

EUGEN PAMFIL

TEHNOLOGII SPECIALE ÎN CONSTRUCȚII

COFRAJE: ALCĂTUIRE ȘI CALCUL



Editura Societății Academice "Matei - Teiu Botez" Iași
2005

EUGEN PAMFIL

TEHNOLOGII SPECIALE ÎN CONSTRUCȚII

COFRAJE: ALCĂTUIRE ȘI CALCUL



Editura Societății Academice „Matei - Teiu Botez“ Iași

2005

Referenți științifici:

Prof. univ. dr. ing. ALEXANDRU SECU

Universitatea Tehnică „Gh. Asachi” Iași

Facultatea de Construcții și Instalații

Prof. univ. dr. ing. ION ȘERBĂNOIU

Universitatea Tehnică „Gh. Asachi” Iași

Facultatea de Construcții și Instalații

**Descrierea CIP a Bibliotecii Naționale a
României**

PAMFIL, EUGEN

**Tehnologii speciale în construcții : cofraje :
alcătuire și calcul / Eugen Pamfil. - Iași : Editura
Societății Academice "Matei - Teiu Botez", 2005**

Bibliogr.

ISBN 973-7962-75-3

624/627

Tehnoredactare computerizată:

Vasile Iacob, student, anul al V-lea, CCIA

© Copyright. Toate drepturile asupra acestei ediții aparțin autorului



**Editura Societății Academice „Matei-Teiu Botez”
Iași, Bd. Mangeron 43, 700050**

Director: prof.univ.dr.ing. Constantin Ionescu

Consilier științific: conf.univ.dr.ing. Fideliu Păuleț-Crăniceanu

CUPRINS

1	COFRAJE PENTRU BETOANE DE CIMENT	
	ALCATUIRE ȘI MATERIALE FOLOSITE	1
1.1	Aspecte generale	1
1.2	Alcătuirea generală a cofrajelor; materiale folosite	2
1.2.1	Plinul cofrajului	9
1.2.2	Elemente de susținere primară	16
1.2.3	Elemente de susținere secundară	18
1.2.4	Elemente de contravîntuire și elemente auxiliare	20
2	CALCULUL COFRAJELOR	21
2.1	Încărcări pentru dimensionarea și verificarea cofrajelor	21
2.1.1	Încărcări verticale care acționează asupra cofrajelor	22
2.1.2	Încărcări orizontale care acționează asupra cofrajelor	24
2.1.3	Gruparea încărcărilor	28
2.1.4	Presiunea laterală a betonului proaspăt asupra cofrajelor	30
2.1.4.1	Parametri de influență	30
2.1.4.2	Metode de evaluare a presiunii betonului asupra cofrajelor	35
2.1.4.3	Exemple numerice de evaluare a presiunii laterale a betonului proaspăt	49
2.1.4.4	Concluzii generale	58
2.2	Repartizarea încărcărilor asupra elementelor componente ale cofrajului	60
2.2.1	Cofraje orizontale	60
2.2.2	Cofraje verticale	66
2.3	Dimensionarea și verificarea cofrajelor	85
2.3.1	Elemente de cofraj solicitate la încovoiere	86
2.3.2	Elemente de cofraj solicitate axial	108
2.3.2.1	Elemente de cofraj solicitate la întindere	108
2.3.2.2	Elemente de cofraj solicitate la compresiune	111
2.3.3	Elemente de cofraj solicitate la strivire	120
	BIBLIOGRAFIE	123

1. Cofraje pentru betoane de ciment – alcătuire și materiale folosite

1.1 Aspecte generale

Betonul de ciment, simplu, armat sau precomprimat, monolit sau prefabricat, este astăzi unul dintre materialele de construcții cu cea mai largă utilizare pentru realizarea structurilor de rezistență a numeroase tipuri de construcții, de la clădiri pînă la construcții inginerești.

Betonul proaspăt, din momentul contactului cimentului cu apa la preparare și pînă la începerea prizei cimentului, se prezintă ca o pastă care poate lua forma și dimensiunile proiectate pentru elementele sau subansamblurile structurale de construcții, după introducerea și compactarea sa, *în cofraje*.

Cofrajele sînt construcții auxiliare, de cele mai multe ori provizorii, care au rolul de a da betonului proaspăt turnat forma, dimensiunile, aspectul suprafeței și poziția în spațiu proiectate pentru elemente și subansambluri structurale de construcții din beton, beton armat și beton precomprimat, și de a susține betonul pe timpul întăririi sale, pînă cînd acesta atinge rezistențele mecanice care să facă posibilă decofrarea.

Un procedeu tehnologic de cofrare corect din punct de vedere tehnic și economic, proiectat pentru realizarea unor elemente sau subansambluri structurale de construcții din beton monolit, poate influența semnificativ procesul tehnologic complex de betonare, după cum un proces tehnologic complex de betonare, proiectat corect din punct de vedere tehnic și economic, poate influența adoptarea procedurii de cofrare potrivit, atît ca alcătuire generală și de detaliu, cît și ca mod de utilizare. Această influență reciprocă între procedeu de cofrare și procesul tehnologic de betonare se manifestă alături de o multitudine de alți factori care determină calitatea, durabilitatea și eficiența economică a structurilor din beton monolit.

Deși sînt construcții auxiliare și îndeplinesc un rol temporar, pe o perioadă determinată din timpul de realizare a unei structuri din beton, costul cofrajelor (materiale și forță de muncă) poate

ajunge de la 20% pînă la 60% din costul total al lucrării din beton monolit, iar consumul de forță de muncă pentru lucrările de cofrare poate ajunge de la 40% pînă la 60% din consumul total de forță de muncă necesar pentru executarea întregii lucrări din beton monolit (cofraje, armături, beton) [1], [2], [3], [4], [5].

1.2 Alcătuirea generală a cofrajelor; materiale folosite

Concepția de principiu a unui sistem de cofrare trebuie să aibă ca rezultat adoptarea celei mai economice soluții constructive și tehnologice care să satisfacă, în același timp, cerințele de bază prevăzute în normative și caiete de sarcini [4], [6].

Alcătuirea constructivă a unui cofraj și procedeul tehnologic de cofrare adoptat sînt, în general, determinate de:

- modul de realizare a suprafeței cofrante, în funcție de cerințele impuse suprafeței betonului decofrat;
- materialele din care se execută suprafața cofrantă (materiale în contact direct cu betonul);
- ipotezele de calcul utilizate la dimensionarea și verificarea cofrajului;
- mijloacele folosite pentru asigurarea stabilității și siguranței în exploatare a cofrajului.

Oricare ar fi categoria cofrajului și procedeele tehnologice de cofrare utilizate, în alcătuirea sa generală, de principiu, un cofraj cuprinde următoarele părți componente:

A – plinul cofrajului (A, suprafață cofrantă simplă, AA', panouri de cofraj, adică suprafață cofrantă simplă A asamblată solidar pe un schelet de rigidizare A');

B – elementele de susținere primară ale cofrajului (B, elemente liniare de susținere primară în contact direct cu plinul cofrajului, numite și *generatoare*, B', elemente liniare de susținere primară de pe al doilea șir, numite și *directoare*);

C – elementele de susținere secundară și de solidarizare ale cofrajului;

D – elementele de contravîntuire, de aliniere, de asamblare, de asigurare a stabilității și elementele auxiliare ale cofrajelor.

În figura 1.1 (a ... l) sînt prezentate cîteva procedee de cofrare, semnificative din punct de vedere al concepției constructive de principiu a cofrajelor.

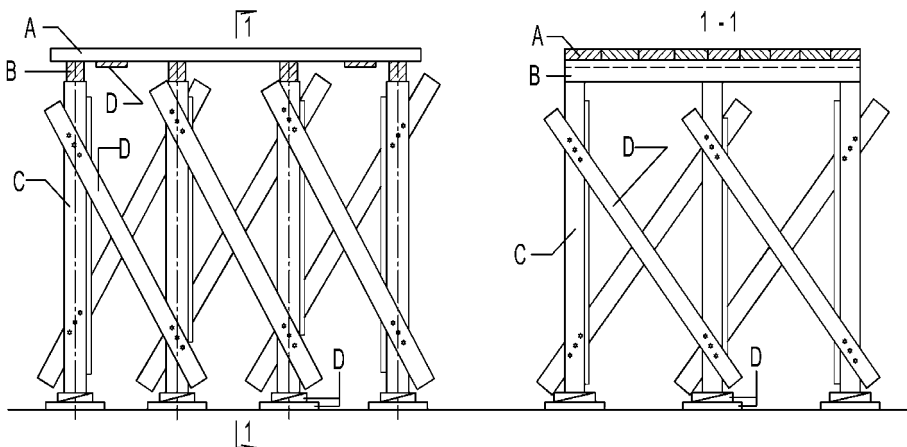


Fig. 1.1 a Cofraj nedemontabil pentru planșee

A - plin cofraj, suprafață cofrantă simplă tip astereală din scânduri sau dulapi; B - susțineri primare de tip generatoare, rigle din lemn ecarisat; C - susțineri secundare verticale, popi simpli din bile de lemn; D - contravîntuiri din scânduri, chingi de asamblare astereală, tălpi de rezemare, pene din lemn.

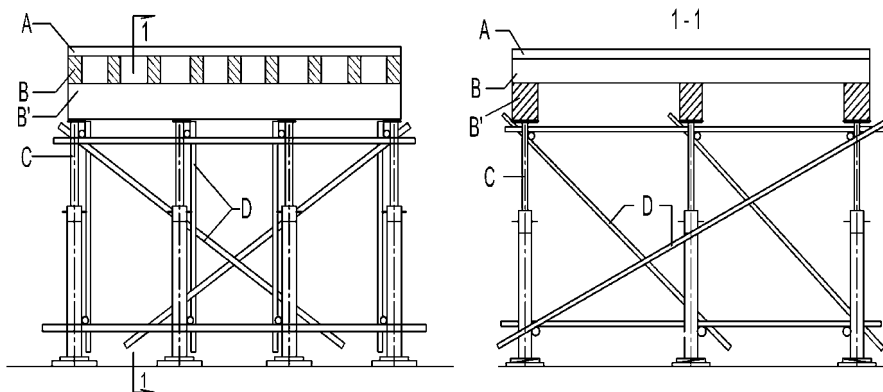


Fig. 1.1 b Cofraj tradițional pentru planșee

A - plin cofraj, suprafață cofrantă continuă, din placaj rezistent la umiditate; B - susțineri primare de tip generatoare, rigle din lemn ecarisat; B' - susțineri primare de tip directe, grinzi din lemn ecarisat; C - susțineri secundare verticale, popi metalici extensibili; D - contravîntuiri din țevă de schelă, tălpi de rezemare.

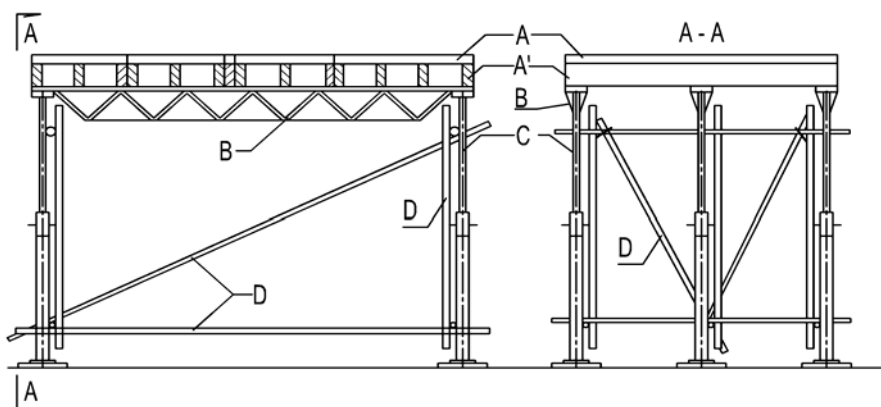


Fig. 1.1 c Cofraj demontabil pentru planșee, cu plinul din panouri de lemn P_i și susțineri cu dispozitive SECOM

AA' - panouri cu placaj rezistent la umiditate și schelet de rigidizare din lemn; A - suprafață cofrantă din placaj rezistent la umiditate; A' - schelet de rezistență și rigiditate (lonjeroane, traverse și distanțieri) din rigle de lemn; B - susțineri primare de tip generatoare, grinzi metalice extensibile; C - susțineri secundare verticale, popi metalici extensibili; D - contravîntuiri din țevă de schelă, tălpi de rezemare.

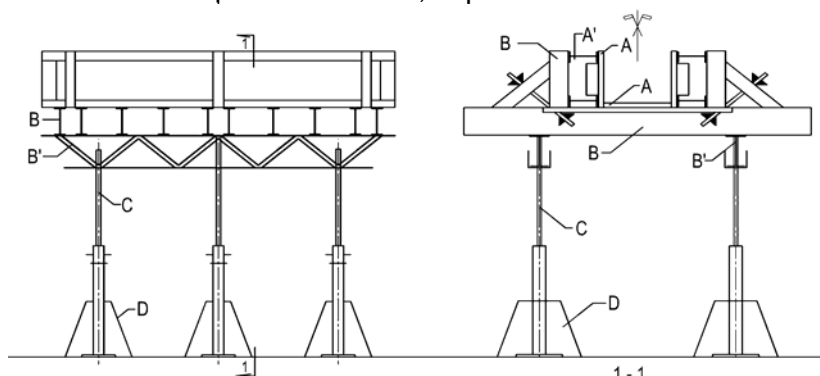


Fig. 1.1 d Cofraj demontabil pentru grinzi, tip Peri "UZ"

A - suprafață cofrantă simplă pentru fund grindă, din placaj rezistent la umiditate; AA' - plin cofraj lateral grindă, din placaj rezistent la umiditate și grinzi tip VT16, din lemn îmbunătățit; B - susțineri primare pentru fund grindă, de tip generatoare, grinzi tip VT16 din lemn îmbunătățit; B' - susțineri primare pentru lateral grinzi, juguri metalice UZ-colțar 40; B' - susțineri primare pentru fund grindă, de tip directe, grinzi cu zăbrele tip GT24 din lemn; C - susțineri secundare verticale, popi metalici extensibili tip PEP, cu baza spațială; D - elemente de stabilitate și tălpi de rezemare.

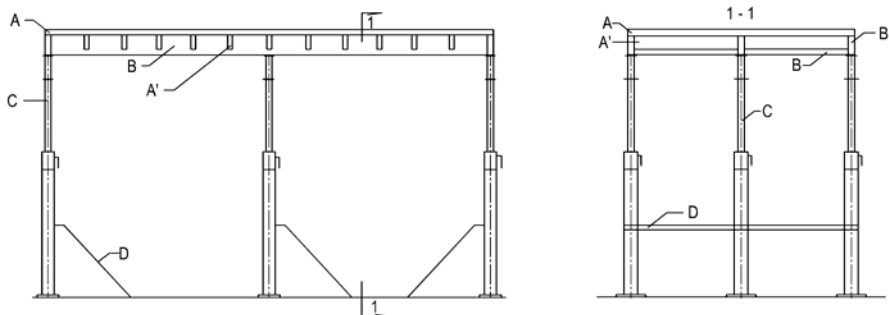


Fig. 1.1 e Cofraj pentru planșee dală, tip Hünnebeck – Topec

AA'B - panou de cofraj prefabricat, rezemat punctual la colțuri; A - suprafață cofrantă continuă din placaj rezistent la umiditate; A' - rigidizări metalice transversale panourilor, sudate la capete de lonjeroanele marginale ale panourilor; B - susțineri primare longitudinale (lonjeroanele marginale) și transversale (traversele de capăt), metalice; C - susțineri secundare verticale, popi metalici extensibili cu bază spațială; D - piese de asigurare a stabilității popilor, tălpi de rezemare.

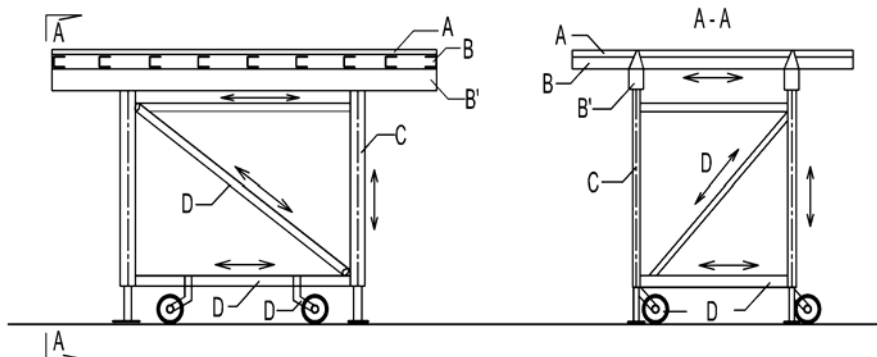


Fig. 1.1 f Cofraj mecanism tip masă de cofrare 4MP, pentru planșee

A - suprafață cofrantă simplă continuă, din coli de placaj rezistent la umiditate; B - susțineri primare de tip generatoare, rigle din lemn sau profile metalice U, cu pereți subțiri, extensibile; B' - susțineri primare de tip directe, grinzi metalice tubulare, extensibile; C - susțineri secundare din cadre plane metalice (montanți, diagonale și traverse metalice), extensibile; D - contravîntuiri ale susținerilor secundare, diagonale și traverse metalice extensibile, dispozitive de rulare a cofrajului.

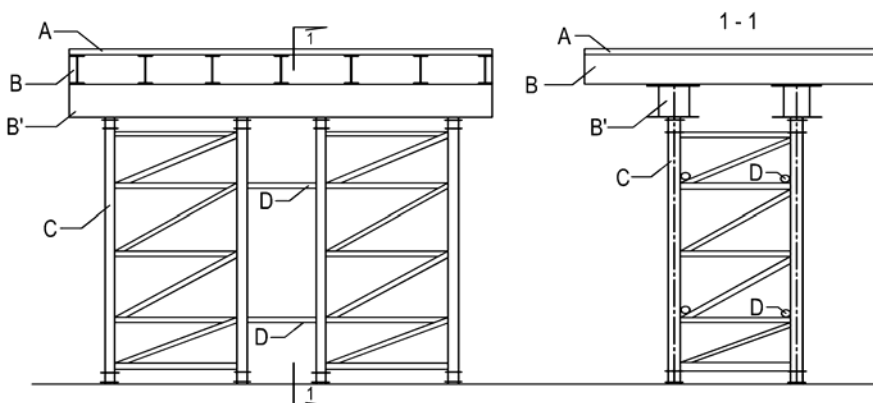
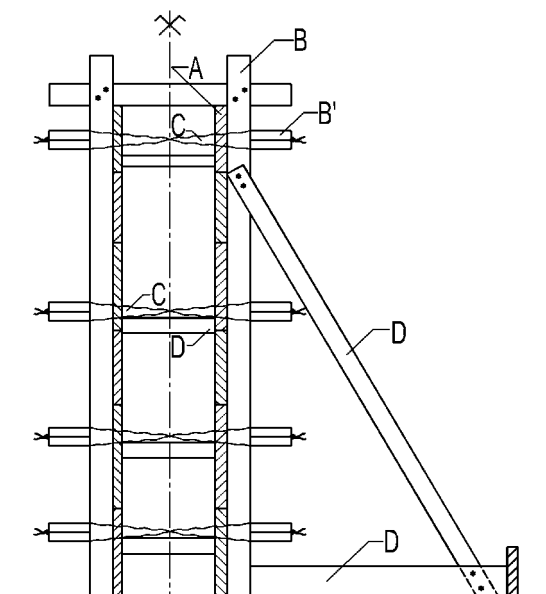


Fig. 1.1 g Cofraj pentru plăci groase tip Peri - System PD8

ABB' - panou complex preasamblat; A - suprafață cofrantă continuă, din coli de placaj rezistent la umiditate; B - susțineri primare de tip generatoare, grinzi cu zăbrele GT24 din lemn îmbunătățit; B' - susțineri primare de tip directe, perechi de grinzi metalice U100 cu inimă plină; C - susțineri secundare, eșafodaje metalice tip ID15; D - contravîntuiri din țevă metalică de schelă.

Fig. 1.1 h Cofraj vertical nedemontabil pentru pereți

A - suprafață cofrantă simplă tip astereală din scînduri orizontale; B - susțineri primare verticale de tip generatoare, montați din rigle de lemn; B' - susțineri primare orizontale de tip directe, moaze din rigle sau grinzi de lemn; C - susțineri secundare, ancore din sîrmă de oțel Φ 3 - 6 mm; D - contravîntuiri din scînduri, distanțieri.



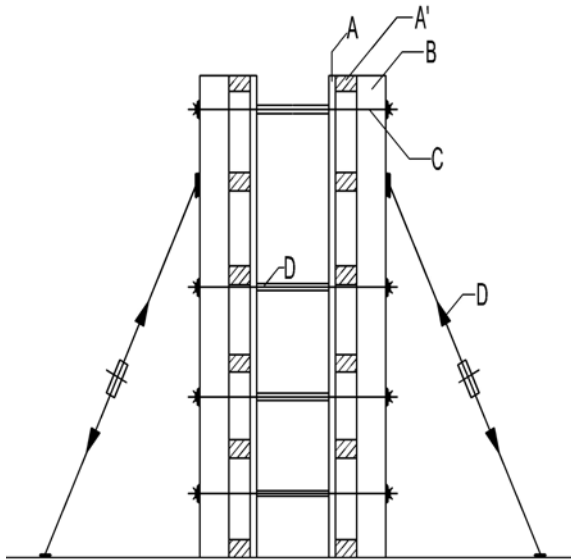


Fig. 1.1 i Cofraj tradițional pentru pereți

AA' - plin din panouri de cofraj; A- suprafață cofrantă continuă, din placaj rezistent la umiditate; A' - schelet de rezistență și de rigidizare al panoului, din rigle de lemn; B - susțineri primare verticale, de tip generatoare, montați din grinzi de lemn; C - susțineri secundare, tiranți metalici recuperabili; D - contravîntuiri, tiranți-proptea, distanțieri.

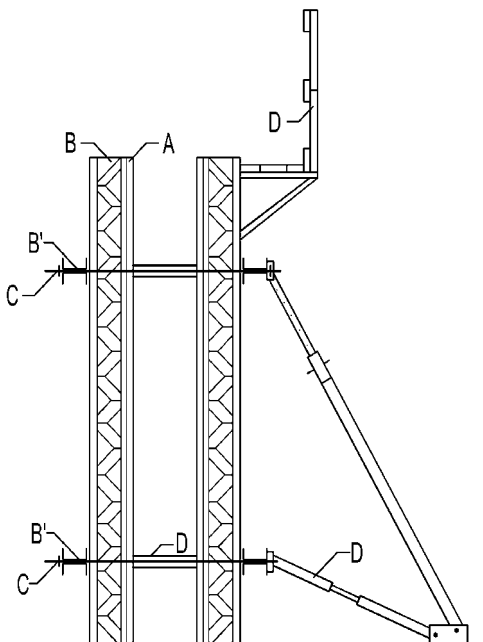


Fig. 1.1 j Cofraj pentru pereți tip Hünnebeck-Steidle

ABB' - panou complex de cofraj, preasamblat la sol; A - suprafață cofrantă continuă din coli de placaj rezistent la umiditate; B- susțineri primare verticale de tip generatoare, montați din grinzi cu zăbrele R 24; B' - susțineri primare orizontale de tip directoare, moaze din perechi de grinzi, profile metalice cu inimă plină; C - susțineri secundare, tiranți metalici recuperabili; D - contravîntuiri înclinate din șpraițuri metalice extensibile și tălpi de rezemare, platformă de lucru la înălțime.

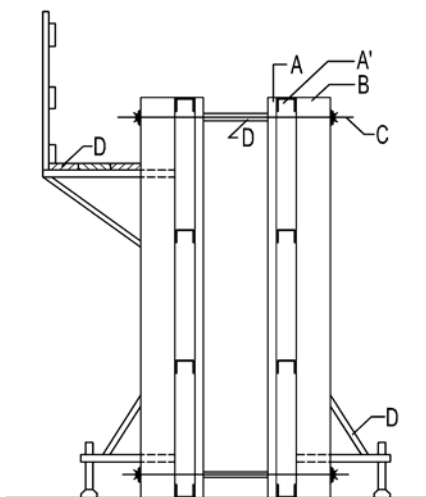
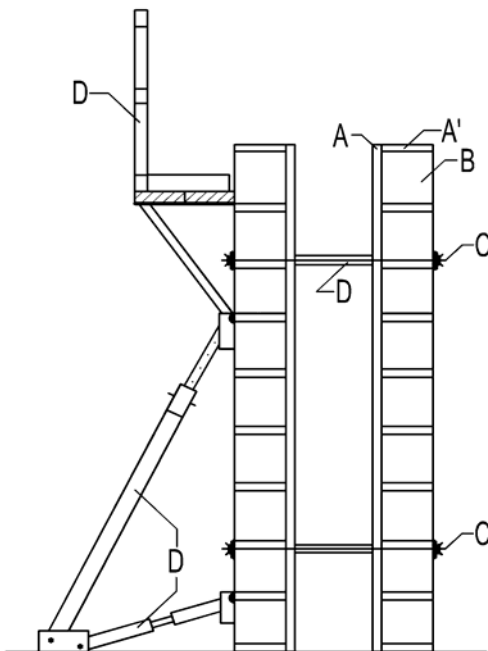


Fig. 1.1 k Cofraj plan - metalic,
CUP 72, pentru pereți

AA'BD - panou de cofraj metalic complex, uzinat;
 A - suprafață cofrantă continuă, metalică, din foi de tablă;
 A' - susțineri primare orizontale de tip generatoare, rigidizări ale suprafeței cofrante din profile metalice U;
 B - susțineri primare verticale de tip directe, montanți din perechi de profile metalice cu inimă plină, I;
 C - susțineri secundare, traverse metalice;
 D - platforme de lucru la înălțime, distanțieri, sistem de calare.

Fig. 1.1 l Cofraj
Hünnebeck – Manto
pentru pereți

AA'BD - panou de mare suprafață, preasamblat în șantier; A - suprafață cofrantă continuă din placaj rezistent la umiditate; A' - rigizări metalice transversale ale suprafeței cofrante, sudate la capete de lonjeroanele marginale ale panourilor mici, modulate;
 B - susțineri primare longitudinale (lonjeroanele marginale ale panourilor mici, modulate) și transversale (traversele de capăt ale panourilor mici, modulate) metalice;
 C - susțineri secundare, tiranți metalici cu filet, recuperabili;
 D - contravînturi din șpraițuri metalice extensibile și tălpi de rezemare, platformă de lucru la înălțime.



1.2.1 Plinul cofrajului

Plinul cofrajului, element de suprafață al cofrajului în contact direct cu betonul pe durata proceselor tehnologice de punere în operă și de întărire a betonului, are rolul de a da forma, conturul și dimensiunile proiectate pentru elementele sau subansamblurile structurale de construcții din beton. De asemenea, plinul cofrajului determină aspectul și structura stratului superficial al betonului decofrat, care trebuie să corespundă atât cerințelor impuse de importanța elementelor și subansamblurilor structurale din beton, cât și de procedeele tehnologice de tratare a suprafeței betonului după decofrare (funcție de ordin estetic) [2], [4], [10], [11].

Suprafețele decofrate brute, care se vor acoperi prin tencuire sau care datorită importanței reduse privind estetica suprafeței (betoane în infrastructuri, betoane în structuri la construcții industriale) nu se mai acoperă cu un strat protector de etanșare sau cu rol estetic, impun utilizarea unui material economic pentru realizarea plinului cofrajului. Cel mai utilizat material pentru plinul cofrajului din care rezultă suprafețe decofrate brute, în condițiile unui număr redus de utilizări a cofrajului, este în prezent lemnul de rășinoase sau de foioase (de regulă esențe moi). Suprafața cofrantă se realizează din cherestea de clasă B, STAS 857/83, nefinisată la suprafața de contact cu betonul, ca astereală continuă, rezultată din asamblarea prin alăturare a scîndurilor de 22 – 28 mm grosime sau a dulapilor de 38 – 48 mm grosime.

Dacă este necesar un număr sporit de reutilizări ale cofrajului, chiar în condițiile în care la decofrare rezultă tot suprafețe decofrate brute, materialele economice recomandate pentru suprafața cofrantă sînt placajele rezistente la umiditate și tabla din oțel, cu suprafețe ușor rugoase.

Suprafețele decofrate ale betonului care se acoperă prin chituire cu o peliculă de grosime milimetrică sau care se tratează ulterior prin procedee speciale, impun utilizarea pentru realizarea plinului cofrajului a unor materiale de calitate, cu suprafețele finisate, netede. Astfel de materiale pentru plinul cofrajului sînt: tabla din oțel șlefuită, plăcile din materiale plastice rigide cu

suprafețe netede, plăcile din placaj rezistent la umiditate bachelitizat, cu suprafețele lise, netede.

Suprafețele decofrate aparente, decorative, care nu mai necesită nici un tratament ulterior decofrării impun utilizarea unor materiale pentru plinul cofrajului foarte atent pregătite și finisate:

- scînduri din lemn de esență moale sablate, pentru a se imprima suprafeței decofrate a betonului modelul fibrelor rigide rămase în relief, după sablare, în cazul unui număr redus de reutilizări ale cofrajului;

- foi din tablă de oțel sau plăci din materiale plastice rigide cu suprafața rugoasă în relief, în cazul unui număr sporit de reutilizări ale cofrajului;

- cauciuc cu model în relief, spumă poliuretanică, polistiren expandat sub formă de matriță-negativ care imprimă un anumit model suprafeței betonului. Numărul de reutilizări ale cofrajului este determinat de materialul ales pentru realizarea plinului cofrajului.

Alegerea materialelor potrivite pentru realizarea suprafeței cofrante a cofrajului, în funcție de tipul cofrajului, de gradul de reutilizare, de condițiile de folosire și de aspectul suprafeței betonului decofrat, se poate face și în baza recomandărilor din tabelul 1.1 (preluate după [2], [3] și prelucrate).

Pe lângă funcția de ordin estetic, privind aspectul și structura impuse pentru stratul superficial al betonului decofrat, plinul cofrajului, împreună cu susținerile primare, trebuie să îndeplinească funcția de ordin geometric, privind păstrarea formei, conturului și dimensiunilor elementelor și subansamblurilor de construcții betonate în limita abaterilor admise și funcția de ordin mecanic, privind rezistența și rigiditatea la acțiunea încărcărilor din timpul procesului tehnologic de betonare și pe durata perioadei de întărire a betonului.

Funcțiile de ordin geometric și mecanic ale plinului cofrajului sînt asigurate, în general, prin alcătuirile constructive adoptate și prin îndeplinirea condițiilor de rezistență și de rigiditate de către materialele care alcătuiesc plinul cofrajului.

Rolul esențial în asigurarea formei, conturului și dimensiunilor elementelor din beton cofrate revine, însă, structurii de rezistență a cofrajului, alcătuită din elementele de susținere primară.

Tabelul 1.1 Materiale recomandate pentru realizarea suprafeței cofrante

Materiale	Tip cofraj	Nr. de reutilizări	Calitate suprafață cofrantă	Utilizări curente	Aspect al betonului decofrat	Aglomerări bule de aer	Complexitatea formei cofrate	Observații (exploatare cofraj)
Metal	Cofraje ușoare	50 - 150	Netedă	Beton monolit	Rosturi vizibile	Frecvente	Structuri cu forme simple	Cofraj fragil
	Cofraje grele	≥ 100	Netedă Rugoasă În relief	Beton prefabricat	Bun	Puține, dar foarte perceptibile	Structuri cu forme complexe	Întreținere ușoară
Beton	Cofraje grele	≥ 100	Netedă sau ușor rugoasă	Beton prefabricat	Foarte bun	Foarte puține	Forme ușor decofrabile	Tratare suprafață cofraj la fiecare utiliz.
Lemn	Mese de cofrare	10 - 20	Absorbantă	Beton monolit	Mediu spre bun	Puțin vizibile	Suprafețe plane regulate	Calitate variabilă
	Panouri cu placaj rezistent la umiditate	15 - 60	Ușor rugoasă	Beton monolit și prefabricat	Mediu	Frecvente, în funcție de osatura cofrajului	Forme plane și ușor curbate	Fragilitate a muchiilor
	Panouri speciale cu suprafața prelucrată	1 - 10 1 - 50	Variabilă	Beton monolit și prefabricat	Neted și lucios sau rugos		Forme plane și ușor curbate	Suprafața cofrantă necesită un suport rigid, continuu și ungere frecventă
Materiale speciale	Flexibile	1 - 20 și cofraje pierdute	Netedă sau rugoasă	Suprafețe mari și complexe	Numărul de rosturi poate fi redus	Puține	Structuri cu forme complexe	Cofraj fragil
	Rigide	≥ 50	Netedă sau rugoasă	Toate tipurile	Curat și neted	Puține dar perceptibile	Structuri cu forme complexe	Cofraj fragil

Plinul cofrajelor poate avea următoarele alcătuii constructive:

- suprafață cofrantă simplă, alcătuită ca astereală (căptușeală) continuă din scînduri sau dulapi din lemn;
- suprafață cofrantă simplă continuă, alcătuită din plăci de placaj rezistent la umiditate, plăci din lemn aglomerat protejat cu substanțe hidrofuge, plăci din mase plastice rigide, foi metalice etc.;
- platelaj (panotaj) alcătuit din panouri de cofraj.

Suprafața cofrantă simplă reazemă direct pe elementele de susținere primară, spre deosebire de suprafața cofrantă alcătuită din panouri de cofraj, care reazemă pe elementele de susținere primară prin intermediul scheletului de rezistență și de rigidizare al panourilor.

Un panou de cofraj din lemn și placaj rezistent la umiditate [7] are în alcătuirea sa un schelet propriu de rezistență și de rigidizare din lemn, asamblat solidar cu suprafața cofrantă a panoului, din placaj rezistent la umiditate (fig. 1.2).

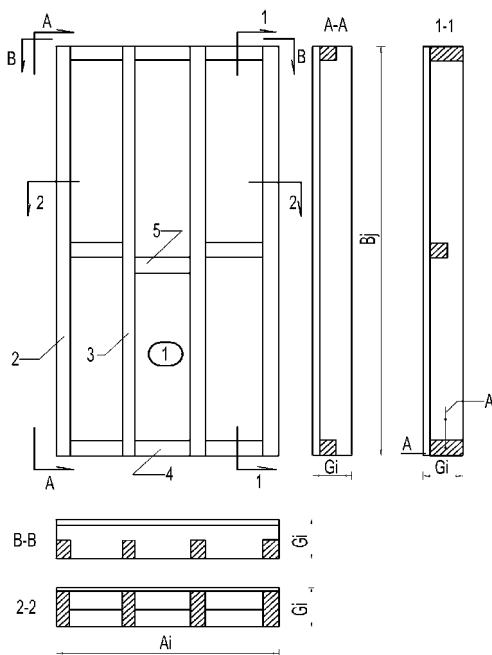


Fig. 1.2 Panou de cofraj cu scheletul din lemn și suprafața cofrantă din placaj rezistent la umiditate, STAS 9867/86

1- placaj rezistent la umiditate tip S, $\delta = 8$ mm; 2- lonjeron marginal 40 x 92 mm; 3- lonjeron intermediar 40 x 92 mm; 4- traversă 40x92 mm; 5- distanțier 40 x 50 mm;

A- suprafață cofrantă din foi de placaj rezistent la umiditate;

A' - schelet de rezistență și de rigidizare din lemn de rășinoase sau foioase.

Suprafața cofrantă a panourilor de cofraj este o suprafață cofrantă simplă, cu dimensiunile în plan ale panoului, alcătuită din aceleași materiale ca orice suprafață cofrantă (astereală din cherestea, plăci din placaj rezistent la umiditate, plăci din lemn aglomerat tratat împotriva umezelii, plăci din mase plastice rigide, foi metalice).

