MONITORUL OFICIAL AL ROMÂNIEI

Anul 173 (XVII) — Nr. 554 bis

PARTEA I
LEGI, DECRETE, HOTĂRÂRI ȘI ALTE ACTE

Miercuri, 29 iunie 2005

SUMAR

Pagina

Anexa la Ordinul ministrului transporturilor, construcțiilor și turismului nr. 277/2005 privind aprobarea Reglementării tehnice „Normativ pentru proiectarea podurilor din beton și metal. Suprastructuri pentru poduri de șosea, cale ferată și pietonale, precomprimate exterior“, indicativ NP 104-04 2–492

ACTE ALE ORGANELOR DE SPECIALITATE ALE ADMINISTRAȚIEI PUBLICE CENTRALE

MINISTERUL TRANSPORTURILOR, CONSTRUCȚIILOR ȘI TURISMULUI

ORDIN
privind aprobarea Reglementării tehnice „Normativ pentru proiectarea podurilor din beton și metal. Suprastructuri pentru poduri de șosea, cale ferată și pietonale, precomprimate exterior“, indicativ NP 104-04*)

În conformitate cu art. 38 alin. 2 din Legea nr. 10/1995 privind calitatea în construcții, cu modificările ulterioare,

în temeiul art. 2 pct. 45 și al art. 5 alin. (4) din Hotărârea Guvernului nr. 412/2004 privind organizarea și funcționarea Ministerului Transporturilor, Construcțiilor și Turismului, cu modificările și completările ulterioare,

având în vedere Procesul-verbal de avizare nr. 4 din 28 mai 2004 al Comitetului tehnic de specialitate — CTS 5 și Procesul-verbal de avizare nr. 53 din 15 octombrie 2004 al Comitetului tehnic de coordonare generală,

ministrul transporturilor, construcțiilor și turismului emite următorul ordin:

Art. 1. — Se aprobă Reglementarea tehnică „Normativ pentru proiectarea podurilor din beton și metal. Suprastructuri pentru poduri de șosea, cale ferată și pietonale, precomprimate exterior“, indicativ NP 104-04, elaborată de Universitatea Tehnică de Construcții București — UTCB, prevăzută în anexa care face parte integrantă din prezentul ordin.

Art. 2. — Prezentul ordin se publică în Monitorul Oficial al României, Partea I, și intră în vigoare în termen de 18 luni de la data publicării lui, dar nu mai târziu de 1 ianuarie 2007.

Art. 3. — La data intrării în vigoare a prezentului ordin orice dispoziții contrare își încetează aplicabilitatea.

Ministrul transporturilor, construcțiilor și turismului,
Gheorghe Dobre

București, 23 februarie 2005.
Nr. 277.

*) Ordinul nr. 277/2005 a fost publicat în Monitorul Oficial al României, Partea I, nr. 554 din 29 iunie 2005 și este reprodus și în acest număr bis.

ANEXĂ)*

N O R M A T I V

pentru proiectarea podurilor din beton și metal. Suprastructuri pentru poduri de șosea, cale ferată și pietonale, precomprimate exterior, indicativ NP 104-04

1 INTRODUCERE

1.1 Domeniul de aplicare

(1)P Prezentul normativ constituie baza de proiectare pentru suprastructurile podurilor din beton, beton armat, beton precomprimat, din oțel şi compuse oțel-beton precomprimate cu tiranți metalici tensionați (fascicule neaderente, post–tensionate), amplasați în exteriorul secțiunii elementelor structurale sau în golurile (interiorul) secțiunii elementelor structurale casetate. Infrastructurile podurilor se proiectează în conformitate cu "Normativ pentru proiectarea podurilor. Infrastructuri din beton şi beton armat".

(2) Lista eurocodurilor structurale pe baza cărora a fost elaborat normativul:

Eurocodul de bază	Faza (data) redactării
EN 1990: Bazele proiectării structurilor	ENV 1991-1 (sept. 1994): Bazele proiectării structurilor
EN 1991: Acțiuni	pr EN 1991-2 (noiem. 2001): Acțiuni pe poduri din trafic
EN 1992: Proiectarea structurilor din beton	ENV 1992-1-1(dec. 1991), pr EN 1992-1-1 (noiem. 2002): Reguli generale şi reguli pentru clădiri
	ENV 1992-2 (sept. 1996): Poduri din beton
	ENV 1992-1-5 (oct. 1994) (versiunea română SR ENV 1992-1-5): Reguli generale – Structuri precomprimate prin armături exterioare sau neaderente
EN 1993: Proiectarea structurilor din oțel	ENV 1993-1-1 (febr. 1992): Reguli generale şi reguli pentru clădiri
	ENV 1993-2 (oct. 1997): Poduri metalice
	ENV 1993-1-5 (iulie 1996): Structuri din tole
EN 1994: Proiectarea structurilor compuse oțel-beton	ENV 1994-1-1 (oct. 1992): Reguli generale şi reguli pentru clădiri
	ENV 1994-2 (dec. 1997): Poduri cu structuri compuse oțel-beton
EN 1998: Proiectarea structurilor rezistente la seisme	ENV 1998-1-1 (oct. 1994): Reguli generale
	ENV 1998-2 (dec. 1994): Poduri

În normativ se fac referiri şi trimiteri la următoarele euronorme:

EN 206.1	EN 10025	EN 10080	EN 10113
EN 10138	EN 10210	EN 10219	EN 12530
pr EN 12620	EN 13391	EN 13670	

Până la adoptarea versiunilor în limba română a eurocodurilor structurale şi a euronormelor menționate mai sus, unde s-a considerat că prescripțiile românești acoperă mai bine domeniul normativului, s-au făcut referiri şi trimiteri la următoarele standarde şi normative:

STAS 438/ 1-89	STAS 438/ 2-91	SR 438-3, 4: 1998	STAS 500/ 2-80
SR ISO 3755: 1994	STAS 880-88	STAS 1489-78	STAS 1545-89
SR 1911: 1997	STAS 6605-78	STAS 6657/ 1,2,3-89	STAS 9330-84
STAS 9407-75	STAS 10111/ 2-87	SR 11100-1: 1993	STAS 12187-88
STAS 12504-86	C.26-85 C.28-83	C.54-81 NE 012-99	ST 009-96

(3)P Prezentul normativ se aplică atât podurilor noi, cât şi podurilor existente, consolidabile prin procedeul precomprimării exterioare şi anume:

a) suprastructurilor de poduri cu grinzi având secțiunea transversală deschisă (grinzi T, I) şi închisă (grinzi casetate) cu schema statică:

a1) grinzi simplu rezemate;

a2) grinzi continue;

*) Anexa este reprodusă în facsimil.

b) suprastructurilor de poduri cu grinzi cu zăbrele.

(4)P Normativul se aplică, pentru elemente structurale din beton şi compuse oţel – beton, atât elementelor din beton executate monolit, cât şi elementelor prefabricate - tronsonate, îmbinările putând fi armate sau nearmate, cu sau fără aplicarea unui produs adeziv sau de etanşare. Prezentul normativ se referă la suprastructuri realizate din beton cu agregate grele (beton obişnuit) şi nu se aplică în cazul suprastructurilor realizate din beton cu agregate uşoare.

(5)P Precomprimarea elementelor structurale cu tiranţi metalici tensionaţi (sub formă fascicule neaderente exterioare) se referă la tehnologia precomprimării elementelor structurale cu ajutorul unor tiranţi tensionaţi de capacitate mare, amplasaţi în exteriorul secţiunii elementelor structurale sau în golurile (interiorul) secţiunii elementelor structurale casetate, dar, pe cât posibil, în limitele înălţimii secţiunii transversale a suprastructurilor de poduri cu secţiune deschisă (alcătuită din grinzi T, I) sau cu secţiune închisă (grinzi casetate sau tălpi, diagonale ale grinzilor cu zăbrele).

(6)P Suprastructura unui pod, proiectată sau consolidată prin procedeul precomprimării exterioare, reprezintă un ansamblu compus din două elemente interdependente, fig. 1.1:

- elementul structural propriu-zis, precomprimat exterior (grinzi din beton armat, din beton precomprimat cu armături interioare preîntinse sau postîntinse, grinzi metalice, grinzi compuse oţel – beton, componente structurale ale grinzilor cu zăbrele, grinzi cu zăbrele, etc.);
- tirantul (tiranţii) metalici tensionaţi (post-tensionaţi, mai rar pretensionaţi), amplasaţi în exteriorul elementului structural propriu-zis, care conlucrează cu acesta, controlat, în zonele de deviere şi în zonele de ancorare.

(7)P Acţiunile utilizate la proiectare sunt cele precizate în prezentul normativ

(8)P Dimensionarea şi verificarea elementelor structurale precomprimate exterior (din beton, beton armat, beton precomprimat cu aderenţă - cu armătură preîntisă sau postîntinsă, din oţel şi compuse oţel-beton) cu tiranţi metalici tensionaţi se efectuează pe baza prevederilor prezentului normativ.

(9)P In funcţie de sistemul static, de alcătuirea constructivă a suprastructurilor de poduri, precomprimarea exterioară a elementelor structurale propriu-zise, în cazul podurilor noi, se poate realiza considerând următoarele tehnologii:

a) execuţia suprastructurii pe eşafodaj, caz în care precomprimarea exterioară poate fi aplicată în întregime sau parţial, pe etape, funcţie de starea de eforturi cea mai defavorabilă din elementul structural propriu-zis, rezultată din succesiunea aplicării acţiunilor permanente şi a caracteristicilor geometrice corespunzătoare fiecărei etape de încărcare;

b) execuţia parţială a elementului structural propriu-zis (din beton armat, beton precomprimat, oţel, compuse oţel - beton) capabil să-şi suporte propria greutate şi eventual alte acţiuni permanente sau tehnologice, montajul acestuia, prin procedee consacrate (cu macara, cu trolii, cu grindă de lansare, prin lansare în consolă, etc.), solidarizarea prin antretoaze, contravântuiri, eventual execuţia parţială sau totală a plăcii carosabilului sau a cuvei de balast, după care se montează şi se tensionează tiranţii metalici exteriori, aceştia preluând eforturile unitare din unele acţiuni permanente (de exemplu, calea, trotuare, parapete) şi utile (convoaie de autovehicule şi oameni pe trotuare, convoaie de locomotive şi de vagoane,

c) execuţia în consolă a suprastructurii din elemente din beton armat tronsonate, precomprimarea grinzii realizându-se cu tiranţi metalici tensionaţi, succesiv la fiecare montare de tronsoane şi la închiderea structurii;
d) execuţia tensionării tiranţilor metalici în cazul tălpilor sau diagonalelor grinzilor cu zăbrele se poate face atât înaintea montajului acestora cât şi după.

(10)P Aplicarea procedeului precomprimării exterioare în cazul unor suprastructuri de poduri aflate în serviciu, cu deficit de rezistenţă ultimă sau în exploatare se va face pe bâza unor fundamentări economice şi mai ales tehnice, prin comparaţie cu alte procedee de consolidare. Execuţia acestor lucrări de consolidare va fi însoţită, obligatoriu, de o monitorizare competentă, pe baza unor măsurări efective, pe etape de execuţie (la repunerea în circulaţie şi timp de cel puţin un an de la repunerea în circulaţie) a unor parametri care să conducă la evidenţierea eficienţei acestui procedeu de consolidare.

(11)P Normativul nu se aplică elementelor din beton cu fascicule interioare aderente, la care pe parcursul execuţiei elementelor, fasciculele nu sunt încă injectate cu mortar de ciment. Pentru elemente din beton cu armături pretensionate neaderente se aplică SR ENV 1992-1-5:2002.

(12)P Pentru calculul elementelor prefabricate din beton precomprimat (cu armături interioare aderente pre/ postîntinse) cu îmbinări nearmate, modelele de calcul trebuie să ia în considerare caracteristicile geometrice şi mecanice ale acestor îmbinări.

(13) Acest normativ nu tratează verificarea suprastructurilor de poduri la acţiuni seismice. În " Normativul pentru proiectarea antiseismică a podurilor de şosea, de cale ferată şi a pasajelor rutiere denivelate din beton armat şi beton precomprimat" se tratează modul concret de considerare, în calcule, a efectului acţiunii seismice.

