	0,13	0,82	1,54	5,05
	600	0,16	0,94	1,68	6,35	0,16	0,95	1,75	4,34
II	800	0,19	1,06	1,89	6,61	0,2	1,08	1,98	3,71
est	1000	0,22	1,21	2,16	6,89	0,24	1,25	2,26	2,73
	800	0,22	1,21	2,15	6,84	0,23	1,23	2,25	2,91
	600	0,22	1,2	2,03	6,75	0,23	1,19	2,17	3,2
	400	0,22	1,2	1,99	6,62	0,23	1,13	2,06	3,56
	200	0,21	1,2	1,8	6,42	0,21	1,04	1,91	4,03
	0	0,17	0,99	1,4	5,67	0,15	0,76	1,42	5,46
	0	20	20	20	9,31	20	20	20	0,94
	200	19,88	19,84	18,46	8,8	19,88	19,32	18,46	4,89
	400	19,84	18,94	18,36	7,83	19,83	19,09	18,35	5,44
	600	19,81	18,84	18,17	7,34	19,8	18,98	18,16	5,7
II	800	19,77	18,84	17,96	6,81	19,78	18,87	17,24	5,98
vest	1000	19,72	18,83	17,55	5,33	19,76	18,65	17,59	6,45
	800	19,72	18,73	17,57	5,56	19,74	18,66	17,65	6,37
	600	19,72	18,63	17,63	5,8	19,74	18,69	17,66	6,26
	400	19,73	18,67	17,75	6,12	19,74	18,75	17,76	6,1
	200	19,75	18,73	17,94	6,6	19,74	18,84	17,93	5,81
	0	19,78	18,83	18,13	7,13	19,77	18,98	18,17	5,41

Notă : citirile de pe coloanele F sunt date în centimetri iar cele de pe coloanele C sunt în milimetri.

Continuare: Tabelul 8.1. – Rezultatele încercării panoului PV1

Ciclu	Forța (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
	0	0	0	0	4	0	0	0	8
	200	0,04	0,26	1,2	6,2	0,05	0,27	1,21	4,01
	400	0,1	0,59	1,65	7,01	0,08	0,59	1,67	1,7
	600	0,12	0,73	1,88	7,5	0,09	0,74	1,91	1,08
III	800	0,14	0,35	2,1	7,99	0,12	0,87	2,15	0,45
est	1000	0,17	0,35	2,32	8,39	0,15	0,88	2,33	0,36
	1200	<b>Ruperea ancorajului întins</b>							

În al doilea ciclu de încărcare forța aplicată a crescut de la 0 la 1000 daN. Și în această fază a continuat să apară fenomenul de flambaj al ancorajului din zona comprimată, dar panoul de perete nu a suferit nici un fel de deteriorări vizibile.

În al treilea ciclu de încărcare forța s-a aplicat de la 0 la 1200, la treapta finală de încărcare producându-se ruperea ancorajului.

Înainte de ruperea ancorajului ultima citire a deplasării orizontale indică valoarea  $\Delta S_r = 2,33\text{cm}$ .

Întrucât la ruperea ancorajului peretele nu a suferit deteriorări, s-a utilizat același panou pentru o altă încercare, schimbându-se doar ancorajul.

Asa cum se poate observa în tabelul 8.1, deplasarea maximă verticală înregistrată de comparatorul C1', la nivelul talpii inferioare a panoului, a fost de 7,64 mm. Această valoare a fost atinsă pentru forța laterală de 1000daN aplicată din direcția est.

Deplasarea orizontală înregistrată de comparatoarele F3 și F3' la partea superioară a panoului crește continuu de la un ciclu la altul, iar maximul este atins în ciclul III din direcția est.

Aplicând relația 5.17 rezultă:

$$\Delta S_{\max} = (0,025 h) / (0,7R)$$

$$\Delta S_{\max} = 0,025 \times 2500 / 0,7 \times 4.5 = 19,84 \text{ mm}$$

Din tabelul 8.1 se observă că deplasarea orizontală  $\Delta S_{\max}$  la partea superioară a panoului, a fost atinsă prima dată în ciclul II est pentru o valoare a forței de circa 800 daN. Rezultă că rezistența de calcul a panoului este:

$$F_{PV1} = \min (800/1.4; 1200/2.5)$$

$$F_{PV1} = \min (571; 480) = 480 \text{ daN}$$

Comparând această valoare cu valorile din tabelul 5.2 se constată că panoul PO1 are o capacitate portanță comparabilă cu panourile de pereți de tipul P1.

### 8.3. Rezultatele încercării panoului PV1'

Panoul PV1' a fost încercat în aceleași condiții ca și panoul PV1. S-a utilizat un ancoraj mai puternic, realizat din tablă cu grosimea de 3mm. Rezultatele încercării sunt prezentate în tabelul 8.2.

Deși panoul trecuse deja printr-o serie de 3 cicluri de încărcare și descărcare, odată cu întărirea ancorajului se observă o îmbunătățire a comportării panoului, din punctul de vedere a scăderii valorilor deplasărilor verticale și orizontale.

Tabelul 8.2. – Rezultatele încercării panoului PV1'

Ciclu	Forța (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
I est	0	0	0	0	0,82	0	0	0	8,46
	200	0	0,05	0,1	0,97	0	0,05	0,16	8,35
	400	0,03	0,2	0,31	1,23	0,03	0,19	0,3	8,08
	600	0,07	0,31	0,49	1,46	0,06	0,27	0,46	7,73
	800	0,11	0,46	0,73	1,75	0,09	0,4	0,7	7,2
	600	0,11	0,45	0,73	1,7	0,09	0,4	0,69	7,34
	400	0,11	0,42	0,68	1,61	0,09	0,4	0,63	7,5
	200	0,1	0,36	0,58	1,47	0,08	0,35	0,51	7,73
	0	0,08	0,21	0,3	1,23	0,06	0,2	0,29	8,1
I vest	0	20,07	20,21	20,28	1,2	20,05	20,18	20,27	8,13
	200	20,05	20,07	20,04	0,86	20,02	20,06	20,07	8,47
	400	20,02	19,9	19,77	0,34	19,98	19,9	19,81	8,82
	600	19,99	19,74	19,51	0,14	19,94	19,74	19,58	9,05
	800	19,96	19,54	19,16	0,14	19,9	19,56	19,27	9,34
	600	19,96	19,54	19,17	0,14	19,89	19,56	19,28	9,28
	400	19,96	19,59	19,25	0,14	19,9	19,56	19,36	9,18
	200	19,96	19,65	19,36	0,14	19,91	19,61	19,45	9,07
	0	19,98	19,81	19,61	0,14	19,94	19,77	19,71	8,86
II est	0	20,01	19,99	19,88	0,59	19,96	19,95	19,99	8,68
	200	20,01	20	19,9	0,7	19,97	19,96	20,02	8,59
	400	20,05	20,18	20,19	1,04	20	20,15	20,3	8,28
	600	20,07	20,27	20,34	1,29	20,02	20,22	20,47	7,87
	800	20,09	20,37	20,52	1,51	20,04	20,31	20,65	7,53
	1000	20,13	20,51	20,79	1,76	20,09	20,5	20,94	6,91
	800	20,13	20,53	20,82	1,71	20,09	20,5	20,92	7,08
	600	20,13	20,5	20,76	1,65	20,08	20,5	20,86	7,23
	400	20,13	20,45	20,68	1,55	20,07	20,48	20,78	7,42
200	20,12	20,38	20,55	1,4	20,06	20,36	20,62	7,68	
0	20,1	20,24	20,31	1,15	20,04	20,24	20,41	8,05	

Continuare: Tabelul 8.2. – Rezultatele încercării panoului PV1'