Scheletul de rezistență și de rigidizare al unui panou este alcătuit din lonjeroane, traverse și distanțieri, realizați din:

- scînduri, dulapi sau rigle cu secțiune dreptunghiulară, din lemn de rășinoase sau foioase, așezate pe muchie;
- profile metalice cu pereți subțiri laminate la cald sau îndoite la rece, profile din mase plastice rigide;
- grinzi cu inimă plină sau cu zăbrele, din lemn îmbunătățit;
- grinzi metalice cu zăbrele.

Caracteristicile geometrice ale plinului cofrajului sînt în strînsă dependență de performanțele mecanice ale materialelor din care este realizat și de mărimea încărcărilor asupra cofrajelor.

Lemnul de rășinoase (brad, molid), clasa B (STAS 1949/86 și STAS 942/86), cu umiditate de pînă la $25 \pm 3\%$ (STAS 857/83), utilizat pentru plinul cofrajului – astereală și schelet de rezistență și rigidizare al panourilor de cofraj – are rezistența admisibilă la încovoiere paralelă cu fibrele, $\sigma_{ad||} = 120 \text{ daN/cm}^2$ și modulul de elasticitate, paralel cu fibrele, $E_{||} = 100\,000 \text{ daN/cm}^2$; rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre, condiționată pe suprafețe de strivire limitate pentru calcul, $\sigma_{sad \perp} = 30 \text{ daN/cm}^2$ (rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre, necondiționată, pe orice suprafață de contact, $\sigma_{sad \perp} = 18 \text{ daN/cm}^2$);

Lemnul de foioase, esențe tari (stejar, gorun, frasin), clasa B (STAS 3575/80 și STAS 6709/80), cu umiditate de pînă la $25 \pm 3\%$ (STAS 857/83), utilizat pentru cofraje, mai ales ca tălpi de rezemare a susținerilor secundare verticale, are rezistența admisibilă la încovoiere paralelă cu fibrele, $\sigma_{ad||} = 155 \text{ daN/cm}^2$ și modulul de elasticitate, paralel cu fibrele, $E_{||} = 125\,000 \text{ daN/cm}^2$; rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre, condiționată pe suprafețe de strivire limitate pentru calcul, $\sigma_{sad \perp} = 60 \text{ daN/cm}^2$ (rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre, necondiționată, pe orice suprafață de contact, $\sigma_{sad \perp} = 36 \text{ daN/cm}^2$);

Lemnul de foioase (fag, ulm), clasa B (STAS 3575/80 și STAS 6709/80), cu umiditate de pînă la $25 \pm 3\%$ (STAS 857/83),

utilizat pentru plinul cofrajului și în scheletul de rezistență a panourilor de cofraj, are rezistența admisibilă la încovoiere paralelă cu fibrele, $\sigma_{ad||} = 130 \text{ daN/cm}^2$ și modulul de elasticitate, paralel cu fibrele, $E_{||} = 125\,000 \text{ daN/cm}^2$; rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre, condiționată pe suprafețe de strivire limitate pentru calcul, $\sigma_{sad \perp} = 48 \text{ daN/cm}^2$ (rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre, necondiționată, pe orice suprafață de contact, $\sigma_{sad \perp} = 29 \text{ daN/cm}^2$);

Lemnul de foioase, esențe moi (plop, tei), clasa B (STAS 3575/80 și STAS 6709/80), cu umiditate de pînă la $25 \pm 3\%$ (STAS 857/83), utilizat pentru plinul cofrajului - astereală și, uneori în scheletul de rezistență a panourilor de cofraj - are rezistența admisibilă la încovoiere paralelă cu fibrele, $\sigma_{ad||} = 95 \text{ daN/cm}^2$ și modulul de elasticitate, paralel cu fibrele, $E_{||} = 100\,000 \text{ daN/cm}^2$; rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre, condiționată pe suprafețe de strivire limitate pentru calcul, $\sigma_{sad \perp} = 30 \text{ daN/cm}^2$ (rezistența admisibilă la strivire normală pe fibre, necondiționată, pe orice suprafață de contact, $\sigma_{sad \perp} = 18 \text{ daN/cm}^2$).

În strînsă dependență de aceste performanțe mecanice și în funcție de valoarea încărcărilor care acționează asupra cofrajelor, plinul cofrajului din cherestea de lemn se realizează ca astereală continuă din scînduri de 22 – 28 mm grosime sau din dulapi de 38 – 48 mm grosime; pentru structura de rezistență și de rigidizare (lonjeroane, traverse, distanțieri) a panourilor de cofraj cu scheletul din lemn se utilizează, în general, rigle din lemn de rășinoase sau de foioase, cu secțiunea brută 48 x 96 mm - STAS 942/71 și STAS 8689/70.

Oțelul carbon sau slab aliat (STAS 500/2 - 78), utilizat pentru realizarea plinului cofrajului, în scheletul de rezistență a panourilor de cofraj sau în elementele de susținere a cofrajelor, are rezistența admisibilă la încovoiere $\sigma_{ad} = 1\,600 \text{ daN/cm}^2$ și modulul de elasticitate $E = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$;

În strînsă dependență de performanțele mecanice și în funcție de valoarea încărcărilor care acționează asupra cofrajelor, plinul cofrajului sau al panourilor de cofraj din tablă de oțel are grosimi de 2,5 – 3 mm; pentru structura de rezistență și de rigidizare (lonjeroane, traverse, distanțieri) a panourilor de cofraj cu schelet metalic se utilizează, în general, profile din tablă subțire:

U_i - STAS 8610/70, STAS 7835/67, L_i - STAS 7836/67, țevă dreptunghiulară - STAS 7941/67.

Placajul rezistent la umiditate se obține prin încheierea la presiuni și temperaturi ridicate a straturilor de furnir din lemn de fag sau de alte specii de foioase, cu materiale adezive, rezistente la umiditate. Două foi de furnir succesive au fibrele din lemn orientate perpendicular unele pe altele, iar fețele extreme din furnir au aceeași orientare (în placaje există, deci, un număr impar de foi de furnir). Chiar în această alcătuire, caracteristicile mecanice ale placajului rezistent la umiditate nu sînt aceleași pe cele două direcții în planul plăcii. Astfel, rezistența admisibilă la încovoiere paralelă cu direcția fibrelor exterioare este $\sigma_{ad||} = 130 \text{ daN/cm}^2$, pe cînd rezistența admisibilă la încovoiere perpendiculară pe direcția fibrelor exterioare este $\sigma_{sad\perp} = 50 \text{ daN/cm}^2$; modulul de elasticitate al placajului rezistent la umiditate este $E = 70\,000 \text{ daN/cm}^2$ [8], [9].

Placajele rezistente la umiditate produse în România sînt de tip F, S și SR, și au grosimi de 8, 10 și 15 mm, conform STAS 7004/86.

Placajul rezistent la umiditate, pentru lucrări de exterior, tip F, este încheiat și protejat la suprafețele exterioare cu filtre de bachelită (rășină fenol-formaldehidă formică); se mai numește TEGO. Placajul rezistent la umiditate, pentru lucrări de exterior, tip S, este încheiat cu rășină fenol-formaldehidă în soluție apoasă și nu este protejat la suprafețele exterioare. Placajul rezistent la umiditate tip SR este încheiat cu rășină fenol-formaldehidă și adaos de rezorcină, pentru reducerea nocivității rășinii sintetice.

În strînsă dependență de performanțele mecanice și în funcție de valoarea încărcărilor care acționează asupra cofrajelor, suprafața cofrantă a cofrajului sau a panourilor de cofraj din plăci de placaj rezistent la umiditate are grosimi de 8 – 24 mm; pentru executarea suprafețelor cofrante simple, continui, se utilizează placaje rezistente la umiditate de 18 – 24 mm grosime (de ex. placajele tip Arauco Pine, FinNa-Ply cu 2 – 5 reutilizări pentru suprafețe decofrate ale betonului de clasa B, placajele tip Fin-Ply, Rus-Ply, Combi Mirror, Peri Beto, Peri Spruce, cu 15 – 30 și mai multe reutilizări, pentru suprafețe plane, lise [22]; aceleași grosimi se întîlnesc și la suprafața cofrantă a panourilor de cofraj cu scheletul de rezistență și de rigidizare din metal (la panourile tip Hünnebeck - Teko, Hünnebeck - Manto etc.); panourile de cofraj

cu scheletul de rezistență și de rigidizare din material lemnos au placajul rezistent la umiditate cu grosimi de 8, 10 și 15 mm; de regulă, placajul rezistent la umiditate cu grosimi de 4 și 8 mm (de ex. placajul As-Ply) se folosește la acoperirea suprafețelor cofrante brute, pentru a realiza planeitatea necesară suprafețelor din beton, decofrante, de clasa A [4], [10], [11].

1.2.2 Elemente de susținere primară

Elementele de susținere primară, care reprezintă structura de rezistență (osatura) a unui cofraj, au rolul de a asigura forma, conturul și dimensiunile elementelor sau subsansamblurilor din beton cofrate, de a prelua încărcările de la plinul cofrajului și de a le transmite la elementele de susținere secundară.

Principalele funcții ale structurii de rezistență a cofrajelor sînt de ordin geometric și de ordin mecanic.

Funcția de ordin geometric este de a asigura suportul material al suprafeței cofrante pe care o generează.

Indiferent de poziția în spațiu a plinului cofrajului, schema de principiu pentru realizarea suportului material al unei *suprafețe cofrante plane* o reprezintă *rețeaua rectangulară de drepte din elemente liniare* (fig.1.3) : manele sau bile din lemn brut, neprelucrat, dulapi, rigle sau grinzi din lemn ecarisat cu secțiune dreptunghiulară, așezate pe muchie, profile metalice sau din mase plastice rigide, grinzi cu inimă plină sau cu zăbrele din lemn îmbunătățit sau din metal.

În cazul cofrării unor contururi închise sau deschise (cofraj pentru stâlpi, pentru grinzi și arce, pentru zona colțurilor și a intersecțiilor pereților structurali, pentru rezalite, nișe etc.), elementele de susținere primară trebuie să funcționeze pe principiul figurii geometrice nedeformabile – triunghiul, pentru a se opune rotirilor sau deplasărilor plinului cofrajului.

Contravîntuirea la exteriorul cofrajului a susținerilor primare în aceste cazuri complică alcătuirea constructivă a ansamblului cofrajului. Soluția de contravîntuire exterioară a susținerilor primare se practică, în general, pentru cofrajele nedemontabile din lemn.

Susținerile primare demontabile ale suprafețelor cofrante cu contur închis sau deschis se realizează ca elemente prefabricate cotite, de regulă metalice (caloți, juguri, moaze, chingi) alcătuite din

elemente liniare concurente în noduri blocate, care să nu permită rotiri sau deplasări.

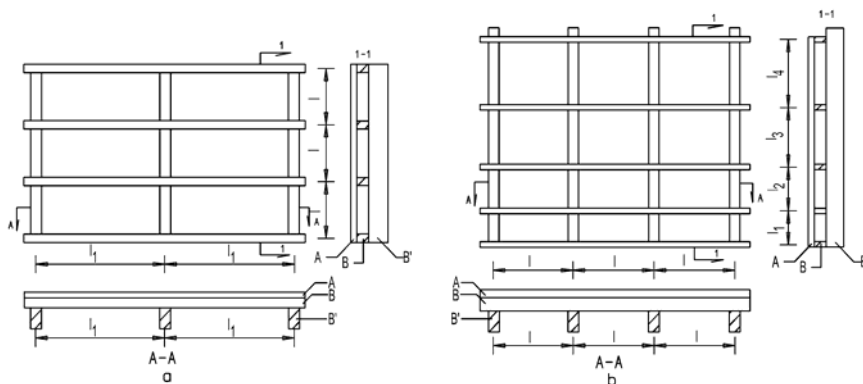


Fig. 1.3 Elemente de susținere primară ale cofrajelor

- rețea plană orizontală: A - plinul cofrajului, B - susțineri primare de tip generatoare, B' - susțineri primare de tip directe;
- rețea plană verticală: A - plinul cofrajului, B - susțineri primare orizontale, de tip generatoare, B' - susțineri primare verticale, de tip directe.

Funcția de ordin mecanic a susținerilor primare este de a asigura rezemarea corespunzătoare a plinului cofrajului și de a se opune deformațiilor acestuia peste limitele admise. Elementele de susținere primară în contact direct cu suprafața cofrantă (generatoarele) se poziționează în funcție de valoarea încărcărilor care solicită plinul cofrajului și în funcție de caracteristicile geometrice (grosime, modul de rezistență, moment de inerție) și mecanice (rezistență admisibilă la solicitarea dominantă, modul de elasticitate) ale materialelor care alcătuiesc plinul cofrajului.

Dispoziția judicioasă a elementelor de susținere primară în funcție de valoarea încărcărilor care acționează asupra plinului cofrajului reflectă și modul de distribuție a încărcărilor pe suprafața cofrantă. Astfel, pentru rețeaua orizontală de rigle, fig. 1.3 a, care susține, prin intermediul plinului, o încărcare uniformă, corespunzătoare unui strat de beton de grosime constantă, distanțele l sînt egale, pe cînd pentru rețeaua verticală de rigle,

fig. 1.3 b, care susține, prin intermediul plinului, o încărcare distribuită triunghiular pe verticală, corespunzătoare presiunii hidrostatice a betonului pe înălțimea de proporționalitate h_p , distanțele $l_i \equiv h_i$ nu sînt egale, ci în relația $l_1 < l_2 < l_3 < l_4$ (în practică se poate adopta și repartizarea echidistantă a riglelor orizontale ale structurii de rezistență a cofrajelor verticale, la distanța maximă l_1).

Orientarea secțiunii riglelor structurii de rezistență a cofrajelor în funcție de direcția încărcărilor, este, de asemenea, importantă.

De exemplu, în cazul unei secțiuni dreptunghiulare desîntîlnite ca susținere primară, cu raportul laturilor $b/h = 1/2$, solicitată la încovoiere de un moment încovoiator produs de forțele exterioare, M_f , secțiunea dreptunghiulară așezată pe lat, se opune momentului M_f cu un modul de rezistență $w_{x=}$ de două ori mai mic decât modulul de rezistență al aceleiași secțiuni dreptunghiulare așezate pe muchie $w_{x||}$ ($w_{x||} = 2w_{x=}$). Aceeași secțiune dreptunghiulară, așezată pe lat, se opune deformației din încovoiere f cu un moment de inerție $I_{x=}$ de patru ori mai mic decât momentul de inerție al secțiunii așezate pe muchie, $I_{x||}$ ($I_{x||} = 4I_{x=}$).

1.2.3 Elemente de susținere secundară

Elementele de susținere secundară ale cofrajelor au rolul de a asigura rezemarea și susținerea elementelor de susținere primară, de a prelua încărcările de la susținerile primare și de a le echilibra sau de a le transmite la reazeme fixe.

Principalele funcții ale elementelor de susținere secundară ale cofrajelor sînt de ordin geometric și de ordin mecanic.

Funcția de ordin geometric este de a asigura stabilitatea în spațiu a suportului material al suprafeței cofrante pe care o generează. Pentru a răspunde acestei funcții, susținerile secundare verticale, pe care reazemă cofrajele orizontale sau înclinate, se contravîntuiesc în plan vertical pe două direcții; susținerile secundare, care asigură și stabilitatea cofrajelor verticale se montează înclinat, pentru a realiza figura geometrică nedeformabilă, triunghiul.

Funcția de ordin mecanic a susținerilor secundare este de a se opune deformării structurii de rezistență a cofrajului.

Susținerile secundare verticale ale unui cofraj orizontal încărcat uniform distribuit (fig.1.4) se poziționează echidistant, din condiții de rezistență și de rigiditate pentru susținerea primară careia îi asigură rezemarea. Încărcarea transmisă de susținerile secundare la reazemul fix ca forță concentrată impune prezența unei tălpi de rezemare care să facă față strivirii și străpungerii.

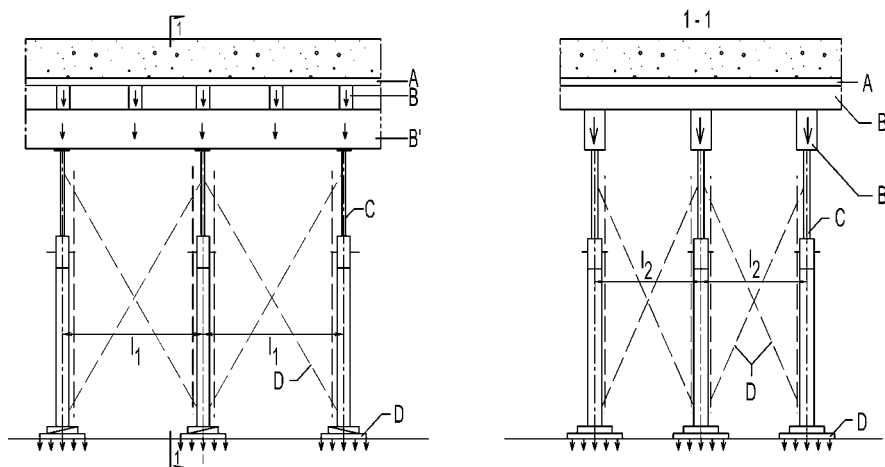


Fig. 1.4 Poziționarea susținerilor secundare – cofraj orizontal, H_b constant

A - suprafață cofrantă simplă, B - susțineri primare de tip generatoare, B' - susțineri primare de tip directe, C - susțineri secundare, popi extensibili, D - contravînturi și tălpi de rezemare.

Susținerile secundare verticale sau înclinate ale cofrajelor, care transmit încărcările la reazeme fixe se pot realiza din scânduri sau dulapi de lemn, ca popi verticali sau înclinați din bile sau manele de lemn brut, neprelucrat, din elemente prefabricate metalice ca popi extensibili, eșafodaje și șpraițuri extensibile.

Susținerile secundare care echilibrează rezultantele încărcărilor pe fețe verticale de cofraj se poziționează la distanțe inegale, după intensitatea încărcării pe verticala cofrajului (fig.1.5).

Sușinerile secundare care echilibrează încărcările transmise de sușinerile primare se pot realiza ca ancore metalice din sârmă $\Phi 3 - 6$ mm, clești metalici cu blocaje, tiranți metalici ($\Phi \geq 8$ mm) recuperabili sau pierduți prin înglobare în beton.

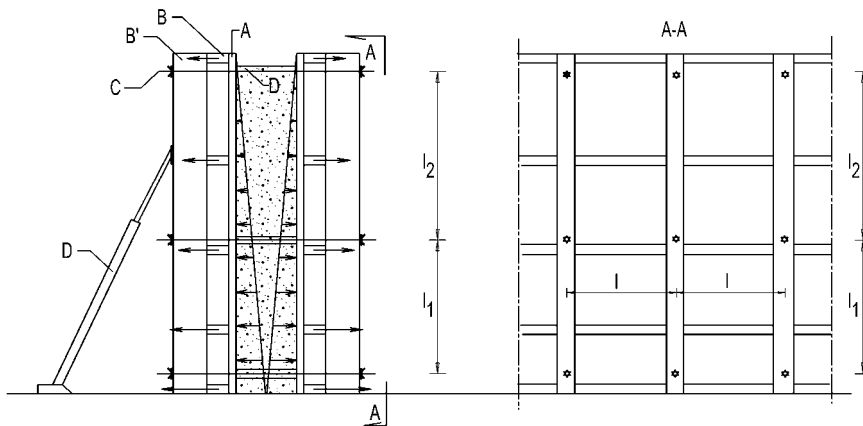


Fig. 1.5 Poziționarea sușinerilor secundare – cofraj vertical

A - suprafață cofrantă simplă, B - sușineri primare orizontale, de tip generatoare, B' - sușineri primare verticale, de tip directoare,
C - sușineri secundare, tiranți, D - contravîntuiri, tiranți-proptea, distanțieri.

1.2.4 Elemente de contravîntuire și elemente auxiliare

Elementele de contravîntuire au rolul de a asigura stabilitatea și rigiditatea de ansamblu a cofrajului, precum și poziția în spațiu, prin împiedecarea deplasărilor cofrajului. Se realizează, în general, sub formă de tensori metalici sau tiranți-proptea fixați în plan vertical pe două direcții, între elementele de sușinere secundară, din scânduri sau dulapi din lemn, din ancore metalice, din dispozitive metalice de menținere și corectare a poziției cofrajului (vezi fig. 1.1 a... l, notațiile D).

Dintre elementele auxiliare ale unui cofraj se pot menționa: distanțierii, dulapii de trasare, elementele de aliniere, platformele pentru lucru la înălțime, ramele pentru goluri, benzile adezive pentru etanșarea rosturilor etc.

2. Calculul cofrajelor

Calculul cofrajelor constă în dimensionarea și verificarea plinului cofrajului, a elementelor de susținere primară și secundară și a elementelor de solidarizare – rigidizare, precum și dintr-o serie de verificări ale soluțiilor de cofrare adoptate. Principalele etape care se parcurg pentru calculul cofrajelor sînt: evaluarea și gruparea încărcărilor care acționează asupra cofrajului pe timpul utilizării lui, dimensionarea și verificarea elementelor componente ale cofrajului, poziționarea susținerilor cofrajului în conformitate cu rezultatele calculului. Arareori se urmărește prin calcul determinarea dimensiunilor secțiunilor elementelor componente ale cofrajului.

2.1 Încărcări pentru dimensionarea și verificarea cofrajelor

Cu excepția încărcărilor datorate vîntului, toate celelalte încărcări care acționează asupra cofrajelor, pe durata de utilizare a lor, se manifestă *după o direcție normală pe suprafața cofrantă*, cu sensul *dinspre betonul turnat spre suprafața cofrantă* (fig. 2.1).

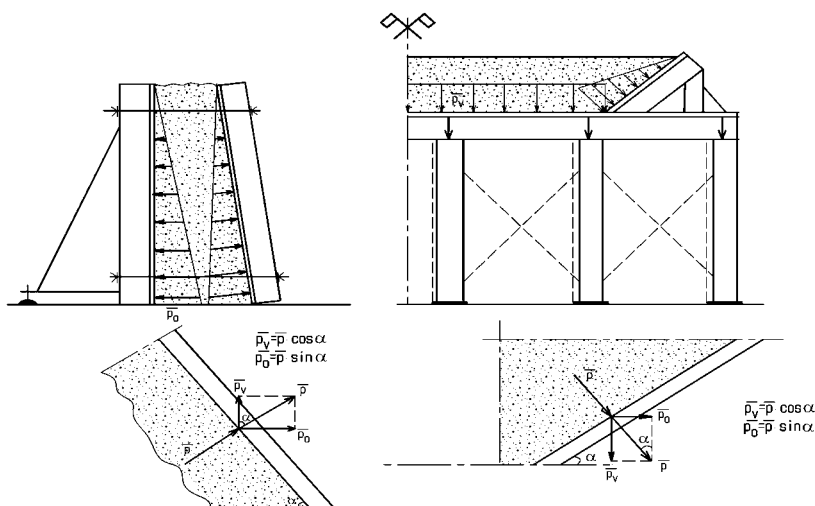


Fig. 2.1 Direcția și sensul încărcărilor care acționează asupra cofrajelor

Indiferent de orientarea în spațiu a suprafeței cofrante (orizontală, verticală sau înclinată), încărcările care acționează asupra acestora pot fi considerate că sînt încărcări verticale sau încărcări orizontale; încărcările înclinate, datorate în special presiunii betonului proaspăt turnat și compactat pe suprafețe cofrante înclinate, se descompun în componente orizontale și verticale (fig. 2.1).

2.1.1 Încărcări verticale care acționează asupra cofrajelor [după normativul C140-86]

Încărcările verticale care acționează asupra fețelor orizontale de cofraj se compun din greutatea proprie a cofrajului și a betonului armat pe care îl susține acesta, precum și din încărcările tehnologice care apar în procesul de betonare. După normativul C140-1986 [12], Anexa II, pct. A (în vigoare pentru anul 2005), la calculul cofrajelor și susținerilor acestora se vor lua în considerare următoarele valori pentru încărcările verticale:

a. **Greutatea proprie a plinului cofrajelor și a elementelor de susținere primară a cofrajelor**, determinată pe baza greutateii tehnice a materialelor din care sînt alcătuite.

În cazul utilizării materialelor lemnoase, greutatea tehnică (inclusiv piesele mărunte de prindere: cuie, șuruburi etc.) se vor considera cu următoarele valori: pentru cherestea în plinul cofrajelor $G = 750 \text{ kg/m}^3$, pentru cherestea în elemente de susținere, $G = 600 \text{ kg/m}^3$, pentru placaje în suprafața cofrantă, $G = 850 \text{ kg/m}^3$. Greutatea proprie a plinului cofrajelor și a susținerilor primare ale acestuia, pentru cofrajele cu fețe orizontale curent utilizate în activitatea de construcții civile și industriale, produce o încărcare uniform distribuită pe suprafață,

$$p_a = 20 \div 25 \text{ (daN/m}^2\text{)} \quad (2.1)$$

b. **Greutatea betonului proaspăt turnat și compactat** se va lua în considerare cu următoarele valori: beton greu, simplu, nearmat, $\rho_b = 2400 \text{ kg/m}^3$, beton greu, armat, $\rho_b = 2500 \text{ kg/m}^3$, beton ușor, $\rho_{bu} = 1,10 \cdot \rho_b \text{ kg/m}^3$, beton foarte greu, $\rho_{bfg} = 1,15 \cdot \rho_b \text{ kg/m}^3$ (ρ_b este densitatea aparentă în stare întărită a betonului, conform proiectului).

Încărcarea datorată betonului proaspăt turnat și compactat (beton armat) este o încărcare uniform distribuită pe suprafață și se evaluează cu relația:

$$p_b = H_b \cdot \gamma_b + a \quad (\text{daN/m}^2) \quad (2.2)$$

În care:

p_b este presiunea exercitată de betonul proaspăt și de armătură pe suprafața orizontală a cofrajului, în daN/m^2 ;

H_b - înălțimea betonului, în m;

γ_b - greutatea volumică a betonului turnat și compactat, în kg/m^3 ; ($\gamma_b \equiv \rho_b$)

a - greutatea armăturii distribuită pe unitatea de suprafață, în kg/m^2 ; $a \cong 100 \text{ kg/m}^2$ pentru elemente slab armate, $a \cong 150 \text{ kg/m}^2$ pentru elemente mediu armate și $a \cong 200 \text{ kg/m}^2$ pentru elemente puternic armate.

c. **Încărcarea tehnologică uniform distribuită**, provenită din căile de circulație instalate pe cofraje și din aglomerarea cu oameni are valori diferențiate, după cum urmează: $p_c = 250 \text{ daN/m}^2$ pentru plinul cofrajului, $p_c = 150 \text{ daN/m}^2$ pentru elementele orizontale de susținere primară, $p_c = 100 \text{ daN/m}^2$ pentru elementele verticale de susținere secundară (popi, stâlpi, eșafodaje etc.).

d. **Încărcarea concentrată**, provenită din greutatea muncitorilor care transportă încărcături sau din greutatea mijloacelor de transport încărcate cu beton, care acționează asupra plinului cofrajului și a elementelor orizontale de susținere primară, se va lua în considerare cu următoarele valori: pentru un muncitor care transportă o greutate, $P_d = 130 \text{ daN}$, pentru transportul betonului cu roaba de $0,060 \text{ m}^3$, $P_d = 170 \text{ daN}$, (sub roată), pentru transportul betonului cu tomberonul de $0,175 \text{ m}^3$, $P_d = 280 \text{ daN}$ (sub fiecare roată). În cazul altor metode folosite pentru transportul betonului, sarcinile concentrate se vor determina conform situației reale a fiecărui caz în parte, fără a avea valori mai mici de 130 daN .

e. **Încărcarea uniform distribuită datorată compactării betonului prin vibrare,**

$$p_e = 120 \text{ daN/m}^2$$

2.1.2 **Încărcări orizontale care acționează asupra cofrajelor** [după normativul C140-86]

După normativul C140-1986, Anexa II, pct. B (în vigoare pentru anul 2005) la calculul cofrajelor și susținerilor acestora se vor lua în considerare următoarele valori pentru încărcările orizontale:

f. **Încărcarea orizontală statică, p_f** , provenită din **împingerea laterală a betonului** (turnat și apoi compactat prin vibrare) asupra pereților cofrajelor, care este o încărcare uniform distribuită pe suprafață și a cărei valoare se distribuie pe înălțimea cofrajului în funcție de viteza de betonare v (m/h), conform diagramelor din fig. 2.2.

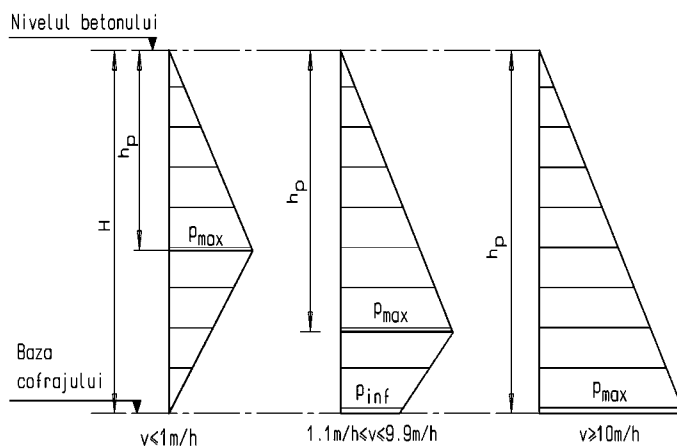


Fig. 2.2 Distribuția împingerii laterale a betonului pe verticala cofrajului, în funcție de viteza de betonare

Viteza de betonare efectivă reprezintă raportul dintre înălțimea H a elementului din beton turnat și durata de timp, t_b , apreciată pentru umplerea cofrajului cu beton pînă la înălțimea respectivă (H).

Pentru turnarea continuă, fără rosturi de lucru accidentale, trebuie să fie satisfăcută condiția:

$$v_t = \frac{H}{t_b} \geq v_{t\min} = \frac{h_{str}}{t_2 - t_1} \quad (2.3)$$

în care:

$v_{t\min}$ este viteza minimă de betonare, în m/h;
 h_{str} - înălțimea stratului de beton turnat într-o repriză, în m;
 t_1 - vârsta betonului la terminarea punerii în operă, în ore;
 $t_1 \leq t_i$ (t_i - timpul de debut al prizei cimentului din beton, în ore);
 t_2 - vârsta betonului la acoperirea unui strat de beton cu alt strat, fără a se înregistra rost accidental de lucru, în ore; $t_2 \leq t_r$
(t_r - timpul de revibrare, $t_r \cong 2 \cdot t_i$, în ore);

În calcule, la proiectare, se utilizează valorile convenționale t_i și t_r , care sînt în funcție de tipul cimentului utilizat la prepararea betonului și de temperatura mediului din timpul betonării (tabelul 2.1), [5].

Vârsta t_3 este vârsta minimă a betonului turnat după care se poate relua betonarea, cu rost de lucru; $t_3 \geq t_p$ (timpul de sfîrșit al prizei betonului, în ore, cînd betonul nu mai dă împingeri laterale asupra cofrajului).

Viteza maximă de betonare se determină în funcție de debitul efectiv (capacitatea de betonare) al utilajului conducător din fluxul complex de betonare - de obicei macaraua cu bena de beton, pompa de beton etc. - și de suprafața efectivă în plan orizontal a frontului de lucru, cu relația:

$$v_{t\max} = \frac{C_{b\max}}{S_{b\min}} \quad (2.4)$$

în care:

$v_{t\max}$ este viteza maximă de betonare, în m/h;
 $C_{b\max}$ - capacitatea maximă de betonare, în m^3/h ;
 $S_{b\min}$ - suprafața în plan orizontal a betonului turnat într-o repriză, pentru frontul minim de lucru dintre două rosturi tehnologice, în m^2 .

Condiția care trebuie respectată pentru asigurarea calității și continuității betonării este:

$$v_{t\min} \leq v_t \leq v_{t\max} \quad (2.5)$$

Tabelul 2.1 Vîrste caracteristice limită ale betonului din timpul betonării

Vîrsta betonului	Tip ciment	Temperatura mediului (°C)			
		+5	+10	+20	+30
t _i timp de începere a prizei cimentului	a) ciment unitar, tip I SR388, SR 3011	1,50	1,25	1,00	0,75
	b) ciment compozit, tip IIA, SR 1500; SR 3011	1,75	1,50	1,25	1,00
	c) ciment compozit, tip IIB, IIIA, IVA SR 1500; SR 3011	2,00	1,75	1,50	1,25
t _r timp maxim de revibrare, după acoperirea unui strat de beton cu alt strat de beton	a) ciment unitar, tip I SR 388, SR 3011	3,00	2,50	2,00	1,50
	b) ciment compozit, tip IIA, SR 1500; SR 3011	3,50	3,00	2,50	2,00
	c) ciment compozit, tip IIB, IIIA, IVA SR 1500; SR 3011	4,00	3,50	3,00	2,50
t _p timp de sfîrșit (terminare) a prizei cimentului	a) ciment unitar, tip I SR388, SR 3011	10,00	8,00	6,00	4,00
	b) ciment compozit, tip IIA, SR 1500; SR 3011	12,00	10,00	8,00	5,00
	c) ciment compozit, tip IIB, IIIA, IVA SR 1500; SR 3011	16,00	12,00	10,00	6,00

Profunzimea la care se manifestă presiunea maximă a betonului se determină cu relația:

$$h_p = \lambda_1 \cdot H \quad (2.6)$$

în care:

h_p este înălțimea (profunzimea) la care se manifestă împingerea laterală maximă a betonului, înălțime măsurată de la fața superioară a coloanei de beton turnat, în m;

λ_1 termen al relației cu valori cuprinse între 0,55 și 1,00, în funcție de viteza de betonare, tabelul 2.2;

H – înălțimea coloanei de beton turnat, în m.

Valoarea împingerii maxime, care se manifestă ca presiune hidrostatică a betonului proaspăt la profunzimea h_p , se determină cu relația:

$$p_{fmax} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot H \cdot \rho_b \quad (\text{daN/m}^2) \quad (2.7)$$

în care:

λ_2 este un termen al relației care ține seama de lucrabilitatea betonului, exprimată prin testul Abrams (tasarea conului, T , în cm), tabelul 2.2;

λ_3 – termen al relației care ține seama de dimensiunea minimă (în cm) a secțiunii de beton proaspăt turnat, tabelul 2.2;

λ_4 – termen al relației care ține seama de temperatura (în °C, a) betonului proaspăt turnat, tabelul 2.2;

Tabelul 2.2 Valori ale termenilor λ_1 , λ_2 , λ_3 și λ_4

Caracteristica		λ_1	λ_2	λ_3	λ_4
Viteza de betonare (m/h)	≤1	0,55			
	2	0,65			
	3	0,75			
	4	0,85			
	6	0,90			
	8	0,95			
	≥10	1,00			
Lucrabilitatea betonului, tasare T_i (cm)	<1 (T_1)		0,85		
	1...4 (T_2)		0,95		
	5...9 (T_3)		1,00		
	10...15 ($T_3/T_4, T_4$)		1,05		
	>15 ($T_4/T_5, T_5$)		1,10		
Dimensiunea minimă a secțiunii (cm)	≤15			0,90	
	16...54			0,95	
	≥55			1,00	
Temperatura betonului proaspăt (°C)	≤5				1,00
	6...24				0,95
	≥25				0,90

H – înălțimea coloanei de beton turnat, în m;
 ρ_b – masa volumică (densitatea aparentă) a betonului turnat și compactat;
 $\rho_b = 2400 \text{ kg/m}^3$, valoare medie.

Împingerea laterală a betonului la partea inferioară a cofrajului, p_{inf} , se determină cu relația:

$$p_{inf} = \alpha \cdot p_{fmax} \quad (2.8)$$

în care α are valorile din tabelul 2.3.