1.1.1 Distincţie între principii şi reguli de aplicare

(1)P În funcţie de caracterul prevederilor individuale, în acest normativ se face distincţie între principii şi reguli de aplicare.

(2)P Principiile cuprind:

- afirmaţii şi definiţii generale pentru care nu există alternativă, ca şi

- cerinţe şi modele analitice (de calcul) pentru care nu se permite alternativă decât dacă se menţionează special.

(3)P În cuprinsul normativului principiile sunt identificate prin litera P, care urmează numărului paragrafului.

(4)P Regulile de aplicare sunt prevederi în general recunoscute, care respectă principiile şi satisfac cerinţele acestora.

(5)P Se permite utilizarea unor reguli de proiectare alternative diferite de regulile de aplicare date în normativ, cu condiţia să se arate că regulile alternative sunt în acord cu principiile corespondente şi sunt cel puţin echivalente în ce priveşte rezistenţa, capacitatea de utilizare şi durabilitatea realizate pentru structură, pe baza prezentului normativ.

1.1.2 Ipoteze

(1)P Se aplică următoarele ipoteze:

- structurile sunt proiectate de personal cu calificare adecvată şi experienţă;
- supravegherea adecvată şi controlul de calitate se asigură în fabrici, uzine şi pe şantier;
- execuţia se efectuează de personal cu calificare şi experienţă adecvată;
- materialele şi produsele de construcţie sunt utilizate aşa cum se specifică în acest normativ sau potrivit specificaţiilor corespondente pentru material sau produs;
- structura va fi întreţinută în mod adecvat;
- structura va fi utilizată în concordanţă cu prevederile proiectului.

(2)P Procedeele de proiectare sunt valabile numai cu respectarea cerinţelor de execuţie şi nivel de calificare prevăzute în NE 012-99, pentru structurile din beton, beton armat şi beton precomprimat, respectiv STAS 9407-75, pentru structurile metalice – până la adoptarea versiunilor în limba română a euronormelor specifice.

1.2 Definiţii

(1)P **Precomprimarea exterioară** este un procedeu distinct de precomprimare al suprastructurilor de poduri (de regulă grinzi) din beton, beton armat, beton precomprimat, din oţel şi compuse din oţel-beton, prin care se introduce o stare artificială de compresiune, cu intensitate şi excentricitate variabilă, menţinută pe toată durata exploatării elementului şi care se realizează prin intermediul unor tiranţi metalici tensionaţi (post-tensionaţi, mai rar pre-tensionaţi), amplasaţi în exteriorul secţiunii elementelor structurale sau în golurile (interiorul) secţiunii elementelor structurale casetate, legarea acestora de elementul structural realizându-se, controlat, prin intermediul ancorajelor şi a deviatorilor, fig. 1 1. Introducerea acestei stări artificiale de compresiune, prin acest procedeu, are rolul de a anula sau a reduce convenabil eforturile unitare de întindere produse de acţiunile exterioare.

(2)P **Tiranţii metalici tensionaţi**, amplasaţi în exteriorul secţiunii structurii sau al elementelor structurale, dar, pe cît posibil, în limitele înălţimii secţiunii, sunt alcătuiţi din fascicule de sârme paralele sau de toroane paralele, în unele situaţii putându-se folosi şi bare de oţel PC100, Macalloy, Dywidag, etc., traseul acestora fiind o succesiune de aliniamente racordate cu curbe arc de cerc sau de parabolă, traseul proiectat realizându-se, controlat, prin intermediul **deviatorilor** (blocuri de beton, piese metalice, antretoaze – prinse structural de elementul precomprimat exterior), **zonele de ancorare** a tiranţilor fiind, în general, realizate din elemente de rezistenţă solicitate la forţe locale concentrate (blocuri din beton armat, bose solidarizate cu bare metalice pretensionate, console metalice, rigidizări pe capetele grinzilor metalice, etc.)

1.3 Exigenţe de proiectare, execuţie şi exploatare

1.3.1 Exigenţe fundamentale

(1)P Structurile de poduri vor fi proiectate şi executate astfel ca pe durata stabilită de exploatare să rămână adecvate scopului pentru care au fost construite şi să preia toate acţiunile şi influenţele din perioada de execuţie şi exploatare. Pentru îndeplinirea acestor exigenţe se vor avea în vedere grade corespunzătoare de reliabilitate şi eficienţă economică.

(2)P Posibilele degradări din perioada de exploatare se vor evita prin:
- eliminarea sau reducerea riscurilor pe care structura trebuie să le suporte;
- alegerea unei forme structurale cu sensibilitate redusă la riscurile considerate;
- alegerea unei forme structurale care să permită reparații ale unor degradări accidentale;
- neutilizarea pe cât posibil a sistemelor constructive sau structurale care să cedeze fără avertisment;

(3)P Cerințele de mai sus vor fi îndeplinite prin alegerea, la proiectare, a unor materiale adecvate, adoptarea unor detalii constructive corecte și prin proceduri de control relevante, în etapele de proiectare, execuție, montaj și exploatare.

1.3.2 Diferențieri ale reliabilității

(1)P Reliabilitatea necesară pentru structurile de poduri se obține prin proiectare și execuție pe baza prevederilor din standardele specifice proiectării și execuției structurilor, în funcție de material și prin asigurarea măsurilor corecte pentru asigurarea calității. Un grad diferit al reliabilității poate fi în general adoptat:
- pentru siguranța structurală;
- pentru exploatare;

(2) Gradul diferit de reliabilitate poate depinde de:
- cauza și modul de cedare;
- consecințele cedării: riscul privind viața oamenilor, potențialul economic pierdut, inconveniente sociale rezultate;
- costul și efortul cerut pentru reducerea riscului cedării;
- cerințele de reliabilitate la nivel național, regional sau local;

(3) Diferențierea gradului necesar al realibilității pentru siguranța structurală și în exploatare poate fi obținută prin clasificarea structurilor sau prin clasificarea componentelor structurale;

(4) Reliabilitatea necesară pentru siguranța structurală sau exploatare poate fi atinsă printr-o combinare potrivită a următoarelor măsuri:

a) Măsuri referitoare la proiectare;
   - condiții necesare pentru exploatare;
   - valori reprezentative ale acțiunilor;
   - alegerea corespunzătoare a coeficienților parțiali de siguranță și evaluarea corectă a acțiunilor permanente;
   - considerarea deformabilității;
   - considerarea gradului de robustețe (integritate structurală);
   - mărimea și calitatea investigațiilor privind terenul și mediul;
   - acuratețea modelelor mecanice folosite;
   - severitatea prescripțiilor pentru detaliile constructive;

b) Măsuri referitoare la asigurarea calității pentru reducerea riscului din:
   - erorile umane;
   - proiectare;
   - execuție;

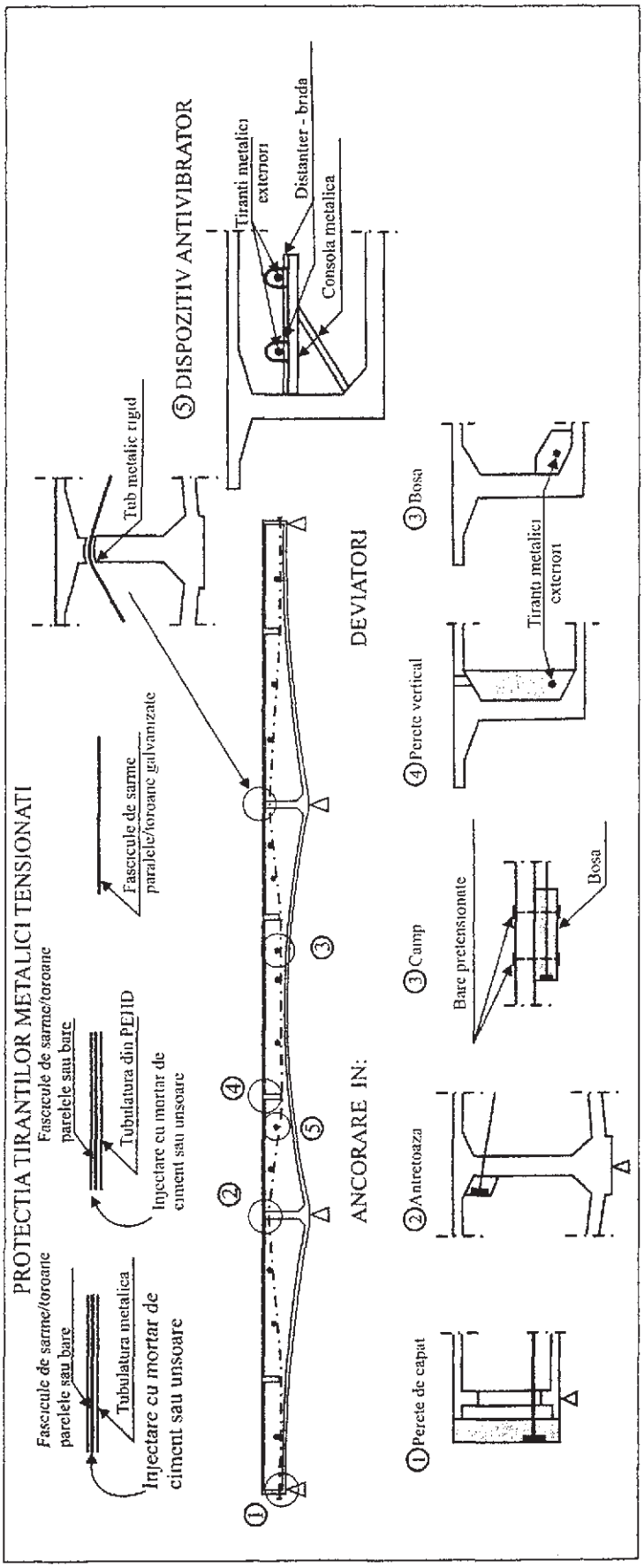


Fig. 1.1 – Procedeul precomprimării exterioare aplicat în cazul unei suprastructuri de pod – grindă continuă casetată: tiranţi metalici tensionaţi, protecţia şi ancorarea lor, deviatori şi dispozitive antivibratorii

1.3.3 Situații de proiectare

(1)P Situațiile relevante în care podurile trebuie să-și îndeplinească funcțiile se vor lua în considerare la stabilirea etapelor de proiectare. Situațiile de proiectare trebuie să fie suficient de severe și variate pentru a cuprinde toate condițiile previzibile în care s-ar putea afla podul în perioadele de execuție și exploatare;

(2)P Situațiile de proiectare se clasifică astfel:

- *situații fundamentale în exploatare* care se referă la condițiile normale de exploatare;
- *situații fundamentale tranzitorii* care se referă la condițiile temporare ale structurii din perioadele de execuție și reparații;
- *situații accidentale* care se referă la condițiile excepționale la care poate fi supusă structura pe durata sa de viață (de exemplu, impactul vehiculelor cu elementele structurale);
- *situații seismice* corespunzătoare condițiilor excepționale la care este supus podul în timpul evenimentelor seismice;

1.3.4. Durata de viața normată a unui pod

(1)P Durata de viața normată a unui pod este perioada stabilită de exploatare cu cheltuieli normale de întreținere, fără a fi necesare lucrări majore de reparații.Pentru poduri permanente, durata de viața normată este în mod frecvent de 100 de ani Există poduri la care unele elemente structurale se pot înlocui și care nu se proiectează pe toată durata de viață a podului. Pentru poduri provizorii durata de viața normată este stabilită de beneficiar.

(2) Durata de viață normată, pentru diverse tipuri de structuri, este precizată în tabelul 1.1.

Tabelul 1.1 - Clasificarea duratei de viață normate

CLASA	DURATA DE VIATA NORMATA [ani]	EXEMPLE
1	1-5	STRUCTURI PROVIZORII
2	25	PARTI STRUCTURALE CARE SE INLOCUIESC MACARALE, PODURI RULANTE, APARATE DE REAZEM.
3	50	CONSTRUCTII CIVILE SAU ALTE CONSTRUCTII CURENTE.
4	100	STRUCTURI PENTRU CONSTRUCTII MONUMENTALE, **PODURI**, etc.