Ciclu	Forta (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
	0	20,09	20,21	20,26	9,04	20,04	20,21	20,38	0,69
	200	20,06	20,01	19,92	8,54	20	20,02	20,11	1,17
	400	20,02	19,81	19,59	7,6	19,96	19,83	19,79	1,54
	600	20	19,67	19,36	6,98	19,93	19,7	19,58	1,73
II vest	800	19,98	19,56	19,18	6,44	19,91	19,61	19,4	1,91
	1000	19,95	19,34	18,76	5,92	19,86	19,38	19,02	2,28
	800	19,95	19,33	18,75	5,96	19,86	19,37	19,04	2,21
	600	19,95	19,36	18,8	6,08	19,86	19,37	19,08	2,13
	400	19,95	19,41	18,89	6,15	19,87	19,39	19,15	2,05
	200	19,96	19,53	19,1	6,25	19,89	19,47	19,35	1,88
	0	19,98	19,76	19,48	7,7	19,92	19,74	19,7	1,6
	0	20	20,04	20	1,9	20,01	20,01	20,03	8,7
	200	20,01	20,17	20,22	2,42	20,03	20,11	20,27	8,51
	400	20,04	20,35	20,55	2,87	20,06	20,29	20,59	8,02
	600	20,07	20,47	20,77	3,14	20,09	20,4	20,82	7,56
III est	800	20,1	20,59	20,99	3,37	20,11	20,51	21,03	7,18
	1000	20,13	20,71	21,19	3,56	20,14	20,65	21,23	6,82
	1200	20,2	21	21,67	3,96	20,22	20,94	21,72	5,84
	1300	20,27	21,26	22,1	4,42	20,29	21,17	22,13	4,87
	1200	20,27	21,26	22,09	4,4	20,29	21,17	22,13	4,91
	1000	20,27	21,25	22,08	4,3	20,29	21,17	21,09	5,07
	800	20,26	21,2	22	4,21	20,28	21,14	22	5,25
	600	20,26	21,15	21,9	4,09	20,28	21,08	21,91	5,46
	400	20,26	21,08	21,78	3,98	20,26	21,03	21,79	5,67
	200	20,24	20,95	21,54	3,73	20,24	20,88	21,53	6,08
	0	20,18	20,6	20,93	3,14	20,18	20,59	20,98	7,41
	0	20,12	20,58	20,87	13,1	20,18	20,55	20,92	7,47
	200	20,14	20,3	20,4	12,32	20,14	20,32	20,5	8,19
	400	20,18	20,01	19,9	10,92	20,06	20,03	20	8,66
	600	20,05	19,81	19,57	10,15	20,02	19,85	19,68	8,91
III vest	800	20,02	19,68	19,35	9	19,99	19,73	19,46	0,87
	1000	19,98	19,48	19	8,06	19,95	19,55	19,09	1,53
	1100	19,91	19,03	18,2	5,67	19,85	19,01	18,25	3,18
	1200	17,61				17,63			
	1300								

**rupere prin fisurarea montantului**

Notă : citirile de pe coloanele F sunt date în centimetri iar cele de pe coloanele C sunt în milimetri.

Astfel, în ciclul I vest, la valoarea maximă a încărcării, adică la 800 daN, deplasarea orizontală măsurată la nivelul centurii a fost  $\Delta s=1,12$  cm, iar deplasarea pe verticală a fost de  $\Delta v=1,12$ mm.

În ciclul II vest, când valoarea maximă a încărcării a ajuns la 1000 daN,  $\Delta s=1,50$ cm, iar  $\Delta v=3,12$ mm.

În ciclul III, s-a atins valoarea de 1300 daN din direcția est, pentru care s-au înregistrat deplasările  $\Delta s=2,1$ cm, iar  $\Delta v=3,83$ mm. La schimbarea sensului forței, din direcția vest, panoul s-a rupt prin cedarea montantului de capăt, care s-a fisurat pe direcțiile celor două șiruri de holzsuruburi prin care s-a fixat ancorajul, iar o bucată de material lemnos s-a dislocat. Ca urmare a apariției fisurii suruburile s-au smuls din montant.



Fig. 8.5. – Cedarea montantului întins al peretelui diafragmă.

Fisurarea montantului de capăt a fost determinată de faptul că pe acest element a fost fixat un nou ancoraj după primul set de încercări. Astfel în zona respectivă a existat un număr dublu de găuri de holzsuruburi ceea ce a determinat reducerea rezistenței la strivire locală a lemnului și a dus la slăbirea legăturii dintre ancoraj și montant.

Așa cum se poate observa în figura 8.5, cedarea a fost favorizată și de prezența unor defecte naturale ale lemnului : în zona prinderii a existat un nod.



Montantul de la capătul opus nu a prezentat acest defect, de aceea a rezistat la încărcarea de 1300 daN (vezi tabelul 8.1, ciclul III-est).



Fig. 8.6. – Smulgerea cuielor din montantul fisurat.

De remarcat este faptul că la treapta maximă de încărcare la care a cedat montantul, placa de Vidiwall nu a prezentat nici un fel de fisuri vizibile.

În urma cedării montantului, deplasările au crescut foarte mult, atingând valorile  $\Delta s \approx 9\text{cm}$ , iar  $\Delta v \approx 10\text{mm}$ , și s-a produs desprinderea tălpii inferioare de pe montanți și de pe placa Vidiwall. Holzsuruburile de fixare au penetrat placa, dar aceasta a rămas totuși intactă, în sensul că nu s-au produs ruperi sau fisurări așa cum se observă în fig. 8.7.

Deplasare  $\Delta s_{\max}$  s-a atins prima dată în ciclul III est, la circa 1260 daN, de unde rezultă că rezistența de calcul a panoului este:

$$F_{PV1'} = \min (1260/1.4; 1300/2,5) = \min (900; 520) = 520 \text{ daN}$$

Această valoare este de același ordin cu rezistența panourilor de tipul P1 (vezi tabelul 5.2).

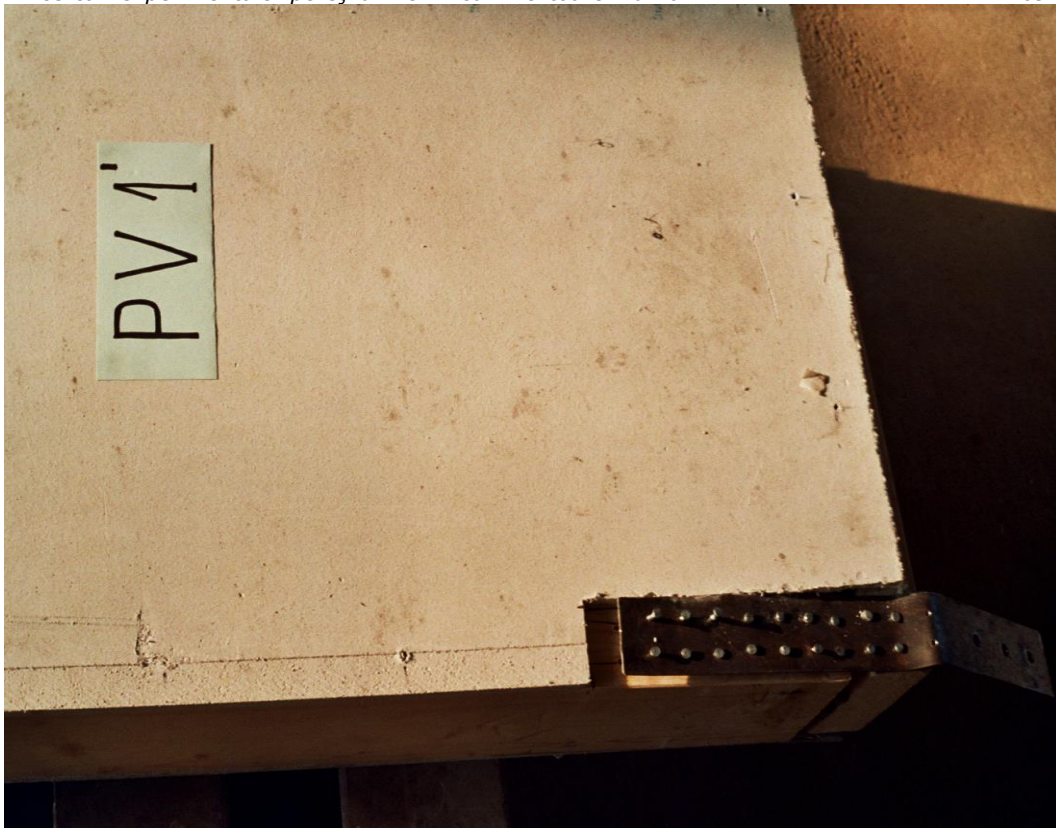


Fig.8.7. – Penetrarea capului holzurubului prin placa.

#### 8.4. Rezultatele încercării panoului PV2

Panoul PV2 a fost încercat în aceleași condiții ca și panoul PV1, dar ancorajul utilizat a fost realizat din tablă cu grosimea de 3mm și lungimea de 900mm. Pentru creșterea capacității ancorajului platbanda s-a fixat pe montant pe o lungime dublă față de primele două variante. Rezultatele înregistrate sunt prezentate mai jos.