Tabelul 2.3 Valori ale termenului α în funcție de viteza de betonare

Viteza de betonare (m/h)	≤1	2	3	4	6	8	≥10
α	0,00	0,25	0,45	0,70	0,80	0,90	1,00

g. **Încărcarea orizontală dinamică pe pereții cofrajului**, p_g provenită din șocurile care se produc la descărcarea betonului în cofraj. Valoarea acestei încărcări se va considera astfel:

- pentru o capacitate q a mijlocului de transport din care se descarcă betonul în (pe) cofraj de:

$q < 0,2 \text{ m}^3$ 200 daN/m²;

$q = 0,2 \dots 0,7 \text{ m}^3$ 400 daN/m²;

$q > 0,7 \text{ m}^3$ 600 daN/m²;

- pentru turnarea cu jgheaburi și pîlnii. 200 daN/m²;

- pentru turnarea cu pompa. 600 daN/m².

h. **Încărcarea datorată vîntului**, p_h . De această încărcare (STAS 10101/20 – 90) se va ține seama numai la calculul susținerilor cofrajelor (cintre, eșafodaje etc.) mai înalte de 6,0 m.

2.1.3 Gruparea încărcărilor

Combi-națiile de încărcări trebuie să cuprindă acele încărcări care pot acționa concomitent, în același sens defavorabil plinului cofrajului. Pentru calculul de rezistență a cofrajelor se va lua în considerare combinația încărcărilor totale care pot face posibilă ruperea cofrajului (încărcările permanente și încărcările temporare). Pentru calculul de rigiditate (deformabilitate) a cofrajelor se va lua în considerare combinația încărcărilor permanente care produc deformațiile remanente ale cofrajului. Tabelul 2.4 reproduce recomandările normativului C140-1986,

referitoare la combinarea încărcărilor care acționează asupra cofrajelor.

Tabelul 2.4 Gruparea încărcărilor care acționează asupra cofrajelor [12]

Nr. crt.	Denumirea elementelor	Încărcări luate în considerare* pentru:	
		calculul de rezistență	calculul de rigiditate
1	Cofrajul plăcilor sau bolților și al elementelor orizontale de susținere a acestora (grinzi)	$a+b+c+(d)+(e)$	$a+b$
2	Elemente de susținere verticale ale cofrajelor (popi, eșafodaje etc.)	$a+b+c$	$a+b$
3	Cofrajele stîlpilor cu laturi de maximum 30 cm și cofrajele pereților cu grosime de maximum 10 cm	$f+g$	f
4	Cofrajele stîlpilor cu laturi mai mari 30 cm și cofrajele pereților cu grosime mai mare de 10 cm; cofrajele elementelor masive	f	f
5	Părțile laterale ale cofrajelor grinziilor sau arcelor	f	f
6	Fundurile cofrajelor la grinzi sau arce	$a+b+e$	$a+b$
7	Cintre sau eșafodaje cu înălțimea de maximum 6 m	$a+b+c(e)$	$a+b$
8	Cintre sau eșafodaje cu înălțimea mai mare de 6 m	$a+b+c(e)+h$	$a+b$

* În cazurile în care compactarea betonului se face prin vibrație, se va avea în vedere și încărcarea verticală prevăzută la litera „e”, dar numai pentru calculul elementelor de cofraj asupra cărora nu acționează și încărcarea de la litera „c” (de ex. fundurile grinziilor principale sau secundare ale unui planșeu). Luarea în considerare a încărcărilor de la literele „c” și „d”, ca acționînd concomitent, se va face în funcție de condițiile concrete de lucru. Încărcarea suplimentară orizontală asupra pereților cofrajelor, provocată de compactarea prin vibrație a betonului, este inclusă în valorile indicate la litera „f”.

2.1.4 Presiunea laterală a betonului proaspăt asupra cofrajelor

2.1.4.1 Parametri de influență

Determinarea valorii presiunii maxime a betonului proaspăt turnat asupra fețelor verticale de cofraj și distribuția presiunii pe verticala feței cofrajului reprezintă încă probleme incomplet rezolvate, cu toate cercetările întreprinse de specialiștii în domeniu. În prezent nu există o regulă generală, unică, privind determinarea (evaluarea) presiunii betonului asupra cofrajelor verticale.

Mărimea presiunii laterale a betonului proaspăt turnat și compactat este direct influențată de gradul de lichefiere a betonului sub acțiunea vibrațiilor, la compactare. Lichefierea betonului proaspăt este produsă, la compactarea mecanică, de vibrațiile care pun în mișcare granulele de agregat în pasta de beton cu aspect de lichid vâscos.

Valoarea maximă a presiunii laterale la o adâncime h_{str} , pînă la care betonul este, teoretic, lichefiat prin vibrare, corespunde presiunii hidrostatice exercitate de un lichid de densitate ρ_b și coeziune nulă, $p_{hmax} = h_{str} \cdot \rho_b$ (fig. 2.3).

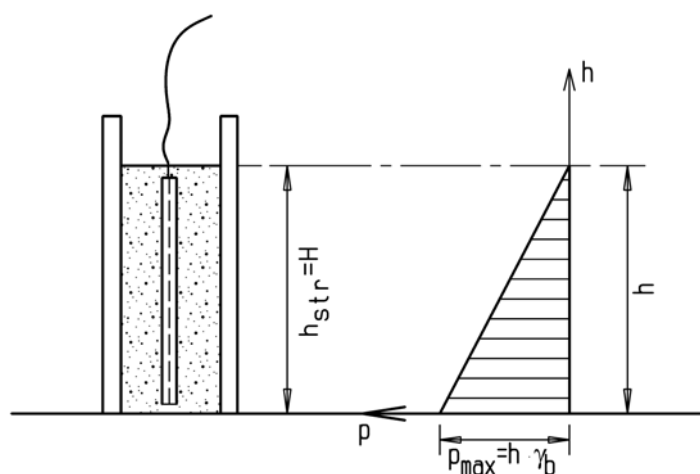


Fig. 2.3 Împingerea laterală a betonului – presiune hidrostatică

Se poate afirma că presiunea laterală la adâncimea h_{str} , pînă la care betonul este complet lichefiat prin vibrație, este chiar superioară presiunii hidrostatice, deoarece mișcarea granulelor de agregate din pasta de beton proaspăt, la vibrație, generează o presiune dinamică. În realitate nu se poate vorbi de o lichefiere totală a betonului la compactarea prin vibrație, ci de o stare cvasi-lichidă a pastei, cu un rest de coeziune, care micșorează valoarea presiunii laterale a betonului la mărimea presiunii hidrostatice [4].

Sînt mai multe situații în care împingerea laterală a betonului se manifestă ca presiune hidrostatică pe toată înălțimea coloanei de beton.

Înălțimea coloanei de beton turnat, volumul total de beton turnat și procedeul de compactare mecanică a betonului constituie factorii principali care împreună sau individual pot (sau nu pot) menține ipoteza presiunii hidrostatice, pe toată înălțimea cofrajului, la calculul presiunii maxime a betonului asupra cofrajului vertical.

În cazul unui cofraj de mică înălțime, comparabilă cu înălțimea unui strat de beton turnat într-o repriză; turnarea betonului este urmată de compactarea prin vibrație pe întreaga înălțime, iar împingerea laterală maximă se va manifesta ca presiune hidrostatică la baza cofrajului (este cazul cofrajelor pentru grinzi și arce, a unor tipare la prefabricare etc.) – vezi fig. 2.3.

În cazul unui cofraj mai înalt, care cuprinde un volum redus de beton, chiar dacă turnarea și compactarea se realizează în cîteva faze succesive, betonarea se va realiza într-un timp foarte scurt, iar împingerea laterală maximă a betonului se va manifesta ca presiune hidrostatică la baza cofrajului (fig. 2.4).

Este cazul cofrajelor de stîlpi, a cofrajelor de pereți cu grosime mică la clădiri etc., la care betonarea se poate termina înainte de timpul de începere a prizei cimentului din beton ($t_b \leq t_i$), sau cel mai tîrziu înainte de timpul de revibrație a betonului ($t_b \leq t_r$).

Atunci cînd se utilizează, la betonare, procedee de vibrație exterioară a betonului, prin intermediul cofrajului vertical, se poate produce lichefierea betonului la contactul cu suprafața cofrantă, iar împingerea laterală maximă a betonului se va manifesta ca presiune hidrostatică la baza cofrajului.

Este cazul cofrajelor tip cortine vibrante utilizate în industria prefabricatelor din beton, pentru realizarea pereților sau a planșeelor turnate în poziție verticală.

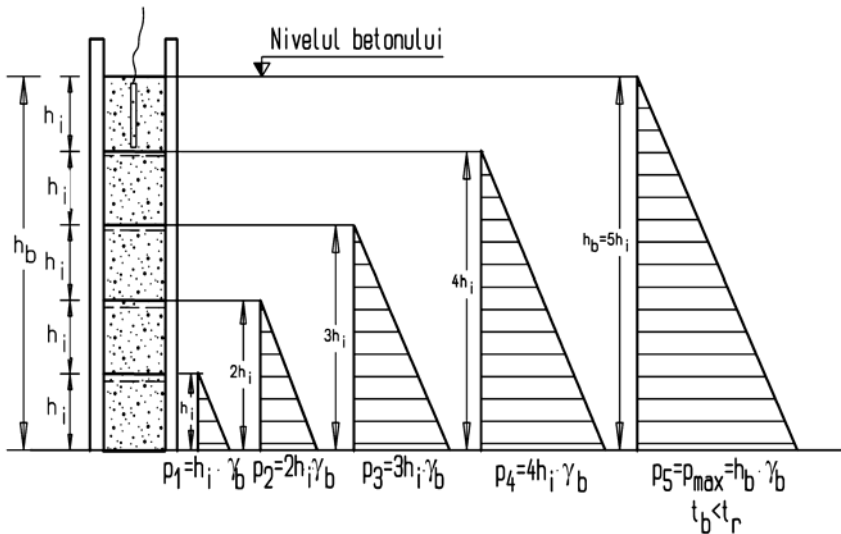


Fig. 2.4 Evoluția presiunii hidrostatice la betonarea de volum mic în timp scurt

Din cele prezentate mai sus, se poate reține că presiunea laterală a betonului crește liniar de la valoarea 0 la valoarea presiunii hidrostatice p_h când înălțimea coloanei de beton crește de la 0 la $h_p \leq H$ (fig.2.5); h_p caracterizează înălțimea betonului proaspăt în fază pseudolichidă, cu valori cuprinse, de obicei, între 1,0 m și 2,0 m [4].

Ca mărime, valoarea presiunii hidrostatice p_h este influențată de o multitudine de factori, dintre care cei mai importanți sînt *parametrii specifici materialului* (beton de ciment) și *condițiile de betonare* [3], [4].

a. Principalii parametri specifici materialului sînt: *natura și granulozitatea agregatelor, tipul și dozajul de ciment, cantitatea de apă de amestecare, prezența aditivilor în beton.*

b. Condițiile de betonare se referă la: *procedeul de turnare a betonului în cofraj, viteza de turnare a betonului în cofraj, condițiile de perete (armătură și cofraj), temperatura mediului în timpul betonării.*

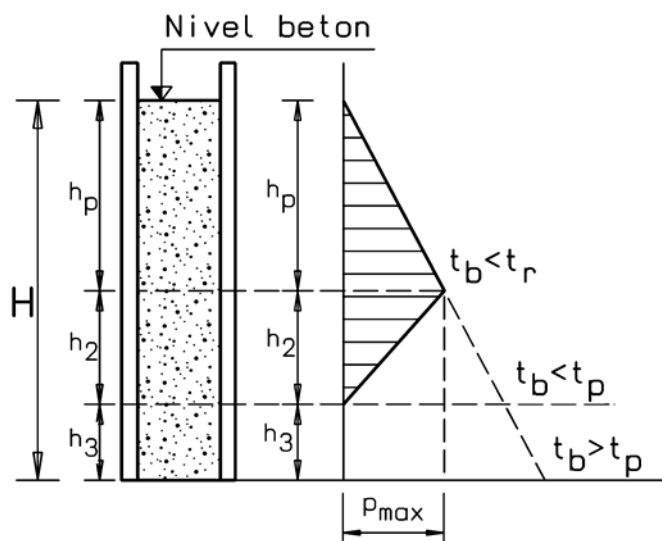


Fig. 2.5 Distribuția împingerii laterale a betonului pentru $t_b > t_p$

a. Parametrii specifici materialului se condiționează reciproc. Astfel, un beton clasic de șantier, preparat cu agregate naturale grele, rulate, cu granulozitate continuă și curba de granulozitate situată în zona recomandată (preferențială) de granulozitate, necesită mai puțin lapte de ciment care să înglobeze agregatele și să umple spațiile intergranulare (de volum minim); acest beton, de consistență plastic vîrtoasă, va avea o coeziune internă sporită și va genera împingeri laterale mai mici asupra cofrajului, în comparație cu un beton de aceeași clasă și consistență, preparat cu agregate naturale grele, concasate, cu granulozitate continuă și curba de granulozitate situată în zona recomandată (preferențială) de granulozitate, care necesită mai mult ciment și mai multă apă de amestecare. Dintre două betoane de aceeași clasă, dar de consistențe diferite, betonul cu lucrabilitate sporită, de consistență mai redusă (preparat cu mai multă apă), va genera împingeri mai mari asupra fețelor verticale de cofraj. Dintre două betoane de aceeași clasă, preparate cu același dozaj de ciment și cu aceeași cantitate de apă de amestecare, betonul care va avea în compoziție un aditiv plastifiant (dispersant sau antrenor de aer) sau un aditiv întîrziator de priză,

va genera împingeri mai mari asupra fețelor verticale de cofraj. Aditivul plastifiant crește lucrabilitatea betonului (în special mobilitatea internă a amestecului) și generează împingeri mai mari asupra fețelor verticale de cofraj. Aditivul întîrziător de priză va menține starea cvasilichidă a amestecului de beton mai mult timp, și va genera împingeri mai mari asupra fețelor verticale de cofraj.

b. Procedeu de turnare a betonului influențează mărimea împingerii laterale asupra fețelor verticale de cofraj în mod direct, prin viteza de avansare a betonului în cofraj și indirect, prin caracteristicile de lucrabilitate ale betonului, corespunzătoare procedurii de turnare. Un procedeu de betonare caracterizat printr-o capacitate de betonare și o lucrabilitate sporite, cum ar fi pomparea betonului în cofraj cu $C_b > 20 \text{ m}^3/\text{h}$, clasa de tasare T_3/T_4 ($t = 100 \pm 20 \text{ mm}$) gradul de compactare clasa C_3 ($G_c = 1,10...1,04$) produce o creștere a înălțimii h pe care se manifestă presiunea hidrostatică și o sporire a împingerii laterale a betonului pe fețele verticale ale cofrajului.

Presiunea hidrostatică a betonului proaspăt este direct proporțională cu înălțimea coloanei de beton pe care se manifestă; cu cât viteza de betonare este mai mare, cu atât crește înălțimea h a coloanei de presiune hidrostatică. Dar cât de mari pot fi înălțimile h și presiunile p ? Vom vedea atunci cînd se vor prezenta cîteva dintre metodele standardizate consacrate de evaluare a presiunii betonului pe fețele verticale ale cofrajelor.

Prezența armăturilor în vecinătatea fețelor verticale de cofraj sporește efectul de boltă datorat în principal frecărilor dintre beton și fața cofrajului, efect de boltă cu atât mai important cu cât distanța dintre fețele cofrajului este mai mică și consistența betonului proaspăt turnat mai mare. Efectul de boltă micșorează valoarea presiunii betonului asupra fețelor verticale de cofraj.

Temperatura mediului din timpul betonării influențează semnificativ viteza de hidratare a componentilor cimentului, modificînd timpii de începere și terminare a prizei betonului, cu efecte asupra mărimii presiunii asupra fețelor verticale de cofraj. Un beton cu temperatura scăzută are timpii de începere și de terminare a prizei cimentului întîrziți și va genera o presiune sporită asupra fețelor verticale de cofraj.

2.1.4.2 Metode de evaluare a presiunii betonului asupra cofrajelor

a. Pe fețe orizontale de cofraj (după metoda CSNC*)

Presiunea unitară a betonului pe fețe orizontale de cofraj este direct proporțională cu înălțimea stratului de beton turnat și cu densitatea aparentă (masa volumică \bar{w}) a betonului proaspăt turnat și compactat. Încărcarea maximă uniform distribuită se compune [4], [13] din presiunea unitară și din supraîncărcarea dinamică:

$$p_{\max} = \bar{w} \cdot h + g \text{ (daN/m}^2\text{)} \quad (2.9)$$

unde:

\bar{w} este masa volumică a betonului proaspăt;

$\bar{w} = 2400 \text{ daN/m}^3$, pentru betonul clasic de șantier, nearmat,

$\bar{w} \equiv \rho_b$.

$\bar{w} = 2500 \text{ daN/m}^3$ pentru betonul armat;

$g = 150 \dots 200 \text{ daN/m}^2$, valori curente ale supraîncărcării dinamice [4], [13].

Relația 2.9 este întotdeauna valabilă dacă grosimea stratului orizontal de beton, h , este constantă. Dacă apar diminuări locale ale înălțimii stratului de beton sau chiar întreruperi ale stratului de beton susținut de același cofraj (de ex. goluri pentru scări, pentru treceri de conducte etc.), acestea se pot neglija în calculul cofrajelor, considerându-se înălțimea h constantă pe toată suprafața cofrajului. Dacă stratul de beton are îngroșări locale (vute, grinzi în supraelevație) este obligatorie luarea în considerare a supraîncărcării în zona respectivă a cofrajului.

Se observă că în ceea ce privește încărcările verticale asupra fețelor orizontale de cofraj nu apar diferențe semnificative în modul de evaluare și de calcul al acestora în alte țări față de România.

* **CSNC** – Annales no. 78 de l'ITBTP, Chambre Syndicale Nationale des Constructeurs en ciment armé et béton précontraint, France.

b. Pe fețe verticale de cofraj

b.1 În România, după normativele C140-1971, C140-1979

Încărcarea orizontală statică, provenită din împingerea laterală a betonului asupra pereților cofrajelor, turnat și apoi compactat prin vibrare, se stabilește conform diagramei simplificate de presiuni din fig. 2.6 [12].

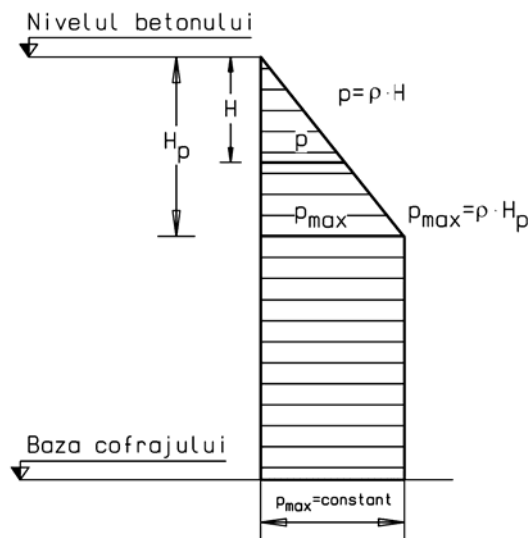


Fig. 2.6 Diagrama de presiune a betonului, după normativul C140-79

Valoarea presiunii la partea superioară a diagramei (profundimea H) respective se determină cu formula:

$$p = \rho_b \cdot H \quad (2.10)$$

în care:

ρ este presiunea laterală a betonului, la adâncimea H, în daN/m^2 ;

H – înălțimea pînă la care se manifestă presiunea hidrostatică a betonului, în m; $0 < H \leq H_p$

ρ_b – densitatea aparentă a betonului proaspăt; pentru betoanele obișnuite preparate cu agregate grele, se poate lua în calcule $\rho_b = 2400 \text{ daN/m}^3$;

H_p – înălțimea limită de proporționalitate, avînd cel mult valoarea de 1,50 m; H_p are valoarea 2,50 m în cazul betonului pompat.

Valoarea limită pînă la care creșterea presiunii este proporțională cu creșterea înălțimii coloanei de beton din cofraj, denumită înălțime limită de proporționalitate și notată cu H_p , se determină de la caz la caz, în funcție de condițiile locale de lucru, ea fiind cel mult egală cu 1,50 m. Această valoare maximă de 1,50 m se va lua în considerare în situațiile cînd viteza de turnare a betonului în cofraj (v_b) este mai mare de 0,75 m/oră sau se folosesc betoane preparate cu cimenturi al căror început de priză (t_i) depășește 2 ore, astfel ca în final produsul $v_b \cdot t_i > 1,50 \text{ m}$. La viteza de turnare sau timpi de priză mai mici decît valorile menționate mai sus, astfel ca produsul $v_b \cdot t_i < 1,50 \text{ m}$, înălțimea limită de proporționalitate H_p se va calcula cu formula: $H_p = v_b \cdot t_i$.

Se observă că metoda de evaluare a împingerii laterale a betonului, prezentată în C140-71 și C140-79 limitează înălțimile limită de proporționalitate la 1,50 m și la 2,50 m; presiunile maxime hidrostatice la aceste înălțimi sînt: $p_{\max} = 36,00 \text{ kN/m}^2$ (pentru $H_p = 1,50 \text{ m}$) și $p_{\max} = 60,00 \text{ kN/m}^2$ (pentru $H_p = 2,50 \text{ m}$). De la înălțimea limită și pînă la baza cofrajului (fig.3.6) încărcarea dată de presiunea laterală a betonului se consideră constantă și egală cu $\rho_b \cdot H_p$.

Normativele C140-71 și C140-79 au fost abrogate prin apariția normativului C140-86, care la rîndul său a fost înlocuit de codul NE012-99. În ceea ce privește încărcările care acționează asupra cofrajelor a rămas în vigoare (pentru anul 2005 inclusiv) normativul C140-86, care determină presiunea laterală a betonului așa cum este prezentată la pct. 2.1.2, f.

Efectele prevederilor din normativele C140-71 și C140-79 se manifestă și astăzi, deoarece multe din părțile componente ale cofrajelor demontabile industrializate din sistemul SECOM au fost proiectate cu încărcările limită de 3600 daN/m^2 sau de 6000

daN/m², determinate de aceste normative. De asemenea, încărcarea de 60,00 kN/m² reprezintă o limită superioară a presiunii laterale a betonului utilizată de marile firme de proiectare și execuție a cofrajelor demontabile specializate sau cu grad mare de generalitate (firme de renume internațional ca: Peri, Hünnebeck, Paschal, Faresin ș.a).

Un neajuns al metodei de evaluare a presiunii laterale a betonului conform normativului C140-79 este că aceasta nu acoperă în calcule situațiile obiective când se pot înregistra împingeri laterale ale betonului proaspăt turnat mai mari de 3600 daN/m², pentru produsul $v_b \cdot t_i > 1,50$ m la betonarea clasică (macara + recipient cu beton), respectiv de 6000 daN/m² la betonarea cu pompa de beton. Sînt relativ dese situațiile, după normativul C140-86, cînd înălțimea pe care se manifestă presiune hidrostatică a betonului asupra cofrajelor verticale depășește 2,50 m.

b.2 În România, după proiectul IPC 7031/2 – 1971 (rezultate experimentale).

Împingerea laterală a betonului turnat în cofraje și compactat prin vibrare se va lua în calcule corespunzător schemei principale de împingere laterală a betonului (fig. 2.7) și corespunzător formulei:

a. Pentru intervalul $0 \leq t \leq t_1$, respectiv $0 \leq h \leq h_1$,

$$p = v \cdot t \cdot \gamma \quad \text{și} \quad h = v \cdot t$$

în care: v este viteza de turnare a betonului în cofraje, m/oră;
 t – timpul de turnare, ore; t_1 – timpul de priză al cimentului (ore), considerat ca timpul pînă la care se realizează inclusiv vibrarea în masa betonului; h – adîncimea de turnare de la fața betonului, în m; h_1 – adîncimea de priză a betonului (m), considerată și adîncimea pînă la care se realizează vibrarea în masa de beton;
 $h_1 = v \cdot t_1$; γ – greutatea volumetrică a betonului proaspăt turnat și compactat, kg/m³.

b. Pentru intervalul $t_1 \leq t \leq t_2$, respectiv $h_1 \leq h \leq h_2$,

$$p = v \cdot (t_2 - t) \cdot \gamma \cdot \left(\frac{t_1}{t_2 - t_1} + \frac{t - t_1}{t_2} \beta \cdot \lambda \right) \cdot \sin \alpha,$$

în care:

t_2 este timpul de întărire (terminare priză) al cimentului, ore;
 α – unghiul de înclinare al cofrajului (al feței cofrajului) față de orizontală, °;

β – coeficient exprimînd influența temperaturii exterioare T asupra presiunii (laterale) pe cofraj, conform graficului din fig. 2.7b;

λ – coeficient exprimînd influența dozajului de ciment C asupra presiunii (laterale) pe cofraj, conform graficului din fig. 2.7c;

p_{\max} – valoarea presiunii maxime care se realizează la h_{\max} și la timpul t_{\max} .

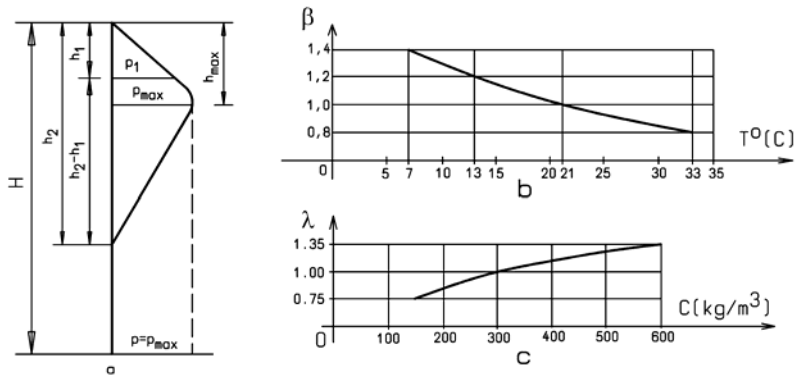


Fig. 2.7 Împingerea laterală a betonului turnat în cofraje după metoda Proiect IPC 7031/2-71

c. Se propune a se lua (atunci cînd nu există alte date mai precise):

$t_1 = 2$ ore; $t_2 = 10$ ore;

$p = p_{\max}$, pentru toată adîncimea ($H - h_{\max}$) în cazul unor cofraje continue pe toată înălțimea H și care suferă deformarea corespunzătoare pe parcursul turnării;

h_2 – adîncimea de la care betonul se suportă singur și deci înălțimea minimă necesară de acoperit cu cofraj pe timpul t_2 ;

v – se va lua ca medie continuă din relația:

$$v = \frac{Q}{T \cdot S}$$

în care:

Q este cantitatea de beton turnată, m^3 ;

T – timpul de turnare, ore;

S – suprafața orizontală de cofraj umplută de cantitatea de beton turnată Q, m^2 .

Pentru valorile: $t_1 = 2$ ore, $t_2 = 10$ ore, $\beta = 1,0$ și $\lambda = 1,0$, evoluția presiunii laterale maxime a betonului asupra cofrajului, în funcție de viteza de turnare, se prezintă în diagrama din fig. 2.7d.

Ca alură, diagrama presiunilor pe verticala cofrajului este aceeași ca și în cazul metodei prezentate de normativelor C140-71 și C140-79, dar p_{max} nu reprezintă presiunea hidrostatică la adâncimea h_{max} ($p_{max} = h_{max} \cdot \gamma$), ci valoarea p_{max} prevăzută de normativul C140-1986, pentru $v_b \leq 1,0$ m/h, ($p_{max} = 0,55 \cdot h_{max} \cdot \gamma$).

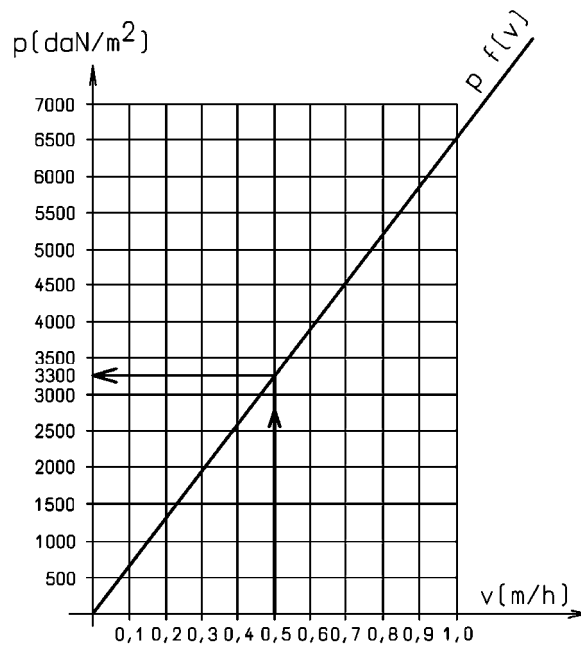


Fig. 2.7d Diagrama presiunilor p_{max} în funcție de viteza de betonare v

Metoda propusă în proiectul IPC 7031/2 -1971 se apropie foarte mult (ca distribuție și valoare a presiunii laterale asupra

fețelor verticale de cofraj) de metoda prezentată de normativul C140-86, valabil în prezent, pentru viteze de turnare a betonului $v \leq 1,0$ m/h. Demonstrația se va face în cadrul aplicațiilor numerice, la sfârșitul capitolului.

Trebuie menționat faptul că, din păcate, metoda se limitează la a evalua presiunea laterală a betonului asupra cofrajelor verticale sau puțin înclinate doar pentru viteze de turnare mai mici de 1,0 m/oră.

b.3. După rezultatele experimentale CSNC (ANNALES N° 78 DE l'ITBTP) [4]

În timpul compactării prin vibrare a betonului proaspăt coeziunea acestuia scade la minimum (tinde chiar spre zero) și betonul astfel lichefiat pe adâncimea h_1 produce o presiune laterală asupra fețelor cofrajului echivalentă cu presiunea hidrostatică a unui lichid perfect, dar de densitate $\gamma_b \approx 2400$ daN/m³; imediat după încetarea vibrării, betonul se încheagă, la coeziunea betonului compactat, care poate chiar permite, teoretic, decofrarea.

Timpul de umplere al cofrajului, condiționat de viteza de betonare și de volumul de beton ce va fi turnat în cofraj, împreună cu alți factori privind compoziția betonului și condițiile de betonare (calitatea betonului, temperatura mediului, procedeul de vibrare) determină gradul de hidratare al cimentului, concomitent cu priza și cu întărirea betonului.

Evoluția diagramei de presiune laterală a betonului (fig. 2.5) este comună presiunii hidrostatice pînă la presiunea maximă corespunzătoare înălțimii $h_1 = h_p$ după care presiunea se micșorează în funcție de coeziunea amestecului care este uneori amplificată de prezența armăturii, și de gradul de intensificare a fenomenului de priză.

În proiectarea cofrajelor se utilizează presiunea maximă, care se consideră constantă de la $h_1 = h_p$ pînă la baza cofrajului.

După metoda CSNC, valorile presiunilor maxime pe fețe de cofraj sînt prezentate în tabelul 2.5.

Tabelul 2.5 Determinarea încărcărilor care acționează asupra cofrajelor după metoda CSNC

Element de construcție	Presiune laterală	Observații				
Pereți	$p \leq \begin{cases} 2,4 \cdot h \\ a + b \cdot V \end{cases}$	Valorile particulare ale parametrilor a și b în funcție de temperatură și de viteza de betonare				
		Temperatura θ , °C	Viteza de betonare			
			V < 2 m/h		V > 2 m/h	
		5	a	b	a	b
		15	2	1,25	4,1	0,2
		25	2	0,85	3,3	0,2
		Diagramă corespunzătoare formulei $p = a + b \cdot V$				
Coloane Stâlpi	$p = \begin{cases} 2,4 \cdot h \\ 15 \text{ kdaN} / \text{m}^2 \end{cases}$	- $h < V \cdot t$ - se reține presiunea cu valoarea cea mai mică dintre cele două valori calculate				
Plăci	$p = 2,4 \cdot h + g$	$g = 150 \dots 200 \text{ daN/m}^2$, suprasarcină dinamică				

În figura 2.5:

h este înălțimea finală a elementului de construcție betonat, în m;

$h_1 = h_p$ – înălțimea betonului în fază pseudolichidă,
 $h_1 \approx 1,0 \dots 2,0$ m;

h_2 – înălțimea betonului în curs de întărire, în m;
 h_3 – înălțimea betonului întărit (imediat după depășirea timpului t_p de sfârșit de priză), în m.

Valorile presiunii laterale maxime sînt date pentru un beton clasic de șantier cu următoarele caracteristici: $\rho_b = 2400 \text{ daN/m}^3$; dozajul de ciment portland compozit, $C = 350 \text{ kg/m}^3$, lucrabilitate (tasare con Abrams), $T = 100 \text{ mm}$, compactare mecanică interioară cu pervibratorul.

Semnificația valorilor experimentale utilizate în tabelul 2.5 și unitățile de măsură de bază sînt:

p_{\max} este presiunea maximă, în kdaN/m^2 (t/m^2);
 θ – temperatura betonului din cofraj, în $^\circ\text{C}$;
 V – viteza de avansare a betonului în cofraj, la betonare, în m/h ;
 t – timpul de sfârșit al prizei cimentului, în ore;
 h – înălțimea coloanei de beton proaspăt în fază pseudolichidă, în m.

La proiectarea unui cofraj demontabil, cu grad mare de reutilizare, trebuie luată în considerare cea mai mică temperatură a betonului, de $+5^\circ\text{C}$.

În ceea ce privește viteza de betonare, aceasta se apreciază cu o oarecare aproximație, în funcție de condițiile organizatorice de la postul de betonare (care determină capacitatea de betonare) și de suprafața în plan orizontal a structurii cofrate (frontul minim de lucru).

b.4 După metodele CIB și CIRIA [3]

Factorii care influențează valoarea presiunii laterale a betonului, luați în considerare prin această metodă sînt: densitatea betonului, lucrabilitatea betonului, viteza de betonare, temperatura betonului, înălțimea coloanei de beton, dimensiunea minimă a secțiunii de beton.

Tabelul 2.6 Presiunea laterală a betonului proaspăt asupra cofrajelor

după: „Le Manuel de Technologie: Coffrage“ -CIB- Comité International du Bâtiment, F. „Concrete Pressure on Formwork“ - CIRIA - Construction Industry Research and Information Association, UK. Factorii considerați: 1. densitatea betonului (kg/m^3) 2. lucrabilitatea betonului – tasare con – mm 3. viteza de betonare, R-m/h 4. temperatura betonului ($^{\circ}\text{C}$) 5. înălțimea betonului turnat, H (m) 6. dimensiunea minimă a secțiunii, d (mm)	1. Presiunea P_1 , din efectul de înălțime (densitatea betonului: 2500 kg/m^3)												
	H (m)	1	2	3	4	5	>6						
	$P_1(\text{kN/m}^2)$	25	50	75	100	125	150						
	2. Presiunea P_2 , din efectul de arc												
	d (mm)	R (m/h)											
		0,75	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20	30
	150	$P_2=35$	35	35	40	45	45	50	55	60	75	90	120
	200	35	40	40	45	50	50	55	60	65	80	95	125
	300	45	50	50	55	60	60	65	70	75	90	105	135
	400	55	60	60	65	70	70	75	80	85	100	115	145
	500	65	70	70	75	80	80	85	90	95	110	125	125
	3. Presiunea P_3 , din efectul întăririi betonului												
	Tasare (mm)	Temp.beton ($^{\circ}\text{C}$)	R (m/h)										
		0,75	1	1,2	1,5	1,8	2	2,5	3	4	5		
50	5	$P_3=40$	50	60	70	85	95	115	135	150	150		
	10	35	40	45	55	65	70	85	100	135	150		
	15	35	40	40	45	50	55	65	75	100	125		
	20	35	35	35	40	45	45	50	55	70	90		
75	5	45	60	70	85	100	110	140	150	150	150		
	10	35	50	55	65	75	85	105	125	150	150		
	15	35	40	45	50	60	65	80	95	125	150		
100 la 150	20	35	35	35	40	45	50	60	70	90	115		
	5	55	70	85	100	120	130	150	150	150	150		
	10	40	55	65	75	90	100	120	150	150	150		
	15	35	45	50	60	70	75	90	110	150	150		
	20	35	35	40	45	50	55	70	80	110	130		

b.5. După normele DIN 18218/1980 [3], [29]

a) Ipoteze:

- densitatea betonului este $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$;
- cofrajul este etanș;
- compactarea betonului se realizează prin vibrare interioară;
- temperatura betonului este de $+15^\circ\text{C}$, constantă pe durata întăririi;
- durata de întărire, $T_E = 5 \text{ h}$;
- după depășirea timpului de întărire T_E , împingerea laterală a betonului proaspăt asupra cofrajelor nu mai crește; adâncimea h_E de la care împingerea laterală a betonului proaspăt nu mai crește se determină cu relația:

$$h_E = v_b \cdot T_E \quad (2.10)$$

în care:

- v_b este viteza de betonare (m/h);
- $T_E = 5 \text{ h}$, – durata de întărire.
- pînă la adâncimea de vibrare h_r , se consideră că betonul proaspăt, lichefiat prin vibrare, produce presiune hidrostatică asupra cofrajului vertical.
- Normele DIN acceptă adâncimea minimă de vibrare $h_r = 0,90 \text{ m}$, deci $p_r = 0,9 \cdot \gamma_b \text{ (kN/m}^2\text{)}$;
- variația în timp a impingerii laterale a betonului proaspăt va fi:

$$dp = \gamma_b \cdot v_b \cdot dt \cdot \lambda(t) \quad (2.11)$$

- se acceptă că presiunea scade la zero pentru $T_E = 5 \text{ h}$;
- se consideră presiunea betonului similară cu a pămîntului, $\lambda_0 < 1,0$, scăzînd cu timpul la $\lambda = 0$, $0 \leq \lambda \leq \lambda_0$,

Variația (distribuția) presiunii betonului proaspăt pe înălțimea cofrajului, cu valoarea maximă la adâncimea h_E , se prezintă în fig. 2.8.