1.3.5. Durabilitatea podurilor

(1) In proiectare se face ipoteza conform căreia durabilitatea unui pod sau a unei părți a acestuia, în condițiile unui amplasament dat, este caracteristica ce face ca podul să rămână corespunzător exploatării în perioada de viață normată asigurându-i-se o întreținere adecvată.

(2) Structurile de poduri trebuie proiectate astfel încât deteriorările din perioada de exploatare să nu afecteze durabilitatea și performanțele structurii având în vedere un nivel de întreținere anticipat.

(3)P Pentru obținerea unei structuri durabile, adecvate, trebuie considerați următorii factori care sunt independenți:

- scopul inițial şi posibilitățile viitoare de utilizare ale structurii
- criteriile de performanță cerute (necesare)
- influențele previzibile ale mediului
- compoziția, proprietățile şi performanțele materialelor
- alegerea sistemului structural
- forma elementelor structurale şi detaliile constructive
- calitatea execuției şi nivelul controlului efectuat
- măsuri particulare de protecție
- întreținerea în perioada de exploatare

(4)P Condițiile mediului în care este exploatată structura podului vor fi evaluate în etapa de proiectare pentru a verifica influența acestora asupra durabilității şi pentru a permite prevederi adecvate pentru protecția materialelor utilizate şi a elementelor structurale.

(5) Gradul de degradare poate fi evaluat pe baza calculelor, investigațiilor experimentale, experiența unor recente construcții sau o combinație a acestora.

1.3.6 Asigurarea calității

(1) Măsurile privind asigurarea calității trebuie luate pentru ca podul să corespundă exigențelor şi ipotezelor acceptate la proiectarea lui Aceste măsuri cuprind definirea exigențelor de reliabilitate, măsurile organizatorice şi de control în etapele de proiectare, execuție, exploatare şi întreținere.

1.4 Stări limită

1.4.1 Generalități

(1)P Stările limită sunt stările dincolo de care structura nu mai satisface exigențele de performanță proiectate.

(2) In general, se face distincție între stările limită ultime şi stările limită de serviciu.

(3) Fenomenele de oboseală pot fi considerate fie o stare limită ultimă fie o stare limită de serviciu, după consecințele pe care le au degradările din oboseală.

(4) Stările limită trebuie asociate situațiilor de proiectare: fundamentală în exploatare, fundamentală tranzitorie, accidentală şi seismică.

1.4.2 Stări limită ultime

(1)P Stările limită ultime sunt cele asociate cu ruperea (prăbuşirea) sau alte forme similare de cedare a structurii.

(2) Stările până la ruperea structurală, care, pentru simplitate, sunt considerate în locul ruperii se tratează de asemenea ca stări limită ultime.

(3)P Stările limită ultime au legătuară cu:

- siguranța structurii şi a componentelor sale
- siguranța oamenilor.

(4) Stările limită ultime care trebuie considerate includ:
- pierderea echilibrului structurii sau a oricăror părți ale ei, considerate ca un corp rigid
- cedarea prin deformații excesive, transformarea structurii sau a oricărei părți a ei într-un mecanism, ruperea, pierderea stabilității structurii sau a oricărei părți a ei, inclusiv infrastructurile şi fundațiile
- cedarea cauzată de oboseală sau alte efecte dependente de timp.

1.4.3 Stări limită de serviciu

(1)P Stările limită de serviciu corespund condițiilor dincolo de care exigențele de exploatare precizate mai jos, pentru structură şi componentele sale, nu mai sunt îndeplinite.

(2)P Exigențele pentru exploatare se referă la:
- funcționalitatea construcției şi a componentelor ei
- confortul persoanelor
- estetica construcției.

(3)P Dacă este relevant, trebuie să se facă distincție între stările limită de serviciu reversibile şi cele ireversibile.

(4) Exigențele pentru exploatare trebuie stabilite în contracte şi/ sau prin caiete de sarcini.

(5) Stările limită de serviciu care trebuie considerate includ:
- deformații sau deplasări care afectează estetica sau utilizarea efectivă a structurii (inclusiv funcționarea echipamentelor şi instalațiilor) sau determină degradări la finisaje sau la elementele structurale şi nestructurale.
- vibrații care determină disconfort pentru persoane, degradări ale structurii sau materialelor pe care le susține sau care limitează eficacitatea ei funcțională
- degradări (inclusiv fisuri) care afectează estetica, durabilitatea sau rolul pe care-l îndeplineşte structura
- degradări vizibile determinate de fenomene de oboseală sau de alte efecte dependente de timp.

1.5 Metoda coeficienților parțiali de siguranță

1.5.1. Generalități

(1) In metoda coeficienților parțiali de siguranță se verifică dacă toate stările limită relevante nu sunt depăşite, considerând valorile de proiectare pentru acțiuni, rezistențe şi date geometrice. Valorile de proiectare sunt rezultatele multiplicării, respectiv împărțirii valorilor caracteristice precizate prin coeficienții parțiali de siguranță γ şi valorile ψ, conform prevederilor de la pct. 2.2. In general coeficienții parțiali de siguranță acoperă:
- abaterile nefavorabile de la valorile reprezentative;
- imperfecțiuni în modelarea acțiunilor şi a structurii;
- inexactități în evaluarea factorilor de conversie.

(2) Valorile coeficienților parțiali de siguranță depind de gradul incertitudinilor în stabilirea acțiunilor, rezistențelor, mărimilor geometrice și modelelor utilizate, de tipul structurii și tipul stării limită.

(3) In principiu există două căi pentru determinarea valorilor numerice pentru coeficienții parțiali de siguranță.

a) prima cale este cea care se bazează pe calibrarea datelor rezultate din tradiția și istoria construcțiilor de poduri; pentru majoritatea coeficienților parțiali de siguranță precizați în acest normativ acesta este principiul fundamental,
b) a doua cale este cea care se bazează pe evaluarea statistică a datelor experimentale și observațiilor de lungă durată din domeniu, aceasta trebuie efectuată în cadrul teoriei probabiliste a reliabilității.

(4) In practică, cele două căi descrise în (3) pot fi de asemenea utilizate împreună. In particular, de obicei o metodă pur statistică (probabilistică) nu se poate utiliza din cauza datelor insuficiente. Intotdeauna trebuie să se facă referiri la metodele tradiționale de proiectare. Atunci când există o tradiție îndelungată și de succes în construcții, este de mare importanță să se obțină o rațională înțelegere a acestor succese. Înțelegerea corectă poate justifica reducerea unor coeficienți parțiali de siguranță pentru condiții specifice, care la rândul lor pot conduce la economii. Din acest punct de vedere, metodele tradiționale trebuie considerate ca valori de referință pentru metodele statistice.

1.5.2 Introducere în metoda reliabilității

(1) Procedeele de verificare probabilistică pot fi subdivizate în două clase principale: metode exacte și metode de reliabilitate de ordinul I, denumite uneori metode de nivelul III și respectiv II. In ambele metode, măsurile reliabilității sunt probabilitățile de cedare (P_f) pentru modurile de cedare considerate și pentru perioadele de referință corespunzătoare. Aceste valori se calculează și se compară cu câteva valori normate prestabilite, P_o. Dacă probabilitatea de cedare este mai mare decât cea normată atunci se consideră că structura este nesigură.

(2) In metodele de nivel II în general se lucrează cu o măsură alternativă a nivelului de siguranță, așa numitul indice de reliabilitate, β, fig. 1.2, care se raportează la probabilitatea de cedare, P_f, prin relația:

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

în care Φ este funcția de distribuție normală. Cu toate că indicele de reliabilitate este el însuși în totalitate echivalent cu probabilitatea de cedare, utilizarea lui subliniază natura formală și teoretică a analizei reliabilității. În tabelul 1.2 este dată corespondența dintre probabilitatea de cedare, P_f și indicele de reliabilitate, β.

Tabelul 1.2 Corespondența dintre P_f și β

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

(3) Valorile recomandate pentru indicele normat β de reliabilitate sunt prezentate în tabelul 1.3. Valorile sunt date pentru durata de viață normată și pentru un an. Valorile pentru un an pot fi relevante pentru situații de proiectare fundamentale tranzitorii la structuri provizorii pentru care siguranța oamenilor este de mare importanță.

Tabelul 1.3 - Valori recomandate pentru indicele normat β de reliabilitate

Starea limită	Indicele de reliabilitate normat (pentru durata de viață normată)	Indicele de reliabilitate normat (pentru un an)
Ultimă	3,8	4,7
Oboseala	1,5 – 3,8 *	-
Serviciu (ireversibilă)	1,5	3,0

* Depinde de posibilitatea inspectării şi reparării structurii, de capacitatea ei de a suferi degradări în limitele toleranţelor admise.

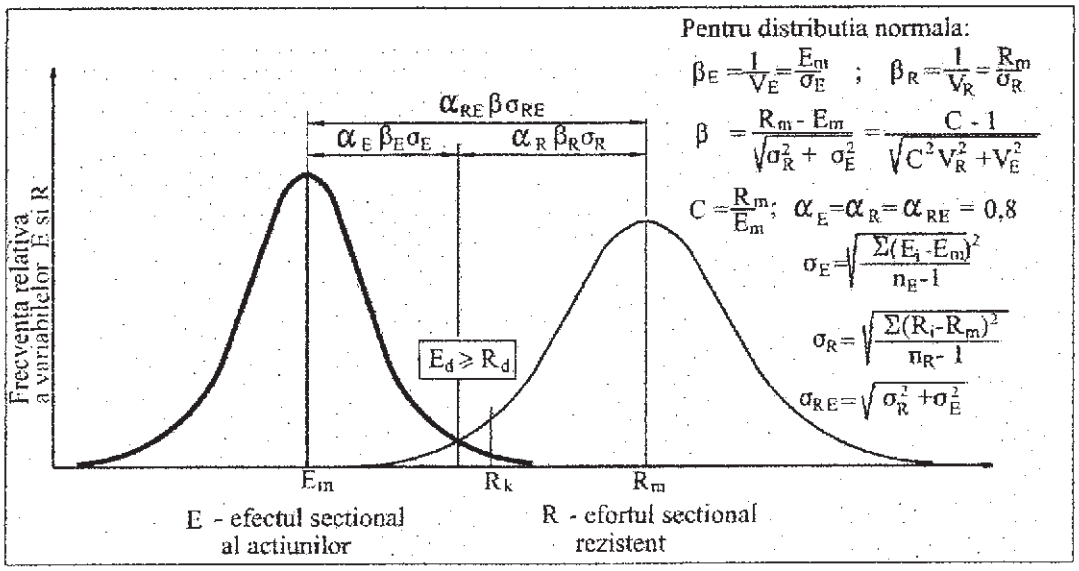


Fig. 1.2 Siguranţa elementelor structurale. Indice normat de reliabilitate β

(4) Valorile din tabelul 1.3 se recomandă ca "potrivite în cele mai multe cazuri". Pentru motive care se referă la consecinţele cedării şi la costuri se pot folosi valorile mai mari sau mai mici. O diferenţă de o clasă în nivelul reliabilităţii este uzual asociată cu diferenţe în valorile lui β cuprinse între 0,5 şi 1,0. O diferenţiere în nivelul reliabilităţii poate fi dorită pentru întreaga construcţie (lucrare), câteva componente specifice sau câteva cazuri de hazard specifice.

1.6 Unităţi S. I.

P(1) Unităţile S. I. vor fi folosite, în conformitate cu ISO 1000.