Tabelul 8.3. – Rezultatele încercării panoului PV2

Ciclul inc.	Forța (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
	0	20	20	20,03	2,3	20	20	20,02	9,28
	200	20	20,03	20,09	2,38	20	20,02	20,08	9,15
	400	20,01	20,09	20,2	2,55	20	20,08	20,2	8,83
	600	19,97	20,25	20,5	2,84	20,05	20,27	20,52	8,68
I est	800	19,93	20,37	20,72	3,04	20,09	20,4	20,78	6,9
	600	19,92	20,37	20,71	3	20,09	20,4	20,75	7,01
	400	19,93	20,35	20,65	2,94	20,07	20,37	20,7	7,2
	200	19,93	20,28	20,52	2,82	20,07	20,3	20,58	7,65
	0	19,95	20,18	20,35	2,65	20,06	20,17	20,38	7,45

Continuare tabelul 8.3. – Rezultatele încercării panoului PV2

Ciclul inc.	Forta (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
I vest	0	19,95	20,18	20,33	2,64	20,06	20,18	20,38	7,46
	200	19,98	19,99	19,98	2,28	20,03	19,99	20,36	9,66
	400	20,01	19,89	19,78	10,19	19,98	19,89	20,04	2,04
	600	20,07	19,74	19,51	9,57	19,93	19,75	19,86	2,4
	800	20,11	19,58	19,23	8,72	19,88	19,59	19,62	2,66
	600	20,12	19,59	19,25	8,88	19,88	19,6	19,35	2,61
	400	20,12	19,61	19,31	9,05	19,88	19,62	19,37	2,54
	200	20,11	19,67	19,42	9,39	19,88	19,68	19,42	2,42
	0	20,09	19,78	19,65	10,07	19,92	19,78	19,52	2,21
II est	0	20,08	19,8	19,68	10,1	19,91	19,8	19,74	2,2
	200	20,02	19,88	19,83	2,12	19,93	19,88	19,75	9,88
	400	21,06	20,16	20,35	2,7	20	20,16	19,9	7,8
	600	21,09	20,28	20,57	2,92	20,02	20,3	20,4	7,12
	800	21,12	20,38	20,74	3,08	20,06	20,41	20,81	6,63
	1000	21,15	20,52	20,99	3,28	20,1	20,56	21,09	5,9
	800	21,15	20,5	20,96	3,24	20,1	20,55	21,05	6,03
	600	21,15	20,5	20,93	3,18	20,1	20,53	21	6,22
	400	21,15	20,45	20,85	3,09	20,1	20,49	20,92	6,49
	200	21,15	20,36	20,68	2,93	20,08	20,36	20,73	7,09
0	21,12	20,13	20,25	2,61	20,04	20,12	20,3	9,1	
II vest	0	21,12	20,1	20,21	11,28	20,04	20,11	20,26	0,67
	200	21,02	19,94	19,89	10,15	20	19,94	19,95	2,09
	400	21,02	19,73	19,54	9,27	19,92	19,74	19,65	2,41
	600	20,99	19,6	19,3	8,79	19,87	19,61	19,42	2,59
	800	20,96	19,52	19,15	8,41	19,85	19,54	19,28	2,73
	1000	20,91	19,38	18,89	7,76	19,8	19,39	19,04	2,95
	800	20,91	19,4	18,93	7,99	19,8	19,4	19,08	2,86
	600	20,91	19,41	19,01	8,08	19,8	19,44	19,15	2,81
	400	20,91	19,45	19,03	8,27	19,8	19,45	19,18	2,75
	200	20,92	19,51	19,17	8,67	19,8	19,52	19,3	2,63
0	20,95	19,69	19,53	9,89	19,85	19,7	19,63	2,31	
III est	0	20,95	19,71	19,58	9,91	19,85	19,72	19,66	2,3
	200	20,97	19,79	19,72	2,07	19,87	19,8	19,8	9,97
	400	21,03	20,15	20,38	2,68	19,96	20,15	20,44	7,44
	600	21,07	20,29	20,63	2,91	20,01	20,32	20,7	6,74
	800	21,1	20,4	20,82	3,09	20,03	20,43	20,9	6,28
	1000	21,13	20,51	21	3,26	20,07	20,54	21,1	5,85
	1200	21,18	20,7	21,35	3,51	20,13	20,74	21,48	4,97
	1000	21,19	20,71	21,36	3,47	20,13	20,75	21,48	5,05
	800	21,18	20,68	21,3	3,4	20,13	20,72	21,42	5,23
	600	21,18	20,64	21,24	3,33	20,13	20,68	21,34	5,45

Continuare tabelul 8.3. – Rezultatele încercării panoului PV2

Ciclul inc.	Forta (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
	400	21,18	20,59	21,13	3,23	20,12	20,61	21,2	5,78
	200	21,17	20,49	20,94	3,07	20,1	20,51	21,02	6,43
	0	21,12	20,16	20,3	2,64	20,04	20,15	20,4	2,12
	0	21,12	20,16	20,3	10,61	20,04	20,15	20,4	1,18
	200	21,08	19,91	19,86	9,85	19,98	19,91	19,96	2,22
	400	20,96	19,61	19,39	8,71	19,85	19,63	19,52	2,59
	600	20,92	19,5	19,16	8,23	19,81	19,51	19,3	2,87
III vest	800	20,89	19,4	18,92	7,85	19,78	19,4	19,11	2,88
	1000	20,86	19,3	18,79	7,5	19,74	19,29	18,94	3
	1200	20,79	19,08	18,4	6,61	19,67	19,06	18,58	3,27
	1000	20,79	19,08	18,4	6,7	19,67	19,06	18,59	3,22
	800	20,79	19,11	18,46	6,85	19,67	19,08	18,65	3,16
	600	20,79	19,14	18,53	7,06	19,67	19,12	18,71	3,08
	400	20,79	19,2	18,63	7,31	19,67	19,17	18,8	2,99
	200	20,8	19,28	18,81	7,8	19,68	19,26	18,97	2,8
	0	20,85	19,54	19,3	9,37	19,74	19,52	19,4	2,43
	0	20,85	19,54	19,3	1,35	19,74	19,52	19,4	10,37
	200	20,88	19,71	19,64	2,09	19,78	19,7	19,74	9,85
	400	20,98	20,15	20,42	2,78	19,9	20,15	20,51	7,04
	600	21,05	20,34	20,75	2,95	19,98	20,34	20,84	6,24
IV est	800	21,08	20,48	20,98	3,11	20,01	20,48	21,07	5,7
	1000	21,11	20,58	21,16	3,25	20,05	20,6	21,27	5,31
	1200	21,15	20,69	21,36	3,42	20,04	20,71	21,48	4,84
	1400	21,21	20,93	21,77	3,73	20,16	20,95	21,92	3,92
	1200	21,21	20,94	21,77	3,69	20,16	20,94	21,92	3,99
	1000	21,21	20,9	21,71	3,62	20,16	20,92	21,85	4,17
	800	21,21	20,85	21,61	3,55	20,15	20,87	21,76	4,37
	600	21,21	20,82	21,55	3,45	20,15	20,83	21,69	4,62
	400	21,2	20,72	21,32	3,33	20,12	20,73	21,5	5,02
	200	21,19	20,6	21,19	3,15	20,11	20,65	21,29	5,71
	0	21,13	20,21	20,42	2,63	20,04	20,2	20,5	8,84
	0	21,13	20,21	20,42	10,61	20,04	20,2	20,5	1,09
	200	21,06	19,88	19,81	9,62	19,96	19,87	19,95	2,29
	400	20,9	19,5	19,2	8,08	19,77	19,5	19,38	2,67
	600	20,84	19,35	18,93	7,52	19,73	19,34	19,1	2,84
IV vest	800	20,8	19,22	18,66	7,02	19,69	19,2	18,86	3,01
	1000	20,78	19,12	18,52	6,72	19,66	19,07	18,72	3,12
	1200	20,75	19,03	18,32	6,32	19,64	18,97	18,52	3,27
	1400	20,7	18,8	17,93	5,37	19,59	18,78	18,17	3,5
	1200	20,7	18,8	17,93	5,47	19,59	18,73	18,16	3,48