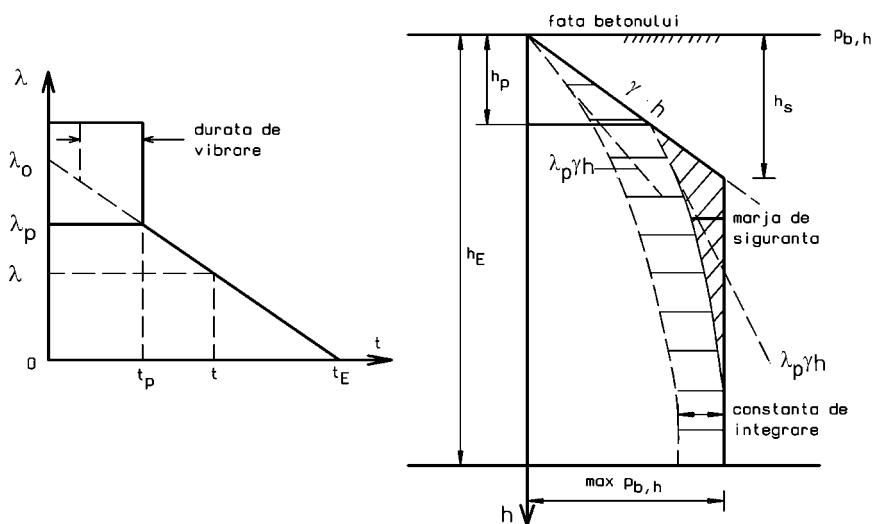


Fig. 2.8 Variația presiunii betonului proaspăt pe înălțimea cofrajului, după normele DIN 18218/80

Simplificarea diagramei de presiune a betonului, prin adăugarea suprafeței hașurate reprezintă un plus de siguranță pentru situația în care adâncimea de vibrare depășește 0,90 m.

b) Evaluarea presiunii laterale maxime

Pentru determinarea valorii presiunii laterale asupra cofrajului se introduce lucrabilitatea betonului proaspăt sub forma curbilor K_1 , K_2 , K_3 și beton fluid. În final rezultă diagrama de calcul a presiunii laterale a betonului proaspăt, p_b (kN/m^2), în funcție de înălțimea hidrostatică h_s (m), viteza de betonare V_b (m/h) și gradul de compactare Walz, pentru cofraje verticale de stâlpi și pereți – fig. 2.9.

Considerînd $h_r = 0,90$ m, $T_E = 5$ h, $\gamma_b = 25$ kN/m^3 , presiunile laterale maxime capătă următoarele expresii (în care V_b se exprimă în m/h și $p_{b,h}$ în kN/m^2):

$$- \text{pentru } K_1 (G_c \leq 1,4) \quad p_{\max} = p_{b,h} = 5 \cdot V_b + 21 \quad (2.12)$$

$$- \text{pentru } K_2 (G_c \leq 1,18) \quad p_{\max} = p_{b,h} = 10 \cdot V_b + 19 \quad (2.13)$$

$$- \text{pentru } K_3 (G_c \leq 1,04) \quad p_{\max} = p_{b,h} = 14 \cdot V_b + 18 \quad (2.14)$$

$$- \text{pentru beton fluid } (G_c \approx 1,0) \quad p_{\max} = p_{b,h} = 17 \cdot V_b + 17 \quad (2.15)$$

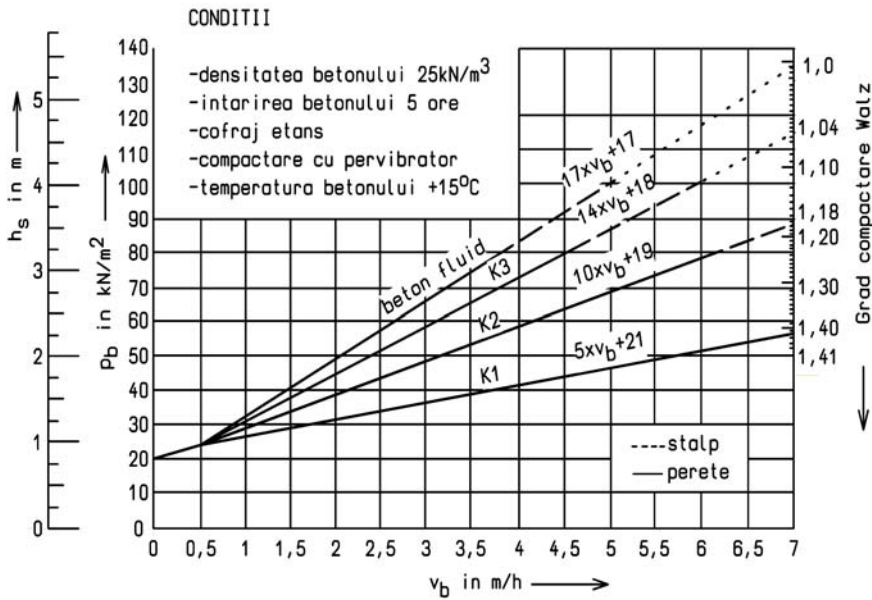


Fig. 2.9 Diagrame de calcul a presiunii laterale a betonului proaspăt, după normele DIN 18218/80

Relațiile sînt valabile pentru cazul cînd $V_b \leq 4,0 \text{ m/h}$, și corespund distribuției presiunii pe verticala cofrajului din fig. 2.10.

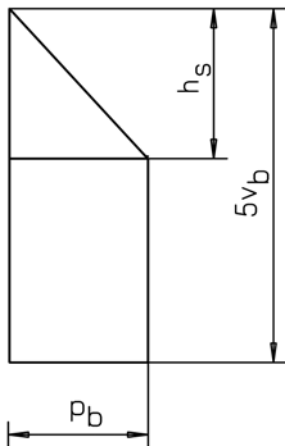


Fig. 2.10 Distribuția presiunii betonului proaspăt pe verticala cofrajului pentru $V_b \leq 4,0 \text{ m/h}$

Cînd viteza de betonare este mai mică sau mai mare decît $h/T_E = h/5$, distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului corespunde diagramei din fig. 2.11.

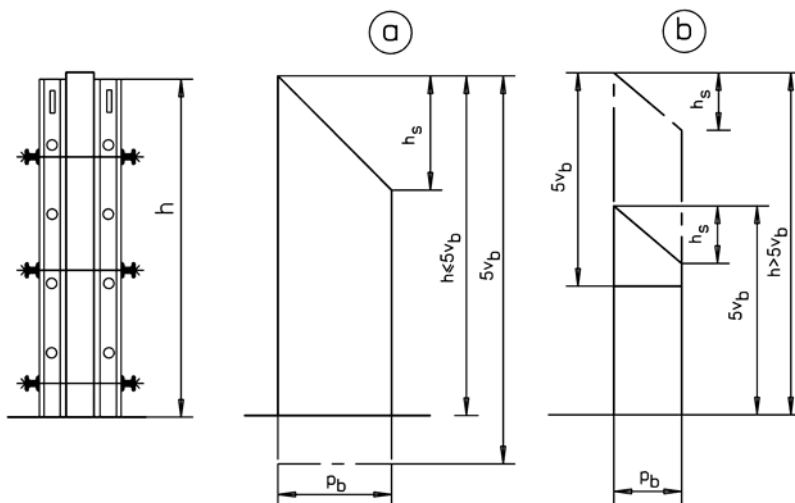


Fig. 2.11 Distribuția presiunii laterale a betonului proaspăt pe verticala cofrajului pentru:
 (a) $V_b \leq h/T_E = h/5$, (b) $V_b > h/T_E = h/5$

c) Corecții

Dacă ipotezele de la pct. a) nu se respectă, presiunea laterală a betonului proaspăt asupra cofrajului, determinată ca la pct.b), se va corecta, după cum urmează:

- dacă adâncimea de vibrare h_r depășește adâncimea hidrostatică h_s , presiunea laterală se mărește la valoarea $p_{b,h} = 25 h_r \text{ kN/m}^2$;

- dacă temperatura betonului proaspăt diferă de $+15^\circ\text{C}$, se vor modifica presiunea $p_{b,h}$ și adâncimea hidrostatică h_s ; se sporesc cu 3% pentru fiecare 1°C sub $+15^\circ\text{C}$ sau se diminuează cu 3% pentru fiecare 1°C peste $+15^\circ\text{C}$ (diminuarea nu trebuie să depășească 30%). Se păstrează ipoteza că temperatura considerată rămîne constantă pe durata T_E de întărire a betonului.;

- dacă temperatura mediului depășește $+15^\circ\text{C}$ și cofrajul se poate încălzi peste această temperatură, se poate neglija influența temperaturii superioare a mediului asupra presiunii laterale a betonului proaspăt (se păstrează ipoteza temperaturii betonului de $+15^\circ\text{C}$;

– dacă la prepararea betonului se utilizează aditivi plastifianți (de tip fluidifianți sau antrenori de aer), presiunea laterală a betonului proaspăt se va modifica prin luarea în considerare a noilor valori pentru K_i , corespunzătoare lucrabilității reale a betonului;

– dacă se utilizează aditivi întîrziatori de priză, se vor utiliza coeficienții din tabelul 2.7 pentru a se multiplica $p_{b,h}$ și h_s ;

– dacă masa volumică a betonului γ_{b1} diferă de $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$, presiunea $p_{b,h}$ se recalculează cu relația:

$p_{b,h(\gamma_{b1})} = \alpha \cdot p_{b,h(25)}$, unde $\alpha = \gamma_{b1}/\gamma_b$; h_s rămîne neschimbat.

Tabelul 2.7 Coeficienți de multiplicare ai presiunii $p_{b,h}$ și înălțimii h_s

Întîrzierea prizei (ore)	Consistența		
	K_1	K_2	K_3
5	1,15	1,25	1,40
15	1,45	1,8	2,15

2.1.4.3 Exemple numerice de evaluare a presiunii laterale a betonului proaspăt

Evaluarea împingerii laterale a betonului proaspăt asupra cofrajelor verticale prin exemple numerice este necesară, pentru a putea face comparații cât mai corecte între rezultatele obținute prin utilizarea metodelor de evaluare prezentate mai sus (pct.2.1.4.2).

a) Pentru viteze de betonare mai mici de 1,0 m/h

Să se determine împingerea laterală maximă a betonului și distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului din figura 2.12, cunoscînd:

Elementul de construcție: **perete structural**, lungime 7,20m, înălțime 4,0m, grosime 25 cm.

Betonul proaspăt turnat:

C20/25 – T₃ – II/A-S-32,5R/0-16, (cu tasare con Abrams, T = 70 ± 20 mm, grad de compactare Walz $G_c = 1,04 - 1,10$, K_2 , $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$). Timpul de betonare $t_b = 5$ ore,

$$v_b = \frac{4,0m}{5,0h} = 0,80 \text{ m/h} > v_{b\min} = \frac{h_{str}}{t_2 - t_1} = 0,35 - 0,60 \text{ m/h.}$$

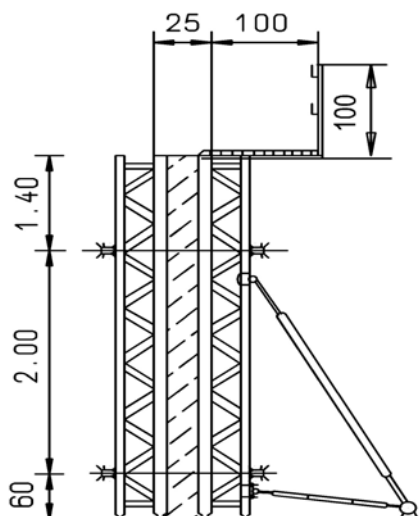


Fig. 2.12 Cofraj de perete structural din beton armat

1. După normativul C140-86

$$p_{f\max} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot H \cdot \rho_b \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$v_b = 0,8 \text{ m/h, } \rightarrow \lambda_1 = 0,55, \quad h_p = \lambda_1 \cdot H = 0,55 \cdot 4,0 = 2,20 \text{ m.}$$

$$\alpha = 0 \rightarrow p_{\text{inf}} = 0$$

Lucrabilitatea betonului: clasa T₃ (tasare 70 ± 20 mm) λ₂ = 1,00;
d_{min} = 25 cm → λ₃ = 0,95;

Temperatura betonului θ_b = +5°C → λ₄ = 1,00;

Ca urmare, p_{fmax} = 0,55 · 1,00 · 0,95 · 1,00 · 4,0 · 24 = 50,16
kN/m²; p_{fmax} = **50,16 kN/m²**, h_p = **2,20 m**, iar distribuția presiunii
laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Aa

2. După normativelor C140-71 și C140-79

$$p_{\max} = \rho \cdot H_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$\rho = 24 \text{ kN/m}^3$; $H_p = v_b \cdot t = 0,8 \cdot 1,75 = 1,40 \text{ m} \rightarrow p_{\max} = 24 \cdot 1,40 = 33,60 \text{ kN/m}^2$; $p_{\max} = 33,60 \text{ kN/m}^2$, $H_p = 1,40 \text{ m}$, iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Ab.

3. După proiectul IPC 7031/2-1971

Pentru intervalul $0 \leq t \leq t_1$ și $0 \leq h \leq h_1$, $p_1 = v \cdot t_1 \cdot \gamma = 0,8 \cdot 2,0 \cdot 24 = 38,40 \text{ kN/m}^2$, $p_1 = 38,40 \text{ kN/m}^2$

Pentru intervalul $t_1 \leq t \leq t_2$ și $h_1 \leq h \leq h_2$,

$$p_{\max} = v \cdot (t_2 - t) \cdot \gamma \cdot \left(\frac{t_1}{t_2 - t_1} + \frac{t - t_1}{t_2} \beta \cdot \lambda \right) \cdot \sin \alpha,$$

$t = 3 \text{ ore} \rightarrow p_{\max} = 47,04 \text{ kN/m}^2$, $h = 2,4 \text{ m}$; $t = 4 \text{ ore} \rightarrow p_{\max} = 51,84 \text{ kN/m}^2$, $h = 3,20 \text{ m}$;

$t = 5 \text{ ore} \rightarrow p_{\max} = 52,80 \text{ kN/m}^2$, $h_{\max} = 4,0 \text{ m}$ iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Ac.

4. După rezultatele experimentale CSNC

ANNALES N° 78 DE l'ITBTP [4]

$$p \leq \begin{cases} 2,4 \cdot h \\ a + b \cdot V \end{cases}$$

pentru $v < 2 \text{ m/h}$, $\rightarrow a = 2$, $b = 1,25$,

$p_{\max} \leq 2 + 1,25 \cdot 0,8 = 3 \text{ kdaN/m}^2 = 30 \text{ kN/m}^2$;

pentru $h = 2,0 \text{ m}$, $\rightarrow p_{\max} = 2,4 \cdot 2,0 = 4,8 \text{ kdaN/m}^2 = 48 \text{ kN/m}^2$;

$p_{\max} = 30 \text{ kN/m}^2$, $h_1 = 1,25 \text{ m}$, iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Ad.

5. După metoda CIB și CIRIA [3]

$H = 4,0 \text{ m}$; $\rho_b = 2500 \text{ kN/m}^3 \rightarrow P_1 = 100 \text{ kN/m}^2$;

pentru $\rho_b = 2400 \text{ kN/m}^3 \rightarrow P_1 = 100 \cdot \frac{2400}{2500} = 96 \text{ kN/m}^2$

$d = 250 \text{ mm}$; $v = 0,8 \text{ m/h}$; $\rightarrow P_2 = 40 \text{ kN/m}^2$, $h_s = 40/24 = 1,67 \text{ m}$.

$T = 75 \text{ mm}$; $\theta_b = 5^\circ\text{C}$, $v = 0,8 \text{ m/h} \rightarrow P_3 = 45 \text{ kN/m}^2$

$P_{\max} = 40 \text{ kN/m}^2$, $h_s = 1,67 \text{ m}$, iar distribuția presiunii

laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Ae.

6. După normele DIN 18218/1980 [3]

Pentru: vibrare interioară, cofraj etanș, $\theta_b = +15^\circ\text{C}$,
 $T_E = 5$ ore, $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ și K_2 ,

$$P_{b,h} = 10 \cdot V_b + 19 = 10 \cdot 0,8 + 19 = 27 \text{ kN/m}^2$$

$$h_s = 27/25 = 1,08 \text{ m}$$

$$\text{Corectări: } - \theta_b = 5^\circ\text{C} \rightarrow p_{b,h,\max} = 3\% \cdot \Delta\theta \cdot p_{b,h} + p_{b,h} = 0,3 \cdot 27 + 27 = 35,10 \text{ kN/m}^2$$

$$- \gamma_{br} = 24 \text{ kN/m}^3 \rightarrow p_{b,h,\max} = p_{b,h} \cdot \gamma_{br}/\gamma_b = 35,10 \cdot 24/25 = 33,70 \text{ kN/m}^2; h_s = 33,70/24 = 1,40 \text{ m}$$

$p_{\max} = 33,70 \text{ kN/m}^2$, $h_s = 1,40 \text{ m}$, iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Af.

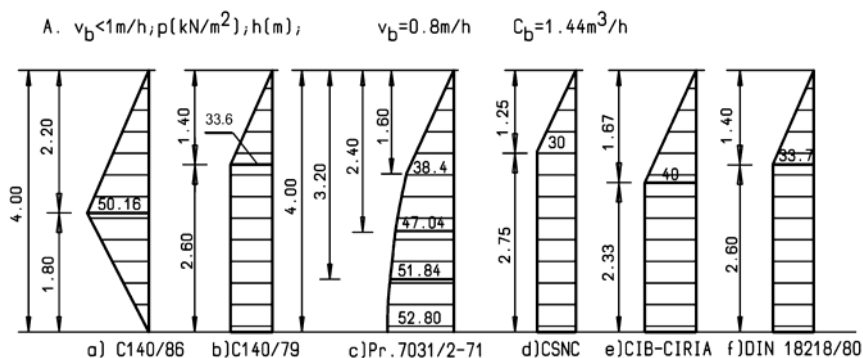


Fig. 2.13 A Diagramele de presiune laterală a betonului pe verticala cofrajului, $v_b \leq 1 \text{ m/h}$

b) Pentru viteze de betonare mai mari de 1,0 m/h, dar mai mici de 10m/h

Să se determine împingerea laterală maximă a betonului și distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului din figura 2.12, cunoscînd:

Elementul de construcție: **perete structural**, lungime 7,20m, înălțime 4,0m, grosime 25 cm.

Betonul proaspăt turnat: C20/25 –T₃– II/A-S-32,5R/0-16, (cu tasare con Abrams, T = 70 ± 20 mm, grad de compactare Walz G_c = 1,04 – 1,10, K₂, γ = 24 kN/m³). C_b = 7,2 m³/h.

Timpul de betonare t_b = 1 oră,

$$v_b = \frac{4m}{1h} = 4,00 \text{ m/h} > v_{b\min} = \frac{h_{str}}{t_2 - t_1} = 0,35 - 0,60 \text{ m/h.}$$

1. După normativul C140-86

$$p_{f\max} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot H \cdot \rho_b \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$v_b = 4,00 \text{ m/h, } \lambda_1 = 0,85, h_p = \lambda_1 \cdot H = 0,85 \cdot 4,0 = 3,40 \text{ m.}$$

$$\alpha = 0,70 \rightarrow p_{inf} = 0,7 \cdot p_{f\max}$$

Lucrabilitatea betonului: clasa T₃ (tasare 70 ± 20 mm) → λ₂ = 1,00; d_{min} = 25 cm → λ₃ = 0,95;

Temperatura betonului θ_b = +5°C → λ₄ = 1,00;

Ca urmare, p_{fmax} = 0,85 · 1,00 · 0,95 · 1,00 · 4,0 · 24 = 77,52 kN/m², p_{fmax} = **77,52 kN/m²**, h_p = **3,40 m**,

p_{inf} = 0,70 · 77,52 = **54,26 kN/m²**, iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Ba.

2. După normativul C140-71 și C140-79

$$p_{\max} = \rho \cdot H_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ρ = 24 kN/m³; H_p = v_b · t = 4,0 · 1,75 = 7,00 m → H_p = 1,5 m,
 p_{max} = 24 · 1,50 = 36,0 kN/m², p_{max} = **36,0 kN/m²**, H_p = **1,50 m**, iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Bb.

3. După proiectul IPC 7031/2-1971

Pentru intervalul 0 ≤ t ≤ t₁ și 0 ≤ h ≤ h₁,
 p₁ = v · t₁ · γ = 4,0 · 2,0 · 24 = 192,0 kN/m² care s-ar produce la adîncimea h = v · t₁ = 4,0 · 2,0 = 8,00 m;

la adîncimea corespunzătoare înălțimii cofrajului, h = 4,0 m,
 p_{max} = 192/2 = 96 kN/m², presiune hidrostatică;

$p_{\max} = 96,0 \text{ kN/m}^2$, $h_{\max} = 4,0 \text{ m}$,
iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Bc.

4. După rezultatele experimentale CSNC ANNALES N° 78 DE l'ITBTP [4]

$$p \leq \begin{cases} 2,4 \cdot h \\ a + b \cdot V \end{cases}$$

pentru $v > 2 \text{ m/h}$, $\rightarrow a = 4,1$, $b = 0,2$, \rightarrow
 $p_{\max} \leq 4,1 + 0,2 \cdot 4,0 = 4,9 \text{ kdaN/m}^2 = 49 \text{ kN/m}^2$
 pentru $h = 2,0 \text{ m}$, $\rightarrow p_{\max} = 2,4 \cdot 2,0 = 4,8 \text{ kdaN/m}^2 = 48 \text{ kN/m}^2$

$p_{\max} = 48 \text{ kN/m}^2$, $h_1 = 2,0 \text{ m}$,
iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Bd.

5. După metoda CIB și CIRIA [3]

$H = 4,0 \text{ m}$; $\rho_b = 2500 \text{ kN/m}^3 \rightarrow P_1 = 100 \text{ kN/m}^2$;

pentru $\rho_b = 2400 \text{ kN/m}^3 \rightarrow P_1 = 100 \cdot \frac{2400}{2500} = 96 \text{ kN/m}^2$

$d = 250 \text{ mm}$; $v = 4,0 \text{ m/h}$; $\rightarrow P_2 = 55 \text{ kN/m}^2$, $h_s = 55/24 = 2,29 \text{ m}$.

$T = 75 \text{ mm}$; $\theta_b = 5^\circ\text{C}$, $v = 4,0 \text{ m/h} \rightarrow P_3 = 150 \text{ kN/m}^2$

$P_{\max} = 55,0 \text{ kN/m}^2$, $h_s = 2,29 \text{ m}$,

iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Be.

6. După normele DIN 18218/1980 [3]

Pentru: vibrație interioară, cofraj etanș, $\theta_b = +15^\circ\text{C}$,
 $T_E = 5 \text{ ore}$, $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$, și K_2 , $V_b = 4,0 \text{ m/h}$,
 $P_{b,h} = 10 \cdot V_b + 19 = 10 \cdot 4,0 + 19 = 59 \text{ kN/m}^2$ $h_s = 59/25 = 2,36 \text{ m}$
 Corecții: $-\theta_b = 5^\circ\text{C} \rightarrow p_{b,h,\max} = 3\% \cdot \Delta\theta \cdot p_{b,h} + p_{b,h} = 0,3 \cdot 59 + 59 = 76,7 \text{ kN/m}^2$
 $-\gamma_{br} = 24 \text{ kN/m}^3 \rightarrow p_{b,h,\max} = p_{b,h} \cdot \gamma_{br} / \gamma_b = 76,7 \cdot 24/25 = 73,63 \text{ kN/m}^2$; $h_s = 73,63/24 = 3,06 \text{ m}$

$p_{\max} = 73,63 \text{ kN/m}^2$, $h_s = 3,06 \text{ m}$, iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Bf.

B. $1 \text{ m/h} < v_b < 10 \text{ m/h}$; $p(\text{kN/m}^2)$; $h(\text{m})$; $v_b = 4.0 \text{ m/h}$ $C_b = 7.20 \text{ m}^3/\text{h}$

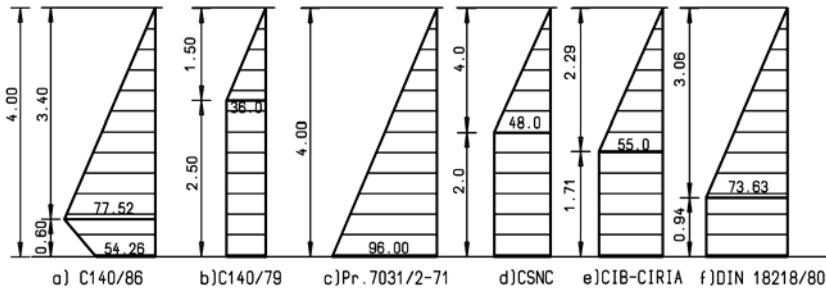


Fig. 2.13 B Diagramele de presiune laterală a betonului pe verticala cofrajului, $1 \text{ m/h} < v_b < 10 \text{ m/h}$

c) Pentru viteze de betonare mai mari de 10,0 m/h

Să se determine împingerea laterală maximă a betonului și distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului din figura 2.12, cunoscând:

Elementul de construcție: **perete structural**, lungime 7,20m, înălțime 4,0m, grosime 25 cm. Betonul proaspăt turnat: C20/25 – T₃ – II/A-S-32,5R/0-16, (cu tasare con Abrams, T = 70 ± 20 mm, grad de compactare Walz G_c = 1,04 – 1,10, K₂, γ = 24 kN/m³), C_b = 20,55 m³/h.

Timpul de betonare $t_b = 0,35$ ore,

$$v_b = \frac{4m}{0,35} = 11,42 \text{ m/h} > v_{b\min} = \frac{h_{str}}{t_2 - t_1} = 0,35 - 0,60 \text{ m/h}.$$

Acest ritm de betonare presupune o capacitate de betonare $C_b \geq 20,55 \text{ m}^3/\text{h}$, caracteristic pompării betonului. În aceste condiții betonul proaspăt trebuie să aibă lucrabilitatea T₃/T₄ (tasare con 100 ± 20 mm) și gradul de compactare G_c ≤ 1,04 → K₃; se va folosi un aditiv fluidifiant.

1. După normativul C140-/86

$$p_{fmax} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot H \cdot \rho_b \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$v_b > 10,0 \text{ m/h}$, $\rightarrow \lambda_1 = 1,00 \rightarrow h_p = \lambda_1 \cdot H = 1,0 \cdot 4,0 = 4,0 \text{ m}$. $\alpha = 1,00 \rightarrow p_{inf} = p_{fmax}$ presiune hidrostatică; lucrabilitatea betonului: clasa T₃/T₄ (tasare $100 \pm 20 \text{ mm}$) $\rightarrow \lambda_2 = 1,05$;

$d_{min} = 25 \text{ cm} \rightarrow \lambda_3 = 0,95$;

temperatura betonului $\theta_b = +5^\circ\text{C} \rightarrow \lambda_4 = 1,00$;

Ca urmare, $p_{fmax} = 1,0 \cdot 1,05 \cdot 0,95 \cdot 1,00 \cdot 4,0 \cdot 24 = 95,76 \text{ kN/m}^2$,
 $p_{fmax} = 95,76 \text{ kN/m}^2$, $h_p = 4,0 \text{ m}$, $p_{inf} = 95,76 \text{ kN/m}^2$,
iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Ca.

2. După normativul C140-71 și C140-79

$$p_{max} = \rho \cdot H_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$\rho = 24 \text{ kN/m}^3$; beton pompat $\rightarrow H_p = 2,5 \text{ m}$, \rightarrow
 $p_{max} = 24 \cdot 2,50 = 60,0 \text{ kN/m}^2$, $H_p = 2,50 \text{ m}$,
iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Cb.

3. După proiectul IPC 7031/2-1971

Pentru intervalul $0 \leq t \leq t_1$ și $0 \leq h \leq h_1$, $p_1 = v \cdot t_1 \cdot \gamma = 11,42 \cdot 2,0 \cdot 24 = 548,16 \text{ kN/m}^2$ care s-ar produce la adâncimea $h = v \cdot t_1 = 11,42 \cdot 2,0 = 22,84 \text{ m}$; la adâncimea corespunzătoare înălțimii cofrajului, $h = 4,0 \text{ m}$, $p_{max} = 96 \text{ kN/m}^2$, presiune hidrostatică; **$p_{max} = 96,0 \text{ kN/m}^2$, $h_{max} = 4,0 \text{ m}$** , iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Cc.

4. După rezultatele experimentale CSNC ANNALES N° 78 DE l'ITBTP [4]

$$p \leq \begin{cases} 2,4 \cdot h \\ a + b \cdot V \end{cases}$$

pentru $v > 2 \text{ m/h}$, $\rightarrow a = 4,1$ $b = 0,2$

$$p_{\max} \leq 4,1 + 0,2 \cdot 11,42 = 6,39 \text{ kdaN/m}^2 = 63,9 \text{ kN/m}^2$$

pentru $h = 4,0 \text{ m}$, $\rightarrow p_{\max} = 2,4 \cdot 4,0 = 9,6 \text{ kdaN/m}^2 = 96 \text{ kN/m}^2$

$p_{\max} = 63,9 \text{ kN/m}^2$, $h_1 = 2,66 \text{ m}$, iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Cd.

5. După metoda CIB și CIRIA [3]

$$H = 4,0 \text{ m}; \rho_b = 2500 \text{ kN/m}^3 \rightarrow P_1 = 100 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{pentru } \rho_b = 2400 \text{ kN/m}^3 \rightarrow P_1 = 100 \cdot \frac{2400}{2500} = 96 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 250 \text{ mm}; v = 11,42 \text{ m/h}; \rightarrow P_2 = 85 \text{ kN/m}^2, h_s = 85/24 = 3,54 \text{ m}.$$

$$T = 120 \text{ mm}; \theta_b = 5^\circ\text{C}, v = 11,42 \text{ m/h} \rightarrow P_3 = 150 \text{ kN/m}^2$$

$P_{\max} = 85,0 \text{ kN/m}^2$, $h_s = 3,54 \text{ m}$, iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Ce.

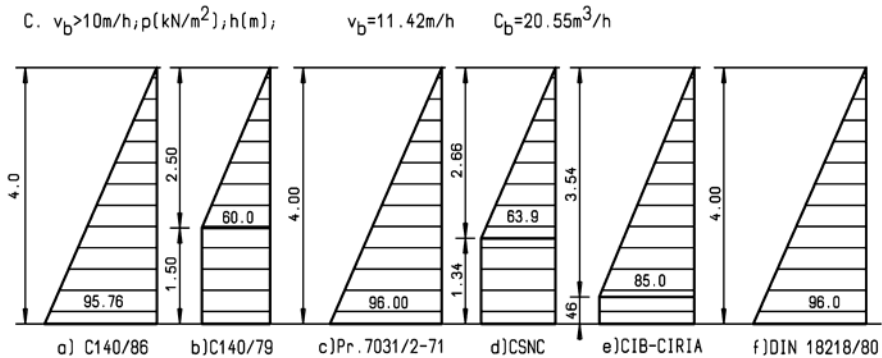


Fig. 2.13 C Diagramele de presiune laterală a betonului pe verticala cofrajului, $v_b > 10 \text{ m/h}$

6. După normele DIN 18218/1980 [3]

Pentru: vibrare interioară, cofraj etanș, $\theta_b = +15^\circ\text{C}$,
 $T_E = 5 \text{ ore}$, $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$, și K_3 , $V_b = 11,42 \text{ m/h}$,
 $p_{b,h} = 14 \cdot V_b + 18 = 14 \cdot 11,42 + 18 = 177,88 \text{ kN/m}^2$
 $h_s = 177,88/25 = 7,11 \text{ m} > H = 4,0 \text{ m}$
În aceste condiții, $p_{b,h} = 4,0 \cdot 25 = 100 \text{ kN/m}^2$

Corectări:

- $\theta_b = 5^\circ\text{C} \rightarrow p_{b,h,\max} = 3\% \cdot \Delta\theta \cdot p_{b,h} + p_{b,h} = 0,3 \cdot 100 + 100 = 130 \text{ kN/m}^2$
- $\gamma_{br} = 24 \text{ KN/m}^3 \rightarrow p_{b,h,\max} = p_{b,h} \cdot \gamma_{br} / \gamma_b = 130 \cdot 24 / 25 = 124,8 \text{ kN/m}^2$;
- $h_s = 124,8 / 24 = 5,2 \text{ m} > H = 4,0 \text{ m} \rightarrow p_{\max} = 100 \cdot 24 / 25 = 96 \text{ kN/m}^2$, presiune hidrostatică.

$$p_{\max} = 96 \text{ kN/m}^2, h_s = 4,0 \text{ m},$$

iar distribuția presiunii laterale pe verticala cofrajului se prezintă în fig. 2.13 Cf.

2.1.4.4 Concluzii generale

Respectarea prescripțiilor din normativele tehnice în vigoare la determinarea încărcărilor care acționează asupra cofrajelor este obligatorie în România.

În ceea ce privește încărcările asupra fețelor orizontale de cofraj (încărcări verticale), se constată diferențe ne semnificative (3,0 – 5,0) % de valori ale acestor încărcări, evaluate prin diferite metode. Acest lucru se întâmplă deoarece cele două componente de bază ale încărcărilor verticale totale, greutatea betonului armat și suprasarcina din încărcarea tehnologică, se evaluează la fel în toată lumea și au valori mult mai mari decât celelalte componente, pentru cofraje ale elementelor de construcții obișnuite. Diferențe mai mari ar putea apărea între valorile determinate conform normativului C140/86 și alte metode atunci când cofrajul are o alcătuire complexă, datorată formei subansamblului de construcții care se betonează și datorită încărcărilor foarte mari la care va fi supus cofrajul. Normativul C140/86 ține seama de greutatea proprie a plinului cofrajului și a susținerilor primare, spre deosebire de alte metode care ignoră această încărcare. De exemplu, dacă greutatea proprie a plinului cofrajului și a susținerilor primare pentru un cofraj obișnuit, solicitat la o încărcare totală de 6,00 – 7,00 kN/m² este de 0,25 kN/m², adică (4,0 – 3,5)% din P_v, greutatea proprie a plinului cofrajului și a susținerilor primare pentru un cofraj cu cintru, care reazemă pe eșafodaje și este solicitat la o încărcare totală de 65,00 – 70,00 kN/m² este de peste

10 kN/m², adică (15 – 10)% din P_v și trebuie luată în calcule cu valoarea sa.