(2) Pentru calcule se recomandă următoarele unităţi:

- forţe şi încărcări : kN, kN/m, kN/m^2
- unitate de masă : kg/m^3
- unitate de greutate specifică : kN/m^3
- eforturi unitare şi rezistenţe : MPa (sau N/mm^2)
- momente : kNm

1.7 Simboluri şi notaţii

1.7.1 Simboluri comune

1.7.1.1 Litere latine mari

A	aria unei secţiuni
C	constantă; factor; capacitate
E	modul de elasticitate
F	forţă
G	modul de elasticitate transversal; acţiuni permanente
I	moment de inerţie
M	moment în general
M	moment încovoietor
N	forţă axială
S	eforturi secţionale - forţe şi momente secţionale, cu indici d sau k
T	moment de torsiune , temperatură
V	forţă tăietoare, forţă tăietoare totală sau reacţiune
W	modulul de rezistenţă al secţiunii
X	mărimea proprietăţii unui material

1.7.1.2 Litere latine mici

a	distanţă, date geometrice; grosimea sudurilor de colţ
Δa	corecţie a mărimii datelor geometrice pentru creşterea sau reducerea siguranţei
b	lăţime
d	diametru; înălţime (utilă)
e	excentricitate
f	rezistenţa (unui material)
h	înălţime
i	raza de giraţie
k	coeficient; factor
l	(pentru *l* sau L) lungime, deschidere; lungime de flambaj
m	masă
r	rază
t	grosime; timp
u,v,w	componente ale deplasării unui punct

x,y,z coordonate

1.7.1.3 Litere greceşti mici

α unghi; raport ; factor

β unghi; raport , factor

ε deformaţie specifică

λ coeficient de zvelteţe

μ coeficient de frecare ; factor

υ coeficientul lui Poisson

ρ densitate de masă

σ efort unitar normal

τ efort unitar tangenţial

1.7.1.4 Indici

a oţel structural

ac adiţional(ă)

c beton

cr (sau crit) critic

c compresiune

d de proiectare

dst destabilizator (acţiune defavorabilă)

dir direct

E eforturi secţionale (forţe sau momente)

eff efectiv

ext extern/ exterior

f talpă

g (sau G) acţiune permanentă

h înălţime; înalt; mai înalt

ind indirect

inf inferior; mai scăzut

int intern/ interior

k caracteristic

l mic; mai mic

m (sau M) material

m încovoiere

m medie

max maximum

min minimum

nom nominal

p (sau P) forță de pretensionare/ de precomprimare

pl plastic

ps armătură pretensionată

R rezistență;

rep reprezentativ

s armătură

stb stabilizator (acțiune favorabilă)

sup superior; de sus

t (sau ten) întindere

tor torsiune

tot totală

u ultim

v forță tăietoare specifică

w inimă

x,y,z indicii axelor de coordonate

y curgere

1.7.2 Simboluri speciale folosite în capitolul 2 și în anexele B, C, D, E, F, H și I

1.7.2.1 Litere latine mari

A acțiune accidentală

A_d valoarea de proiectare a unei acțiuni accidentale

A_{ed} valoarea de proiectare a acțiunii seismice

A_k valoare caracteristică a unei acțiuni accidentale

C_d valoare nominală sau o funcție a unor proprietăți de proiectare a materialelor

E efectul unei acțiuni

E_d valoarea de proiectare a efectelor acțiunilor

$E_{d,dst}$ efectul acțiunilor de proiectare care determină instabililate

$E_{d,stb}$ efectul acțiunilor de proiectare care determină stabilitate

F acțiune

F_d valoare de proiectare a unei acțiuni

F_k valoarea caracteristică a unei acțiuni

F_{rep} valoarea reprezentativă a unei acțiuni

G acțiune permanentă

G_d valoarea de proiectare a unei acțiuni permanente

$G_{d,inf}$ valoarea de proiectare inferioară a unei acțiuni permanente

$G_{k,j}$ valoarea caractenstică a acțiunii permanente *j*

$G_{d,sup}$ valoarea de proiectare superioară a unei acțiuni permanente

G_{ind} acțiune permanentă indirectă

G_k valoarea caracteristică a unei acțiuni permanente

$G_{k,inf}$ valoarea caracteristică inferioară a unei acțiuni permanente

$G_{k,sup}$ valoarea caracteristică superioară a unei acțiuni permanente

P acțiunea de precomprimare; forța de pretensionare

P_d valoarea de proiectare a acțiunii de precomprimare

P_k valoarea caracteristică a acțiunii de precomprimare

Q acțiune variabilă

Q_d valoarea de proiectare a acțiunii variabile

Q_{ind} acțiune variabilă indirectă

Q_k valoarea caracteristică a unei singure acțiuni variabile

Q_{k1} valoarea caracteristică a acțiunii variabile dominante

Q_{ki} valoarea caracteristică a acțiunii variabile nedominante

R rezistența ; reacțiune

R_d rezistența de proiectare

X_d valoarea de proiectare a unei proprietăți a materialului

X_k valoarea caracteristică a unei proprietăți a materialului

1.7.2.2 Litere latine mici

a_d valoarea de proiectare a datelor geometrice

a_{nom} valoarea nominală a datelor geometrice

1.7.2.3 Litere greceşti mari

Δ_a schimbare facută la datele geometrice nominale pentru scopuri particulare de proiectare (de exemplu, verificarea efectelor imperfecţiunilor)

1.7.2.4 Litere greceşti mici

γ factor parţial de siguranţă

γ_A factor parţial de siguranţă pentru acţiuni accidentale

γ_d factor parţial de siguranţă pentru un model de încărcare incert

γ_F factor parţial de siguranţă pentru acţiuni

γ_G factor parţial de siguranţă pentru acţiuni permanente

γ_{GA} la fel ca γ_G dar pentru situaţii de proiectare accidentale

γ_{GAj} la fel ca γ_{Gj} dar pentru situaţii de proiectare accidentale

$\gamma_{G,inf}$ factor parţial de siguranţă pentru acţiuni permanente în calculul valorilor de proiectare inferioare

γ_{Gj} factor parţial de siguranţă pentru acţiunea permanentă j

$\gamma_{G,sup}$ factor parţial de siguranţă pentru acţiuni permanente în calculul valorilor de proiectare superioare

$\gamma_{\Delta XGsup}$, $\gamma_{\Delta XGsup}$ factor parţial de siguranţa superior, respectiv inferior pentru autotensionarea tiranţilor metalici din acţiunile permanente aplicate pe elementul structural ulterior pretensionării acestora

γ_I factor de importanţă

γ_M factor parţial de siguranţă pentru o proprietate a unui material sau produs

γ_P factor parţial de siguranţă pentru acţiunea precomprimării

γ_{PA} la fel ca γ_P dar pentru situaţii de proiectare accidentale

γ_Q factor parţial de siguranţă pentru acţiuni variabile

γ_{Qi} factor parţial de siguranţă pentru acţiunea variabilă i

$\gamma_{\Delta XQsup}$, $\gamma_{\Delta XQinf}$ factor parţial de siguranţa superior, respectiv inferior pentru autotensionarea tiranţilor metalici din acţiunile variabile aplicate pe elementul structural ulterior pretensionării acestora

γ_R factor parţial de siguranţă pentru rezistenţă

γ_{Rd} partea din γ_d folosită pentru verificarea rezistenţei

γ_{Ed} partea din γ_d folosită pentru verificarea efectului unei acţiuni

ψ_0 coeficientul de reducere pentru valorile de grupare ale unei acţiuni variabile

ψ_1 coeficientul de reducere pentru acţiunile variabile frecvente

ψ_2 coeficientul de reducere pentru acţiunile variabile cvasipermanente

1.7.3 Simboluri speciale folosite pentru suprastructuri din beton armat şi din beton precomprimat

1.7.3.1 Litere latine mari

A_c aria totală a secţiunii transversale de beton

A_p aria secţiunii transversale a armăturilor din oţel pretensionat

A_s aria secţiunii transversale a armăturii din oţel beton dispusă în zona întinsă

A_{s2} aria secţiunii transversale a armăturii din oţel beton dispusă în zona comprimată

A_{sw} aria secţiunii transvesale a armăturii din oţel beton pentru preluarea forţei tăietoare

D_{Ed} factorul de degradare al armăturilor din oţel beton sau din oţel pretensionat

E_{cd} modulul de elasticitate secant de proiectare pentru acţiuni de scurtă durată

$E_{c(t)}$ modul de elasticitate tangent al betonului de greutate normală la momentul t, pentru acţiuni de scurtă durată

E_c,$E_{c(28)}$ modul de elasticitate tangent al betonului de greutate normală la 28 zile, pentru acţiuni de scurtă durată

E_{cm} modul de elasticitate secant al betonului de greutate normală, pentru acţiuni de scurtă durată

$E_{c,eff}$ modulul efectiv de elasticitate al betonului

E_s, E_p modul de elasticitate al armăturii obişnuite, respectiv pretensionate

EI rigiditatea la încovoiere

I_c moment de inerţie al secţiunii de beton

M_{0Eqp} momentul încovoietor de ordinul I în gruparea de acţiuni cvasipermanentă

M_{0Ed} momentul încovoietor de proiectare de ordinul I

M_{Ed} momentul încovoietor de proiectare

M_{Ed*} momentul încovoietor rezistent de proiectare faţă de axa centrului de greutate a secţiunii nefisurate

N_B forţa critică de pierdere a stabilităţii prin flambaj

N_{Ed} forţa axială de proiectare (de întindere sau de compresiune)

$P_{mt}(x)$ forţa de pretensionare medie la momentul t, în punctul de la distanţa x în lungul elementului

P_0 forţa iniţială la capătul activ al armăturii imediat după tensionare

T_{Ed} momentul la torsiune de proiectare

V_{Ed} forţa tăietoare de proiectare

1.7.3.2 Litere latine mici

1/r	curbura
b	lățimea totală a secțiunii transversale sau a tălpii la grinzi T sau L
d	înălțimea utilă a secțiunii transversale
d_g	dimensiunea nominală maximă a agregatului
b_w	lățimea inimii la grinzi T, I sau L
f_c	rezistența la compresiune a betonului
f_{cd}	valoarea de proiectare a rezistenței la compresiune a betonului determinată pe cilindri
f_{ck}	rezistența caracteristică la compresiune a betonului determinată pe cilindri la 28 zile
f_{cm}	valoarea medie a rezistenței la compresiune a betonului determinată pe cilindri
f_{ctk}	rezistența caracteristică a betonului la întindere axială
f_{ctm}	valoarea medie a rezistenței betonului la întindere axială
f_p	rezistența la întindere a armăturii din oțel pretensionat
f_{pk}	rezistența caracteristică la întindere a armăturii din oțel pretensionat
$f_{p0\,1}$	rezistența limită de elasticitate pentru deformații remanente de 0.1% a armăturii din oțel pretensionat
$f_{p0\,1k}$	rezistența limită de elasticitate caracteristică pentru deformații remanente de 0.1% a armăturii din oțel pretensionat
$f_{p0\,2k}$	rezistența limită de curgere caracteristică pentru deformații remanente de 0.2% a armăturii din oțel beton
f_t	rezistența la întindere a armăturii din oțel beton
f_{tk}	rezistența caracteristică la întindere a armăturii din oțel beton
f_y	rezistența limită de curgere nominală a armăturii din oțel beton
f_{yd}	rezistența limită de curgere de proiectare a armăturii din oțel beton
f_{yk}	rezistența limită de curgere caracteristică a armăturii din oțel beton
f_{ywd}	rezistența limită de curgere de proiectare a armăturii transversale
h	înălțimea totală a secțiunii transversale
l	lungime; deschidere
l_{eff}	deschiderea efectivă a unei grinzi
s	distanța între etrieri
t	timpul considerat
t_0	timpul inițial de încărcare a betonului

u perimetrul unei secţiuni de beton de arie A_c

x înălţimea zonei comprimate

z braţul de pârghie al rezultantei eforturilor unitare interioare

1.7.3.3 Litere greceşti mici

ε_c deformaţia specifică a betonului

ε_{c1} deformaţia specifică a betonului la atingerea efortului unitar maxim f_c

ε_{cu} deformaţia specifică ultimă a betonului comprimat

ε_u deformaţia specifică a armăturii, pentru elemente din beton armat sau din beton precomprimat, la atingerea efortului unitar maxim

ε_{uk} deformaţia specifică caracteristică ultimă a armăturii, pentru elemente din pentru beton armat sau din beton precomprimat, la atingerea efortului unitar maxim

$\phi(t,t_0)$ coeficient de curgere lentă pentru deformaţiile de durată ale betonului în intervalul de timp între t_0 şi t, relative la deformaţiile elastice la 28 zile

$\phi(\infty,t_0)$ valoarea finală a coeficientului curgerii lente

ϕ valoarea nominală a diametrelor armăturilor din oţel beton sau din oţel pretensionat sau a canalelor (tecilor)/ tubulaturii armăturilor postîntinse interioare, respectiv tiranţilor metalici exteriori tensionaţi

ϕ_n diametrul echivalent în cazul armării cu grupuri de bare (în legături, fără intervale).