Continuare tabelul 8.3. – Rezultatele încercării panoului PV2

Ciclul inc.	Forta (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
	1000	20,7	18,84	18	5,66	19,59	18,78	18,21	3,41
	800	20,7	18,87	18,05	5,83	19,59	18,82	18,28	3,34
	600	20,7	18,92	18,15	6,05	19,59	18,86	18,36	3,26
	400	20,7	18,98	18,26	6,36	19,59	18,92	18,48	3,15
	200	20,72	19,09	18,47	6,9	19,6	19,03	18,62	2,97
	0	20,78	19,43	19,1	8,87	19,68	19,38	19,28	2,48
	0	20,79	19,44	19,15	1,08	19,69	19,42	19,29	10,4
	200	20,82	19,62	19,51	2,01	19,72	19,61	19,65	9,76
	400	20,96	20,15	20,45	2,8	19,88	20,11	20,55	7,74
	600	21,02	20,38	20,24	3,02	19,95	20,35	20,94	5,84
V est	800	21,08	20,53	21,11	3,19	20	20,52	21,21	5,28
	1000	21,11	20,65	21,32	3,33	20,05	20,65	21,44	4,8
	1200	21,15	20,78	21,54	3,5	20,1	20,78	21,66	4,38
	1400	21,2	20,94	21,79	3,72	20,15	20,92	21,94	3,9
	1600	21,32	21,34	22,46	4,19	20,29	21,32	22,62	2,63
	1400	21,32	21,34	22,45	4,15	20,29	21,34	22,62	2,65
	1200	21,32	21,32	22,41	4,09	20,29	21,31	22,58	2,8
	1000	21,32	21,28	22,34	4	20,29	21,27	22,5	3,02
	800	21,32	21,24	22,27	3,93	20,29	21,22	22,42	3,22
	600	21,32	21,18	22,16	3,83	20,27	21,12	22,3	3,48
	400	21,31	21,09	21,99	3,69	20,25	21,06	22,12	3,9
	200	21,28	20,91	21,68	3,46	20,22	20,9	21,79	4,64
	0	21,21	20,37	20,69	2,81	20,12	20,33	20,53	8,36
	0	21,21	20,37	20,69	10,76	20,12	20,33	20,53	0,48
	200	21,15	20,01	19,98	9,83	20,04	19,96	19,91	2,06
	400	20,84	19,4	19,04	7,77	19,73	19,37	19,01	2,68
	600	20,79	19,23	18,71	7,17	19,67	19,17	18,69	2,87
V vest	800	20,74	19,09	18,46	6,7	19,63	19,03	18,42	3,04
	1000	20,71	18,97	18,25	6,32	19,6	18,91	18,22	3,19
	1200	20,69	18,85	18,04	5,96	19,57	18,81	18,02	3,34
	1400	20,65	18,72	17,8	5,54	19,53	18,69	17,8	3,49
	1600	20,57	18,41	17,23	4,19	19,48	18,36	17,22	4,84
	1400	20,57	18,4	17,22	4,25	19,48	18,35	17,23	3,79
	1200	20,57	18,43	17,27	4,39	19,48	18,37	17,29	3,72
	800	20,57	18,5	17,42	4,77	19,48	18,45	17,43	3,59
	400	20,59	18,63	17,68	5,34	19,48	18,58	17,67	3,4
	0	20,68	19,18	18,65	8	19,56	19,15	18,75	2,66
	0	20,7	19,26	18,78	0,32	19,56	19,16	18,74	10,46
	400	20,85	20,04	20,25	2,65	19,6	19,25	20,12	6,93
VI est	800	21,01	20,56	21,17	3,23	19,77	20,02	21,04	4,96
	1200	21,1	20,88	21,72	3,6	19,95	20,56	21,6	3,94



Continuare tabelul 8.3. – Rezultatele încercării panoului PV2

Ciclul inc.	Forța (daN)	Citire comparatoare							
		F1	F2	F3	C1	F1'	F2'	F3'	C1'
	1600	21,23	21,27	22,38	4,02	20,05	20,88	22,28	2,88
	1700	21,4	21,88	23,39	4,73	20,19	21,26	23,4	1
	1200	21,4	21,83	23,31	4,51	20,37	21,89	23,29	1,37
	800	21,37	21,73	23,12	4,39	20,37	21,85	23,1	1,81
	400	21,22	21,55	22,8	4,1	20,35	21,75	22,74	2,46
	0	21,22	20,57	21,02	2,91	20,32	21,56	20,81	7,61
	0	21,22	20,54	20,97	11,03	19,15	20,57	20,77	9,86
	400	20,77	19,25	18,76	7,27	19,14	20,54	18,83	12,52
VI	800	20,68	18,88	18,06	5,96	18,67	19,26	18,07	12,93
vest	1200	20,63	18,66	17,67	5,31	18,54	18,67	17,68	13,15
	1600	20,53	18,15	16,68	3,74	18,43	18,14	16,81	13,72

**Rupere prin fisurarea plăcii VIDIWALL**



Fig.8.8 – Apariția primei fisuri în placa Vidiwall în colțul din dreapta sus



La panoul PV2 se observă o reducere a deplasărilor orizontale față de primele două încercări pentru forțe laterale sub 1000 daN. Astfel, în ciclul I, la valoarea maximă a încărcării, adică la 800 daN, deplasarea orizontală măsurată la nivelul centurii a fost  $\Delta s=0,77$  cm, iar deplasarea pe verticală a fost de  $\Delta v=0,74$ mm.

În ciclul II, când valoarea maximă a încărcării a ajuns la 1000 daN,  $\Delta s=0,99$ cm, în ciclul III, la 1200 daN, deplasarea măsurată a fost  $\Delta s=1,08$ cm, iar în ciclul IV, la 1400daN,  $\Delta s=1,77$ cm.

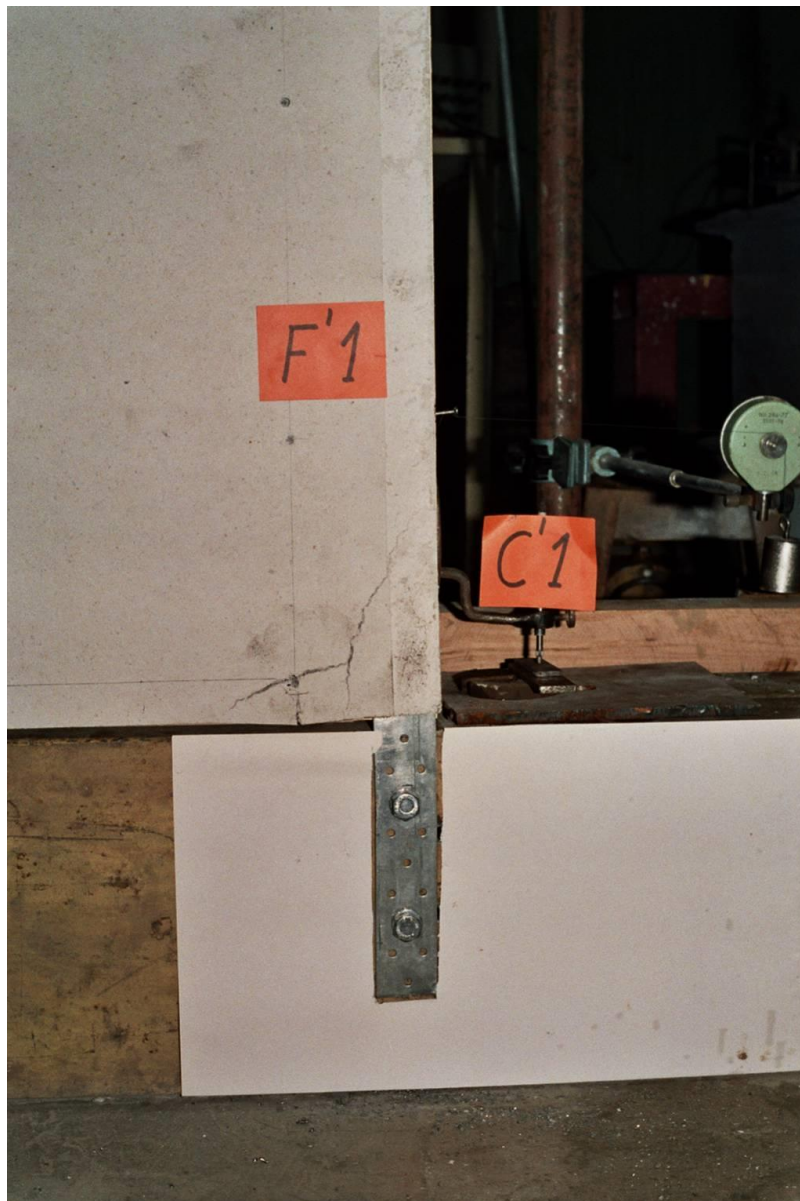


Fig.8.9. – A doua fisură produsă în colțul din dreapta jos a panoului PV2.

Mecanismul de cedare a fost diferit față de primele două panouri și anume, la treapta de încărcare de 1600 daN, din ciclul VI vest, s-a fisurat placa de Vidiwall în colțul din dreapta sus (fig.8.8). Când încărcarea a crescut către 1700 daN, s-a fisurat și din partea de jos a peretelui (fig.8.9).

Totodată s-a produs desprinderea plăcii de Vidiwall de pe montanți, datorită flambajului plăcii și penetrării capului cuielor prin placă. La atingerea încărcării de 1700 daN, erau desprinse ambele plăci de pe montantul comprimat, pe toată înălțimea acestuia, așa cum se poate observa în figura de mai jos.



Fig 8.10 - Desprinderea plăcii Vidiwall de pe montanți la 1700 daN.

Deplasarea maximă pe verticală a depășit în final 15 mm, ceea ce a dus la o înclinare vizibilă a panoului (fig.8.11). La valoarea maximă a încărcării s-a produs și o alunecare a cuielor ancorajului în montant, dar de această dată fără producerea fisurării. O parte din deplasarea verticală s-a datorat și alungirii ancorajului, precum și strivirii pe gaură a platbenzii în zona de fixare pe grinda orizontală a standului de încercare.



Fig.8.11 – Deplasările orizontale și verticale vizibile față de firul cu plumb.