Cele câteva metode de evaluare a impingerii laterale a betonului proaspăt pe fețele verticale (sau puțin înclinate) de cofraj și aplicațiile numerice prezentate mai sus conduc la următoarele concluzii generale:

- În evaluarea presiunii maxime asupra cofrajelor verticale intervin mulți factori de influență, greu de prins în relații matematice, pentru a surprinde fidel fenomenul fizic real;

- Valorile rezultate pentru presiunea maximă, determinate prin metode diferite, sînt total diferite, de la valori foarte mici (metodele C140-79, CSNC, CIB-CIRIA) la valori foarte mari (C140-86, Pr. IPC 7031/2-71, DIN 18218/80); valorile presiunii maxime sînt cel mai mult influențate de viteza de betonare în oricare din metodele de evaluare prezentate. Uneori, din calcule rezultă presiuni maxime mai mari decît presiunea hidrostatică, în contradicție cu situațiile reale.

- Nu există o regulă unică de limitare a valorii maxime a presiunii, chiar hidrostatice; se poate limita înălțimea de proporționalitate, în funcție de valoarea maximă a presiunii maxime hidrostatice determinate, știind că presiunea hidrostatică este direct proporțională cu înălțimea coloanei de beton proaspăt din cofraj.

- Pentru înălțimi frecvent întîlnite ale cofrajelor verticale rezultă, pentru unele metode de calcul, presiuni laterale foarte mici față de presiunea hidrostatică, care produc riscul subdimensionării cofrajelor (în principal C140-79 și CSNC).

- În evaluarea și combinarea încărcărilor orizontale care acționează asupra cofrajelor verticale trebuie respectate prescripțiile tehnice în vigoare, reglementările tehnice legale trebuind să fie aplicate corect și cu discernămînt.

– **Ca regulă generală, în cazul cofrajelor verticale pentru construcții de clădiri, unde înălțimea cofrajelor este aproximativ egală cu înălțimea unui etaj, presiunea hidrostatică pe toată înălțimea de umplere a cofrajului (a coloanei de beton proaspăt din cofraj) este cel mai bine de luat în considerare, fără riscul supradimensionării cofrajelor, ci doar a creșterii coeficientului de siguranță privind deformațiile admisibile ale cofrajului.**

La această încărcare, soluția optimă de cofrare este de a adopta susțineri primare (generatoare) orizontale la distanțe inegale și directoare verticale cât mai rigide, la distanțe egale și cu doar două susțineri secundare pe fiecare directoare.

– Limitarea presiunii maxime pe înălțimea cofrajului, ca o fracțiune din presiunea hidrostatică, poate fi acceptată pentru cofraje de mai mare înălțime, înălțime care corespunde coloanei de beton proaspăt din cofraj, dacă prin tehnologia de betonare adoptată se poate diminua semnificativ valoarea presiunii hidrostatice maxime a betonului proaspăt turnat (prin înălțimea de proporționalitate).

Se poate afirma, fără riscul de a greși, că evaluările după normele românești din normativul C140-86 și după normele germane DIN 18218/80 conduc la valori foarte apropiate ale presiunii maxime a betonului proaspăt pentru aceleași condiții de betonare (tip beton, temperaturi, viteze de betonare, condiții ale cofrajelor etc.). Mai mult, și distribuția presiunii pe verticala cofrajului este aceeași, chiar dacă în normativul românesc, pentru valori ale vitezei de betonare sub 10,00 m/h are loc o reducere a presiunii sub adâncimea de proporționalitate h_p , chiar pînă la 0 (pentru $v_b \leq 1,0$ m/h). Este știut faptul că în proiectarea cofrajelor, de la baza cofrajului (adâncime H) și pînă la adâncimea de proporționalitate (adâncime h_p), se consideră presiunea constantă, egală cu valoarea maximă p_{max} . (vezi fig. 2.13 Aa și 2.13 Ba).

2.2 Repartizarea încărcărilor asupra elementelor componente ale cofrajului

2.2.1 Cofraje orizontale

Dacă se cunoaște încărcarea verticală uniform distribuită pe unitatea de suprafață (gruparea tuturor încărcărilor, P_v și gruparea încărcărilor permanente, P'_v) se poate determina intensitatea încărcării liniare suportată de plinul cofrajului și de fiecare piesă a scheletului de rezistență a cofrajului orizontal, inclusiv intensitatea încărcării punctuale, concentrate, suportate de susținерile secundare ale aceluiași cofraj (fig. 2.14).

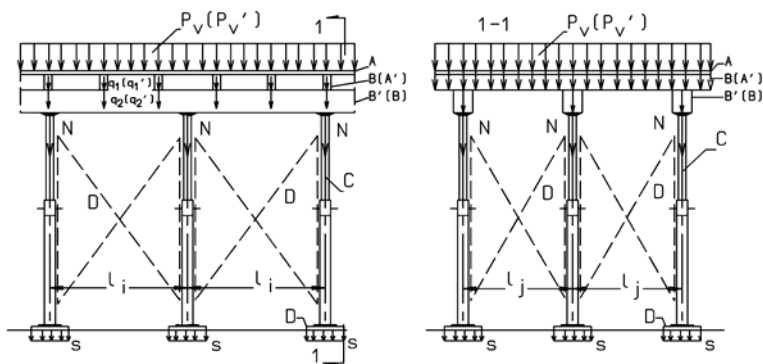


Fig. 2.14 Distribuția încărcărilor asupra elementelor componente ale unui cofraj orizontal

A este suprafața cofrantă (astereală, coli din placaj, planșete, foi metalice sau din mase plastice rigide); B – susțineri primare de pe primul rînd (tip generatoare), în contact direct cu suprafața cofrantă; B' – susțineri primare de pe al doilea rînd (tip directoare), sub susținerea primare B, de tip generatoare; A' – rigidizări ale suprafeței cofrante; C – susțineri secundare verticale de tip popi; D – contravîntuiri pe două direcții normale în plan vertical, între susținerea secundare.

Variante de alcătuire a cofrajului orizontal:

A → B → B' → C → D sau A → A' → B → C → D

a) Încărcarea liniară pe suprafața cofrantă (fig. 2.15)

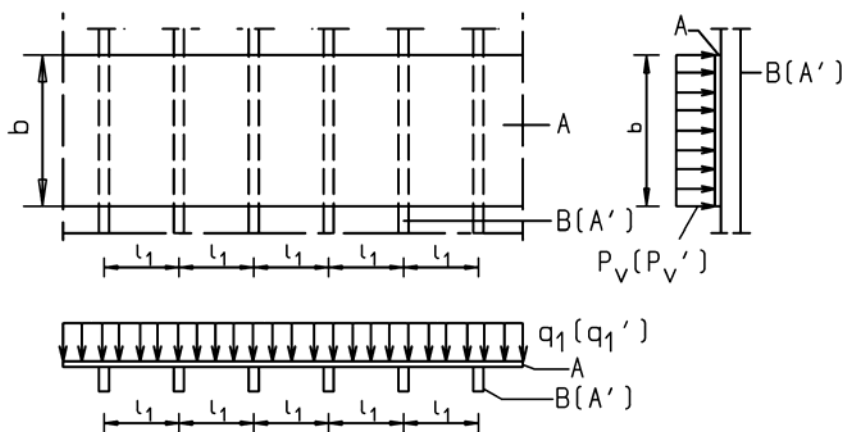


Fig. 2.15 Încărcarea liniară pe suprafața cofrantă

În figura 2.15:

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri, coli de placaj, planșete, foi din materiale plastice sau metalice); B – susțineri primare de pe primul rînd (generatoare), sau rigidizări ale suprafeței cofrante (A'); l_1 - distanța dintre reazemele suprafeței cofrante, m; b – lățime unitară (poate fi și lățime de scîndură, lățime sau lungime de coală de placaj rezistent la umiditate sau de planșetă – după orientarea acesteia pe reazeme), în m; q – încărcarea liniară aplicată pe suprafața cofrantă, în kN/m;

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionarea cofrajului, prin calcul de rezistență) pe suprafața cofrantă este:

$$q = P_{vmax} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.16)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificarea dimensionării sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe suprafața cofrantă este:

$$q' = P'_{vmax} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.17)$$

P_{vmax} , P'_{vmax} – grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m².

b) *Încărcarea liniară pe rigidizările (A') ale suprafeței cofrante sau pe susținerea primară de pe primul șir (B), în contact cu suprafața cofrantă* (fig. 2.16)

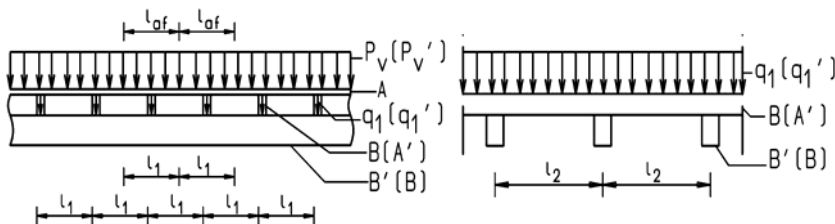


Fig. 2.16 Încărcarea liniară pe reazemele suprafeței cofrante

În figura 2.16:

A' reprezintă rigidizări ale suprafeței cofrante (de ex. lonjeroane ale panourilor de cofraj);

B – susțineri primare de pe primul șir (generatoare), în contact cu suprafața cofrantă (de ex. rigle sau grinzi sub astereală, rigle sau grinzi sub coli de placaj rezistent la umiditate);

B' – susținere primară (generatoare) sub rigidizările A' ale suprafeței cofrante, sau susținere primară de pe al doilea șir (directoare), sub B; B' constituie reazeme pentru rigidizările A' sau pentru susținerea primare B;

$q_1(q'_1)$ – încărcarea liniară pe rigidizările suprafeței cofrante sau pe susținerea primare de pe primul șir.

Încărcarea liniară totală pe rigidizările (A') ale suprafeței cofrante sau pe susținerea primare de pe primul șir (B), în contact cu suprafața cofrantă:

$$q_1 = P_{vso} \cdot \ell_{af} = P_{vso} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.18)$$

Încărcarea liniară permanentă pe rigidizările (A') ale suprafeței cofrante sau pe susținerea primare de pe primul șir (B), în contact cu suprafața cofrantă:

$$q'_1 = P'_{vso} \cdot \ell_{af} = P'_{vso} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.19)$$

P_{vso} , P'_{vso} – grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, caracteristice susținerilor orizontale, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

$\ell_{af} = \ell_1$ este lățimea aferentă rigidizărilor A' sau susținerilor primare B de pe primul șir, egală cu distanța dintre reazemele suprafeței cofrante, ℓ_1 , în m.

c) Încărcarea liniară pe susținerile primare tip directoare, B', sau generatoare, B.* (fig. 2.17)

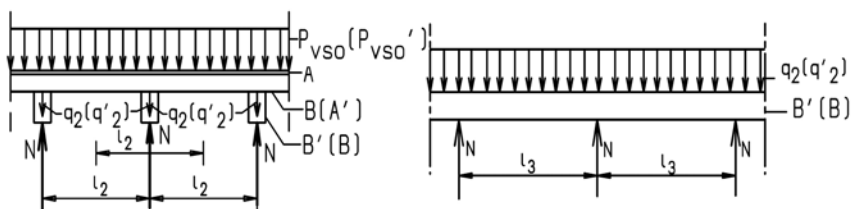


Fig. 2.17 Încărcarea liniară pe susținerile primare de tip directoare

Încărcarea liniară totală pe susținerile primare de pe al doilea șir B', sau pe susținerile primare B de sub rigidizările A':

$$q_2 = P_{vso} \cdot \ell_{af} = P_{vso} \cdot \ell_2 \text{ (kN/m)} \quad (2.20)$$

Încărcarea liniară permanentă pe susținerile primare de pe al doilea șir B', sau pe susținerile primare B de sub rigidizările A':

$$q'_2 = P'_{vso} \cdot \ell_{af} = P'_{vso} \cdot \ell_2 \text{ (kN/m)} \quad (2.21)$$

P_{vso} , P'_{vso} – grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, caracteristice susținerilor orizontale, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

$\ell_{af} = \ell_2$ este lățimea aferentă susținerilor primare B sau B', egală cu distanța dintre reazemele rigidizărilor A', respectiv distanța dintre reazemele susținerilor primare B, în m.

* Poziția apropiată a rigidizărilor sau a susținerilor primare de pe primul șir (generatoare) permite generalizarea acestui mod de repartizare a încărcărilor pe directoare, ca sarcini liniare uniform distribuite [4], [8].

d) Încărcarea punctuală, concentrată, pe susținerile secundare C (fig. 2.18)

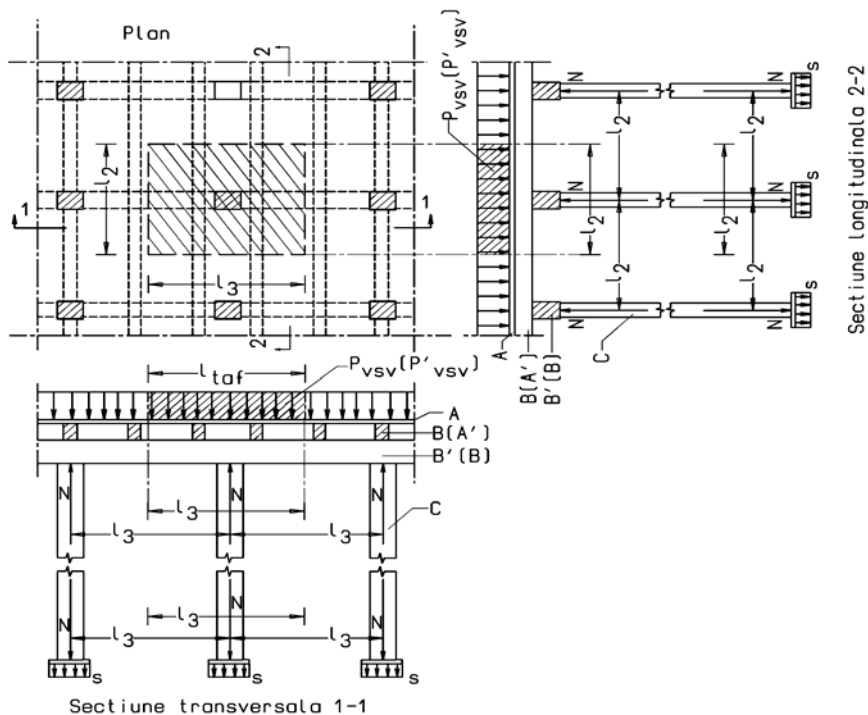


Fig. 2.18 Încărcări concentrate (N) asupra elementelor de susținere secundară a cofrajelor

N este încărcarea concentrată pe susținerea secundară, ca rezultată a încărcărilor totale (caracteristică susținerilor verticale) uniform distribuite pe unitatea de suprafață, luate pe suprafața aferentă susținerii secundare:

$$N = P_{vsv} \cdot S_{af} = P_{vsv} \cdot l_2 \cdot l_3 \text{ (kN)} \quad (2.22)$$

P_{vsv} – gruparea încărcărilor totale, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, caracteristică susținerilor verticale, determinată conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

l_2, l_3 – distanțele dintre reazemele susținerilor primare B (generatoare) sau B' (directoare), în m; l_2, l_3 reprezintă distanțele

dintre susținerile secundare, pe cele două direcții normale în plan orizontal (longitudinală, respectiv transversală cofrajului).

2.2.2 Cofraje verticale

A) Cofraj vertical solicitat la presiune hidrostatică pe toată înălțimea sa

A.1) Cofraj cu susținerile primare de pe șirul al doilea, tip directoare, verticale (fig. 2.19)

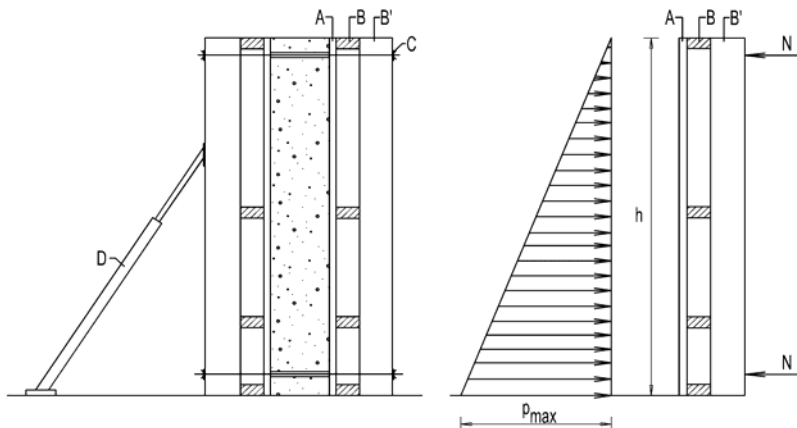


Fig. 2.19 Cofraj vertical cu generatoare orizontale

În figura 2.19:

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri verticale, coli din placaj, planșete, foi metalice sau din mase plastice rigide); B – susținere primară orizontală de pe primul rînd, tip generatoare; B' – susținere primară verticală de pe rîndul al doilea, de tip directoare; C – susținere secundară de tip ancoră sau tirant; D – element de stabilitate al cofrajului, de tip șpraiț înclinat.

Alcătuire cofraj: A→B→B'→C→D

a) Încărcarea liniară pe suprafața cofrantă (fig. 2.20).

În figura 2.20:

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri verticale, coli placaj, planșete, foi);

B – susținere primară orizontală de pe primul rînd (generatoare); h_i – distanțele, pe verticală, dintre reazemele suprafeței cofrante, m; b – lățime unitară (poate fi și lățime de scîndură, lățime sau lungime de coală de placaj rezistent la umiditate sau de planșetă – după orientarea acesteia pe reazeme), în m;

q_i – încărcările liniare aplicate pe suprafața cofrantă, pe distanțele h_i , în kN/m;

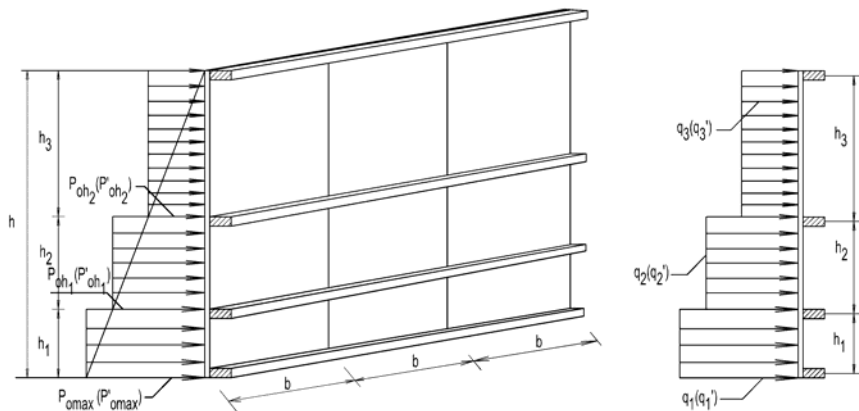


Fig. 2.20 Distribuția încărcării pe suprafața cofrantă A

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionarea cofrajului, prin calcul de rezistență) pe suprafața cofrantă dintre primele două reazeme orizontale (deschidere h_1), pornind de la baza cofrajului, este:

$$q_1 = P_{omax} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.23)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe suprafața cofrantă dintre primele două reazeme orizontale (deschidere h_1), pornind de la baza cofrajului, este:

$$q_1' = P'_{omax} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.24)$$

P_{omax} , P'_{omax} – grupările încărcărilor maxime, totale, respectiv permanente, de la baza cofrajului pînă la cota h_1 , pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață,

determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionare, prin calcul de rezistență) pe suprafața cofrantă de deschidere h_2 , este:

$$\mathbf{q}_2 = \mathbf{P}_{\text{oh1}} \cdot \mathbf{b} = \mathbf{P}_{\text{omax}} \cdot \frac{h - h_1}{h} \cdot \mathbf{b} \quad (\text{kN/m}) \quad (2.25)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe suprafața cofrantă de deschidere l_2 , este:

$$\mathbf{q}_2' = \mathbf{P}'_{\text{oh1}} \cdot \mathbf{b} = \mathbf{P}'_{\text{omax}} \cdot \frac{h - h_1}{h} \cdot \mathbf{b} \quad (\text{kN/m}) \quad (2.26)$$

\mathbf{P}_{oh1} , \mathbf{P}'_{oh1} - grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, de la cota $(h - h_1)$, pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionarea cofrajului, prin calcul de rezistență) pe suprafața cofrantă de deschidere h_3 , este:

$$\mathbf{q}_3 = \mathbf{P}_{\text{oh2}} \cdot \mathbf{b} = \mathbf{P}_{\text{omax}} \cdot \frac{h - (h_1 + h_2)}{h} \cdot \mathbf{b} \quad (\text{kN/m}) \quad (2.27)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe suprafața cofrantă de deschidere h_3 , este:

$$\mathbf{q}_3' = \mathbf{P}'_{\text{oh2}} \cdot \mathbf{b} = \mathbf{P}'_{\text{omax}} \cdot \frac{h - (h_1 + h_2)}{h} \cdot \mathbf{b} \quad (\text{kN/m}) \quad (2.28)$$

\mathbf{P}_{oh2} , \mathbf{P}'_{oh2} reprezintă grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, de la cota $[h - (h_1 + h_2)]$, pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

b) Încărcarea liniară pe susținerile primare orizontale, tip generatoare (fig. 2. 21)

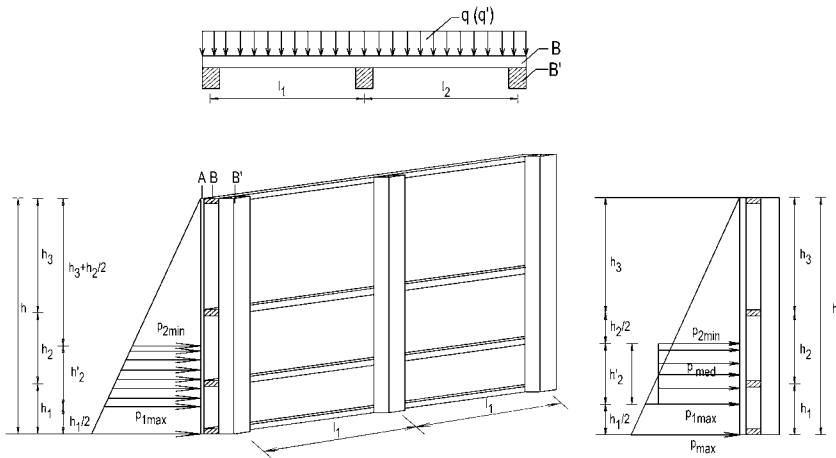


Fig. 2.21 Distribuția încărcării pe susținerile primare orizontale de tip generatoare

Susținerile primare verticale, continui pe toată înălțimea cofrajului, păstrează constantă deschiderea l_1 dintre ele. Distanța maximă dintre susținerile primare verticale rezultă din calcule de rezistență și de rigiditate pentru cea mai solicitată susținere orizontală (a doua susținere, de la cota h_1).

Încărcarea liniară totală pe această susținere primară este:

$$q = \frac{p_{1\max} + p_{2\min}}{2} \cdot h'_2 = \frac{p_{1\max} + p_{2\min}}{2} \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} \text{ (kN/m)} \quad (2.29)$$

în care:

$p_{1\max}$ este gruparea încărcărilor totale, uniform distribuite pe suprafață, de la cota ($h_1/2$); $p_{2\min}$ este gruparea încărcărilor totale, uniform distribuite pe suprafață, de la cota ($h_1 + h_2/2$); h'_2 – lățimea aferentă susținerii primare de la cota h_1 .

Încărcarea liniară permanentă, pe această susținere primară este:

$$q' = \frac{p'_{1\max} + p'_{2\min}}{2} \cdot h'_2 = \frac{p'_{1\max} + p'_{2\min}}{2} \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} \text{ (kN/m)} \quad (2.30)$$

în care:

P'_{1max} este gruparea încărcărilor permanente, uniform distribuite pe suprafață, de la cota ($h_1/2$); P'_{2min} - gruparea încărcărilor permanente, uniform distribuite pe suprafață, de la cota ($h_1 + h_2/2$); h'_2 - lățimea aferentă susținerii primare de la cota h_1 .

c) *Încărcarea liniară pe susținerile primare tip directoare, verticale (fig.2.22)*

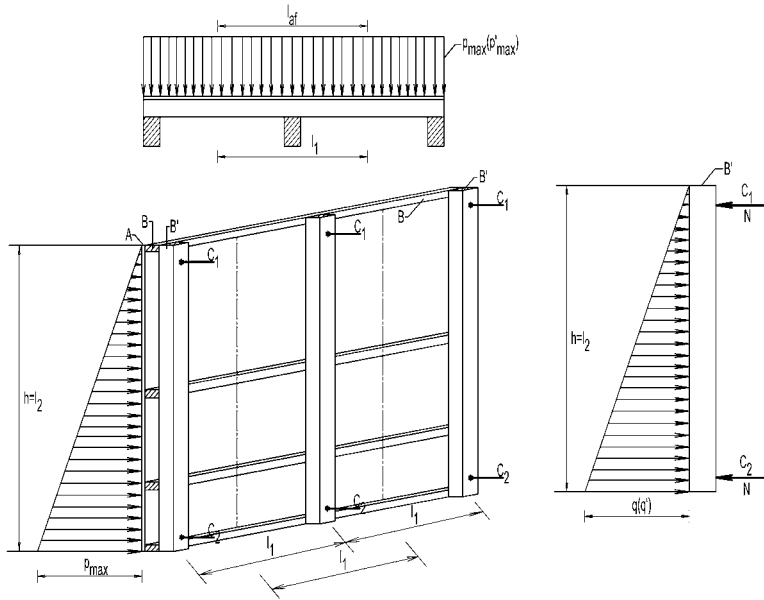


Fig. 2.22 Distribuția încărcărilor pe susținerile primare verticale de tip directoare și a încărcărilor concentrate în susținerile secundare

Susținerile primare verticale (directoarele) intermediare sînt cel mai mult solicitate, datorită lățimii aferente maxime (l_1) de pe care se încarcă cu încărcările distribuite pe suprafață.

Reazemele susținerilor primare verticale se poziționează la capete (deschiderea este $l_2 = h$).

Încărcarea totală maximă, liniară, distribuită pe susținerea primară verticală intermediară este:

$$q = P_{\max} \cdot l_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.31)$$

Încărcarea permanentă maximă, liniară, distribuită pe susținerea primară verticală intermediară este:

$$q' = P'_{\max} \cdot l_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.32)$$

în care:

P_{\max} este gruparea încărcărilor totale, uniform distribuite pe suprafață, de la cota baza cofrajului;

P'_{\max} este gruparea încărcărilor permanente, uniform distribuite pe suprafață, la baza cofrajului;

d) *Încărcarea punctuală, concentrată, pe susținerile secundare C* (fig. 2. 22)

N_{C_1} este încărcarea concentrată în susținerea secundară C_1 , determinată ca rezultantă a încărcării liniare distribuite triunghiular pe directoarea de înălțime h , în kN.

$$N_{C_1} = \frac{q \cdot h}{6} \text{ (kN)} \quad (2.33)$$

N_{C_2} este încărcarea concentrată în susținerea secundară C_2 , determinată ca rezultantă a încărcării liniare distribuite triunghiular pe directoarea de înălțime h , în kN.

$$N_{C_2} = \frac{q \cdot h}{3} \text{ (kN)} \quad (2.34)$$

$q = P_{\max} \cdot l_1 \text{ (kN/m)}$
este încărcarea liniară triunghiulară pe directoarea cea mai sollicitată.

A.2) Cofraj cu susținerile primare de pe șirul al doilea, tip directoare, orizontale (fig. 2. 23)

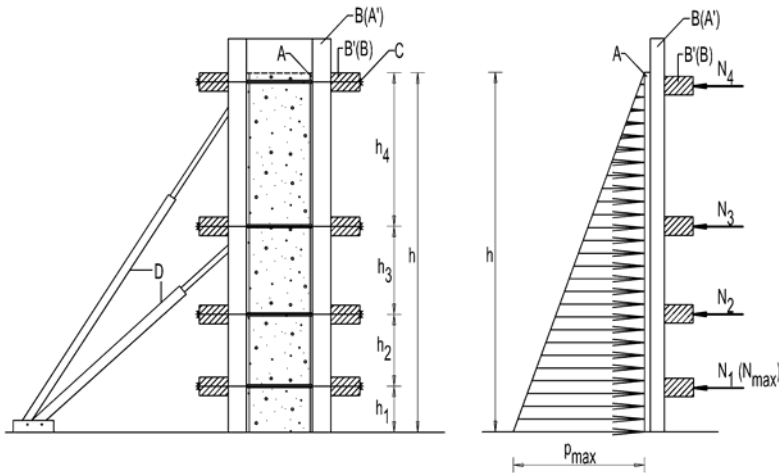


Fig. 2.23 Cofraj vertical cu directoare orizontale

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri verticale, coli din placaj, planșete, foi metalice sau din mase plastice rigide etc.);
 A' – rigidizări ale suprafeței cofrante; B – susținere primară verticală de pe primul rînd, tip generatoare; B' – susținere primară orizontală de pe rîndul al doilea, de tip directoare; C – susținere secundară de tip ancoră sau tirant; D – element de stabilitate al cofrajului, de tip șpraiț înclinat.

Alcătuire cofraj: A→B→B'→C→D sau A→A'→B→C→D

a) Încărcarea liniară pe suprafața cofrantă (fig. 2. 24)

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionarea cofrajului, prin calcul de rezistență) pe suprafața cofrantă dintre două reazeme verticale (deschidere l_1 , este:

$$q = P_{\text{omax}} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.35)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe suprafața cofrantă dintre două reazeme verticale (deschidere l_1), este:

$$q' = P'_{\text{omax}} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.36)$$

P_{omax} , P'_{omax} – grupările încărcărilor maxime, totale, respectiv permanente, pe suprafața cofrantă la baza cofrajului, distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

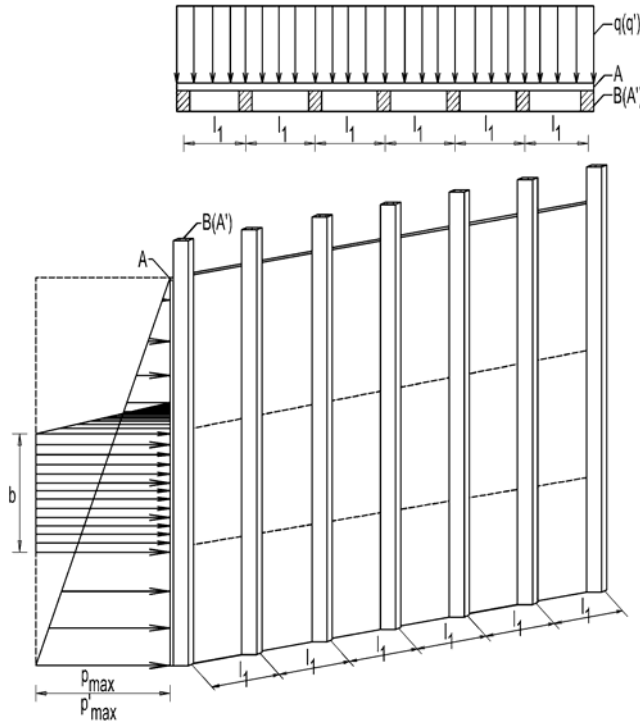


Fig. 2.24 Distribuția încărcării pe suprafața cofrantă

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri orizontale, coli de placaj, planșete, foi metalice sau din materiale plastice rigide etc.);
A' – rigidizări ale suprafeței cofrante (lonjeroane ale panourilor de cofraj), sau B – susțineri primare verticale de pe primul rînd (generatoare); l_1 – distanța, pe orizontală, dintre reazemele suprafeței cofrante, A' sau B, în m;
b – lățime unitară (poate fi și lățime de scîndură, lățime sau lungime de coală de placaj rezistent la umiditate sau de planșetă – după orientarea acesteia pe reazeme), în m;
 q_i , q'_i – încărcările liniare aplicate pe suprafața cofrantă, în kN/m .

b) Încărcarea liniară pe rigidizările A' sau pe susținerile primare verticale B (fig. 2.25)

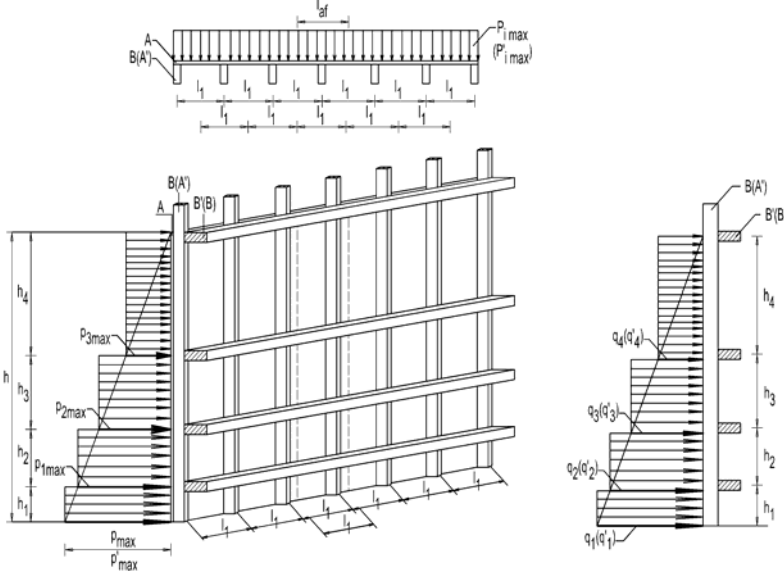


Fig. 2.25 Distribuția încărcării pe susținerile primare verticale

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionarea cofrajului, prin calcul de rezistență) pe rigidizările A' sau pe susținerile verticale primare B, pentru deschiderea h_1 este:

$$q_1 = P_{\text{omax}} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.37)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe rigidizările A' sau pe susținerile verticale primare B, pentru deschiderea h_1 este:

$$q_1' = P'_{\text{omax}} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.38)$$

P_{omax} , P'_{omax} sînt grupările încărcărilor maxime, totale, respectiv permanente, pe suprafața cofrantă la baza cofrajului, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în KN/m^2 .