δ coeficient de distribuţie

γ_c coeficient parţial de siguranţă pentru beton

γ_s coeficient parţial de siguranţă privind armături pentru beton armat sau beton precomprimat

$\gamma_{s,fat}$ coeficient parţial de siguranţă pentru armături din oţel beton şi din oţel pretensionat la oboseală

γ_{Ed} coeficient parţial de siguranţă al modelului de încărcare

η_f coeficient de influenţă a flexibilităţii

μ coeficient de frecare între fasciculele pretensionate şi pereţii canalelor sau între tiranţii metalici exteriri şi tubulatura din zona deviatorilor (şeilor)

ρ densitatea aparentă în stare uscată a betonului în kg/ m^3

ρ_{1000} valoarea pierderii de tensiune în armătura din oţel pretensionat din relaxare (în %) la 1000 de ore după terminarea tensionării, pentru o temperatură medie de 20 ^{0}C

ρ_l coeficientul de armare pentru armătura longitudinală

ρ_w coeficientul de armare pentru armătura transversală

σ_c efortul unitar de compresiune în beton

σ_{cu} efortul unitar de compresiune în beton corespunzând deformației specifice ultime ε_{cu}

ξ_1 coeficient de corecție a efortului de aderență

1.7.4 Simboluri speciale folosite pentru suprastructuri metalice și compuse oțel – beton

1.7.4.1 Litere latine mari

B forță în șurub

C rigiditate

D vătămare (aprecierea pentru oboseală)

D diametru

H forța orizontală totală sau reacțiunea

K factor de rigiditate (I/L)

K factor

L lungime; deschidere; lungimea sistemului

N numărul de...

P componenta paralelă a unei forțe aplicate

S rigiditate (la forfecare, la rotire... cu indicii v, j...)

T forță de întindere; perpendicular

U temperatura elementului

Z reducerea procentuală a ariei unei suprafețe

1.7.4.2 Litere grecești mari

Δ diferență în...(precedă simbolurile principale)

Θ moment de inerție la torsiune

1.7.4.3 Litere latine mici

a grosimea unei suduri de gât

a raport de arie

c distanță; deplasare

d lungimea unei diagonale

e distanța față de margine; distanța finală

f distanță

g spațiu; lățimea câmpului de eforturi unitare

k numărul de...

m factor

n raportul forțelor normale sau eforturilor unitare normale

n numărul de ...

n proporția traficului care tranzitează la un moment dat podul

p distanță oblică; spațiu

q forță uniform distribuită

r rază, rază de racordare

s distanță decalată; distanță

uu axa de maxim

vv axa de minim

xx, yy, zz axe normale

w lățime

y deformație elastică laterală

1.7.4.4 Litere grecești mici

α coeficient de dilatare termică liniară

ϕ factor

δ săgeată; deformație

ε deformație specifică; coeficient = $[235/f_y]^{0,5}$ (f_y în N/mm^2)

η coeficient

θ unghi; pantă

λ vătămare echivalentă

ν viteza de defomație specifică

ϕ rotire; pantă; raport

χ factor de reducere (pentru flambaj)

ψ raportul eforturilor unitare; factor de reducere

1.7.4.5 Indici

A accidental; aria unei secțiuni

a medie (limita de curgere)

a, b .. primul, al doilea,... alternativ

b de bază (limita de curgere)

b șurub; grindă; placă

C capacitate; consecutiv

c	secțiune transversală; coloană
com	compresiune
cr, crit	critic
d	diagonală
E	Euler
e	efectiv (cu indice ce urmează)
el	elastic
f	îmbinare
f	soliditate
fs	lunecare totală
g	brut
g	general
gen	generalizat
glo	global
h	orizontal
H	tirant
i	interior
i, j, k	indice (înlocuit numeric)
j	nod
L	lungime
loc	local
LT	lateral cu torsiune
M	material; moment încovoietor
n	normal
net	net
ns	inexistența lunecării
o	gaură; inițial; exterior
o	flambaj local
o	punct de moment zero
Obs	observat
ov	suprapunere
p	placă; articulație; asamblare

p	preîncărcare (forță); pretensionare
p	parțial; efort de forfecare prin ștanțare
p	primar
pl	plastic
QT	grinzi transversale (antretoaze)
r	nit; reazem
r	inel
r	radiație
s	efort unitar de întindere (arie)
s	lunecare
s	a rigidiza; rigidizare
s	secundar
ser	serviciu
St	post
u	axa principală a secțiunii transversale cu moment de inerție maxim
ult	ultim (stare limită)
v	de forfecare; vertical
v	axa principală a secțiunii transversale cu moment de inerție minim
vec	efecte vectoriale
w	inimă; sudură; deformare; greutate

2 ACTIUNI SI GRUPAREA ACTIUNILOR. METODE DE CALCUL. STARI LIMITA ULTIME SI DE SERVICIU

2.1 Acţiuni

2.1.1 Definiţii şi clasificări principale

(1)P O acţiune (F) este:
- o încărcare aplicată structurii (acţiune directă), exprimată printr-o forţă;
- o deformaţie impusă (acţiune indirectă), de exemplu datorită variaţiilor de temperatură, variaţiilor de umiditate sau tasărilor.

(2)P Acţiunile specifice podurilor pot fi clasificate astfel:

a) după forma fizică de manifestare:
- acţiuni directe (încărcări aplicate structurii) ,
- acţiuni indirecte : deformaţii impuse sau împiedicate (determinate de exemplu de variaţii de temperatură, variaţii de umiditate, tasări accidentale), acceleraţii impuse (determinate de exemplu, de seism).

b) după variaţia lor în timp:
- acţiunile permanente (G) se manifestă, cu probabilitate mare, în cadrul unei situaţii de proiectare dată şi pentru care variaţia în timp a intensităţii este neglijabilă în raport cu valoarea medie, sau pentru care variaţia este întotdeauna în aceeaşi direcţie (monotonie) până când acţiunea atinge o anumită valoare limită; exemple: greutatea proprie a structurii, instalaţii şi echipamente fixe;
- acţiunile variabile (Q) se manifestă cu probabilitate mică în cadrul unei situaţii de proiectare dată sau la care variaţia în timp a intensităţii nu este neglijabilă în raport cu valoarea medie şi nu este monotonă, exemple: acţiunile din trafic, vântul;
- acţiunile accidentale (A) se manifestă, de regulă, pe o durată redusă de timp şi probabilitatea să apară, cu o intensitate semnificativă pentru o perioada de timp scurtă pe durata de exploatare, de proiectare, a structurii. În multe cazuri acţiunile accidentale pot avea consecinţe grave dacă nu s-au luat măsuri speciale ; exemple de acţiuni accidentale: lovirea elementelor structurale de către vehicule, explozii ;
- acţiunile seismice (A_E) se manifestă pe o durată scurtă de timp, cu variaţie semnificativă, datorate cutremurelor de pământ, care pot fi considerate că se produc în cadrul unei situaţii de proiectare dată.

c) după variaţia lor în spaţiu.
- acţiunile fixe au o poziţie fixă şi o anumită distribuţie pe structură astfel încât direcţia acţiunii se determină fără ambiguitate în orice punct al structurii; exemple: greutatea proprie a structurii de rezistenţă, greutatea instalaţiilor de iluminat, etc.
- acţiunile variabile pot avea orice poziţie şi distribuţie în spaţiu, pe structură, respectându-se însă limitele date ; exemple: acţiunile din trafic, acţiunea vântului.

d) după natura lor şi/sau răspunsul structurii:
- acţiunile statice produc acceleraţii nesemnificative pentru structură sau elementul structural;
- acţiunile dinamice produc acceleraţii semnificative pentru structură sau elementele structurale ;

- acțiunile cvasi-statice pot fi descrise prin modelele de acțiuni statice în care efectele dinamice sunt incluse; în multe cazuri, efectele dinamice ale acțiunilor pot fi luate în considerare prin multiplicarea acțiunilor statice cu un coeficient supraunitar sau prin considerarea unei acțiuni echivalente.

(3) Unele acțiuni, de exemplu acțiunile seismice, pot fi considerate fie acțiuni accidentale, fie acțiuni variabile, sau ambele, în funcție de amplasament.

(4) Precomprimarea exterioară este o acțiune permanentă dar, din motive practice, este considerată separat.

(5) Acțiunile indirecte pot fi permanente G_{ind} (de exemplu tasări de reazeme) sau variabile Q_{ind} (de exemplu variația temperaturii) și trebuie considerate în consecință.

(6) În general o acțiune se descrie printr-un model, mărimea (intensitatea) ei fiind reprezentată în cele mai multe cazuri printr-un scalar care poate lua câteva valori reprezentative. Pentru acțiunile cu cele mai multe componente intensitatea lor se reprezintă prin câteva valori în cazul unor verificări (de exemplu verificarea echilibrului static). Pentru verificarea la oboseală sau analize dinamice este necesară o reprezentare mai complexă a intensității unor acțiuni.

2.1.2 Valori caracteristice ale acțiunilor

(1)P Valoarea unei acțiuni folosită pentru verificarea unei stări limită se numește valoare reprezentativă (F_{rep}) a acțiunii. Principala valoare reprezentativă a unei acțiuni este "valoarea caracteristică" (F_k). În măsura în care valoarea caracteristică poate fi definită pe baze statistice, ea se alege astfel încât să corespundă unei probabilități prescrise de a nu fi depășită, în sens defavorabil, de-a lungul unei perioade de referință, în cadrul situației de proiectare date a structurii.

(2)P Valorea caracteristică a acțiunii (F_k) trebuie precizată:

- în prescripțiile de proiectare prin valoarea medie, valoarea superioară și/sau inferioară, sau prin valoarea nominală (care nu se referă la o distribuție probabilistică cunoscută),
- de client sau de proiectant în colaborare cu clientul, respectându-se prevederile minime, prevăzute în reglementări sau de către autoritatea competentă.

(3)P Valoarea caracteristică a unei acțiuni permanente trebuie determinată astfel:

- dacă variabilitatea lui G este mică, se poate folosi în proiectare o singură valoare G_k
- dacă variabilitatea lui G este mare, trebuie folosite două valori - o valoare superioară $G_{k\,sup}$ și una inferioară $G_{k\,inf}$

(4) În multe cazuri practice variabilitatea lui G se poate considera mică, dacă G nu variază semnificativ pe durata de exploatare a structurii și coeficientul de variație nu este mai mare de 0,1. Cu toate acestea când structura este foarte sensibilă la variațiile lui G (de exemplu unele tipuri de structuri de beton precomprimat) trebuie folosite două valori caracteristice pentru G_k ($G_{k\,sup}$ și $G_{k\,inf}$) chiar dacă coeficientul de variație este mic.

(5) În cele mai multe cazuri practice se consideră următoarele valori:

- G_k este valoarea medie

- $G_{k\,inf}$ este fractilul 0,05 şi $G_{k\,sup}$ este fractilul 0,95 al distribuţiei statistice pentru G care poate fi considerată distribuţie Gauss.

(6) Greutatea proprie a unei structuri, poate fi reprezentată, în cele mai multe cazuri practice printr-o singură valoare caracteristică şi poate fi calculată pe baza dimensiunilor nominale şi greutăţilor specifice medii ale materialelor componente.

(7)P Pentru acţiunile variabile valoarea caracteristică (Q_k) este:

- fie valoarea superioară cu o probabilitate stabilită de a nu fi depăşită sau valoarea inferioară cu o probabilitate stabilită de a nu fi sub aceasta, în timpul unei perioade de referinţă
- fie o valoare nominală care este precizată, în cazul în care distribuţia statistică nu este cunoscută.

(8) În cele mai multe cazuri practice pentru valorile caracteristice ale acţiunilor variabile se presupune:

- că probabilitatea stabilită este 0,98
- că perioada de referinţă este un an

Totuşi în anumite cazuri caracterul acţiunii face mai potrivită o altă perioadă de referinţă. Suplimentar, valorile de proiectare pentru alte variabile, din interiorul modelului acţiunii trebuie alese şi pot influenţa probabilitatea de depăşire pentru efectul acţiunii totale.