Fig. 8.12 – Aspectul panoului pe grinda standului de încercare la treapta maximă de încărcare

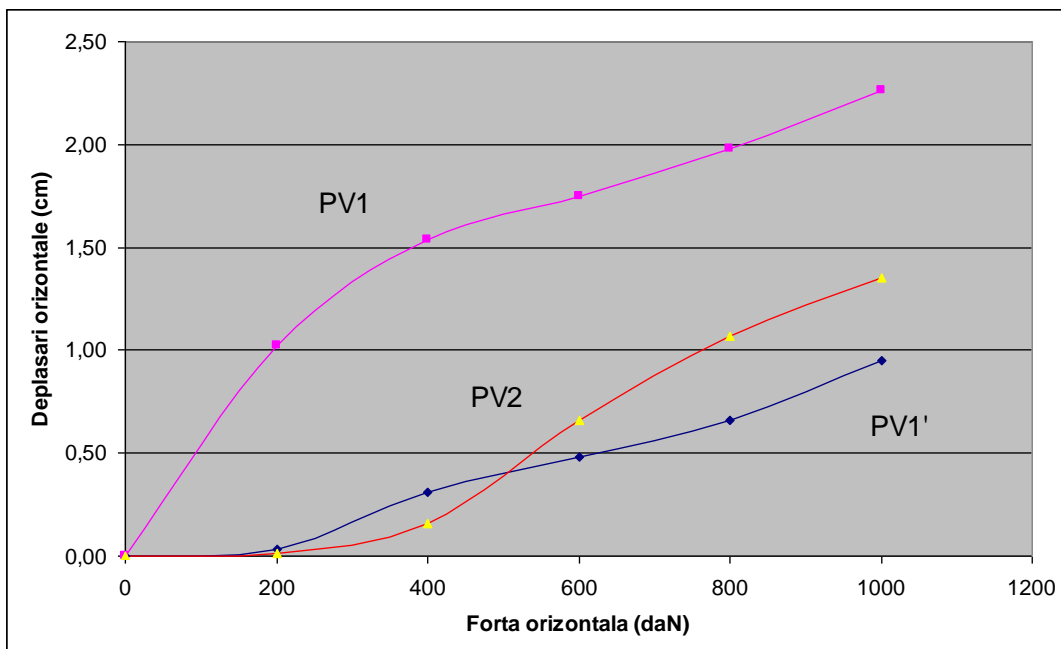


Fig. 8.13 – Curbele deplasărilor la nivelul centurii pentru panourile PV1, PV1' și PV2.

Deplasare  $\Delta s_{\max}$  s-a atins prima dată în ciclul IV est, la circa 1190 daN, de unde rezultă că rezistența de calcul a panoului este:

$$F_{PV2} = \min(1190/1.4; 1600/2.5) = \min(850; 640) = 640 \text{ daN}$$

Această valoare este de același ordin cu rezistența panourilor de tipul P2 (vezi tabelul 5.2).

Din tabelul 8.4 se poate observa că datorită subdimensionării ancorajului la primul panou de perete a rezultat o împrăștiere mai mare a rezultatelor, panoul PV2 având o diferență în plus mai mare decât 15% față de valoarea medie a celor trei încercări.

Practic, doar ultimul panou a cedat ca urmare a atingerii capacității portante a plăcii de Vidiwall, primele două fiind limitate de capacitatea ancorajului. Deplasarea pe orizontală la panoul PV1 a fost mult mai accentuată decât la celelalte două, ca urmare a faptului că ancorajul a fost subdimensionat și a cedat imediat după depășirea treptei de 1000 daN. Un alt factor care a contribuit la creșterea rapidă a deplasărilor pe orizontală a fost acela că talpa peretelui nu a avut o rezemare corespunzătoare pe grinda standului de încercare. După remedierea acestei situații panourile PV1' și PV2 au avut deplasări orizontale mai mici de 1,5 cm la atingerea forței orizontale de 1000 daN.

Tabelul 8.4.  
Valorile rezistențelor de calcul la acțiunea forțelor laterale

	Media	PANOUL		
		PV1	PV1'	PV2
Rezistența de calcul (daN)	547	480	520	640
Abatere față de medie (daN)	-	- 67	-27	+93
Abatere față de medie (%)	-	-12,2	-4,9	+17

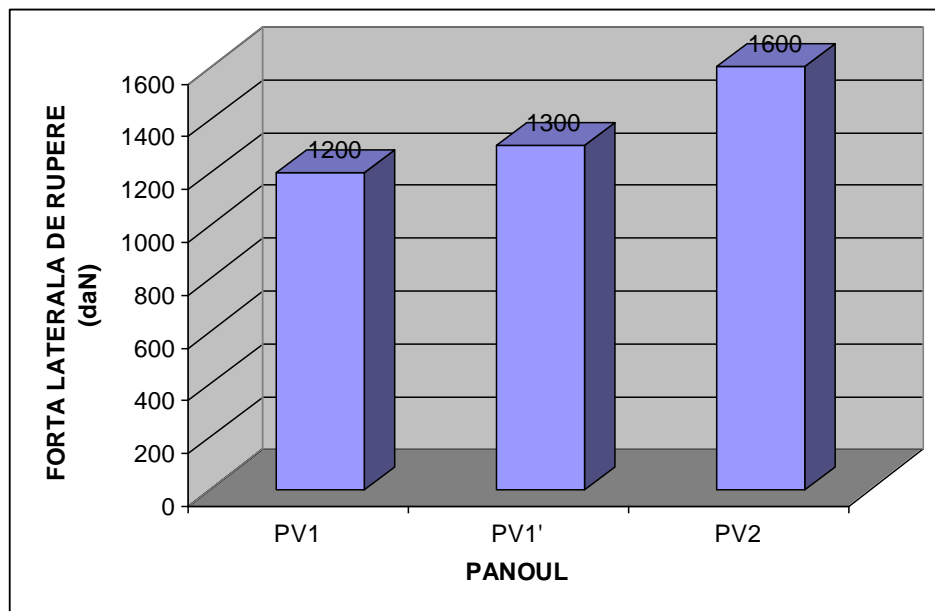


Fig. 8.14 – Valorile forței laterale la care s-a produs ruperea panourilor.

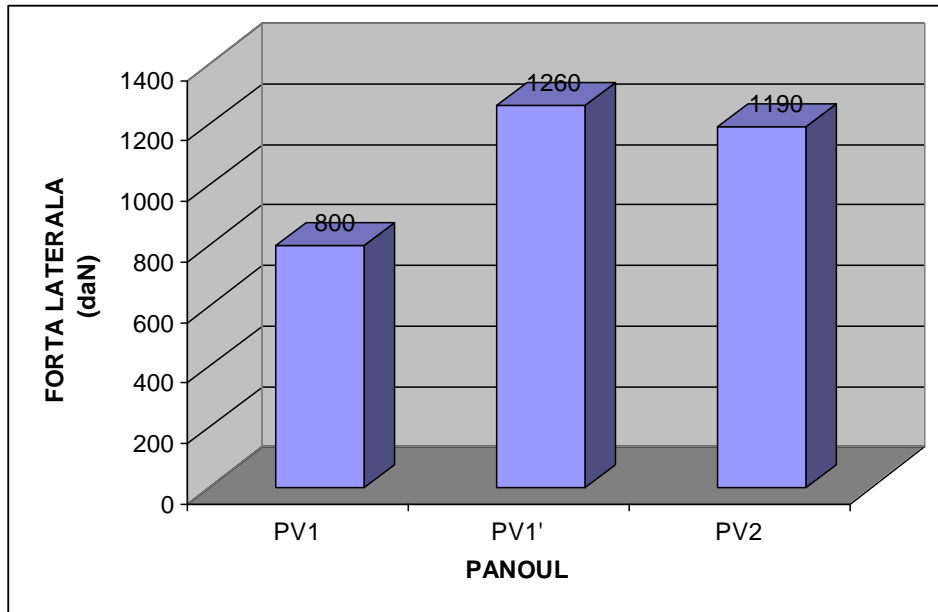


Fig. 8.15 - Valorile forței laterale la care s-a atins  $\Delta s_{max}$ .

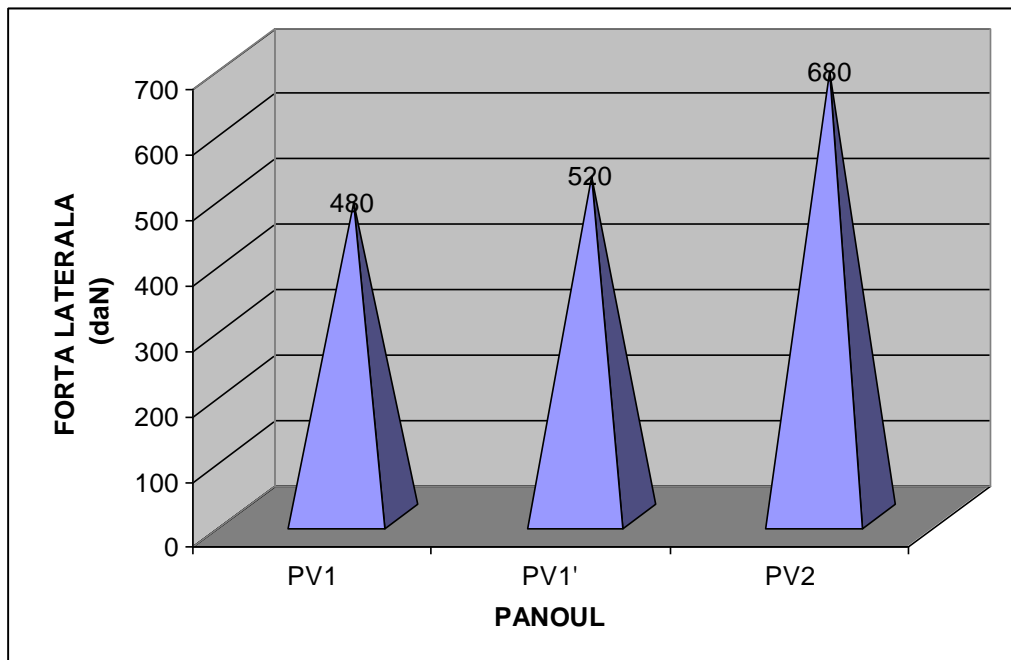


Fig. 8.16 - Valorile rezistenței de calcul la forțe laterale.