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionare, prin calcul de rezistență) pe rigidizările A' sau pe susținerile verticale primare B, pentru deschiderea h_2 este:

$$q_2 = P_{1\max} \cdot \ell_1 = P_{0\max} \cdot \frac{h - h_1}{h} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.39)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe rigidizările A' sau pe susținerile verticale primare B, pentru deschiderea h_2 este:

$$q_2' = P'_{1\max} \cdot \ell_1 = P'_{0\max} \cdot \frac{h - h_1}{h} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.40)$$

$P_{1\max}$, $P'_{1\max}$ - grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, de la cota (h_1), pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionare, prin calcul de rezistență) pe rigidizările A' sau pe susținerile verticale primare B, pentru deschiderea h_3 este:

$$q_3 = P_{2\max} \cdot \ell_1 = P_{0\max} \cdot \frac{h - (h_1 + h_2)}{h} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.41)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe rigidizările A' sau pe susținerile verticale primare B, pentru deschiderea h_3 este:

$$q_3' = P'_{2\max} \cdot \ell_1 = P'_{0\max} \cdot \frac{h - (h_1 + h_2)}{h} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.42)$$

$P_{2\max}$, $P'_{2\max}$ - grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, de la cota ($h_1 + h_2$), pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionare, prin calcul de rezistență) pe rigidizările A' sau pe susținerile verticale primare B, pentru deschiderea h_4 este:

$$q_4 = P_{3\max} \cdot \ell_1 = P_{\text{omax}} \cdot \frac{h - (h_1 + h_2 + h_3)}{h} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.43)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe rigidizările A' sau pe susținerile verticale primare B, pentru deschiderea h_3 este:

$$q_4' = P'_{3\max} \cdot \ell_1 = P'_{\text{omax}} \cdot \frac{h - (h_1 + h_2 + h_3)}{h} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.44)$$

$P_{3\max}$, $P'_{3\max}$ - grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, de la cota $(h_1 + h_2 + h_3)$, pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

c) *Încărcarea liniară pe susținerile primare orizontale B, B'* (fig. 2.26)

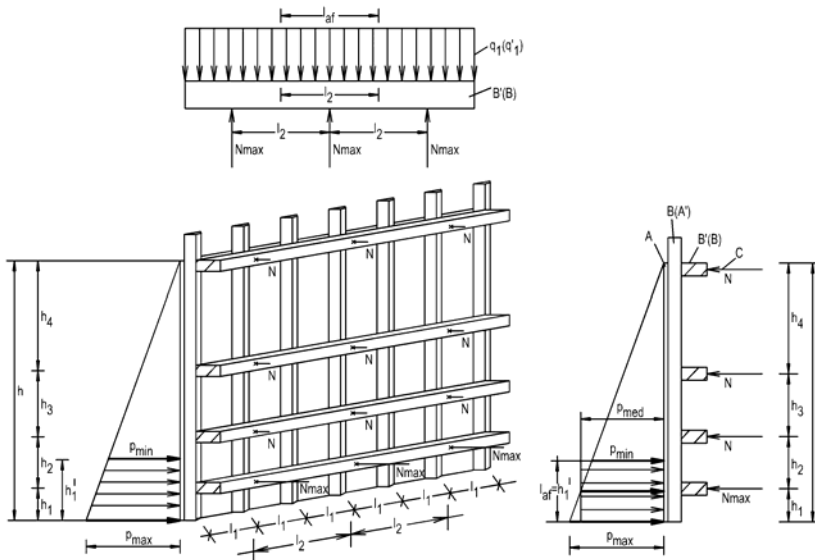


Fig. 2.26 Distribuția încărcărilor pe susținerile primare orizontale, de tip directoare și a încărcărilor concentrate în susținerile secundare

Reazemele susținerilor primare orizontale, se poziționează la deschiderea constantă l_2 dintre ele. Distanța maximă dintre reazemele susținerilor primare orizontale B, B' rezultă din calcule

de rezistență și de rigiditate pentru cea mai solicitată susținere orizontală (prima susținere primară, de la cota h_1).

Încărcarea liniară totală pe această susținere primară este:

$$q_1 = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} \cdot h'_1 = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \text{ (kN/m)} \quad (2.45)$$

în care:

P_{\max} este gruparea încărcărilor totale, uniform distribuite pe suprafață, de la baza cofrajului;

P_{\min} este gruparea încărcărilor totale, uniform distribuite pe suprafață, de la cota $(h_1 + h_2/2)$; h'_1 – lățimea aferentă susținerii primare orizontale de la cota h_1 .

Încărcarea liniară permanentă, pe această susținere primară este:

$$q'_1 = \frac{p'_{\max} + p'_{\min}}{2} \cdot h'_1 = \frac{p'_{\max} + p'_{\min}}{2} \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \text{ (kN/m)} \quad (2.46)$$

în care:

P'_{\max} este gruparea încărcărilor permanente, uniform distribuite pe suprafață, la baza cofrajului;

P'_{\min} - gruparea încărcărilor permanente, uniform distribuite pe suprafață, de la cota $(h_1 + h_2/2)$;

h'_1 – lățimea aferentă susținerii primare orizontale de la cota h_1 .

d) *Încărcarea punctuală, concentrată, pe susținerile secundare C (fig. 2.26)*

N_{\max} – încărcarea concentrată pe susținerea secundară de la cota h_1 , ca rezultantă a încărcărilor totale distribuite pe unitatea de suprafață, luate pe suprafața aferentă susținerii secundare:

$$N_{\max} = P_{\text{med}} \cdot S_{\text{af}} = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} \cdot l_2 \cdot h'_1 \text{ (kN)} \quad (2.47)$$

P_{med} este gruparea încărcărilor totale, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, care încarcă susținerea primară orizontală de la cota h_1 , determinată conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

l_2 – distanța dintre reazemele susținerilor orizontale primare B (generatoare) sau B' (directoare) de la cota h_1 , în m;
 l_2 este distanța dintre susținerile secundare, de la cota h_1 ;
 h_1 – lățimea aferentă susținerii primare orizontale de la cota h_1 .

B) Cofraj vertical solicitat la presiune hidrostatică limitată pe o porțiune din înălțimea sa

Această situație se întâlnește în mod curent, pentru cofraje înalte ($h_{\text{cofraj}} > h_{\text{etaj}}$) sau pentru cofraje de înălțime curentă (cît a unui etaj) la care presiunea hidrostatică a betonului proaspăt turnat se manifestă la o înălțime de proporționalitate $h_p < h_{\text{cofraj}}$ (fig. 2.25). Dacă se neglijează evoluția presiunii betonului pe înălțimea h_p (zonă pe care presiunea nu ajunge la p_{max}), cofrajul vertical poate fi considerat ca un cofraj orizontal din punct de vedere al distribuției încărcărilor pe piesele componente.

B1) *Cofraj vertical cu rigidizările A' sau cu susținerile primare B în contact direct cu suprafața cofrantă, orizontale* (fig. 2.27)

Alcătuire cofraj: A→B→B'→C→D sau A→A'→B→C→D

a) *Încărcarea liniară pe suprafața cofrantă* (fig.2.27 a)

În figura 2.27:

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri verticale, coli din placaj, planșete, foi etc.); B – susțineri primare de pe primul rînd (generatoare), sau rigidizări ale suprafeței cofrante A', orizontale; l_1 - distanța dintre reazemele suprafeței cofrante, m; b – lățime unitară (poate fi și lățime de scîndură, sau lățime ori lungime de coală de placaj rezistent la umiditate sau de planșetă, după cum este orientarea acestora pe reazeme), în m; q – încărcarea liniară aplicată pe suprafața cofrantă, în KN/m;

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionarea cofrajului, prin calcul de rezistență) pe suprafața cofrantă este:

$$q = P_{\text{omax}} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.48)$$

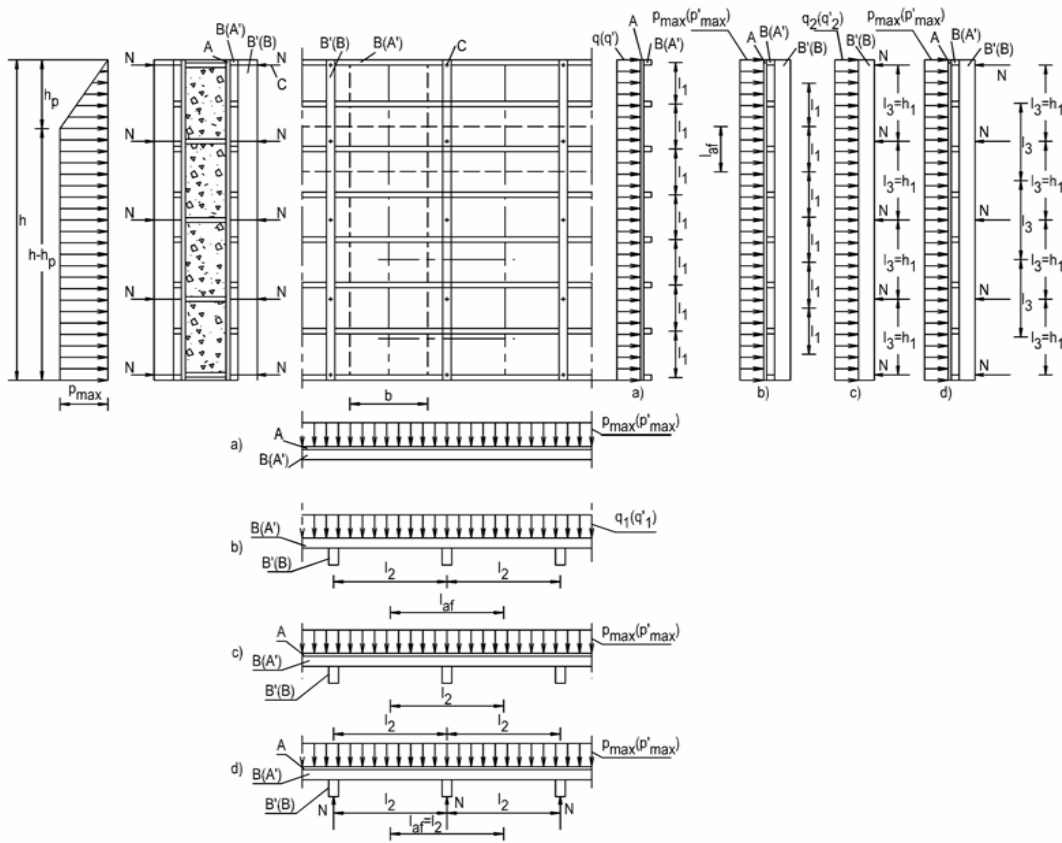


Fig. 2.27 Cofraj vertical cu rigidizările A' sau susținerile primare B (în contact cu suprafața cofrantă) orizontale; distribuția încărcărilor pe elementele componente ale cofrajului.

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri verticale, coli din placaj, planșete, foi metalice sau din mase plastice rigide etc.); A' - rigidizări orizontale ale suprafeței cofrante; B - susținere primară orizontală de pe primul rînd, tip generatoare; B' - susținere primară verticală de pe rîndul al doilea, de tip directoare; C - susținere secundară de tip ancoră sau tirant; D - element de stabilitate al cofrajului, de tip șpraiț înclinat.

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe suprafața cofrantă este:

$$q' = P'_{\text{omax}} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.49)$$

P_{omax} , P'_{omax} sînt grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, maxime, pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în KN/m².

b) *Încărcarea liniară pe rigidizările A' ale suprafeței cofrante sau pe susținerile primare B de pe primul șir, în contact cu suprafața cofrantă (fig. 2.27 b)*

A' reprezintă rigidizări ale suprafeței cofrante (de ex. lonjeroane ale panourilor de cofraj);

B– susțineri primare de pe primul șir (generatoare), în contact cu suprafața cofrantă (de ex. rigle sau grinzi orizontale); B'– susțineri primare ale rigidizărilor suprafeței cofrante (generatoare) sau susțineri primare de pe al doilea șir (directoare), verticale; B' constituie reazeme pentru rigidizările A' sau pentru susținerile primare B;

Încărcarea liniară totală pe rigidizările A' ale suprafeței cofrante sau pe susținerile primare de pe primul șir B, în contact cu suprafața cofrantă:

$$q_1 = P_{\text{omax}} \cdot \ell_{\text{af}} = P_{\text{omax}} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.50)$$

Încărcarea liniară permanentă pe rigidizările A' ale suprafeței cofrante sau pe susținerile primare de pe primul șir B, în contact cu suprafața cofrantă:

$$q'_1 = P'_{\text{vso}} \cdot \ell_{\text{af}} = P'_{\text{vso}} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.51)$$

P_{omax} , P'_{omax} – grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în KN/m².

$\ell_{\text{af}} = \ell_1$ - lățimea aferentă rigidizărilor A' sau susținerilor primare de pe primul șir B, egală cu distanța dintre reazemele suprafeței cofrante, ℓ_1 , în m.

c) *Încărcarea liniară pe susținerile primare de tip generatoare B, sau de tip directoare, B'. ** (fig. 2.27 c)

Încărcarea liniară totală pe susținerile primare de pe al doilea șir B', sau pe susținerile primare de sub rigidizările A':

$$q_2 = P_{\text{omax}} \cdot \ell_{\text{af}} = P_{\text{vso}} \cdot \ell_2 \text{ (kN/m)} \quad (2.52)$$

Încărcarea liniară permanentă pe susținerile primare de pe al doilea șir B', sau pe susținerile primare de sub rigidizările A':

$$q'_2 = P'_{\text{omax}} \cdot \ell_{\text{af}} = P'_{\text{vso}} \cdot \ell_2 \text{ (kN/m)} \quad (2.53)$$

P_{omax} , P'_{omax} – grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 .

$\ell_{\text{af}} = \ell_2$ este lățimea aferentă susținerilor primare B, B', egală cu distanța dintre reazemele rigidizărilor A', respectiv distanța dintre reazemele susținerilor primare B, m.

*Poziția apropiată a rigidizărilor sau a susținerilor primare de pe primul șir (generatoare) permite generalizarea acestui mod de repartizare a încărcărilor pe directoare, ca sarcini liniare uniform distribuite[4], [8].

d) *Încărcarea punctuală concentrată, pe susținerile secundare C* (fig. 2.27 d)

N – încărcarea concentrată în susținerea secundară, ca rezultantă a încărcărilor totale uniform distribuite pe unitatea de suprafață, luate pe suprafața aferentă susținerii secundare:

$$N = P_{\text{omax}} \cdot S_{\text{af}} = P_{\text{omax}} \cdot \ell_2 \cdot \ell_3 = P_{\text{omax}} \cdot \ell_2 \cdot h_1 \text{ (kN)} \quad (2.54)$$

$\ell_3 = h_1$ este distanța dintre reazemele susținerilor primare B (generatoare) și B' (directoare), egală cu distanța maximă dintre susținerile secundare ale cofrajului, în m.

B2) Cofraj vertical cu rigidizările A' sau cu susținerile primare în contact direct cu suprafața cofrantă B, verticale (fig. 2.28)

În figura 2.28:

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri orizontale, coli din placaj, planșete, foi metalice sau din mase plastice rigide etc.); A'– rigidizări verticale ale suprafeței cofrante; B– susținere primară verticală de pe primul rînd, tip generatoare; B'– susținere primară orizontală de pe rîndul al doilea, de tip directoare; C– susținere secundară de tip ancoră sau tirant; D– element de stabilitate al cofrajului, de tip șpraiț înclinat.

Alcătuire cofraj: A→B→B'→C→D sau A→A'→B→C→D

a) Încărcarea liniară pe suprafața cofrantă (fig. 2.28 a)

A este suprafața cofrantă (astereală din scînduri orizontale, coli din placaj, planșete, foi etc.); B– susțineri primare verticale de pe primul rînd (generatoare), A – rigidizări verticale ale suprafeței cofrante; l_1 - distanța dintre reazemele suprafeței cofrante, m; b– lățime unitară (poate fi și lățime de scîndură, sau lățime ori lungime de coală de placaj rezistent la umiditate – după cum este orientarea acestora pe reazeme), în m; q– încărcarea liniară aplicată pe suprafața cofrantă, în kN/m;

Încărcarea liniară totală (utilizată la dimensionarea cofrajului, prin calcul de rezistență) pe suprafața cofrantă este:

$$q = P_{\text{omax}} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.55)$$

Încărcarea liniară permanentă (utilizată la verificare sau mai rar, la dimensionare, prin calcul de rigiditate) pe suprafața cofrantă este:

$$q' = P'_{\text{omax}} \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (2.56)$$

P_{omax} , P'_{omax} – grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, maxime, pe suprafața cofrantă, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m².

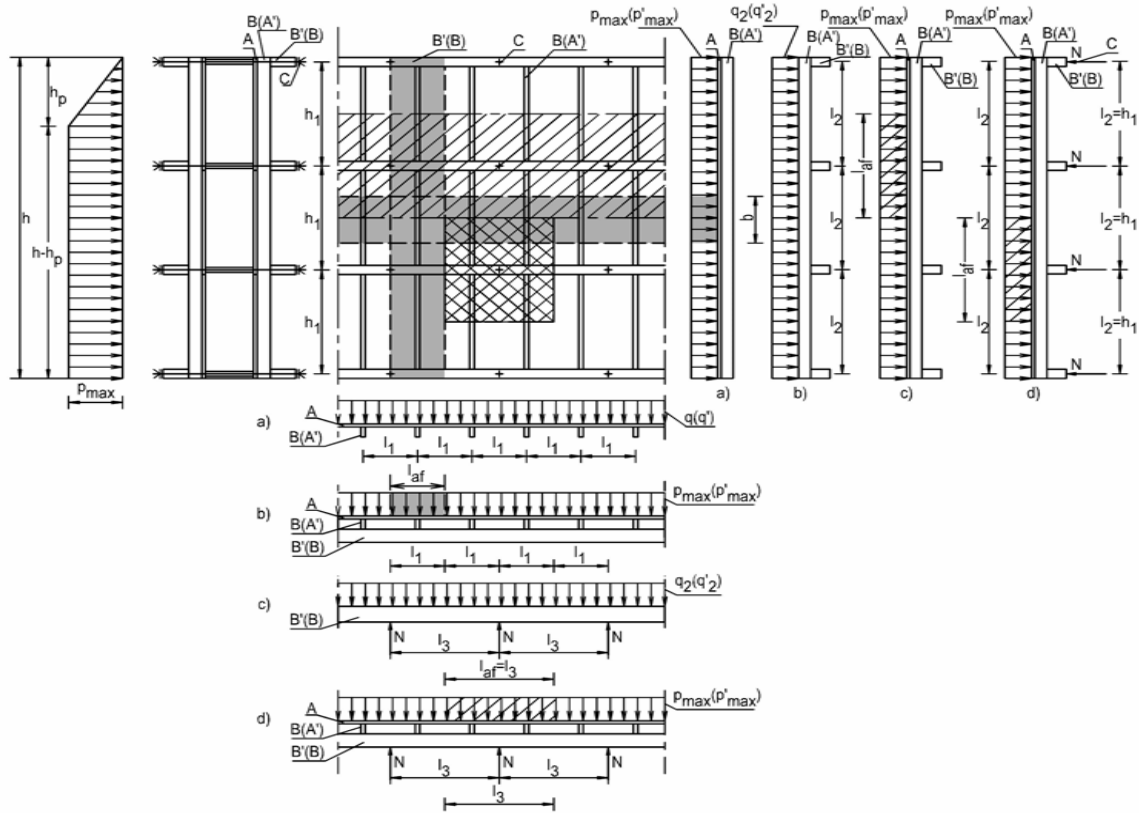


Fig. 2.28 Cofraj vertical cu rigidizările A' sau susținerile primare B (în contact cu suprafața cofrantă) verticale; distribuția încărcărilor pe elementele componente ale cofrajului.

b) *Încărcarea liniară pe rigidizările A' ale suprafeței cofrante sau pe susținerile primare de pe primul șir B, în contact cu suprafața cofrantă*(fig. 2.28 b)

A' reprezintă rigidizări verticale ale suprafeței cofrante (de ex. lonjeroane ale panourilor de cofraj); B – susțineri primare de pe primul șir (generatoare), în contact cu suprafața cofrantă (de ex. rigle sau grinzi verticale); B – susțineri primare ale rigidizărilor suprafeței cofrante (generatoare) sau B', susțineri primare de pe al doilea șir (directoare); B' constituie reazeme pentru rigidizările A' sau pentru susținerile B;

Încărcarea liniară totală pe rigidizările A' ale suprafeței cofrante sau pe susținerile primare de pe primul șir B, în contact cu suprafața cofrantă:

$$q_1 = P_{\text{omax}} \cdot \ell_{\text{af}} = P_{\text{omax}} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.57)$$

Încărcarea liniară permanentă pe rigidizările A' ale suprafeței cofrante sau pe susținerile primare de pe primul șir B, în contact cu suprafața cofrantă:

$$q'_1 = P'_{\text{vso}} \cdot \ell_{\text{af}} = P'_{\text{vso}} \cdot \ell_1 \text{ (kN/m)} \quad (2.58)$$

P_{omax} , P'_{omax} – grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m²; $\ell_{\text{af}} = \ell_1$ - lățimea aferentă rigidizărilor A' sau susținerilor primare de pe primul șir B, egală cu distanța dintre reazemele suprafeței cofrante, ℓ_1 , în m.

c) *Încărcarea liniară pe susținerile primare orizontale de tip generatoare B, sau de tip directoare, B'. ** (fig. 2.28 c)

Încărcarea liniară totală pe susținerile primare de pe al doilea șir B', sau pe susținerile primare de pe rigidizările A':

$$q_2 = P_{\text{omax}} \cdot \ell_{\text{af}} = P_{\text{omax}} \cdot \ell_2 \text{ (kN/m)} \quad (2.59)$$

Încărcarea liniară permanentă pe susținerile primare de pe al doilea șir B', sau pe susținerile primare de pe rigidizările A':

$$q'_2 = P'_{\text{omax}} \cdot \ell_{\text{af}} = P'_{\text{omax}} \cdot \ell_2 \text{ (kN/m)} \quad (2.60)$$

P_{omax} , P'_{omax} – grupările încărcărilor totale, respectiv permanente, uniform distribuite pe unitatea de suprafață, determinate conform normativului C140-86, în kN/m^2 ; $\ell_{\text{af}} = \ell_2 = h_1$ este lățimea aferentă susținerilor primare B, B', egală cu distanța dintre reazemele rigidizărilor A', respectiv cu distanța dintre reazemele susținerilor primare B, în m.

* Poziția apropiată a rigidizărilor A' sau a susținerilor primare de pe primul șir B (generatoare) permite generalizarea acestui mod de repartizare a încărcărilor pe directoare, ca sarcini liniare uniform distribuite [4], [8].

d) *Încărcarea punctuală concentrată, pe susținerile secundare C* (fig. 2.28 d)

N – încărcarea concentrată pe susținerea secundară, ca rezultantă a încărcărilor totale uniform distribuite pe unitatea de suprafață, luate pe suprafața aferentă susținerii secundare:

$$N = P_{\text{omax}} \cdot S_{\text{af}} = P_{\text{omax}} \cdot \ell_2 \cdot \ell_3 = P_{\text{omax}} \cdot h_1 \cdot \ell_3 \text{ (kN)} \quad (2.61)$$

ℓ_3 – distanța dintre reazemele susținerilor primare B (generatoare) sau B' (directoare), egală cu distanța maximă dintre susținerile secundare ale cofrajului, în m.

2.3 Dimensionarea și verificarea cofrajelor

Calculul cofrajelor este obligatoriu dacă se dorește (pe lângă îndeplinirea cerințelor de bază impuse de normativele tehnice și de standarde privind rezistența, rigiditatea și stabilitatea) atingerea celor două obiective impuse de executarea industrializată a cofrajelor: respectarea toleranțelor de fabricație a elementelor și subsansamblurilor de cofraje și reducerea costurilor pentru soluțiile constructive de cofraje adoptate. Dacă pentru determinarea încărcărilor care acționează asupra cofrajelor se apelează la legile fizicii, pentru efectuarea calculelor de stabilire a secțiunilor optime

ale elementelor componente ale cofrajelor și de determinare a distanțelor la care se poziționează reazemele se apelează la legile de bază (uneori simplificate) ale rezistenței materialelor.

Dimensionarea unui cofraj are ca obiectiv principal determinarea distanțelor maxime la care pot fi poziționate reazemele sau solidarizările fiecărui element component al cofrajului, din condiția de rezistență impusă elementului de cofraj supus solicitărilor exterioare. Condiția de rezistență limitează valorile maxime ale eforturilor secționale produse de combinația încărcărilor exterioare totale, valori care nu trebuie să depășească rezistențele admisibile ale materialelor din care sînt alcătuite fiecare din elementele componente ale cofrajului.

Verificarea cofrajelor are ca obiectiv principal limitarea distanțelor dintre reazeme, determinate prin dimensionare, din condiția de rigiditate (deformabilitate) pentru elementul solicitat. Condiția de rigiditate limitează valorile maxime ale deformațiilor remanente produse de combinația încărcărilor exterioare permanente, valori care nu trebuie să depășească deformația admisibilă a elementelor cofrajului, impusă de importanța elementului din beton monolit realizat în acel cofraj.

Deformațiile remanente ale cofrajului influențează grosimea straturilor de protecție ale suprafeței decofrate a betonului, mărimea abaterilor de la planeitatea suprafeței decofrate a betonului, aspectul (estetica) suprafeței aparente a betonului.

2.3.1 Elemente de cofraj solicitate la încovoiere

a) *Elemente de cofraj simplu rezemate la capete și încărcate cu o sarcină liniară uniform distribuită* (fig. 2.29)

Încărcarea liniară uniform distribuită rezultă din încărcarea uniform distribuită pe suprafața cofrajului, luată pe lățimea unitară (sau pe lățime reală de scîndură, de coală din placaj rezistent la umiditate, de planșetă etc.) în cazul suprafeței cofrante sau luată pe lățimea aferentă corespunzătoare elementelor liniare, în cazul rigidizărilor, a susținerilor primare de tip generatoare sau de tip directoare.

Elementele de cofraj simplu rezemate doar la capete apar în principal în următoarele alcătuirii constructive ale cofrajelor (fig. 2.29):

a1) suprafață cofrantă a panourilor de cofraj cu două lonjeroane (fig.2.29 a1) indiferent de tipul cofrajului și orientarea panourilor în panotaj vertical sau orizontal;

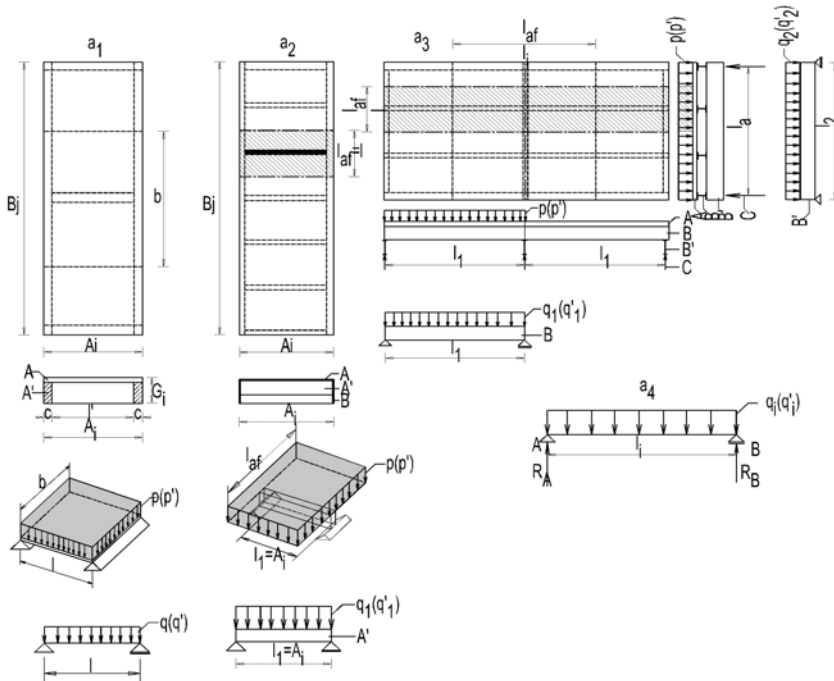


Fig. 2.29 Elemente de cofraj simplu rezemate la capete și încărcate cu o încărcare liniară uniform distribuită

a2) rigidizări ale suprafeței cofrante și susțineri primare de tip generatoare, rezemate doar la capete:

- coaste metalice transversale la panourile de cofraj cu două lonjeroane metalice (fig. 2.29 a2);

- grinzi extensibile B, de tip generatoare, rezemate la capete tot pe grinzi extensibile B', de tip directe (fig. 2.29 a3);

a3) susțineri primare de tip directe rezemate la capete, pe susțineri secundare:

- grinzi extensibile cu inimă plină sau cu zăbrele rezemate numai la capete (fig. 2.29 a3).

Schema statică de calcul adoptată în aceste cazuri este grinda simplu rezemată (fig. 2.29a4) pe deschiderea l_i și încărcată cu încărcarea liniară uniform distribuită q_i (daN/m), determinată ca la pct. 2.2, corespunzătoare figurilor 2.15, 2.16, 2.17, 2.27 a,b,c, 2.28 a,b,c.

Încărcarea totală pe deschidere este: $P_i = q_i \cdot l_i$ (daN),

reacțiunile sînt: $R_A = R_B = \frac{q_i \cdot l_i}{2}$ (daN),

iar momentul încovoietor maxim la mijlocul deschiderii l_i , este:

$$M_{\max} = \frac{q_i \cdot l_i^2}{8} \text{ (daN}\cdot\text{cm)} \quad (2.62)$$

Condiția de rezistență pentru elementul solicitat (grinda simplu rezemată) se scrie:

$$M_{\max} \leq M_{ad}$$

adică:

$$\frac{q_i \cdot l_i^2}{8} \leq \sigma_{ad} \cdot w \quad (2.63) \text{ sau } \frac{q_i \cdot l_i^2}{8} \leq M_{cap} \quad (2.64)$$

în care:

q_i este încărcarea liniară totală, uniform distribuită, în daN/cm*;

l_i - deschiderea de calcul, în cm;

σ_{ad} este efortul unitar admisibil la încovoiere al materialului din care este realizat elementul solicitat la încovoiere, în daN/cm²;

w - modulul de rezistență (sau de inerție) al secțiunii elementului solicitat la încovoiere, în cm³;

M_{cap} - momentul încovoietor capabil al grinzii rezemate la capete, cu valoare cunoscută și constantă, pentru fiecare tip de grindă extensibilă, în daN·m.

* Se utilizează unitățile de măsură de mai sus, datorită dimensiunilor care rezultă din calcul, de ordinul zecilor de centimetri.

Din relația (2.63) se determină distanța maximă dintre

reazeme, l_i :
$$l_i \leq \sqrt{\frac{8 \cdot \sigma_{ad} \cdot w}{q_i}} \text{ (cm)} \quad (2.65)$$

Din relația (2.64) se determină distanța dintre elementele solificate la încovoiere - l , care se scot din relația $q_i = P_i \cdot l_{af}$ (fig. 2.29 a3).

Pentru calculul de rigiditate, se adoptă aceeași schemă statică – grinda simplu rezemată la capete – dar încărcată cu încărcarea liniară uniform distribuită q_i' provenită din gruparea încărcărilor permanente P_i' luată pe lățimea unitară sau pe lățimea aferentă elementului solificat (fig. 2.29 a4).

Condiția de deformabilitate se exprimă astfel:

$$f_{\max} \leq f_{ad}$$

adică:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q_i' l_i^4}{E \cdot I} \leq \frac{l_i}{200 \dots 300} \quad (2.66)$$

în care:

q_i' este încărcarea liniară permanentă, uniform distribuită, în daN/cm*;

l_i - deschiderea de calcul, în cm;

E – modulul de elasticitate (modulul lui Young) al materialului din care este realizat elementul solificat la încovoiere, în daN/cm²;

I – momentul de inerție al secțiunii elementului solificat la încovoiere, în cm⁴.

* Se utilizează unitățile de măsură de mai sus, datorită dimensiunilor care rezultă din calcul, de ordinul zecilor de centimetri.

Săgeata admisibilă se consideră cotă parte din deschiderea de calcul și are valorile concordante cu toleranțele dimensionale ale elementului din beton realizat. De exemplu, la proiectarea panourilor de cofraj din placaj rezistent la umiditate, $f_{ad} \leq l_i/300$ dacă panourile se dimensionează pe baza condițiilor de deformație, pentru betoane aparente și $f_{ad} \leq l_i/200$ dacă panourile se dimensionează pe baza condițiilor de rezistență și se verifică pe baza condițiilor de deformație, pentru betoane brute și/sau ascunse. [4], [8].

Cu relația 2.66 se verifică valoarea deschiderii de calcul l_i ; dacă nu se verifică inegalitatea, din relația 2.66 se limitează deschiderea de calcul l_i la valoarea:

$$l_i \leq \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot q_i \cdot (200 \dots 300)}} \quad (2.67)$$

Valorile efective adoptate pentru rezemarea corespunzătoare a elementelor cofrajului proiectat se adoptă respectînd regulile de repartizare a reazemelor (impuse de modulare, de gabarite, suprafețe de rezemare etc.) și condiția:

$l_{i \text{ ef max}} \leq l_{i \text{ min calculat}}$ ($l_{i \text{ min calculat}}$ este valoarea minimă dintre valorile calculate cu relațiile 2.65 și 2.67).

În cazul a1), se determină valoarea maximă a distanței dintre lonjeroane, pe baza căreia se determină lățimea maximă a panourilor de cofraj. Dacă valoarea lățimii panourilor este limitată la o valoare normalizată, se va face doar verificarea acelei lățimi, sau se va dimensiona grosimea optimă a suprafeței cofrante a panourilor, corespunzătoare lățimii normalizate.

În cazurile a2) și a3), se determină distanțele maxime dintre elementele solicitate, deoarece deschiderea de calcul l_i nu poate fi modificată. $l_i = L_{\text{gr. ext}}$ (lungime reală grindă extensibilă), sau $l_i = A_i$ (lățime panou de cofraj).

Constituie excepții situațiile în care se dimensionează secțiuni ale elementelor de cofraj solicitate la încovoiere (este cazul a3, dar corespunzător figurii 2.22).

b) Elemente de cofraj simplu rezemate pe două reazeme, cu console egale la capete și încărcate cu o sarcină liniară uniform distribuită.

Este cazul cofrajului mecanism orizontal de tip masă de cofrare pentru planșee (fig.2.30).

Încărcarea liniară uniform distribuită rezultă din încărcarea uniform distribuită pe suprafața cofrajului, luată pe lățimea aferentă corespunzătoare elementelor liniare de cofraj (rigidizări, susțineri primare de tip generatoare sau susțineri primare de tip directoare).

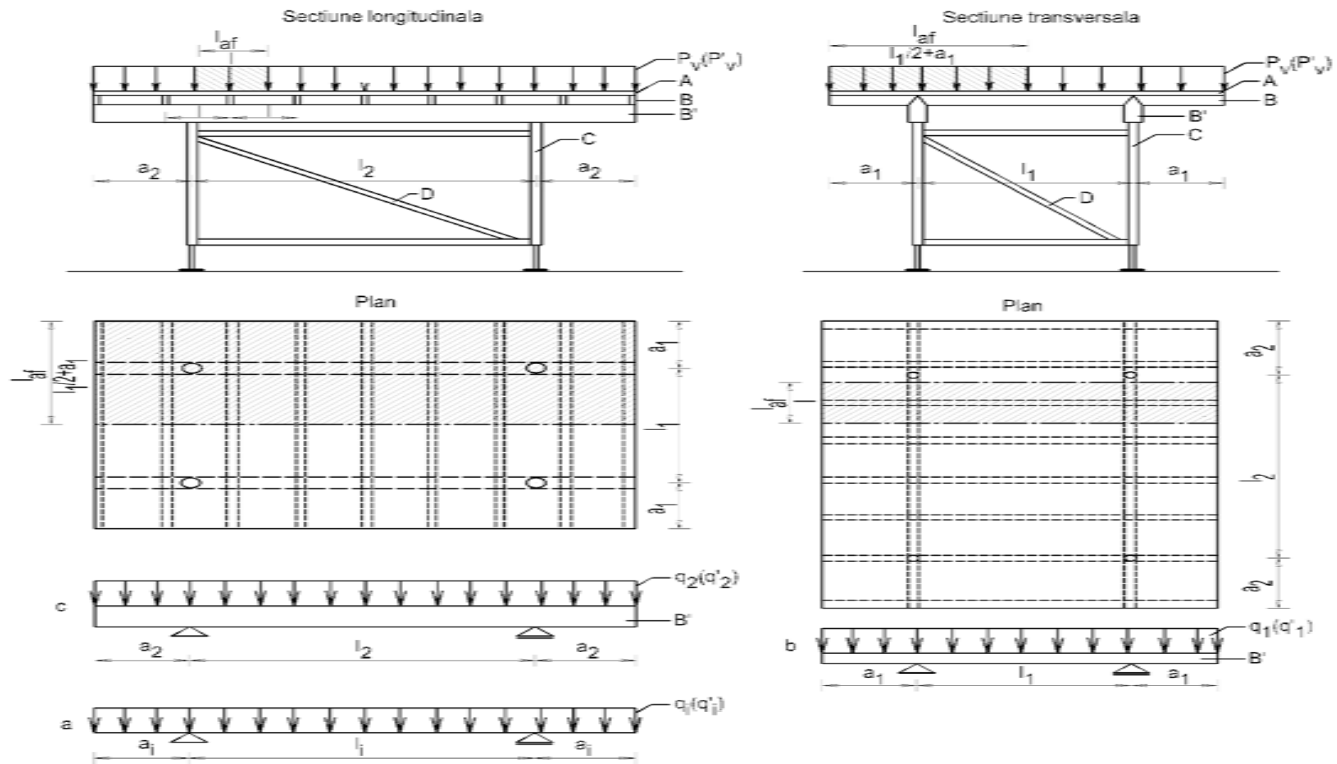


Fig. 2.30 Elemente de cofraj simplu rezemate pe două reazeme și cu console egale la ambele capete, încărcate cu o încărcare liniară uniform distribuită.