(9) Pentru acţiuni accidentale valoarea reprezentativă este în general valoarea caracteristică (A_k) care corespunde unei valori precizate în prescripţii de proiectare.

(10) Pentru acţiuni cu mai multe componente valoarea caracteristică este reprezentată printr-un grup de valori, care se consideră alternativ în calculele de proiectare.

2.1.3 Alte valori reprezentative ale acţiunilor variabile

(1)P În cele mai uzuale cazuri practice se folosesc şi alte valori reprezentative pentru acţiunile variabile, astfel:

- valoarea de grupare, în general reprezentată prin produsul $\psi_0 Q_k$
- valoarea frecventă, în general reprezentată prin produsul $\psi_1 Q_k$
- valoarea cvasi-permanentă, în general reprezentată prin produsul $\psi_2 Q_k$

(2)P Valoarea de grupare este asociată grupărilor de acţiuni, pentru a ţine seama de probabilitatea redusă a cazurilor de simultaneitate a celor mai defavorabile valori ale acţiunilor independente.

(3)P Valoarea frecventă se determină astfel ca:

- în intervalul unei perioade de timp alese, în care ea este depăşită cu o anumită valoare, timpul total să fie doar un mic interval din perioada de timp aleasă, sau
- frecvenţa depăşirii ei să fie limitată la o valoare dată.

(4) Partea din perioada de timp aleasă sau frecvenţa trebuie considerate în funcţie de tipul lucrărilor de construcţii şi scopul calculelor efectuate. Dacă nu sunt precizate alte valori partea de depăşire poate fi luată 0,05 sau frecvenţa 300/ an pentru structuri uzuale.

(5)P Valoarea cvasi-permanentă se determină astfel ca timpul total, dintr-o perioadă de timp aleasă, în care ea este depăşită, să fie o parte considerabilă a perioadei de timp alese.

(6) Partea din perioada de timp aleasă, poate fi considerată 0,5. Valoarea cvasi-permanentă poate fi de asemenea determinată ca valoare medie în timp.

(7) Valorile reprezentative suplimentare ale acţiunilor variabile se folosesc de exemplu pentru verificarea la oboseală şi calcul dinamic.

(8) Coeficienţii ψ_i sunt precizaţi în anexele B, C, D sau de către client sau proiectant în colaborare cu clientul, considerând însă condiţia ca prevederile minime menţionate în anexele B, C, D sau de către autoritatea publică competentă să fie respectate.

2.1.4 Valori de proiectare (de calcul) ale acţiunilor

(1)P Valoarea de proiectare a unei acţiuni se obţine prin multiplicarea valorii ei reprezentative cu un coeficient parţial de siguranţă γ_F. Valoarea de proiectare F_d a unei acţiuni se exprimă, în general, astfel:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \qquad (2.1)$$

unde.

γ_F coeficientul parţial de siguranţă care ţine seama de:
- posibilitatea unei abateri defavorabile a acţiunii considerate
- posibilitatea unei modelări inadecvate a acţiunii considerate
- incertitudinile în verificarea efectului acţiunii considerate
- incertitudini în evaluarea stărilor limită considerate

F_{rep} valoarea reprezentativă a acţiunii considerate

(2) În funcţie de tipul verificării şi gruparea de acţiuni, valorile de proiectare pentru diferite acţiuni se exprimă astfel:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k \text{ sau } G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k, \ \gamma_Q \psi_0 Q_k; \ \psi_1 Q_k; \ \psi_2 Q_k \text{ sau } Q_k \qquad (2.2)$$

$$A_d = \gamma_A \cdot A_k \text{ sau } A_k$$

$$P_d = \gamma_P \cdot P_k \text{ sau } P_k$$

$$A_{Ed} = A_{Ek}$$

unde :

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_A, \gamma_P$ coeficienţi parţiali de siguranţă pentru acţiunile considerate.

(3)P La acţiunile permanente unde trebuie să de facă distincţie între efectele favorabile şi cele defavorabile se vor folosi doi coeficienţi de siguranţă, diferiţi. Valorile de calcul superioare şi inferioare ale acţiunilor permanente se exprimă astfel:

- când se foloseşte o singură valoare caracteristică G_k

$$G_{dsup} = \gamma_{G,sup} \cdot G_k$$

$$G_{dinf} = \gamma_{G,inf} \cdot G_k \qquad (2.3)$$

- când se folosesc valorile caracteristice superioare şi inferioare ale acţiunilor permanente:

$$G_{dsup} = \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,sup}$$
$$G_{dinf} = \gamma_{G,inf} \cdot G_{k,inf} \qquad (2.4)$$

unde:

$\gamma_{G,sup}$ şi $\gamma_{G,inf}$ valorile superioară şi inferioară ale coeficientului parţial de siguranţă pentru acţiuni permanente ;

$G_{k,sup}$ şi $G_{k,inf}$ valorile caracteristice, superioară şi inferioară ale acţiunilor permanente.

2.1.5 Acţiuni permanente

(1) Acţiunile permanente la poduri precomprimate exterior includ:
- greutatea proprie a structurii
- greutatea componentelor căii (şosea şi/sau cale ferată)
- greutatea accesoriilor (trotuare, parapete, conducte, cabluri, echipamente de inspecţie şi întreţinere, instalaţii de iluminat etc.)
- presiunea pământului
- forţele sau efectele de precomprimare

(2)P Acţiunile permanente evaluate din măsurători se compară cu cele considerate în calculul iniţial Dacă acţiunile şi/sau coeficienţii parţiali de siguranţă sunt cu cel puţin 3% mai dezavantajoase, datorită subaprecierii acţiunilor şi secţiunilor, calculele vor fi refăcute.

(3)P Pentru verificarea podurilor existente, greutatea proprie a structurii trebuie determinată:
- pe baza planurilor de execuţie dacă există şi sunt disponibile sau pe baza unui releveu amănunţit,
- prin utilizarea măsurătorilor de materiale din documentaţia de execuţie dacă există şi sunt disponibile, după verificarea lor prin confruntare la faţa locului.

(4)P Pentru structurile podurilor de cale ferată care au calea pe o cuvă cu piatră spartă (balast) trebuie analizate următoarele situaţii:
- înălţimea de umplere a cuvei este limitată şi controlată
- înălţimea de umplere a cuvei este determinată pe baza situaţiei existente în amplasament şi nu este limitată prin măsuri constructive adecvate
- înălţimea de umplere a cuvei este determinată pe baza situaţiei existente în amplasament şi este limitată prin măsuri constructive adecvate. Dacă există limitări ale înălţimii de umplere a cuvei controalele necesare care trebuie efectuate se vor preciza în regulamentul de exploatare şi întreţinere a podului.

(5)P În cazul în care materialele folosite la construcţia unui pod au abateri semnificative de la valoarea precizată în proiect, aceste abateri trebuie considerate la evaluarea acţiunilor permanente.

(6)P Dacă există abateri mai mari de ± 1,0 cm la dimensiunile elementelor structurale din beton faţă de valorile nominale din proiect, aceste abateri trebuie considerate la evaluarea acţiunilor permanente.

(7) Greutatea structurilor metalice trebuie evaluată ca sumă a greutăţilor individuale ale elementelor componente, multiplicată cu factorul 1,1 pentru a ţine seama de sporul de greutate datorat îmbinărilor (capete de nituri sau şuruburi, sudură în relief etc.).

(8)P Limita superioară a valorii reprezentative pentru toate tipurile de accesorii trebuie stabilită luând în considerare abaterile iniţiale şi variaţia lor în timp, rezultând din:

- necesitatea continuităţii căii pe pod şi terasament
- abaterile la partea superioară a platelajului care susţine calea în comparaţie cu prevederile din proiect
- adaosuri la cale în perioada de exploatare sau/şi distribuţia conductelor

(9) Pentru poduri în exploatare dacă se realizează o completă şi detaliată investigaţie, abaterea greutăţii totale de la cea care a rezultat trebuie considerată ± 20% din valoarea maximă prognozată. În absenţa unor astfel de investigaţii valoarea superioară a greutăţii proprii trebuie aleasă ca o valoare maximă, rezonabil prognozată pe termen lung, având în vedere amplasamentul şi nevoile în viitor.

(10) Pentru hidroizolaţii şi alte mijloace de protecţie, dacă nu se precizează altfel, abaterea de la grosimea din proiect trebuie luată egală cu ± 20%, dacă refacerile ulterioare ale acestora s-au inclus în valoarea nominală şi ± 40%...20%, dacă ele n-au fost incluse.

(11) Pentru alte echipamente sau accesorii, abaterile care se iau in considerare trebuie stabilite pe baza probabilităţilor de a exista modificări sau completări după execuţie, în perioada de exploatare a podului.

2.1.6 Forţa de precomprimare

2.1.6.1 Generalităţi

(1)P Precomprimarea, în accepţia prezentului normativ, se defineşte ca o acţiune cu caracter permanent prin care se introduce o stare artificială de eforturi unitare de compresiune în zone ale elementelor din beton, oţel sau compuse oţel-beton solicitate la întindere sub acţiunile exterioare. Această stare de eforturi unitare de compresiune se realizează prin intermediul unor armături pretensionate (interioare secţiunii de beton - pre/ postîntinse, exterioare secţiunii de beton sau metalice – neaderente, sub titulatura de tiranţi metalici tensionaţi), efortul unitar teoretic de pretensionare corespunzând efortului unitar nul din fibra elementului din beton, oţel sau compus oţel-beton, la nivelul centrului de greutate al armăturii pretensionate. Precomprimarea poate fi exprimată şi în termeni de deformaţie.

(2) Efectele pretensionării armăturii sau ale tiranţilor metalici se manifestă, în secţiunile elementelor structurale, prin producerea de deformaţii (alungiri sau scurtări), rotiri şi contrasăgeţi.

(3) La pretensionarea sau autotensionarea tiranţilor metalici pot apare efecte de ordinul al II-lea (în special când distanţa dintre deviatori este mare), dar nu pot apărea în cazul armăturilor interioare (pre sau postaderente).

(4) În calculul secţional elastic – liniar şi static geometric liniar, efectul nedeterminării statice introdus de precomprimare va fi luat, obligatoriu, în considerare înainte de orice altă redistribuţie de momente. Pentru armături interioare (pre sau postîntinse) se consideră că armătura pretensionată nu lunecă în beton ($\varepsilon_c = \varepsilon_p$). Înaintea injectării canalelor, armăturile se vor considera neaderente, echivalent cazului tiranţilor metalici exteriori.

Observaţie: Redistribuţia momentelor încovoietoare nu se va lua în calcul în condiţiile în care capacitatea de rotire nu poate fi determinată cu un grad convenabil de certitudine.

(5) În calculul secţional plastic – neliniar al elementelor structurale din beton, efectul nedeterminării statice introdus de armăturile pretensionate sau de tiranţii metalici tensionaţi poate fi asimilat cu o rotire plastică adiţională, de care se va ţine seama la verificarea capacităţii de rotire secţională.

(6) În calcule, se presupune că traiectoriile tiranţilor metalici tensionaţi au trasee rectilinii pe lungimea liberă dintre doi deviatori consecutivi sau pe lungimea liberă dintre un ancoraj şi un deviator. În cazul tiranţilor metalici tensionaţi, a căror greutate proprie este importantă (apreciată prin mărimea săgeţii tirantului) sau în cazul tiranţilor metalici tensionaţi, aflaţi în exteriorul secţiunilor deschise şi protejaţi cu tubulatură metalică şi solicitaţi suplimentar prin depunerea de chiciură, se va ţine seama de efectele de ordinul al II-lea fie printr-un calcul secţional elastic – liniar şi static geometric – neliniar, fie prin modificarea corespunzătoare a efortului în tirant datorită greutăţii proprii a tirantului şi eventual al greutăţii chiciurei posibil să se depună pe acesta.