## 8.5. CONCLUZII PRIVIND PANOURILE DE PEREȚI DIN LEMN CU INVELITOARE DIN PLĂCI VIDIWALL SUPUSE LA FORȚE ORIZONTALE

Din datele obținute în urma încercării celor trei panouri de pereți cu învelitoare din plăci Vidiwall se pot trage următoarele concluzii:

- ruperea panourilor s-a produs în următoarele moduri:
  - cedarea ancorajului întins
  - fisurarea montantului întins
  - fisurarea plăcii Vidiwall
  
- rezistența la rupere a acestor pereți este mai puțin decât jumătate din rezistența pereților cu aceleași dimensiuni dar cu învelitoare din OSB
- prezența defectelor lemnului influențează negativ performanțele pereților mai ales când aceste defecte sunt situate în zonele întinse
- pentru încărcarea orizontală de 1000 daN, la toate panourile încercate, deplasările orizontale la partea superioară a panoului au avut valori mai mici de 1,5 cm, care se încadrează în valorile recomandate de normativele actuale utilizate în țările unde construcțiile rezidențiale din lemn se utilizează pe scara largă;
- deplasările pe verticală ale panourilor au fost neglijabile având valori în jur de circa 1mm pentru forțe orizontale de până la 1000 daN
- după fiecare ciclu de încărcare - descărcare se înregistrează o deformație remanentă a panourilor care se accentuează după fiecare ciclu

## Capitolul 9

# CONCLUZII. CONTRIBUȚII ORIGINALE.

În scopul determinării performanțelor pereților din lemn cu învelitori din plăci de așchii de lemn (OSB) și plăci din gips armat cu fibre celulozice (VIDIWALL) supuși la acțiunea încărcărilor verticale și orizontale, s-au făcut încercări asupra unui număr de șapte panouri de pereți.

Încercările au fost efectuate de către autor și s-au desfășurat în perioada martie 2004 - aprilie 2005 în cadrul laboratorului INCERC din Timisoara. În timpul încercărilor autorul a beneficiat de supervizarea și îndrumarea conducătorului științific al lucrării, prof. dr. ing. Corneliu Bob, precum și de ajutorul specialiștilor de la INCERC Timisoara.

Autorul a conceput structura tuturor pereților care au fost încercați și a executat personal panourile de pereți cu învelitoare din OSB. Pereții cu învelitoare din plăci Vidiwall au fost executați în hala din Voiteni, jud. Timiș, a firmei Technica Schweiz.

În scopul realizării acestei lucrări autorul a consultat un mare număr de lucrări de specialitate în domeniul structurilor din lemn din țară și din străinătate.

Această activitate de cercetare a fost favorizată de faptul că autorul lucrării a lucrat ca inginer consultant pentru compania americană POPA ENGINEERS CONSULTANTS cu sediul în San Jose, California, pentru o perioadă de trei ani, desfășurând o bogată activitate de proiectare a structurilor din lemn. În această perioadă autorul a asimilat și a utilizat cu succes normativele și standardele americane de specialitate.

Deasemenea a lucrat pentru o perioadă de aproape doi ani în cadrul companiei canadiene LAMPKIN STRUCTURAL SERVICES cu sediul în Ottawa, Ontario, unde în calitate de inginer proiectant a participat la realizarea proiectării structurale a unui număr mare de construcții din lemn și s-a implicat activ și în execuția acestora pe șantier.

Pentru aplicarea practică în România a cunoștințelor ingineresti acumulate peste hotare, autorul a proiectat, supervizat și executat un număr de nouă locuințe familiale, acestea fiind realizate în sistemul „platform framing” care este prezentat în lucrare. Construcțiile au fost executate în Timișoara și în alte localități din țară.

## 9.1. CONCLUZII

Principalele concluzii care se desprind în urma încercărilor efectuate pe cele șapte panouri de pereți din lemn sunt următoarele:

- a) Ruperea panourilor de pereți sub acțiunea forțelor orizontale și verticale a survenit în următoarele moduri:
  - cedarea ancorajelor întinse
  - penetrarea capului cuielor de fixare prin placa structurală, ca urmare a tendinței de flambaj a acesteia
  - fisurarea montantului întins
  - fisurarea plăcii structurale
- b) Rezistența de calcul la forțe laterale paralele cu peretele, obținută din încercări pentru pereții din lemn cu învelitoare din plăci de aşchii din lemn orientate (OSB) montate pe o singură față a peretelui, are o valoare medie de 892 daN/m.
- c) Rezistența de calcul la forțe laterale paralele cu peretele, obținută din încercări pentru pereții din lemn cu învelitoare din plăci de gips armate cu fibre celulozice, montate pe ambele fețe, are o valoare medie de 547 daN/m.
- d) Capacitatea portantă a pereților care a rezultat din încercările experimentale, este comparabilă cu cea indicată în literatura de specialitate din țările în care există o vastă experiență practică în acest domeniu.
- e) Ruperea pereților este precedată de zgomote și pocnituri puternice care funcționează ca un sistem de alarmă intrinsec al structurii, avertizând din timp asupra pericolului de cedare.
- f) Pereții din lemn cu montați verticali și învelitoare din plăci structurale se pot executa mult mai rapid decât pereții din materiale precum cărămida sau betonul și la un preț de cost mult mai scăzut.
- g) Pereții din lemn au o greutate specifică redusă putând fi asamblați, manipulați și montați cu ușurință chiar de un singur muncitor, fără a fi necesară folosirea de utilaje speciale.
- h) Datorită faptului că plăcile structurale au abateri dimensionale foarte mici ( $\pm 2\text{mm}$ ) panourile de pereți se pot confecționa cu precizie și se montează cu ușurință.
- i) Utilizarea ancorajelor și conectorilor metalici galvanizați determină o creștere a siguranței și durabilității structurii precum și o reducere a manoperei la montaj.
- j) Construcțiile din lemn cu diafragme verticale și orizontale, reprezintă o alternativă viabilă pentru rezolvarea crizei de locuințe din România, datorită performanțelor structurale ridicate, a prețului de cost scăzut și a execuției rapide.

## **9.2. VALORIFICAREA REZULTATELOR CERCETĂRII.**

Rezultatele cercetărilor prezentate mai sus, au fost valorificate atât prin publicarea unor lucrări științifice cât și prin executarea unor structuri din lemn pentru construcții rezidențiale.

### **9.2.1. Lucrări publicate**

1. PEREȚI DIN LEMN CU ÎNVELITOARE DIN PLĂCI DE GIPS ARMATE CU FIBRE CELULOZICE - Corneliu Bob, Dorel Mihai, *Zilele academice timișene 2005*
2. PEREȚI DIN LEMN CU ÎNVELITOARE DIN PLĂCI OSB - Corneliu Bob, Dorel Mihai, *Zilele academice timișene 2005*
3. STRUCTURI DIN LEMN CU DIAFRAGME VERTICALE ȘI ORIZONTALE -Cornel Furdui, Dorel Mihai, *Zilele academice timișene 2005*
4. PLANȘEE DIN LEMN CU ROL DE SAIBA - Cornel Furdui, Dorel Mihai, *Zilele academice timișene 2005*
5. SOLUȚII DE REALIZARE A PLANȘEELEOR DIN LEMN – Dorel Mihai, Corneliu Bob, *Zilele academice timișene 2003*
6. PEREȚI DE FORFECARE DIN LEMN – Cornel Furdui, Dorel Mihai, Berar Traian – *Zilele academice timișene, 2003*
7. REALIZAREA ÎMBINĂRIILOR ELEMENTELOR STRUCTURALE DIN LEMN - Dorel Mihai, Corneliu BOB – *Zilele academice timișene 2003.*
8. MATERIALE DE CONSTRUCȚII MODERNE E BAZĂ DE AȘCHII DIN LEMN UTILIZATE LA CONSTRUCȚII RURALE – Dorel Mihai, Traian Berar, Silvica Oncia– *Zilele academice timișene 2003.*
9. PROIECTAREA STRUCTURALĂ LA CONSTRUCȚIILE REZIDENȚIALE DIN LEMN  
Cornel Furdui, Dorel Mihai, - *Zilele academice timișene 2003*
10. PLANȘEE DIN LEMN CU ROL DE DIAFRAGMĂ ORIZONTALĂ - Dorel Mihai, Corneliu BOB, Sesiunea științifică aniversară , Univ. TRANSILVANIA Brașov, 2002
11. METODE ECONOMICE ȘI ECOLOGICE DE REALIZARE A STRUCTURILOR DE REZISTENȚĂ DIN LEMN - Dorel Mihai, Silvica Oncia– Buletin AGIR nr.1/2002 ISSN 1224-7928
12. PRINCIPII DE PROIECTARE A STRUCTURILOR DIN LEMN DE TIP "PLATFORM FRAMING" - Dorel Mihai, Sesiunea științifică aniversară , Univ. TRANSILVANIA Brașov, 2002