Schema statică de calcul adoptată în acest caz pentru susținerile primare de tip generatoare și de tip directoare este grinda simplu rezemată (fig. 2.30 a) pe deschiderea l_i și cu două console egale, de deschidere a_i , și încărcată cu încărcarea liniară uniform distribuită q_i (daN/m), determinată ca la pct. 2.2 (fig. 2.16, 2.17, 2.27 b,c, 2.28 b,c).

Încărcarea totală pe deschidere este: $P_i = q_i \cdot (l_i + 2a_i)$ (daN), iar reacțiunile sînt:

$$R_A = R_B = q_i \frac{l_i + 2a_i}{2} \text{ (daN).}$$

Momentul încovoietor maxim la mijlocul deschiderii l_i este:

$$M_{\max} = \frac{q_i \cdot (l_i^2 - 4 \cdot a_i^2)}{8} \text{ (daN}\cdot\text{cm)} \quad (2.68)$$

iar momentul maxim în reazeme este:

$$M_{A,B} = \frac{q_i \cdot a_i^2}{2} \text{ (daN}\cdot\text{cm)} \quad (2.69)$$

Disponerea rațională a reazemelor pieselor cofrajului solicitate la încovoiere conduce la egalitatea momentelor încovoietoare de pe reazeme cu momentul încovoietor maxim din deschiderea l_i :

$$M_{A,B} = M_{\max} \rightarrow \frac{q_i \cdot a_i^2}{2} = \frac{q_i \cdot (l_i^2 - 4 \cdot a_i^2)}{8} \quad (2.70)$$

$$l_i = 2 \cdot a_i \cdot \sqrt{2} = 2,8284 \cdot a_i \rightarrow a_i = l_i / 2 \cdot \sqrt{2} = 0,3535 \cdot l_i \quad (2.71)$$

b.1) *Susțineri primare de tip generatoare* (fig. 2.30 b)

b.1.1) Dacă se cunoaște secțiunea generatoarei, materialul din care aceasta se execută și disponerea generatoarelor B la distanța l sub suprafața cofrantă ($l_{af} = l$), se determină:

– valorile maxime pentru l_1 și a_1 , din condiții de rezistență și de rigiditate pentru generatoare:

– condiția de rezistență a generatoarei:

$$M_{\max} \leq M_{ad}$$

adică:

$$\frac{q_1 \cdot (l_1^2 - 4 \cdot a_1^2)}{8} = \frac{q_1 \cdot l_1^2}{16} \leq \sigma_{ad} \cdot w_g \quad (2.72)$$

de unde:

$$l_1 \leq \sqrt{\frac{16 \cdot \sigma_{ad} \cdot w_g}{q_1}} \text{ (cm)} \quad (2.73)$$

și

$$a_1 \leq \frac{l_1}{2 \cdot \sqrt{2}} \text{ (cm)} \quad (2.74)$$

$q_1 = P_{vso} \cdot l_{af}$ (daN/cm), σ_{ad} (daN/cm²), w_g (cm³) sînt cunoscute.

– condiția de rigiditate a generatoarei:

$$f_{max} \leq f_{ad}$$

– pentru console:

$$\frac{1}{8} \frac{q_1' \cdot a_1^4}{E \cdot I} \leq \frac{a_1}{200 \dots 300} \quad (2.75)$$

Dacă este îndeplinită condiția 2.75, valoarea a_1 determinată din condiția de rezistență este valabilă.

Dacă nu este îndeplinită condiția 2.75, se calculează:

$$a_1 \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot I}{q_1' \cdot (200 \dots 300)}} \text{ (cm)} \quad (2.76)$$

– pentru deschiderea centrală:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q_1' \cdot l_1^4}{E \cdot I} \leq \frac{l_1}{200 \dots 300} \quad (2.77)$$

Dacă este îndeplinită condiția 2.77, valoarea l_1 determinată din condiția de rezistență este valabilă.

Dacă nu este îndeplinită condiția 2.77, se calculează:

$$l_1 \leq \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot q_1' \cdot (200 \dots 300)}} \text{ (cm)} \quad (2.78)$$

În continuare se verifică corelarea dintre l_1 și a_1 (valorile minime calculate prin cele două condiții, de rezistență și de rigiditate) și condiția ca lungimea reală a generatoarei să fie:

$$L_{\text{efg}} \leq l_1 + 2a_1 \text{ (cm)}$$

b.1.2) Pentru o lungime cunoscută a susținerilor primare de tip generatoare, egală cu lățimea mesei cofrante, și pentru raportul dintre deschiderea l_1 și consolele a_1 , cunoscut, se determină:

– valorile reale pentru l_1 și a_1 :

$$A_i = l_1 + 2a_1 = l_1 + 0,3535 \cdot l_1 = 1,3535 \cdot l_1 \text{ (cm)} \quad l_1 = A_i / 1,3535 \text{ (cm)}$$

$$a_1 = (A_i - l_1) / 2 \text{ (cm)}$$

– dimensiunile minime ale secțiunii generatoarelor (se cunoaște amplasarea acestora sub suprafața cofrantă, l_{af}):

– condiția de rezistență a generatoarei:

$$\mathbf{M_{\text{max}} \leq M_{\text{ad}}}$$

adică:

$$\frac{q_1 \cdot (l_1^2 - 4 \cdot a_1^2)}{8} \leq \sigma_{\text{ad}} \cdot W, \quad (2.79)$$

Rezultă:

$$W_{\text{calc}} \geq \frac{q_1 \cdot (l_1^2 - 4 \cdot a_1^2)}{8 \cdot \sigma_{\text{ad}}} = \frac{q_1 \cdot a_1^2}{2 \cdot \sigma_{\text{ad}}} = \frac{q_1 \cdot l_1^2}{16 \cdot \sigma_{\text{ad}}} \text{ (cm}^3\text{)} \quad (2.80)$$

Pentru forma secțiunii generatoarei cunoscută, se decid dimensiunile acestei secțiuni, astfel încît $w_{\text{ef}}^* \geq w_{\text{calc}}$. $q_1 = P_{\text{vso}} \cdot l_{\text{af}}$ (daN/cm) și σ_{ad} (daN/cm²) au valori cunoscute.

* Datorită refolosirii de mai multe ori a cofrajului mecanism, lemnul din care este executată generatoarea obosește și săgeata remanentă se va amplifica la fiecare refolosire; dacă se urmărește păstrarea deformației generatoarei în toleranțe pe termen lung, secțiunea generatoarei trebuie dublată [4]. Săgeata remanentă a generatoarei la prima utilizare a cofrajului este practic nulă.

b.2) *Sușineri primare de tip directoare* (fig. 2.30 c)

b.2.1) Dacă se cunoaște secțiunea directoarei, materialul din care aceasta se execută și dispunerea directoarelor sub suprafața cofrantă ($l_{af} = l_1/2 + a_1$), se determină:

– valorile maxime pentru l_2 și a_2 , din condiții de rezistență și de rigiditate pentru directoare:

– condiția de rezistență a directoarei:

$$\mathbf{M_{max} \leq M_{ad}}$$

adică:

$$\frac{q_2 \cdot (l_2^2 - 4 \cdot a_2^2)}{8} = \frac{q_2 \cdot l_2^2}{16} \leq \sigma_{ad} \cdot w_d \quad (2.81)$$

rezultă:

$$l_2 \leq \sqrt{\frac{16 \cdot \sigma_{ad} \cdot w_d}{q_2}} \quad (\text{cm}) \quad (2.82)$$

și

$$a_2 \leq \frac{l_2}{2 \cdot \sqrt{2}} \quad (\text{cm}) \quad (2.83)$$

$q_2 = P_{vso} \cdot l_{af}$ (daN/cm), σ_{ad} (daN/cm²) și w_d (cm³) au valori cunoscute.

- condiția de rigiditate a directoarei:

$$\mathbf{f_{max} \leq f_{ad}}$$

adică:

- pentru console:

$$\frac{1}{8} \frac{q_2' \cdot a_2^4}{E \cdot I} \leq \frac{a_2}{200 \dots 300} \quad (2.84)$$

Dacă este îndeplinită condiția 2.84, valoarea a_2 determinată din condiția de rezistență este valabilă.

Dacă nu este îndeplinită condiția 2.84, se calculează:

$$a_2 \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot I}{q_2' \cdot (200 \dots 300)}} \text{ (cm)} \quad (2.85)$$

- pentru deschiderea centrală:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q_2' \cdot l_2^4}{E \cdot I} \leq \frac{l_2}{200 \dots 300} \quad (2.86)$$

Dacă este îndeplinită condiția 2.86, valoarea l_2 determinată din condiția de rezistență este valabilă.

Dacă nu este îndeplinită condiția 2.86, se calculează:

$$l_2 \leq \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot q_2' \cdot (200 \dots 300)}} \text{ (cm)} \quad (2.87)$$

În continuare se verifică corelarea dintre l_2 și a_2 (valorile minime calculate prin cele două condiții) și condiția ca lungimea reală a directoarei să fie:

$$L_{\text{efd}} \leq l_2 + 2a_2 \text{ (cm)} \quad (2.88)$$

b.2.2) Pentru o lungime cunoscută a susținerilor primare de tip directoare, egală cu lungimea mesei cofrante, și pentru raportul dintre deschiderea l_2 și consolele a_2 , cunoscut, se determină:

– valorile reale pentru l_2 și a_2 :

$$B_j = l_2 + 2a_2 = l_2 + 0,3535 \cdot l_2 = 1,3535 \cdot l_2 \text{ (cm)}$$

$$l_2 = B_j / 1,3535 \text{ (cm)} \quad a_2 = (B_j - l_2) / 2 \text{ (cm)}$$

– dimensiunile minime ale secțiunii directoarelor (se cunoaște amplasarea acestora sub generatoare, $l_{\text{af}} = a_1 + l_1 / 2$):

– condiția de rezistență a directoarei:

$$\mathbf{M_{\max} \leq M_{\text{ad}}}$$

adică:

$$\frac{q_2 \cdot (l_2^2 - 4 \cdot a_2^2)}{8} = \frac{q_2 \cdot l_2^2}{16} \leq \sigma_{\text{ad}} \cdot W_d \quad (2.89)$$

rezultă:

$$W_{dcalc} \geq \frac{q_2 \cdot (l_2^2 - 4 \cdot a_2^2)}{8 \cdot \sigma_{ad}} = \frac{q_2 \cdot a_2^2}{2 \cdot \sigma_{ad}} = \frac{q_2 \cdot l_2^2}{16 \cdot \sigma_{ad}} \quad (\text{cm}^3) \quad (2.90)$$

Pentru forma secțiunii directoarei cunoscută, se decid dimensiunile secțiunii directoarei, astfel încît $W_{ef} \geq W_{dcalc}$. $q_2 = P_{vso} \cdot l_{af}$ (daN/cm) și σ_{ad} (daN/cm²) au valori cunoscute.

- condiția de rigiditate a directoarei: $f_{max} \leq f_{ad}$
- pentru console:

$$\frac{1}{8} \frac{q_2' \cdot a_2^4}{E \cdot I} \leq \frac{a_2}{200 \dots 300} \quad (2.91)$$

$$I \geq \frac{(200 \dots 300) \cdot q_2' \cdot a_2^3}{8 \cdot E} \quad (\text{cm}^4) \quad (2.92)$$

- pentru deschiderea centrală:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q_2' \cdot l_2^4}{E \cdot I} \leq \frac{l_2}{200 \dots 300} \quad (2.93)$$

$$I \geq \frac{5 \cdot q_2' \cdot l_2^3 \cdot (200 \dots 300)}{384 \cdot E} \quad (\text{cm}^4) \quad (2.94)$$

Pentru forma secțiunii directoarei cunoscută, se determină dimensiunile secțiunii directoarei, astfel încît

$$I_{ef} \geq I_{dcalc}$$

$q_2 = P_{vso} \cdot l_{af}$ (daN/cm) și E (daN/cm²) au valori cunoscute.

c) *Elemente de cofraj continuu rezemate pe mai mult de două reazeme și încărcate cu o încărcare liniară uniform distribuită.*

Încărcarea liniară uniform distribuită rezultă din încărcarea uniform distribuită pe suprafața cofrajului, luată pe lățimea unitară (sau pe lățime reală de scîndură, de coală din placaj rezistent la umiditate, de planșetă etc.) în cazul suprafeței cofrante sau luată pe lățimea aferentă corespunzătoare elementelor liniare, în cazul rigidizărilor, a susținerilor primare tip generatoare sau directoare.

Elementele de cofraj continuu, rezemate pe mai mult de două reazeme și încărcate cu o încărcare liniară uniform distribuită se remarcă în principal la următoarele alcătuirii constructive ale cofrajelor (fig. 2.31):

c1) suprafață cofrantă a panourilor de cofraj cu mai mult de două lonjeroane (rigidizări) fig.1.2, indiferent de tipul cofrajului și orientarea panourilor în panotaj vertical sau orizontal;

c2) suprafață cofrantă simplă rezemată continuu pe susțineri primare B, de tip generatoare (fig. 2.14, 2.15, 2.20, 2.24, 2.27 a, 2.28 a);

c3) susțineri primare B, de tip generatoare, rezemate continuu pe susțineri primare B' de tip directe (fig. 2.16, 2.21, 2.25, 2.27 b, 2.28 b);

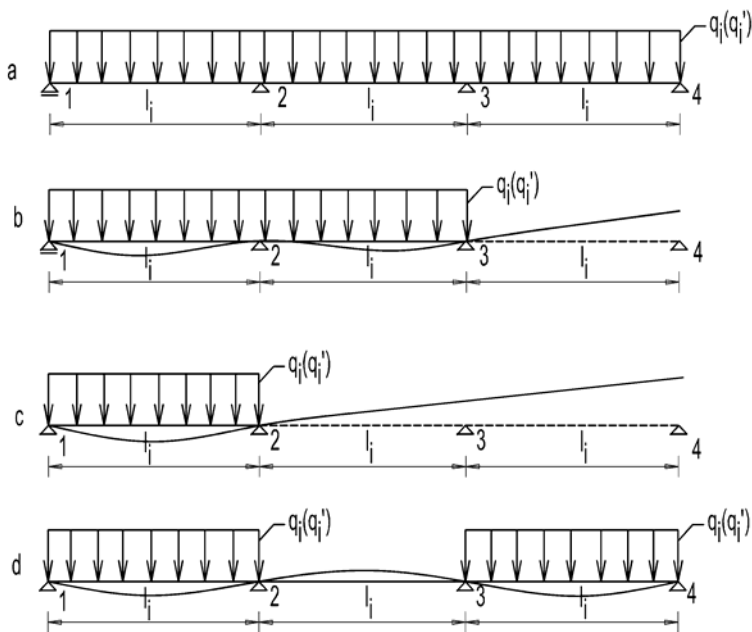


Fig. 2.31 Elemente de cofraj rezemate continuu pe mai mult de două reazeme coliniare

- a- încărcare liniară uniform distribuită pe toate deschiderile;
- b- încărcare liniară uniform distribuită pe primele două deschideri;
- c- încărcare liniară uniform distribuită pe o singură deschidere;
- d- încărcare liniară uniform distribuită pe deschiderile impare.

c4) susțineri primare de tip directe rezemate continuu pe susțineri secundare verticale (fig. 2.17, 2.26, 2.27 c, 2.28 c);

Schema statică de calcul (fig. 2.31 a) adoptată în aceste cazuri este grinda continuă rezemată pe mai multe deschideri l_i (deschideri egale în cazul cofrajelor orizontale sau verticale încărcate cu sarcini uniform distribuite pe suprafață și deschideri inegale în cazul susținerilor primare B sau B' ale cofrajelor verticale încărcate cu o sarcină distribuită triunghiular pe înălțime) și încărcată cu încărcarea liniară uniform distribuită q_i (daN/m), determinată ca la pct. 2.2 (fig. 2.14...2.28). Încărcarea totală pe deschidere este $P = q_i \cdot l_i$ (daN). Pentru situația teoretică din fig. 2.31 a [16], momentele încovoietoare pe reazeme sînt:

$$M_1 = 0,000 \text{ daN}\cdot\text{cm}, M_2 = -\frac{q_i \cdot l_i^2}{10} \text{ daN}\cdot\text{cm}, M_3 = -\frac{q_i \cdot l_i^2}{10} \text{ daN}\cdot\text{cm},$$

$$M_4 = 0,000 \text{ daN}\cdot\text{cm},$$

iar momentele încovoietoare din deschideri sînt:

$$M_{1,2} = +\frac{q_i \cdot l_i^2}{12,5} \text{ daN}\cdot\text{cm}, M_{2,3} = +\frac{q_i \cdot l_i^2}{40} \text{ daN}\cdot\text{cm},$$

$$M_{3,4} = +\frac{q_i \cdot l_i^2}{12,5} \text{ daN}\cdot\text{cm}.$$

Pe durata proceselor de confecționare/montare a cofrajelor, de armare și de betonare încărcările uniform distribuite teoretic pot să prezinte discontinuități de distribuție (fig. 2.31 b,c,d), iar momentele încovoietoare din deschideri, corespunzătoare situațiilor reale, pot varia de la $M_{\max} \leq \frac{q_i \cdot l_i^2}{8} \text{ daN}\cdot\text{cm}$ (fig. 2.31c) la

$M_{\max} \leq \frac{q_i \cdot l_i^2}{10} \text{ daN}\cdot\text{cm}$ (fig. 2.31 d). Din aceste motive, *momentul încovoietor maxim la mijlocul deschiderilor, indiferent de numărul deschiderilor (mai mare de două deschideri) este [8]:*

$$M_{\max} = \frac{q_i \cdot l_i^2}{10} \text{ (daN}\cdot\text{cm)} \quad (2.95)$$

Condiția de rezistență pentru elementul solicitat (grindă continuă rezemată pe mai mult de două reazeme) se scrie:

$$M_{\max} \leq M_{ad},$$

adică:
$$\frac{q_i \cdot l_i^2}{10} \leq \sigma_{ad} \cdot W \quad (2.96)$$

în care:

q_i este încărcarea liniară totală, uniform distribuită, în daN/cm*;

l_i - deschiderea de calcul, în cm;

σ_{ad} este efortul unitar admisibil la încovoiere al materialului din care este realizat elementul sollicitat la încovoiere, în daN/cm²;

w - modulul de rezistență (sau de inerție) al secțiunii elementului sollicitat la încovoiere, în cm³;

* Se utilizează unitățile de măsură de mai sus, datorită valorilor care rezultă din calcul pentru dimensiuni, de ordinul zecilor de centimetri.

Din relația (2.96) se determină distanța maximă dintre reazeme, l_i :

$$l_i \leq \sqrt{\frac{10 \cdot \sigma_{ad} \cdot w}{q_i}} \quad (\text{cm}) \quad (2.97)$$

Pentru calculul de rigiditate, se adoptă ca schemă statică grinda simplu rezemată la capete încărcată cu sarcina liniară uniform distribuită q_i' , provenită din gruparea încărcărilor permanente P' , luată pe lățimea unitară sau pe lățimea aferentă elementului sollicitat.

Condiția de deformabilitate se exprimă astfel:

$$f_{\max} \leq f_{ad}$$

adică:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q_i' l_i^4}{E \cdot I} \leq \frac{l_i}{200 \dots 300} \quad (2.98)$$

în care:

q_i' este încărcarea liniară permanentă, uniform distribuită, în daN/cm*;

l_i - deschiderea de calcul, în cm;

E - modulul de elasticitate (modulul lui Young) al materialului din care este realizat elementul sollicitat la încovoiere,

în daN/cm²;

I – momentul de inerție al secțiunii elementului solicitat la încovoiere, în cm⁴.

* Se utilizează unitățile de măsură de mai sus, datorită valorilor care rezultă din calcul pentru dimensiuni, de ordinul zecilor de centimetri.

Cu relația 2.98 se verifică valoarea deschiderii calculate din condiția de rezistență, l_i ; dacă nu se verifică inegalitatea, din relația 2.98 se limitează deschiderea de calcul l_i la valoarea:

$$l_i \leq \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot q_i \cdot (200 \dots 300)}} \quad (2.99)$$

Valorile efective adoptate pentru rezemarea corespunzătoare a elementelor cofrajului proiectat se adoptă respectînd regulile de repartizare a reazemelor (impuse de modulare, de gabarite, suprafețe de rezemare etc.) și condiția:

$l_{i \text{ ef max}} \leq l_{i \text{ min calculat}}$ ($l_{i \text{ min calculat}}$ este valoarea minimă dintre valorile calculate cu relațiile 2.97 și 2.99).

d) *Elemente de cofraj simplu rezemate la capete și încărcate cu o încărcare liniară triunghiulară.*

Încărcarea liniară distribuită triunghiular rezultă din încărcarea distribuită triunghiular pe suprafața cofrajului, luată pe lățimea aferentă corespunzătoare elementelor liniare de tip susțineri primare, directoare (fig. 2.22).

Schema statică de calcul adoptată în aceste cazuri este grinda simplu rezemată [4] (fig. 2.32) pe deschiderea h și încărcată cu încărcarea liniară distribuită triunghiular $q = P_{\text{max}} \cdot l_1$ (daN/cm), determinată ca la pct. 2.2 (fig. 2.22).

Încărcarea totală pe deschidere este $P = q \cdot h/2$ (daN), reacțiunile

$$R_A = \frac{P}{3} = \frac{q \cdot h}{6} \text{ (daN)} \text{ și } R_B = \frac{2 \cdot P}{3} = \frac{q \cdot h}{3} \text{ (daN),}$$

momentul încovoiator maxim la profunzimea $h' = \frac{h \cdot \sqrt{3}}{3}$, măsurată de la nivelul superior (final) al betonului turnat:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot h^2}{9\sqrt{3}} \text{ (daN}\cdot\text{cm)} \quad (2.100)$$

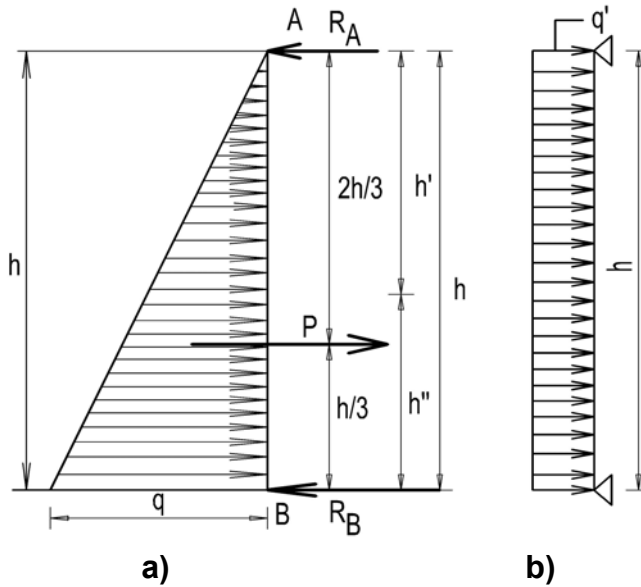


Fig. 2.32 Elemente de cofraj simplu rezemate la capete și încărcate cu o încărcare liniară triunghiulară

a- schema statică de calcul (condiția de rezistență);

b- schema statică de calcul (condiția de deformabilitate)

Condiția de rezistență pentru elementul sollicitat (grinda simplu rezemată pe deschiderea h) se scrie:

$$M_{\max} \leq M_{ad}$$

adică:

$$\frac{q \cdot h^2}{9\sqrt{3}} \leq \sigma_{ad} \cdot W \text{ (2.101) sau } \frac{q \cdot h^2}{9\sqrt{3}} \leq M_{cap} \text{ (2.102)}$$

în care:

q este încărcarea liniară totală, maximă, la baza cofrajului,

în daN/cm*;

h – deschiderea de calcul, în cm;

σ_{ad} este efortul unitar admisibil la încovoiere al materialului din care este realizat elementul solicitat la încovoiere, în daN/cm²;

w – modulul de rezistență (sau de inerție) al secțiunii elementului solicitat la încovoiere, în cm³;

M_{cap} – momentul încovoiitor capabil al grinzii extensibile rezemate la capete, cu valoare cunoscută și constantă, pentru fiecare tip de grindă extensibilă, în daN·cm.

* Se utilizează unitățile de măsură de mai sus, datorită valorilor care rezultă din calcul pentru dimensiuni, de ordinul zecilor de centimetri.

Din relațiile 2.101 și 2.102 se determină distanța dintre elementele solicitate la încovoiere l_1 , care se găsește în relația $q = P_{max} \cdot l_{af} = P_{max} \cdot l_1$ (vezi și fig. 2.22):

$$l_1 \leq \frac{9\sqrt{3} \cdot \sigma_{ad} \cdot w}{P_{max} \cdot h^2} \text{ (cm)} \quad (2.103)$$

sau

$$l_1 \leq \frac{9\sqrt{3} \cdot M_{max}}{P_{max} \cdot h^2} \text{ (cm)} \quad (2.104)$$

Mai rar, din relația (2.103) se determină dimensiunile secțiunii directoarei, din modulul de rezistență w :

$$w \geq \frac{l_1 \cdot P_{max} \cdot h^2}{9\sqrt{3} \cdot \sigma_{ad}} \text{ (cm}^3\text{)} \quad (2.105)$$

Pentru calculul de rigiditate, se adoptă schema statică grinda simplu rezemată la capete [4],[8], (fig. 2.32 b), dar încărcată cu sarcina *liniară uniform distribuită* q' provenită din gruparea încărcărilor permanente P' , luată pe lățimea aferentă l_1 a elementului solicitat (fig. 2.22). $q' = P'_{max} \cdot l_1$ daN/cm.

Condiția de deformabilitate se exprimă astfel:

$$f_{\max} \leq f_{\text{ad}}$$

adică:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q' \cdot h^4}{E \cdot I} \leq \frac{h}{200 \dots 300} \quad (2.106)$$

În care:

q' este încărcarea liniară permanentă, uniform distribuită, în daN/cm*;

h - deschiderea de calcul, în cm;

E - modulul de elasticitate (modulul lui Young) al materialului din care este realizat elementul sollicitat la încovoiere, în daN/cm²;

I - momentul de inerție al secțiunii elementului sollicitat la încovoiere, în cm⁴.

* Se utilizează unitățile de măsură de mai sus, datorită valorilor dimensiunilor care rezultă din calcul, de ordinul zecilor de centimetri.

Cu relația 2.106 se verifică valoarea distanței dintre directoare, l_1 ; dacă nu se verifică inegalitatea, din relația 2.106 se limitează deschiderea de calcul l_1 la valoarea:

$$l_1 \leq \frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot P_{\max} \cdot h^3 \cdot (200 \dots 300)} \quad (\text{cm}) \quad (2.107)$$

Mai rar, cu relația 2.106 se determină dimensiunile secțiunii directoarei, din expresia momentului de inerție al secțiunii acesteia, I_{nec} :

$$I_{\text{nec}} \geq \frac{5 \cdot q' \cdot h^3 \cdot (200 \dots 300)}{384 \cdot E} \quad (\text{cm}^4) \quad (2.108)$$

Valorile efective adoptate pentru rezemarea corespunzătoare a elementelor cofrajului proiectat se adoptă respectînd regulile de repartizare a reazemelor (impuse de modulare, de gabarite, suprafețe de rezemare etc.) și condiția:

$$l_{1 \text{ ef max}} \leq l_{1 \text{ min calculat}}$$

($l_{1 \text{ min calculat}}$ este valoarea minimă dintre valorile calculate cu relațiile 2.103, 2.104 și 2.108).

e) *Elemente de cofraj în consolă și încărcate cu o sarcină liniară uniform distribuită* (fig. 2.33)

Încărcarea liniară uniform distribuită rezultă din încărcarea distribuită pe suprafața cofrajului, luată pe lățimea aferentă corespunzătoare elementelor liniare: rigidizări ale osaturii panourilor de cofraj, susțineri primare de tip generatoare sau de tip directe.

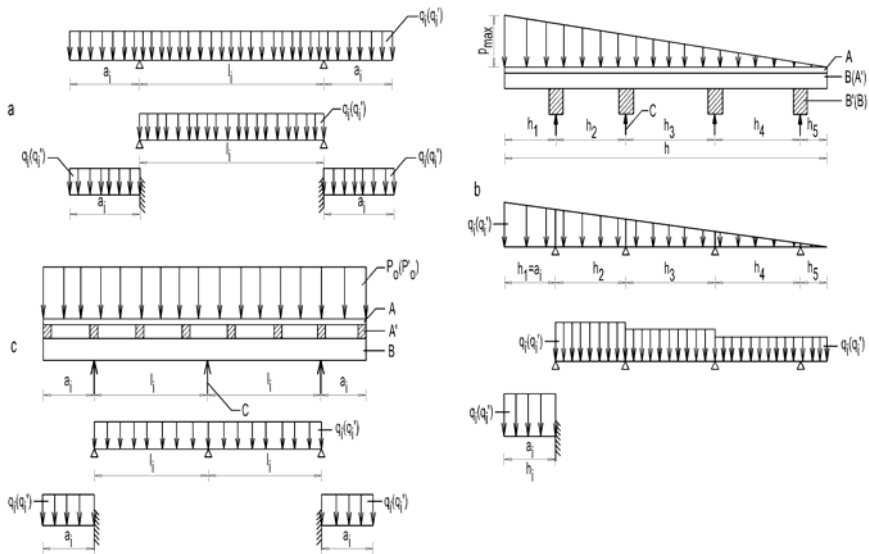


Fig. 2.33 Elemente de cofraj în consolă, încărcate cu o încărcare liniară uniform distribuită

Elementele de cofraj în consolă apar în principal în următoarele alcătuirii constructive ale cofrajelor:

e1) susțineri primare de tip generatoare sau de tip directe la cofrajul mecanism pentru planșee – masa de cofrare (fig. 2.30a);

e2) rigidizări ale suprafeței cofrante a panourilor de cofraj, montate în poziție verticală și susținute de susțineri primare orizontale, sau susțineri primare verticale, de tip generatoare,

susținute de susțineri primare orizontale, de tip directoare (fig. 2.26);

e3) susțineri primare orizontale de tip directoare rezemate în mai mult de două puncte cu reazeme secundare, dar libere la capete (fig. 2.26).

Schema statică de calcul adoptată în cazul e1) este grinda în consolă (fig. 2.33 a) din continuitatea generatoarei sau a directoarei (fig. 2.30 a,b,c), cu deschiderea a_i și încărcată cu încărcarea liniară uniform distribuită q_i (daN/m) determinată ca la pct. 2.2 (fig. 2.16, 2.17); schema statică de calcul adoptată în cazul e2) este grinda în consolă, din continuitatea rigidizărilor sau a susținerilor primare verticale (fig. 2.33 b), cu deschiderea $a_i \equiv h_1$ și încărcată cu încărcarea liniară uniform distribuită $q_{i\max}$ (daN/m) determinată ca la pct. 2.2 (fig. 2.25); schema statică de calcul adoptată în cazul e3) este grinda în consolă, din continuitatea generatoarei sau a directoarei (fig.2.33 c), cu deschiderea a_i și încărcată cu încărcarea liniară uniform distribuită q_i (daN/m) determinată ca la pct. 2.2 (fig. 2.26).

Încărcarea totală pe deschidere este $P_i = q_i \cdot a_i$ (daN), iar momentul încovoietor maxim în încastrare este:

$$M_{\max} = \frac{q_i \cdot a_i^2}{2} \text{ (daN}\cdot\text{cm)} \quad (2.109)$$

Condiția de rezistență pentru elementul solicitat (grinda în consolă) se scrie:

$$M_{\max} \leq M_{ad}$$

adică:

$$\frac{q_i \cdot a_i^2}{2} \leq \sigma_{ad} \cdot W \quad (2.110)$$

sau

$$\frac{q_i \cdot a_i^2}{2} \leq M_{cap} \quad (2.111)$$

în care:

q_i este încărcarea liniară totală, uniform distribuită, în daN/cm*;

a_i - deschiderea de calcul, în cm;

σ_{ad} este efortul unitar admisibil la încovoiere al materialului din care este realizat elementul solicitat la încovoiere, în daN/cm²;

w – modulul de rezistență (sau de inerție) al secțiunii elementului solicitat la încovoiere, în cm³;

M_{cap} – momentul încovoiitor capabil al grinzii cu zăbrele în consolă la capăt, cu valoare cunoscută și constantă, pentru fiecare tip de grindă cu zăbrele, în daN·cm.

* Se utilizează unitățile de măsură de mai sus, datorită dimensiunilor care rezultă din calcul, de ordinul zecilor de centimetri.

Din relația 2.110 se determină valoarea maximă a consolei, a_i :

$$a_i \leq \sqrt{\frac{2 \cdot \sigma_{ad} \cdot w}{q_i}} \quad (\text{cm}) \quad (2.112)$$

Din relația 2.111 se determină distanța dintre elementele în consolă solicitate la încovoiere - l_1 , care se scoate din relația

$$q_i = P_i \cdot l_{af} = P_i \cdot l_1 \quad (\text{fig. 2.25}).$$

Pentru calculul de rigiditate, se adoptă aceeași schemă statică, grinda în consolă, fig. 2.33 a,b,c, dar încărcată cu încărcarea *liniară uniform distribuită* q_i' provenită din gruparea încărcărilor permanente P_i' luată pe lățimea aferentă elementului solicitat (fig. 2.30 și 2.26).

Condiția de deformabilitate se exprimă astfel:

$$f_{\max} \leq f_{ad}$$

adică:

$$\frac{1}{8} \cdot \frac{q_i' a_i^4}{E \cdot I} \leq \frac{a_i}{200 \dots 300} \quad (2.113)$$

în care:

q_i' este încărcarea liniară permanentă, uniform distribuită, în daN/cm*;

a_i - deschiderea de calcul, în cm;

E – modulul de elasticitate (modulul lui Young) al materialului din care este realizat elementul solicitat la încovoiere, în daN/cm²;

I – momentul de inerție al secțiunii elementului solicitat la încovoiere, în cm⁴.

* Se utilizează unitățile de măsură de mai sus, datorită dimensiunilor care rezultă din calcul, de ordinul zecilor de centimetri.

Cu relația 2.113 se verifică valoarea maximă a consolei a_i , determinate cu relația 2.112; dacă nu se verifică inegalitatea, din relația 2.113 se limitează deschiderea de calcul a_i la valoarea:

$$a_i \leq \sqrt[3]{\frac{8 \cdot E \cdot I}{q_i \cdot (200 \dots 300)}} \quad (2.114)$$

Valorile efective adoptate pentru rezemarea corespunzătoare a elementelor cofrajului proiectat se adoptă respectînd regulile de repartizare a reazemelor (impuse de modulare, de gabarite, suprafețe de rezemare etc.) și condiția:

$a_{i \text{ ef max}} \leq a_{i \text{ min calculat}}$ ($a_{i \text{ min calculat}}$ este valoarea minimă dintre valorile calculate cu relațiile 2.112 și 2.114).