(7)P Se va evita ruperea fragilă în elementul structural, fără avertizare, prin:

- adoptare unei valori a efortului de tensionare a tiranţilor metalici, astfel încât pierderea rezistenţei ansamblului structural (element structural – tiranţi metalici tensionaţi) să se producă prin cedarea elementului structural şi nu prin cedarea tiranţilor metalici tensionaţi ,
- prevederea, în exploatare, a unor măsuri care să prevină diminuarea secţiunii tiranţilor tensionaţi sau a poziţiei lor iniţiale, prin asigurarea unui acces uşor, în scopul verificării vizuale şi controlului integrităţii secţiunii armăturilor şi a poziţiei tiranţilor, în zona deviatorilor şi a ancorajelor, utilizând metode de investigare nedistructivă ;
- în cazul elementelor structurale din beton armat sau din beton precomprimat cu armătură pre/ postîntinsă, să se asigure armătura minimă, (vezi capitolul 4);
- printr-o armare corespunzătoare a elementelor structurale din beton, asigurându-se un factor de ductilitate secţional cu valoarea minim 2, pentru poduri de cale ferată şi minim 4, pentru poduri de şosea şi pietonale

2.1.6.2 Forţa de pretensionare

(1)P Rezistenţa betonului la compresiune la tensionare - în cazul utilizării armăturilor postîntinse şi a tiranţilor metalici tensionaţi sau la transfer - în cazul utilizării armăturilor preîntinse va corespunde valorii minime prevăzută în NE 012 – 1999 sau în agrementele corespunzătoare Limitările impuse betonului şi armăturilor pre/ postîntinse la stările limită de serviciu, sub diverse grupări de acţiuni, care includ precomprimarea, sunt precizate la 4.2.2.2.

(2)P Forţa de întindere maximă P_0 aplicată unei armături sau tirant, adică forţa din presă măsurată la capătul activ în timpul tensionării – în cazul tensionării armăturilor preîntinse şi a tiranţilor metalici şi forţa care se realizează în dreptul racordării dintre trompeta de racordare şi partea curentă a canalului – în cazul armăturilor postîntinse, nu va depăşi valoarea:

$$P_0 = A_p \sigma_{0,max} \qquad (2.5)$$

în care.

A_p aria secțiunii transversale a armăturii pre/ postîntine sau a tirantului metalic

$\sigma_{0,max}$ efortul unitar maxim aplicat armăturii pre/ postîntinse

$$\sigma_{0,max} \leq \min \begin{cases} 0,80f_{pk} \\ 0,90f_{p0,1k} \end{cases} \quad (2.6)$$

În cazul tirantilor metalici tensionați, valoarea lui $\sigma_{0,max}$ se reduce la,

$$\sigma_{0,max} \leq \min \begin{cases} 0,60f_{pk} \\ 0,65f_{p0,1k} \end{cases} \quad (2.7)$$

astfel încât valoarea efortului unitar în fază finală să nu depășească limita convențională de curgere a oțelului pretensionat (ținându-se seama de creșterea eforturilor unitare datorită autotensionării tirantului din acțiuni exterioare aplicate ulterior pretensionării).

(3) O majorare a efortului unitar de tensionare, pentru armături pre/ postîntinse la valori

$$\sigma_{0,max} \leq \min \begin{cases} 0,85f_{pk} \\ 0,95f_{p0,1k} \end{cases} \quad (2.8)$$

respectiv, $\sigma_{0,max} \leq \min \begin{cases} 0,65f_{pk} \\ 0,70f_{p0,1k} \end{cases}$, pentru tiranții metalici, se permite dacă manometrul presei poate asigura o precizie de măsurare de ±5%.

(4)P La determinarea forței de pretensionare $P_{m,0}$ în diverse etape, se vor considera următoarele influențe, ținînd seama de procedeul de tensionare a armăturilor, respectiv tiranților :

- deformatii elastice ΔP_c ;
- relaxarea de scurtă durată ΔP_{ir} ;
- pierderi de tensiune datorită frecării $\Delta P_\mu(x)$;
- lunecari în ancoraje ΔP_{sl} ;
- pierderi de tensiune din tratamentul termic al betonului ΔP_T.

De cîte ori este posibil, determinarea acestor influențe trebuie să se bazeze pe o experiență îndelungată sau pe rezultate experimentale certe privind proprietățile materialelor și metodele de tensionare care se vor utiliza.

Pierderile de tensiune produse în armăturile pretensionate, respectiv în tiranții metalici tensionați conduc la reducerea forțelor de precomprimare în elementul structural din beton sau metal.

(5)P Pentru elementele cu armătură preîntinsă, forța în armătură, după transfer, $P_{m,0}$, se calculează cu relația :

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{ir} - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_T - \Delta P_{sl} \quad (2.9)$$

în care :

ΔP_c se calculează pe baza modulului secant de elasticitate al betonului, tabelul 3 3, respectiv pentru oțelul pretensionat 3.3.3 ;

$\Delta P_\mu(x)$ definit la 2.1.6.3 ,

ΔP_{ir} se poate determina conform 3 3.2.

ΔP_T se poate estima utilizând prevederile STAS 10111/2 - 87

Observație: Relația (2.9) presupune utilizarea unui stand de pretensionare cu lungimea, L_s, de minim 70... 80 m, utilizarea unui stand scurt, ca lungime, impunând luarea în considerare şi a pierderii de tensiune din lunecarea armăturilor în ancoraje,

$\Delta P_{sl} = E_s \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{L_s}$, unde λ_1, λ_1 sunt mărimea lunecărilor în ancoraje, funcție de tipul acestora.

(6)P Pentru elemente cu armătură postîntinsă şi pentru tiranții metalici tensionați, forța în armătură după transfer, $P_{m,0}$ se calculeată cu relația :

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{sl} - \Delta P_\mu(x) \qquad (2.10)$$

în care:

ΔP_{sl} şi $\Delta P_\mu(x)$ se calculează, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-1, utilizând prevederile punctului G.1.4 din STAS 10111/2 – 87 (valorile coeficienților de frecare, μ şi k, din tabelul 2.1 se vor majora cu 30%), respectiv 2.1.6.3 din acest normativ;

ΔP_c ține seama de scurtarea betonului datorită tensionarii succesive a armăturilor şi se calculează, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-1, utilizând prevederile punctului G.3 din STAS 10111/2 – 87.

(7)P La tensionarea armăturilor, se vor măsura forța de pretensionare, P_0 şi alungirea, verificându-se pierderile efective datorate frecării.

(8)P Valoarea forței de pretensionare la timpul $t > t_0$, $P_{m,t}$, va fi determinată funcție de procedeul de tensionare. Suplimentar, față de influențele arătate la (4)P, se vor lua în considerare şi pierderile de tensiune datorate contracției şi curgerii lente a betonului şi relaxării de lungă durată a oțelului pretensionat, conform 2.1.6.3 (4) şi 3.3.2 (7).

(9)P Eforturile unitare locale de strivire sau despicare ale betonului de sub ancorajele armăturilor postintinse, respectiv ale tiranților metalici tensionați se calculează, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-1, utilizând prevederile anexei C din STAS 10111/2 – 87 şi ținând seama de limitele prevăzute la 5.1 4 5 din prezentul normativ.

2.1.6.3 Pierderi de tensiune datorate frecării, contracției şi curgerii lente a betonului şi relaxării oțelului pretensionat

(1) Pierderile de tensiune datorate frecării $\Delta P_\mu(x)$ pentru armături postîntinse şi pentru tiranții metalici tensionați pot fi estimate cu relația

$$\Delta P_\mu(x) = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + k\,x)}) \qquad (2.11)$$

unde:

P_0 forța de întindere maximă a armăturii postîntinse, măsurată la capătul activ ;

μ coeficientul de frecare dintre armături şi canalele lor; valoarea lui depinde de rugozitatea suprafeței oțelului şi a canalului, de prezența ruginii, de mărimea alungirilor şi de traseul armăturilor; în tabelul 2.1, se recomandă valori medii, dacă acestea nu diferă de prevederile tehnice menționate în normele în vigoare sau în agremente tehnice; valorile utilizate efectiv în proiectare pot fi majorate sau reduse, în concordanță cu standardele de produs, gradul de calificare, cu condiția ca valorile utilizate să poată fi justificate;

θ suma devierilor unghiulare pe distanța x (indiferent de direcție sau semn);

k coeficient de frecare pe unitatea de lungime, datorat devierilor unghiulare accidentale, neprevăzute, care afectează traseul armăturilor; valorile lui, k, în general cuprinse între 0,005 ... 0,01/ m şi precizate, obligatoriu, în agrementele tehnice specifice, depind de gradul de calificare al executantului, de distanța dintre stelaje, de tipul tecii utilizate şi de gradul de compactare al betonului;

x distanța, în metri, măsurată de-a lungul armăturii (tirantului metalic), de la capătul activ la punctul de calcul considerat.

Tabelul 2.1- Coeficienți de frecare μ pentru armături postîntinse şi pentru tiranți metalici tensionați

Tipul armăturii tensionate	Armaturi postîntinse[1)]	Tiranți metalici tensionați			
		Post-injectați[2)]		Pre-injectați[3)]	
		Teaca oțel neunsă	Teaca PEHD neunsă	Teaca oțel unsă	Teaca PEHD unsă
Sârmă trasă la rece	0,17	0,18	0,12	0,25	0,14
Toron	0,19	0,16	0,10	0,24	0,12
Bară profilată	0,65				
Bară rotundă netedă	0,33				

[1)] Pentru armături a căror arie a secțiunii transversale ocupă cel puțin jumătate din aria secțiunii transversale canalului.

[2)] Injectarea canalelor sau a tecilor cu amestecul de injectare se realizează după tensionarea armăturii.

[3)] Injectarea canalelor sau a tecilor cu amestecul de injectare se realizează înaintea tensionării armăturii.

PEHD - polietilenă de înaltă densitate.

(2) Pierderile de tensiune reologice – curgerea lentă şi contracția betonului şi relaxarea oțelului pretensionat - pentru armăturile cu aderență pre/ postîntinse, pentru gruparea de acțiuni cvasipermanentă, se pot calcula cu relația:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t,t_0)E_s + 0{,}8\cdot\Delta\sigma_{pr} + \alpha\,\varphi(t,t_0)\,(\sigma_{cg}+\sigma_{cpo})}{1+\alpha\frac{A_p}{A_c}\left[\left(1+\frac{A_c}{I_c}z_{cp}^2\right)(1+0{,}8\,\varphi(t,t_0))\right]} \qquad (2.12)$$

în care:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ variația efortului unitar în armături datorită curgerii lente și contracției betonului și relaxării oțelului pretensionat în punctul x, la momentul t;

$\varepsilon_s(t,t_o)$ valoarea estimată a deformației din contracție, obținută din valorile din tabelul nr. 3.5, pentru contracția finală vezi pct. 3.1.3;

α coeficient de echivalvență , $\alpha = E_s/E_{cm}$, E_s fiind modulul de elasticitate al oțelului pretensionat, determinat conform 3.3 3 (2), (3), respectiv modulul de elaticitate al betonului,E_{cm}, determinat din tabelul nr.3.3 ;

$\Delta\sigma_{pr}$ variația efortului unitar în armături, în secțiunea x, datorită relaxării oțelului pretensionat, valoare care poate fi obținută din fig. 3 10, pentru raportul σ_p/ f_{pk}, unde $\sigma_p = \sigma_{bg0} - 0{,}3\,\Delta\sigma_{p,c+s+r}$, σ_p fiind efortul inițial în armătură, σ_{pg0} este efortul inițial din armătură datorită pretensionării și acțiunilor permanente și f_{pk} este rezistența caracteristică a oțelului pretensionat ;

$\phi(t,t_o)$ coeficientul de curgere lentă, calculat cu relația 3.10;

σ_{cg} efortul unitar în beton, la nivelul centrului de greutate al armăturilor, datorită greutății proprii și celorlalte acțiuni permanente;

σ_{cpo} efortul unitar inițial în beton, la nivelul centrului de greutate al armăturilor, datorită precomprimării;

A_p aria secțiunii transversale a tuturor armăturilor pretensionate, în punctul în care se calculează pierderea;

A_c aria secțiunii transversale a betonului, în punctul în care se calculează pierderea ;

I_c momentul de inerție al secțiunii transversale de beton, în punctul în care se calculează pierderea ;

z_{cp} distanța dintre centrul de greutate al secțiunii de beton și al armăturilor, în punctul în care se ~~calculează~~ pierderea.