13. CONSTRUCȚII CU STRUCTURĂ DE REZISTENȚĂ DIN LEMN- O POSIBILĂ SOLUȚIE ECONOMICĂ ȘI ECOLOGICĂ PENTRU ROMÂNIA - Dorel Mihai, Tribuna Construcțiilor, nr.54/2001

14. PREVEDERILE NORMELOR EUROCODE PRIVIND CALCULUL LA FOC A ELEMENTELOR STRUCTURALE DIN LEMN - Cornel Furdui, Dorel Mihai, Seminar internațional TEMPUS Jep 11297 Cluj

15. CONSTRUCȚII CIVILE, INDUSTRIALE ȘI AGRICOLE – Dorel Mihai, Traian Berar, Editura Mirton Timișoara, 2002; 300 pagini

16. CONSTRUCȚII CIVILE, INDUSTRIALE, AGRICOLE ȘI FORESTIERE– Dan Tudor, Traian Berar, Editura Orizonturi Universitare, 2005; 309 pagini

### 9.2.1. Proiectare și execuție

În continuare sunt prezentate imagini și planuri de la câteva dintre proiectele în care autorul a aplicat cunoștințele dobândite în decursul anilor de studii și cercetări.



Fig. 9.1 – Imagine din timpul asamblării pereților la o locuință unifamilială situată în Moșnița Nouă, jud. Timiș, proiectată și executată de autor ( 2001).





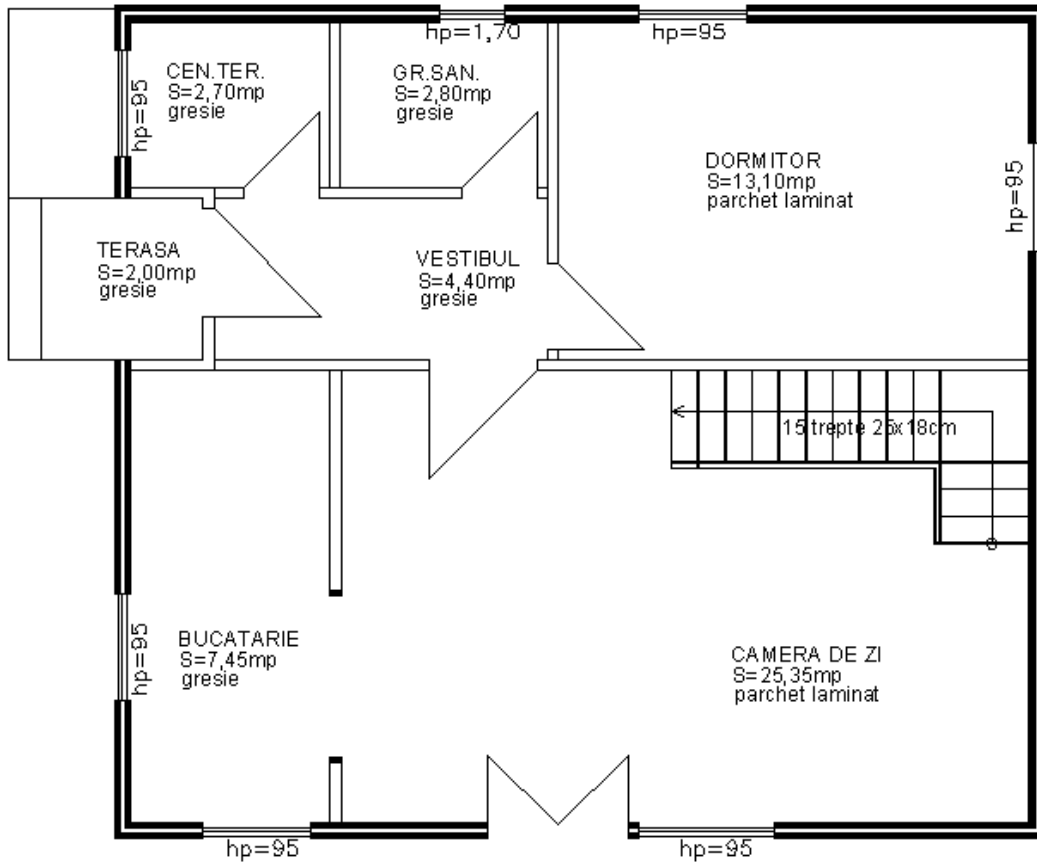


Fig. 9.2 - Fațade și plan parter la o casă familială proiectată de autor și executată în colaborare cu firma Technica Schweiz, la Dumbrăvița, jud. Timiș (2003). Pereții structurali au fost realizați în sistem prefabricat, cu învelitoare din plăci Vidiwall pe ambele fețe.





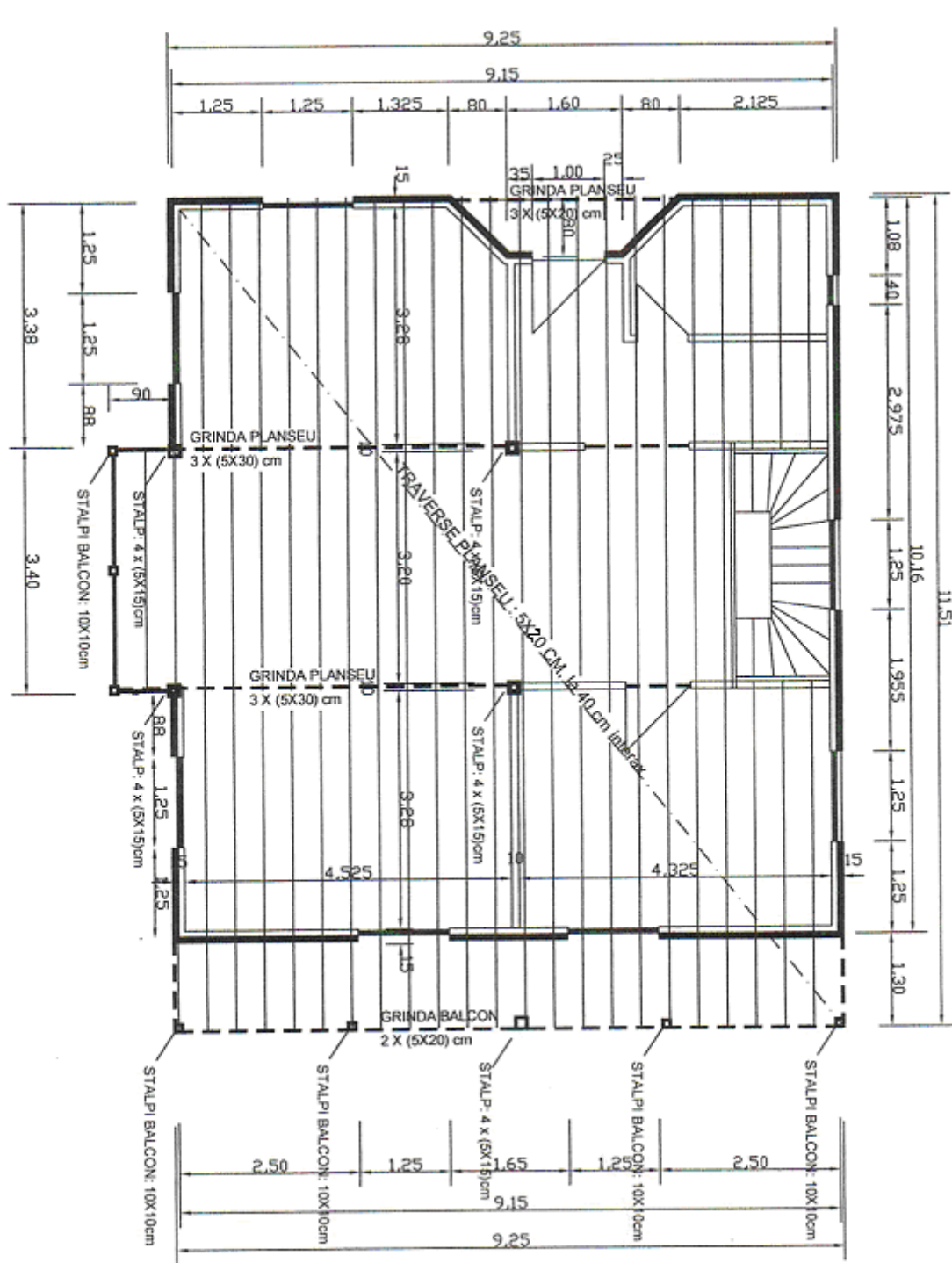


Fig. 9.5.- Structura planșeului la o casă familială, parter+etaj proiectată și executată de autor în localitatea Vaduri (2005).