Constituie excepții situațiile în care se dimensionează secțiuni ale elementelor de cofraj în consolă sollicitate la încovoiere.

2.3.2 Elemente de cofraj sollicitate axial

2.3.2.1 Elemente de cofraj sollicitate la întindere

Elementele sollicitate numai la întindere, denumite în rezistența materialelor tiranți, fire sau cabluri, se regăsesc în alcătuirea cofrajelor ca elemente de susținere secundară – tiranți, traverse, legături metalice nerecuperabile (fig. 2.19, 2.23, 2.27, 2.28), sau ca elemente de contravîntuire și stabilitate – ancore și tiranți (fig. 1.1 g).

Forța concentrată care sollicită la întindere elementele de susținere secundară de tip tirant rezultă din încărcarea distribuită pe suprafața cofrajului, luată pe suprafața aferentă corespunzătoare elementului sollicitat (fig. 2.22, 2.26, 2.27d, 2.28d).

Schema statică de calcul este bara sollicitată la întindere de forța exterioară $N_{\max} = P_{\max} \cdot S_{af}$ (daN), (fig. 2.34).

Condiția de rezistență pentru elementul sollicitat se scrie:

$$N_{\max} \leq N_{\text{ad}} \text{ sau } N_{\max} \leq N_{\text{cap}} \quad (2.115)$$

Din condiția 2.115 se poate dimensiona tirantul de secțiune netă (fig. 2.34 c):

$$N_{\max} \leq \sigma_a \cdot A_{\text{nec}}, \text{ de unde, } A_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_a} \text{ (cm}^2\text{)} \quad (2.116)$$

în care:

N_{\max} este forța concentrată maximă care întinde tirantul, în daN;

σ_a – efortul unitar admisibil al materialului din care este realizat tirantul, în daN/cm²;

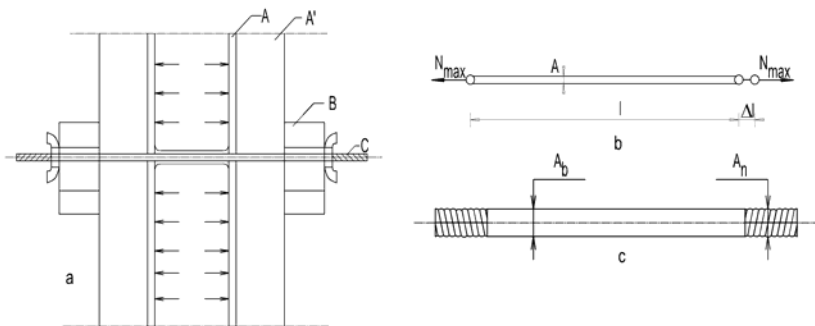


Fig. 2.34 Elemente de cofraj solicitate la întindere

a. secțiune verticală prin cofraj: A – suprafață cofrantă simplă (placă rezistent la umiditate); A' – rigidizare a suprafeței cofrante (lonjeron de panou de cofraj); B – susținere primară orizontală (moază 2B_i); C – susținere secundară (tirant cu recuperabil filet);

b. Schema statică de calcul: N_{\max} – efortul de întindere; l - lungimea tirantului între blocaje; Δl - lungirea tirantului între blocaje; A – aria secțiunii transversala a tirantului;

c. caracteristicile dimensionale de calcul ale tirantului: A_n – aria netă, pentru calculul de rezistență; A_b – aria brută, pentru calculul de deformație (lungire).

Cînd secțiunea tirantului se limitează la o valoare maximă, A_{\max} , corespunzătoare unui diametru maxim standardizat, impus de tipul cofrajului și, mai ales, de posibilitățile de blocare a tirantului, A_{nec} nu poate depăși A_{\max} ; dacă în aceste condiții, relația 2.116 nu se verifică, se adoptă tirantul de secțiune netă A_{\max} și se limitează

distanțele dintre tiranți l_j și/sau dintre elementele de susținere primară l_i la noi valori (l_j^* , l_i^*) care să conducă la suprafața maximă aferentă tirantului: $S_{af\ max} \leq l_j^* \cdot l_i^*$.

$$\text{Ca urmare, } N_{\max} = P_{\max} \cdot S_{af\ max} \leq A_{\max} \cdot \sigma_a.$$

Din condiția 2.115 se poate verifica secțiunea normalizată a tirantului:

$$N_{\max} \leq \sigma_a \cdot A_{ef}, \text{ de unde, } \sigma_{ef} = \frac{N_{\max}}{A_{ef}} \leq \sigma_a \text{ (daN/cm}^2\text{)} \quad (2.117)$$

Dacă relația 2.117 nu se verifică, se limitează distanțele dintre tiranți l_j și/sau dintre elementele de susținere primară l_i la noi valori (l_j^* , l_i^*) care să conducă la suprafața maximă aferentă tirantului:

$$S_{af\ max} \leq l_j^* \cdot l_i^*. \text{ Ca urmare, } N_{\max}^* = P_{\max} \cdot S_{af\ max} \leq A_{ef\ max} \cdot \sigma_a.$$

Condiția de rigiditate pentru elementul sollicitat se scrie:

$$\Delta l_{\max} \leq \Delta l_{ad} \quad (2.118)$$

în care:

Δl_{\max} este deformația (alungirea) maximă a tirantului sub încărcarea concentrată N_{\max} , în cm;

Δl_{ad} - deformația (alungirea) admisibilă, impusă de toleranță, în cm.

$$\Delta l_{\max} = \frac{N_{\max} \cdot l}{EA} \text{ (cm)} \quad (2.119)$$

în care (fig. 2.34 b):

N_{\max} este forța concentrată maximă care întinde tirantul, în daN;

l – lungimea tirantului, între blocaje, în cm;

EA – modulul de rigiditate la întindere, în daN;

E – modulul de elasticitate al materialului din care se realizează tirantul, în daN/cm²;

A – aria brută a secțiunii transversale a tirantului (fig. 2.34c), în cm²;

În calculul cofrajelor această condiție de rigiditate a susținerilor secundare de tip tirant nu se aplică, deoarece pentru a

se înregistra o deformare (alungire) sesizabilă a tirantului trebuie o forță de întindere foarte mare, mult peste valoarea forței de întindere care produce ruperea tirantului.

2.3.2.2 Elemente de cofraj solicitate la compresiune

Elementele de construcții solicitate la compresiune, denumite în rezistența materialelor stâlpi sau coloane, se regăsesc în alcătuirea cofrajelor ca elemente de susținere secundară verticale (popi din lemn, fig. 1.1 a, popi metalici extensibili, fig. 1.1 b,c,d,e, 1.4, 2.14, 2.18, turnuri – eșafodaje metalice, fig. 1.1 g, cadre spațiale din țevă metalică, fig. 1.1 f, 2.30) care se încarcă cu sarcinile date de susținerile primare și le transmit la reazeme fixe, sau ca elemente de contravîntuire și stabilitate (tiranți – proptea, fig. 1.1 b,c,f,j,h, 1.5, 2.23).

Forța concentrată care solicită la compresiune elementele de susținere secundară de tip stîlp sau coloană rezultă din încărcarea distribuită pe suprafața cofrajului, luată pe suprafața aferentă corespunzătoare elementului solicitat (fig. 2.14, 2.18, 2.30).

Compresiunea simplă este provocată de aplicarea, pe același ax, a celor două forțe egale și de sens opus, N_{\max} , care tind să scurteze elementul (fig. 2.35 a). Condiția de rezistență pentru elementul solicitat la compresiune simplă se scrie:

$$N_{\max} \leq N_{ad} \quad N_{\max} \leq \sigma_{ad} \cdot A \quad (2.120)$$

Din relația 2.120 se dimensionează secțiunea transversală a elementului:

$$A_{nec} \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{ad}} \quad (2.121)$$

în care:

σ_{ad} este efortul unitar admisibil la compresiune al materialului din care este realizat elementul solicitat, în daN/cm²;

N_{\max} – forța concentrată centrică de compresiune, în daN.

Pentru secțiune a elementului, A_{ef} , cunoscută, se verifică valoarea efortului unitar efectiv:

$$\sigma_{ef} = \frac{N_{max}}{A_{ef}} \leq \sigma_{ad} \quad (2.122)$$

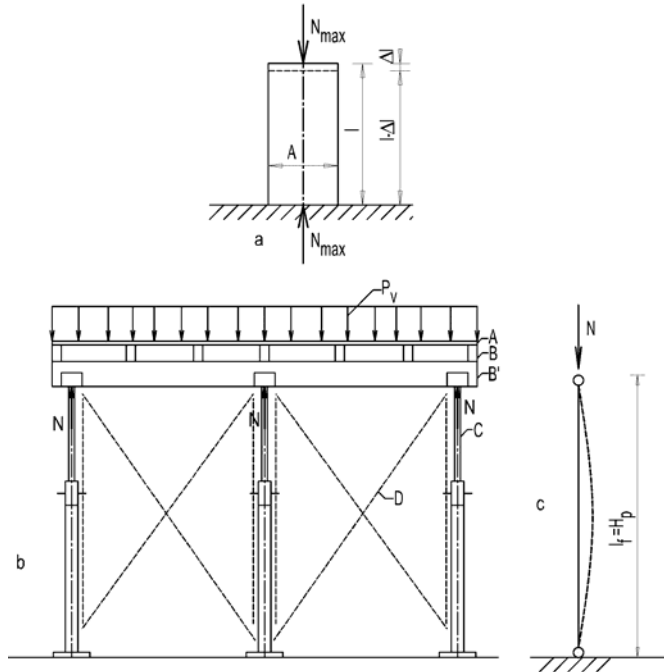


Fig. 2.35 Elemente de cofraj solicitate la compresiune

- a. element solicitat la compresiune simplă;
 b. secțiune verticală prin cofraj orizontal;
 A- suprafață cofrantă, B- susțineri primare de tip generatoare,
 B'- susțineri primare de tip directoare, C- susțineri secundare
 (popi), D- contravîntuiri;
 c. schema statică de calcul pentru susținерile secundare (popi).

Dacă inegalitatea din relația 2.122 nu se verifică, se limitează distanțele dintre susținерile secundare, pentru a micșora suprafața aferentă de pe care se încarcă susținerea secundară, implicit pentru a micșora încărcarea concentrată N_{max} .

$$N_{max}^* = P_{max} \cdot S_{af} \leq A_{ef} \cdot \sigma_{ad}$$

Condiția de rigiditate pentru elementul solicitat se scrie:

$$\Delta l_{\max} \leq \Delta l_{ad} \quad (2.123)$$

în care:

Δl_{\max} este deformația (scurtarea) maximă a elementului comprimat sub încărcarea concentrată N_{\max} , în cm;

Δl_{ad} - deformația (scurtarea) admisibilă, impusă de toleranță, în cm.

$$\Delta l_{ad} = \frac{N_{\max} \cdot l}{EA} \quad (\text{cm}) \quad (2.124)$$

în care (fig. 2.35 a):

N_{\max} este forța concentrată maximă care comprimă centric elementul, în daN;

l – lungimea elementului comprimat, în cm;

EA – modulul de rigiditate la compresiune, în daN;

E – modulul de elasticitate al materialului din care se realizează elementul, în daN/cm²;

A – aria brută a secțiunii transversale a elementului (fig. 2.35 a), în cm².

În calculul cofrajelor această condiție de rigiditate a susținerilor secundare de tip stîlp simplu comprimat nu se aplică, deoarece pentru a se înregistra o deformație (scurtare) sesizabilă a stîlpului trebuie o forță de compresiune foarte mare, mult peste valoarea forței de compresiune care produce cedarea stîlpului (de regulă prin flambaj).

Cum raportul dintre lungimea (înălțimea) susținerii secundare de tip stîlp sau coloană și cea mai mică dimensiune a secțiunii sale transversale este, aproape în totalitate, mai mare de 5/1, susținerile secundare vor fi solicitate la flambaj.

Schema statică de calcul este bara verticală, articulată la capete (fig. 2.35 c) și solicitată la compresiune de forța exterioară $N_{\max} = P_{\max} \cdot S_{af}$ (daN).

Forța minimă (sarcina critică) care produce flambajul barei este dată de formula lui Euler:

$$F_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{\min}}{l_f^2} \quad (2.125)$$

în care:

E este modulul de elasticitate al materialului din care se realizează susținerea secundară solicitată la compresiune, daN/cm²;

I – momentul minim de inerție al secțiunii transversale a susținerii secundare solicitate la compresiune, cm⁴;

l_f – lungimea de flambaj, definită ca distanța dintre două puncte de inflexiune succesive ale axei deformate a barei, variabilă în funcție de tipul legăturilor de la capete, $l_f = (0,5 - 2,0) \cdot L$, fig.

2.36 a,b,c,d; [14], [15], [16]. $\pi^2 = 3,1416^2 \approx 9,87$

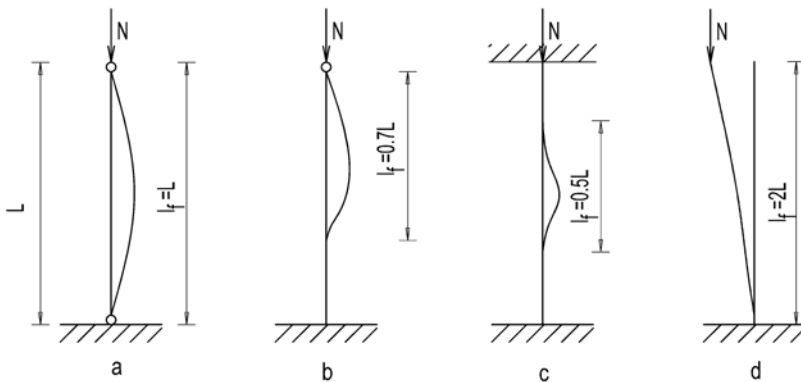


Fig. 2.36 Scheme statice de calcul a barelor supuse flambajului

- a. bara articulată la capete, $l_f = L$;
- b. bara articulată la un capăt și încadrată la celălalt, $l_f = 0,7L$;
- c. bara încadrată la capete, $l_f = 0,5L$;
- d. bara încadrată la un capăt și liberă la celălalt, $l_f = 2L$.

Pentru sarcini $N_{\max} < F_c$, bara lucrează la compresiune; se poate calcula efortul unitar critic de flambaj:

$$\sigma_f = \frac{F_c}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{\min}}{S \cdot l_f^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \text{ daN/cm}^2 \quad (2.126)$$

pentru că

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} \text{ și } \lambda = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

σ_f este efortul unitar critic de flambaj (Euler), care reprezintă valoarea critică de rupere, în daN/cm²;

F_c – sarcina critică de flambaj, în daN;

A – aria secțiunii transversale a barei comprimate, în cm²;

λ – coeficient de zveltețe sau coeficient de subțirime;

i_{\min} – raza de inerție sau de rotație, în cm;

Condiția de rezistență pentru susținerile secundare solicitate la flambaj este:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A} \leq \sigma_f^* \quad (2.127)$$

* În mod practic, pentru o siguranță suficientă, se ia în considerare:

$$\sigma_f^* = \frac{\pi^2 \cdot E}{c \cdot \lambda^2} = (0,25 \dots 0,33) \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad (2.128)$$

c fiind coeficient de siguranță, cu valori de 3,0 și 4,0 [4], [16] pentru elementele de susținere secundară ale cofrajelor orizontale sau înclinate ($c = 3,0$ pentru calculul exact și $c = 4,0$ pentru calculul aproximativ).

Pe baze experimentale [14], [15], [16] s-a constatat că formula lui Euler este aplicabilă pentru coeficienți de zveltețe λ mai mari de $\lambda_0 = 100 - 110$, când piesa comprimată se află în domeniul flambajului elastic.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_p}} \quad (2.129)$$

în care σ_p este limita de proporționalitate.

Dacă se constată coeficienți de zveltețe λ mai mici decât λ_0 , care situează piesa solicitată la compresiune în domeniul flambajului plastic, formula lui Euler nu mai poate fi aplicată.

Pentru calculul la flambaj în domeniul elasto-plastic, s-au stabilit formule empirice pentru calculul efortului unitar critic de flambaj, cunoscute sub numele de formulele lui Tetmajer-Iasinski, de forma: $\sigma_f = a - b \cdot \lambda$, adică σ_f variază liniar în funcție de λ , între σ_p și σ_c , când λ variază între λ_0 și λ_1 .

Pentru a calcula o bară cu formulele Tetmajer-Iasinski se procedează astfel [14]:

- se dimensionează bara, la început, cu formula lui Euler, presupunînd că această formulă ar fi aplicabilă;

- dacă verificarea arată că bara se încadrează în zona flambajului plastic, se determină efortul unitar critic de flambaj cu formulele Tetmajer-Iasinski,

$$\sigma_f = a - b \cdot \lambda \quad (2.130)$$

unde λ are valoarea calculată la prima dimensionare, cu formula lui Euler;

- se calculează efortul unitar de compresiune simplă:

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A_{ef}} \quad (2.131)$$

- se determină coeficientul de siguranță la flambaj:

$$c = \frac{\sigma_f}{\sigma} = \frac{F_c}{N_{\max}} \quad (2.132)$$

Dacă valoarea obținută pentru c corespunde valorii dinainte impuse, dimensionarea a fost corect făcută; dacă se obține pentru c o valoare inferioară celei impuse, se măresc treptat dimensiunile secțiunii transversale a barei supuse flambajului, și se recalculază i , λ , σ_f , σ și c , pînă cînd se realizează coeficientul de siguranță dorit.

Pentru valori ale lui λ mai mici decît λ_1 se consideră că bara nu mai flambează; calculul se face la compresiune simplă:

$$\sigma_{ef} = \frac{N_{\max}}{A_{ef}} \leq \sigma_{ad} \quad (2.133)$$

Tot pentru coeficienți de zveltețe λ mai mici decît λ_0 , care situează elementul solicitat la compresiune în domeniul flambajului plastic, se poate utiliza formula lui Rankine, pentru a determina efortul unitar redus, datorită riscului de flambaj [4], [16]:

$$\sigma_{fr} = \sigma \cdot \left[1 + A \cdot \left(\frac{l_f}{i} \right)^2 \right] = \sigma \cdot (1 + A \cdot \lambda_k^2) \quad (2.134)$$

în care:

σ este efortul unitar din compresiune simplă, fără flambaj, în daN/cm²;

A – coeficient numeric în funcție de natura materialului;

$A = 1 \cdot 10^{-4}$ pentru oțel, $A = 10^{-4} \cdot \sqrt{0,05 \cdot \lambda_k - 0,8}$, pentru lemn.

λ_k – coeficientul de zveltețe.

Reducerea efortului unitar admisibil, proporțională cu λ_k , pentru sarcini centrice pe stâlpi:

– din lemn de brad: $\lambda_k < 20 \rightarrow \sigma_k = 85 \text{ daN/cm}^2$;

$20 < \lambda_k < 100 \rightarrow \sigma_k = 100 - 0,75 \cdot \lambda_k$;

$\lambda_k > 100 \rightarrow \sigma_k = 250\,000 / \lambda_k^2 \text{ daN/cm}^2$.

– din oțel: $\lambda_k < 10$, $\sigma_k = 1600 \text{ daN/cm}^2$,

$10 < \lambda_k < 110 \rightarrow \sigma_k = 1480 - 7,5 \cdot \lambda_k$;

$110 < \lambda_k < 200 \rightarrow \sigma_k = 8,0 \cdot 10^6 / \lambda_k^2 \text{ daN/cm}^2$.

– din beton simplu, nearmat, compoziție standard:

$\lambda_k < 35 \rightarrow \sigma_k = 60 \text{ daN/cm}^2$;

$35 < \lambda_k < 70 \rightarrow \sigma_k = \sigma_b \cdot \frac{135 - \lambda_k}{100}$ ($\sigma_b = 50 \text{ daN/cm}^2$ pentru

dimensiunea minimă a secțiunii de stâlpilor mai mare de 25 cm și $\sigma_b = 45 \text{ daN/cm}^2$ pentru dimensiunea minimă a secțiunii de stâlpilor mai mică de 25 cm).

– din beton armat, compoziție standard:

$\lambda_k < 50 \rightarrow \sigma_k = 75 \text{ daN/cm}^2$;

$50 < \lambda_k < 150 \rightarrow \sigma_k = 1,4 \cdot \sigma_b - 4 - (\sigma_b - 10) \frac{\lambda_k}{125}$ (σ_b același ca la

betonul simplu, nearmat; suprafața secțiunii stâlpului armat va fi secțiunea de beton plus de 10 – 15 ori secțiunea armăturii).

Relația de verificare la compresiune cu flambaj:

$$N_{\text{cap}} = \sigma_k \cdot A \geq N_{\text{max}} \quad (2.135)$$

Calculul la flambaj prin metoda coeficientului de flambaj φ

Metoda are la bază un calcul de compresiune simplă. În acest calcul rezistența admisibilă la flambaj se exprimă în funcție de rezistența admisibilă la compresiune a materialului, σ_a , prin

relația:

$$\sigma_{af} = \varphi \cdot \sigma_a \quad (2.136)$$

$$\sigma_{af} = \frac{\sigma_f}{c} \rightarrow \varphi = \frac{\sigma_f}{c \cdot \sigma_a} = \frac{\sigma_{af}}{\sigma_a} < 1 \quad (2.137)$$

Cum σ_f depinde de λ , iar c și σ_a au valori bine stabilite, rezultă că φ depinde de natura materialului și de coeficientul de subțirime λ . Valorile coeficientului de flambaj pentru bare comprimate din oțel de construcții și din lemn se prezintă în tabelele 2.8 și 2.9 [14], [15].

Coeficientul minim de flambaj se poate calcula cu relația (STAS 856 – 71):

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 \text{ pentru } \lambda \leq 75 \text{ și } \varphi = \frac{3100}{\lambda^2} \text{ pentru } \lambda \geq 75$$

Calculul capacității portante se face cu relația:

$$N_{cap} = A_{ef} \cdot \varphi \cdot \sigma_{ac} \quad (2.138)$$

Calculul de verificare se face cu relația:

$$\sigma_{ef} = \frac{N_{max}}{\varphi \cdot A_{ef}} \leq \sigma_{ac} \quad (2.139)$$

Calculul de dimensionare se face cu relația:

$$A_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\varphi \cdot \sigma_{ac}} \quad (2.140)$$

Practic, în metoda coeficientului de flambaj φ se alege inițial o valoare pentru λ , cu valoarea corespunzătoare a lui φ din tabele și se dimensionează cu relația 2.140. După dimensionare se recalculază λ și se reface calculul pînă cînd dimensiunile nu mai variază de la un calcul la altul.

Tabel 2.8 Valorile minime ale coeficienților de flambaj pentru bare din oțel

λ	Valorile coeficienților ϕ pentru oțel laminat la cald OL 37 (după STAS 763 – 71)									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,000	0,996	0,991	0,986	0,981	0,976	0,971	0,967	0,962	0,957
30	0,953	0,948	0,944	0,939	0,935	0,931	0,926	0,921	0,916	0,912
40	0,907	0,902	0,898	0,894	0,889	0,884	0,879	0,875	0,871	0,866
50	0,862	0,857	0,849	0,849	0,844	0,840	0,835	0,830	0,825	0,821
60	0,817	0,812	0,807	0,803	0,798	0,794	0,789	0,785	0,780	0,775
70	0,771	0,766	0,761	0,757	0,752	0,748	0,743	0,738	0,733	0,728
80	0,723	0,718	0,713	0,708	0,703	0,698	0,693	0,688	0,683	0,677
90	0,672	0,666	0,661	0,655	0,649	0,643	0,637	0,631	0,624	0,617
100	0,610	0,602	0,593	0,583	0,572	0,561	0,550	0,539	0,528	0,519
110	0,510	0,501	0,491	0,483	0,474	0,466	0,458	0,451	0,444	0,436
120	0,428	0,421	0,414	0,407	0,401	0,395	0,389	0,383	0,377	0,371
130	0,365	0,359	0,354	0,349	0,344	0,339	0,334	0,329	0,324	0,319
140	0,314	0,310	0,306	0,302	0,297	0,293	0,289	0,285	0,281	0,278
150	0,274	0,271	0,267	0,264	0,260	0,257	0,254	0,250	0,247	0,244
160	0,241	0,238	0,235	0,232	0,229	0,226	0,224	0,221	0,218	0,216
170	0,213	0,211	0,208	0,206	0,204	0,201	0,199	0,197	0,195	0,193
180	0,190	0,188	0,186	0,184	0,182	0,180	0,178	0,176	0,174	0,172
190	0,170	0,168	0,167	0,165	0,163	0,161	0,160	0,158	0,157	0,155
200	0,154	0,152	0,151	0,150	0,148	0,147	0,145	0,143	0,142	0,141
210	0,140	0,138	0,137	0,135	0,134	0,133	0,132	0,130	0,129	0,128
220	0,127	0,126	0,125	0,124	0,122	0,121	0,120	0,119	0,118	0,117
230	0,116	0,115	0,114	0,113	0,112	0,111	0,110	0,109	0,108	0,107
240	0,107	0,106	0,105	0,104	0,103	0,102	0,102	0,101	0,100	0,099
250	0,098	–	–	–	–	–	–	–	–	–

Observații:

1. Pentru valori intermediare ale lui λ nu se interpolează, ci se ia valoarea imediat superioară;
2. Pentru $\lambda < 20$ se consideră $\phi = 1$.

Tabel nr. 2.9 Valorile minime ale coeficienților de flambaj pentru bare din lemn

λ	Valorile coeficienților φ pentru bare comprimate din lemn (după STAS 856 – 71)									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,997	0,996	0,995	0,993
10	0,992	0,990	0,988	0,986	0,984	0,982	0,979	0,977	0,974	0,971
20	0,968	0,965	0,961	0,958	0,954	0,950	0,946	0,942	0,937	0,933
30	0,928	0,923	0,918	0,913	0,908	0,902	0,896	0,891	0,885	0,878
40	0,872	0,866	0,859	0,852	0,845	0,838	0,831	0,823	0,816	0,808
50	0,800	0,792	0,784	0,775	0,767	0,758	0,749	0,740	0,731	0,722
60	0,712	0,702	0,693	0,682	0,672	0,662	0,651	0,641	0,630	0,619
70	0,608	0,597	0,585	0,574	0,562	0,550	0,537	0,523	0,509	0,496
80	0,484	0,472	0,461	0,450	0,439	0,429	0,419	0,409	0,400	0,391
90	0,383	0,374	0,366	0,358	0,351	0,343	0,336	0,329	0,323	0,316
100	0,310	0,304	0,298	0,292	0,287	0,281	0,276	0,271	0,266	0,261
110	0,256	0,252	0,248	0,243	0,239	0,234	0,230	0,226	0,223	0,219
120	0,215	0,212	0,208	0,205	0,201	0,198	0,196	0,193	0,189	0,186
130	0,183	0,181	0,178	0,175	0,172	0,170	0,167	0,165	0,163	0,160
140	0,158	0,156	0,154	0,152	0,149	0,147	0,145	0,143	0,141	0,140
150	0,138	0,136	0,134	0,132	0,131	0,129	0,127	0,126	0,125	0,123
160	0,121	0,120	0,118	0,117	0,115	0,114	0,112	0,111	0,110	0,109
170	0,107	0,106	0,105	0,104	0,102	0,101	0,100	0,099	0,098	0,097
180	0,096	0,095	0,094	0,093	0,092	0,091	0,090	0,089	0,088	0,087
190	0,086	0,085	0,084	0,083	0,082	0,081	0,081	0,080	0,079	0,078
200	0,077									

2.3.3 Elemente de cofraj solicitate la strivire

Elementele de susținere primară se descarcă pe susținerile secundare, pe care le încarcă cu sarcina N_{max} , ca rezultantă a încărcărilor totale maxime aplicate pe suprafața aferentă a susținerii secundare.

Pe suprafața de contact susținere primară – susținere secundară (fig. 2.35 d), [4] apare riscul de strivire normal pe fibrele susținerii primare din lemn. De asemenea, susținerea secundară poate străpunge reazemul final, dacă aceasta reazemă direct pe pământ (fig. 2.35 e).

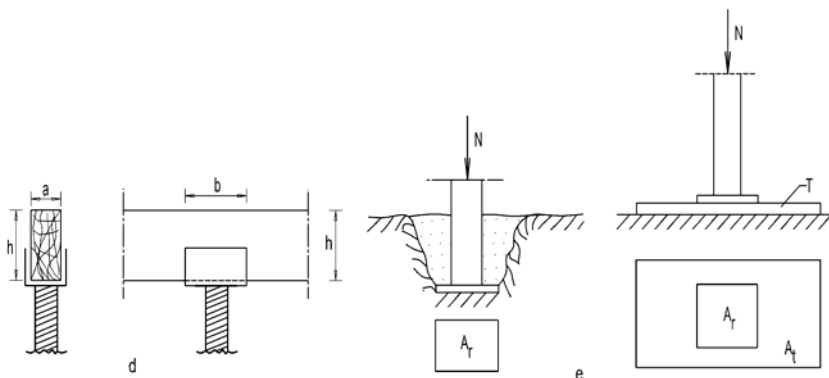


Fig. 2.35 d,e Elemente de cofraj solicitate la strivire și străpungere

d- rezemare directoare pe susținerea secundară (aria de strivire);
 e- străpungerea reazemului final și distribuția forței concentrate pe talpa de rezemare: T – talpă de rezemare de suprafață A_T ; A_r – suprafața de străpungere.

Verificarea la strivire normal pe fibrele susținerii primare din lemn se face cu relația:

$$\sigma_{s \perp} = \frac{N_{\max}}{A_s} \leq \sigma_{\text{sad} \perp} \quad (2.141)$$

în care:

$\sigma_{s \perp}$ este efortul unitar de strivire normal pe fibrele susținerii primare, în daN/cm²;

N_{\max} – sarcina maximă concentrată care solicită axial susținerea secundară, în daN;

A_s – suprafața de strivire, egală cu suprafața de rezemare a susținerii primare pe susținerea secundară, $A_s = a \times b$ (fig. 2.35 d) în cm²;

$\sigma_{\text{sad} \perp}$ - efortul unitar admisibil la strivire, normal pe fibrele lemnului, în daN/cm².

Verificarea la străpungere a reazemului final de către susținerea secundară se face cu relația:

$$\sigma_s = \frac{N_{\max}}{A_r} \leq \sigma_{\text{sad}} \quad (2.142)$$

în care:

- σ_s este presiunea unitară pe reazemul final, în daN/cm²;
- N_{\max} – sarcina maximă concentrată care solicită axial susținerea secundară, în daN;
- A_r – suprafața de străpungere, egală cu suprafața de rezemare a susținerii secundare pe reazemul final, în cm²;
- σ_{sad} - rezistența admisibilă a pământului (reazemul final), în daN/cm².

Dacă inegalitatea din relația 2.141 nu este îndeplinită, se determină noi distanțe dintre susținerile secundare:

$$N_{\max} = l_m \times l_n \leq A_s \cdot \sigma_{\text{sad} \perp} \quad (2.143)$$

Dacă inegalitatea din relația 2.142 nu este îndeplinită, se reduce presiunea pe reazemul final prin sporirea suprafeței de rezemare pe sol a susținerii secundare, utilizînd tălpi de rezemare din lemn de esențe tari (fig. 2.35 e). În acest caz, se face verificarea la strivire normal pe fibrele tălpii de rezemare:

$$\sigma_{s \perp} = \frac{N_{\max}}{A_r} \leq \sigma_{\text{sad} \perp} \quad (2.144)$$

și dimensionarea suprafeței de rezemare a tălpii pe pământ:

$$A_t \geq A_{\text{r nec}} \geq N_{\max} \cdot \sigma_{\text{sad}} \quad (\text{cm}^2) \quad (2.145)$$

BIBLIOGRAFIE

1. *** Adam, M., Bertrand, R., Dreux, G., Gorisse, F., *Techniques de l'ingénieur: C2230, Mise en œuvre du béton*
2. *** Adam, M., Bertrand, R., Dreux, G., Gorisse, F., *Techniques de l'ingénieur: C2231, Mise en œuvre du béton*
3. Domșa, J., Ionescu, A., *Utilaje, echipamente tehnologice și procedee performante de betonare*, Editura Oficiul de informare documentară pentru industria construcțiilor de mașini, București, 1994
4. Milesi, I., *Le coffrage, Technologie de fabrication*, Editura Scodel, Paris, 1980
5. Trelea, A., Giușcă, N., Pamfil, E., *Tehnologia și mecanizarea lucrărilor de construcții civile, industriale și agricole*, vol.1 și vol.2, Rotaprint Institutul Politehnic Iași, Iași, 1988
6. *** *Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat și beton precomprimat*, indicativ NE 012-99, Buletinul Construcțiilor vol. 8-9, INCERC București, 1999
7. *** STAS 9867-86, *Panouri de cofraj de lemn cu fețe din placaj*
8. *** *Instrucțiuni tehnice privind alcătuirea și folosirea în construcții a panourilor din placaj pentru cofraje*, indicativ C11-74, Buletinul Construcțiilor vol. 4, INCERC București, 1975
9. *** STAS 7004-86, *Placaj de lemn pentru lucrări de exterior, tip S*
10. Ionescu, I., Ispas, T., *Proprietățile și tehnologia betoanelor*, Editura Tehnică, București, 1997
11. *** *Normativ pentru verificarea calității și recepția lucrărilor de construcții*, indicativ C 56-85, Buletinul Construcțiilor vol. 1-2, ICCPDC București, 1986
12. *** *Normativ pentru executarea lucrărilor din beton și beton armat*, indicativ C 140-86, Buletinul Construcțiilor vol. 12, ICCPDC București, 1986

13. *** *Annales N° 78 de l'ITBTP, La Poussée du béton sur les Coffrages*
14. Buzdugan, Gh., *Rezistența materialelor*, Editura Tehnică, București, 1974
15. Tudose, I., Atanasiu, C., Iliescu, N., *Rezistența materialelor*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1981
16. Baud, G., *Le Bâtiment, technologie de la maçonnerie – matériaux – mise en œuvre – calculs*, Editura Spes Vevey * Educationalivre, Paris, 1982
17. Baud, G., *La Construction de Bâtiment, maçonnerie et béton armé*, Editura Spes Vevey * Dunod, Paris, 1980
18. *** *Normativ pentru executarea lucrărilor din beton și beton armat*, indicativ C 140-79, Buletinul Construcțiilor vol. 12, ICCPDC București, 1979
19. *** *Îndrumător de aplicare Cofraje unificate de inventar*, pr. IPC nr. 7031/3 – 72
20. Davidescu, I., Roșoga, C., *Îndrumătorul dulgherului*, Editura Tehnică, București, 1978
21. Davidescu, I., Roșoga, C., *Cartea dulgherului*, Editura Tehnică, București, 1984
22. *** *Coffrages, Livre 2002*, Catalog PERI, 2002
23. Pleșea, A., *Manualul dulgherului*, Editura Tehnică, București, 1998
24. Velicu, C., ș.a., *Ghidul ocupației: dulgher, tâmplar, parchetar*, Editura Experților Tehnici, Iași, 2005
25. *** *Lista mijloacelor tehnice utilizate în ramura construcțiilor (LMC)*, IPC, București, 1982 – 1987
26. *** *Catalog general al mijloacelor tehnice necesare ramurii construcțiilor (CGMC)*, IPC, București, 1985 – 1987.
27. *** *Fișe de utilizare pentru mijloace de inventar*, Tehnologii de execuție, IPC, București, 1980 – 1987
28. *** *Echipamente tehnologice și dispozitive pentru lucrări de beton monolit*, proiect IPC nr. 7265-80
29. *** *System H Hünnebeck: Tekko, Manto, Rasto, Topec, Tunnel, ID15, Compact-Lift*, cataloage de cofraje Hünnebeck
30. *** *Goliath, armatura di solai con travi e puntelli ad alta portata*, catalog de cofraje Faresin



Colecția: TEHNOLOGIA CONSTRUCȚIILOR

ISBN: 973-7962-75-3