*Fig. 9.5 – Structura unei case din lemn proiectată și executată de autor în Mallorytown, Canada(2007).*

## BIBLIOGRAFIE

- |     |  |  |  |
|-----|--|--|--|
| 1.  | Beldeanu E.                                    | Produse forestiere și studiul lemnului   | Editura Universității Transilvania, Brașov, 1999     |
| 2.  | Bob C.   | Verificarea calității, siguranței și durabilității construcțiilor                                | Ed. Facla, Timișoara, 1989                           |
| 3.  | Bob C., Velica P., Schiller E., Roșu M.        | Materiale de construcții   | IPTV Timișoara 1973                                  |
| 4.  | Bob Liana                                      | Contribuții privind utilizarea elementelor compuse pentru realizarea structurilor de rezistență. | Teză de doctorat, Timișoara 1999.                    |
| 5.  | Breyer D.                                      | Design of wood structures  | McGraw Hill, New York, 2000                          |
| 6.  | Chițulescu, T.                                 | Manualul arhitectului proiectant   | Ed. Tehnică, București 1958                          |
| 7.  | Colecție de standarde                          | Lemn-silvicultură și produse accesorii   | Ed. Tehnică, București 1980                          |
| 8.  | Constantinescu R.                              | Construcții civile, industriale și agrozootehnice  | EDP, București 1982                                  |
| 9.  | Dimoiu I.                                      | Inginerie seismică   | IPTV Timișoara, 1988                                 |
| 10. | Furdui C.                                      | Construcții din lemn și elemente de calcul   | Ed. Polithenica, Timișoara 2005                      |
| 11. | Furdui C., Mihai D. Secula S.                  | Prevederile normelor EUROCODE privind calculul la foc a elementelor structurale din lemn.        | Seminar internațional 1999, TEMPUS Jep 11297 Cluj    |
| 12. | Furdui C., Mirean Rodica                       | Construcții- curs general  | UT Timișoara, 1994                                   |
| 13. | Ghiocel D., Lungu D.                           | Acțiunea vântului, zăpezii, și variațiilor de temperatură în construcții                         | Ed. Tehnică, București 1980                          |
| 14. | Grama I.                                       | Construcții agricole   | Editura Agro – silvică, București 1960               |
| 15. | Ianca S..                                      | Elemente de arhitectură  | Ed. Orizonturi universitare, Timișoara 1997          |
| 16. | International Conference of Building Officials | Uniform Building Code 1997   | International Conference of Building Officials, 1997 |



- |  |   |   |
|--|---|---|
| 17. Karlsen G.   | Construcții de lemn   | Editura de stat pentru arhitectură și construcții, București 1955 |
| 18. Marusciac D.,<br>Maria Darie,<br>V.A.Jerghiută                           | Construcții agricole  | EDP, București 1982   |
| 19. Mihai D. Oncia<br>Silvica  | Construcții civile, industriale și agricole                         | Editura Mirton, Timisoara, 2003                                   |
| 20. Mihai D. Bob C.  | Planșee din lemn cu rol de diafragmă orizontală                     | Sesiunea științifică aniversară , Univ. TRANSILVANIA Brașov, 2002 |
| 21. Mihai D. Silvica<br>Oncia  | Construcții agricole și amenajări rurale – îndrumător de proiectare | USAMVB Timișoara, 2000  |
| 22. Mihai D., Berar T., Secula S.<br>Blenesi A.                              | Îmbinările elementelor structurale din lemn                         | Sesiunea științifică aniversară , Univ. TRANSILVANIA Brașov, 2002 |
| 23. Mihăescu A.  | Construcții civile, curs lito                                       | IPTV Timișoara, 1980  |
| 24. Mihăescu A. ,<br>ș.a.  | Construcții civile-îndrumător de proiectare                         | IPTV Timișoara, 1980  |
| 25. Mihăescu A.,<br>Tudor D.,<br>Stoian V.,<br>Ianca S., Moldt M., Mirean R. | Construcții civile – îndrumător de proiectare                       | Ed. IPT Timișoara 1990  |
| 26. Mihăescu C.  | Dicționar ilustrat de construcții și materiale de construcții       | Ed. Tehnică, București, 1981                                      |
| 27. Papae R.   | Detalii tehnologice pentru construcții                              | Ed. Tehnică, București, 1986                                      |
| 28. Peștișanu C.   | Construcții civile, industriale și agricole                         | EDP, București 1981   |
| 29. Pleșca T.,<br>Rusoaie D.   | Îndrumător de lucrări practice la construcții zootehnice            | IATimișoara, 1984   |
| 30. Rusoaie D.   | Construcții zootehnice  | Ed. Mirton Timișoara, 2000  |
| 31. Stoian V., Clipii T.   | Îndrumător pentru proiectarea asistată de calculator în construcții | Ed. IPT Timișoara, 1995   |
| 32. Stoian V.,<br>Tudor D.   | Curs de construcții civile  | Ed. IPT Timișoara, 1983   |
| 33. Suman R.   | Tehnologii moderne în construcții, vol.I,II,III                     | Ed. Tehnică, București 1988                                       |
| 34. Tudor Dan,<br>Berar Traian,<br>Mihai Dorel                               | Construcții civile, industriale, agricole și forestiere             | Ed. Orizonturi Universitare, Timișoara 2005                       |

35. STAS 1040/85	Lemn rotund de rășinoase pentru construcții. Manele și prăjini.	Asociația de Standardizare din Romania
36. STAS 256-79	Lemn pentru mină.	Asociația de Standardizare din Romania
37. STAS 3416-75	Lemn rotund pentru piloți	Asociația de Standardizare din Romania
38. STAS 4342-85	Lemn rotund de foioase pentru construcții	Asociația de Standardizare din Romania
39. SR EN: 844-3:1998	Terminologie: termeni generali pentru cherestea	Asociația de Standardizare din Romania
40. SR EN 1313-1 A1:2001	Lemn rotund și cherestea. Abateri admisibile și dimensiuni preferențiale. Cherestea de rășinoase.	Asociația de Standardizare din Romania
41. STAS 1928-90	Cherestea de stejar. Clase de calitate.	Asociația de Standardizare din Romania
42. SR-EN 1611-1:2001	Cherestea: Clasificarea după aspect a lemnului de rășinoase. Partea I : molid, brad, pin, și duglas european	Asociația de Standardizare din Romania
43. STAS 3363-86	Cherestea de cireș, frasin, paltin, păr și ulm. Clase de calitate.	Asociația de Standardizare din Romania
44. STAS 6709-86	Cherestea de arțar, carpen, jugastru, mesteacă și salcâm. Clase de calitate.	Asociația de Standardizare din Romania
45. ***	Cod pentru calculul și alcătuirea construcțiilor din lemn	NP005-03, Ordin M.OF partea I, nr.671 din 23.09.2003, Anexa Buletinul Construcțiilor
46. ***	Calculul și alcătuirea structurilor de rezistență din lemn amplasate în zone seismice NE 019-2003	Buletinul Construcțiilor nr.8/2004
47. ***	Canadian Building Code	National Research Council of Canada, 2005
48. ***	Engineering Guide for Wood Frame Construction	Canadian Wood Council, 2004
49. ***	Eurocode: Basis of Structural Design	EN -1990 : 2002
50. ***	Eurocode1: Actions on structures	EN 1991
51. ***	Eurocode 5 – Design of timber structures	EN-1995-1-1:2004

52. ***	Ghid pentru calculul la stări limită a elementelor structurale din lemn	NP 019-97, IPCT București
53. ***	Legea 453-2001 pentru modificarea și completarea Legii 50/1991 privind autorizarea lucrărilor de construcții	Monitorul Oficial 1.08.2001
54. ***	National Design Specification	American Forest and Paper Association, 1997
55. ***	National Design Specification – Supplement for Wood Construction	American Forest and Paper Association, 1997
56.	Ontario Building Code 2006	Ministry of Municipal Affairs and Housing – Ontario, Canada
57. ***	OSB Design Manual	Structural Board Association 1995
58. ***	Strong – Wall, Shear Wall	Simpson Strong Tie Patent Catalog 2000
59.	Structural Timber Metalwork	Product Catalog by BMF Bygningbeslag A/S, 2000
60. ***	Wood Design Manual	Canadian Wood Council, 2005
61.	Wood Construction Connectors	Simpson Strong Tie Catalog 2006
62. ***	Wood Frame Construction – Meeting the Challenges of Earthquakes	Canadian Wood Council, 2002