(3) Pentru rezolvarea relației (2.12) este necesar un calcul cu aproximații succesive, inițial apreciindu-se o valoare a pierderii totale, $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$, pentru a se putea determina pierderea din relaxarea oțelului pretensionat, $\Delta\sigma_{pr}$.

(4) Evaluarea forței de pretensionare finale în armăturile pre/ postîntinse, $P_{m\infty}$, se face ținând seama de pierderile de tensiune datorate curgerii lente și contracției betonului și relaxării oțelului pretensionat,

$$P_{m,\infty} = P_{m,0} - \Delta P_{p,c+s+r} \quad (2.13)$$

Pentru armături exterioare, sub forma tiranților metalici tensionați, influența curgerii lente și contracției betonului și relaxării oțelului pretensionat se obține în urma unui calcul static în care rigiditatea la încovoiere a elementului structural de beton conține modulul efectiv de elasticitate al betonului, relația (3.9), rigiditatea axială a tirantului conținând un modul de elasticitate al oțelului pretensionat afectat de relaxare,

$$E_{s,eff} = E_s (1 - \Delta\sigma_{pr}/ \sigma_{m0}) \quad (2.14)$$

unde : $\sigma_{m0} = P_{m0}/ A_p$

2.1.6.4 Efectele precomprimării în cazul verificărilor la stările limită de serviciu

(1)P În condiții de serviciu, în calcule se va ține seama atât de nivelul de incertitudine în realizarea efectivă a forței de pretensionare preconizate (precizia presei de tensionare), cât și de nivelul de incertitudine în evaluarea pierderilor de tensiune.

(2)P Pentru a ține seama de incertitudinile privind pierderile de tensiune, la determinarea forței de pretensionare la timpul t, $P_{m,t}$, la stările limtă de serviciu se va lua în considerare și ipoteza de calcul în care suma pierderilor de tensiune, la timpul t, este mai mică cu 35%.

(3) Imprecizia privind realizarea efectivă a forței de tensionare în presă se va estima calculând valoarea forței de pretensionare, ca acțiune, la stările limită de serviciu, cu două valori :

$$P_{k,sup} = \gamma_{sup} P_{m,t} \quad (2.15)$$

$$P_{k,inf} = \gamma_{inf} P_{m,t} \quad (2.16)$$

în care : $P_{k,sup}$ valoarea caracteristică superioară;

$P_{k,inf}$ valoarea caracteristică inferioară.

(4) În general, pentru a ține seama de nivelul de incertitudine datorat preciziei manometrului presei de tensionare, se pot considera ca suficiente valorile :

$\gamma_{sup} = 1,05$ și $\gamma_{inf} = 0,95$ pentru armături preintinse aderente;

$\gamma_{sup} = 1,10$ și $\gamma_{inf} = 0,90$ pentru armături postîntinse aderente și tiranți metalici tensionați.

Dacă se iau măsuri potrivite (ex. măsurări directe ale precomprimării în condiții de serviciu) γ_{sup} și γ_{inf} se pot lua cu valoarea 1,0.

2.1.6.5 Efectele precomprimării în cazul verificărilor la stările limită ultime

(1) În general, valoarea de proiectare a forței de pretensionare poate fi determinată cu relația,

$$P_d = \gamma_p P_{m,t} \quad (2.17)$$

(2) În cazul elementelor precomprimate exterior cu tiranți metalici tensionați, acțiunile care solicită elementul structural ulterior pretensionării tiranților metalici (alte acțiuni permanente, acțiuni din trafic, etc.), produc efecte de autotensionare ale acestora, mărind efortul secțional cu ΣX_i (vezi fig. 4.1 și 4.2), unde X_i este efectul creșterii efortului în tirant datorită acțiunii «i», aplicată ulterior tensionării tirantului.

(3) În cazul elementelor structurale metalice sau mixte din oțel – beton, precomprimate exterior prin intermediul tiranților metalici, verificările la stările limită ultime (pentru

oboseală modelul este valabil şi pentru elemente structurale din beton cu armătură pre/ postîntinsă) se fac în urma unui calcul secţional elastic – liniar (pînă la atingerea limitei de curgere) şi a unui calcul static geometric – liniar sau neliniar (calcul de ordinul al II-lea), efectele autotensionării transmiţându-se tiranţilor metalici, cu un coeficient parţial de siguranţă superior, $\gamma_{\Delta XGsup} = 1,2$ şi $\gamma_{\Delta XQsup} = 1,4$, respectiv inferior, $\gamma_{\Delta XGinf} = \gamma_{\Delta XQsup} = 1,0$, efectul total al tuturor acţiunilor permanente (G_i) şi utile (Q_i), aplicate ulterior tensionării tiranţilor metalici, conducând la o forţă de autotensionare în tirant, cu:

- o valoarea superioară: $(\gamma_{\Delta XGsup} \Sigma X_{Gi} + \gamma_{\Delta XQsup} \Sigma X_{Qi})$
- o valoarea inferioară . $(\gamma_{\Delta XGinf} \Sigma X_{Gi} + \gamma_{\Delta XQinf} \Sigma X_{Qi})$

(4) În cazul elementelor structurale din beton precomprimate exterior prin intermediul tiranţilor metalici, verificările la stările limită ultime - de rezistenţă şi de stabilitate - se fac în urma unui calcul secţional plastic – neliniar şi a unui calcul static geometric – neliniar (calcul de ordinul al II-lea, folosind metoda biografică), datorită modificării poziţiei tirantului metalic în raport cu axa neutră a elementului structural, poziţia axei neutre modificându-se odată cu creşterea încărcărilor (prin plasticizarea betonului comprimat şi intrarea în curgere a armăturilor). Calculul static al stării de deformare a întregului sistem se va face utilizând valori medii ale proprietăţilor betonului,E_{cm}, ale oţelului pentru beton armat, ale oţelului pretensionat interior şi ale celui din alcătuirea tiranţilor metalici, E_s. Întrucât cedarea ansamblului structural a fost dirijată, prin regulile de conformare, să se producă prin cedarea elementului structural, odată cu apariţia primei articulaţii (zone) plastice (de regulă în zonele de moment maxim) determinarea rezistenţei, pentru verificare la starea limită ultimă de rezistenţă, se va face cu caracteristici de proiectare, $X_d = X_k / \gamma_M$, corespunzătoare acestei stări limită, cap. 3.1. În acest caz, la calculul efortului de autotensionare din tirantul metalic, urmare aplicării unor acţiuni ulterior momentului tensionării acestora, se va lua în considerare un coeficient parţial de siguranţă superior pentru acţiuni permanente, (G_i), $\gamma_{\Delta XGsup} = 1,1$ şi pentru acţiuni utile, (Q_i), $\gamma_{\Delta XQsup} = 1,2$, respectiv inferior, $\gamma_{\Delta XGinf} = \gamma_{\Delta XQsup} = 1,0$.

2.1.7 Acţiuni variabile

2.1.7.1 Acţiuni din trafic

(1) Acţiunile datorate traficului pe poduri de şosea, pietonale şi de cale ferată au caracterul unor acţiuni variabile şi accidentale, reprezentate prin diferite modele de încărcare.

(2) Din punctul de vedere al caracterului spaţial al acţiunilor din trafic, acestea se pot considera ca acţiuni libere în limitele precizate în anexele B, C şi D.

(3) Acţiunile din trafic pot avea mai multe componente şi sunt prezentate în anexele B, C şi D.

(4) Pentru condiţii normale de utilizare (excluzând orice situaţie accidentală) încărcările din trafic şi cele datorate pietonilor (efectele dinamice fiind incluse atunci când sunt relevante) trebuie considerate ca acţiuni variabile.

(5) Valorile reprezentative ale acţiunilor din trafic sunt:

- valorile caracteristice, care sunt fie stabilite statistic şi corespund unei probabilităţi limitate de a fi depăşite pe durata normată de exploatare a podului fie cele nominale;

- valorile frecvente;
- valorile cvasipermanente.

(6) Pentru calculul la oboseală în anexa B (pentru poduri de şosea) şi anexa C (pentru poduri de cale ferată), sunt descrise modele separate, valori asociate acestora şi exigenţe specifice.

(7) Vehiculele rutiere şi feroviare pot determina acţiuni datorită coliziunii, poziţiei sau prezenţei lor accidentale pe suprafeţe care nu sunt destinate lor. Aceste acţiuni trebuie considerate la proiectarea structurii atunci când nu există măsuri adecvate de protecţie. Măsurile adecvate de protecţie sunt prevăzute în normele de proiectare sau în proiecte specifice.

(8) În acest normativ acţiunile precizate pentru situaţii de proiectare accidentale se referă la cazuri uzuale. Aceste acţiuni, reprezentate prin modele de încărcare diferite, definesc valorile de proiectare sub forma unor încărcări statice echivalente.

(9) Pentru acţiunile datorate vehiculelor rutiere care circulă sub poduri de şosea, poduri pentru pietoni sau poduri de cale ferată, în situaţiile de proiectare accidentale, se vor respecta prevederile din anexele B şi D.

(10) Forţele de coliziune, datorate ambarcaţiunilor, vapoarelor sau avioanelor, asupra podurilor de şosea, pietonale şi de cale ferată care traversează canale sau râuri (fluvii) navigabile nu sunt precizate în acest normativ. Pentru aceste situaţii pot fi stabilite exigenţe suplimentare în documentaţii de proiectare specifice.

(11) Acţiunile, pentru situaţiile de proiectare accidentale, datorate vehiculelor rutiere care circulă pe podurile de şosea sau pe poduri pietonale sunt definite în anexele B, respectiv anexa D.

(12) Acţiunile, pentru situaţiile de proiectare accidentale, datorate vehiculelor feroviare sau unor componente ale infrastructurii feroviare sunt definite în anexa C. Ele se folosesc atunci când sunt relevante pentru poduri de şosea, pietonale şi de cale ferată.

(13)P Situaţiile de proiectare accidentale se vor identifica şi vor fi luate în considerare. Pentru poduri la care se folosesc semnalizări în vederea limitării greutăţii vehiculelor, trebuie luată în considerare şi o situaţie de proiectare accidentală corespunzătoare unui vehicul care încalcă avertismentul dat de semnalizare.

(14) Atunci când se folosesc grupuri de încărcări (grupări ale componentelor acţiunilor din trafic), diferitele încărcări din trafic care se iau în considerare ca simultane sunt date în anexele B, C şi D. Atunci când este relevant fiecare dintre acestea trebuie considerate în calculele de proiectare.

(15)P Regulile privind gruparea acţiunilor din trafic depind de calculele care se efectuează şi vor fi în conformitate cu prevederile de la 2.2. Pentru grupările de acţiuni care includ şi acţiunea seismică, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1998-2, se vor respecta prevederile din "Normativul pentru proiectarea antiseismică a podurilor de şosea, de cale ferată şi a pasajelor rutiere denivelate din beton armat şi beton precomprimat" şi din P-100-92.

2.1.7.2 Alte acţiuni variabile

(1) Până la adoptarea versiunilor în limba română a EN 1991-1-3, EN 1991-1-4, EN 1991-1-5 şi EN 1991-1-6, acţiunile variabile care nu sunt generate de trafic se calculează utilizând prevederile din STAS 1545-89 şi STAS 1489-78, având în vedere şi completările din anexa E. Aceste acţiuni sunt:

- variaţiile termice anuale
- deformaţiile în timp ale betonului (curgerea lentă, contracţia)
- tasarea şi deplasarea fundaţiilor
- presiunea şi subpresiunea hidrostatică a apei la nivelul mediu
- frecarea aparatelor de reazem mobile
- variaţiile termice zilnice
- diferenţa de temperatură dintre elementele structurale
- presiunea vântului
- presiunea şi subpresiunea apei de la nivelul mediu la nivelul maxim sau minim
- presiunea gheţii
- încărcarea cu zăpadă
- încărcarea din chiciură
- încărcări care apar la montajul în consolă al structurilor sau în alte situaţii similare
- încărcări provenite din deplasările, transportul, execuţia şi montajul elementelor structurale prefabricate sau structurilor.

(2) Regulile pentru gruparea acestor acţiuni variabile cu alte acţiuni specifice podurilor depind de verificările care se efectuează şi vor fi în conformitate cu prevederile de la 2. 2.

2.1.8 Acţiuni accidentale

Până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1991-1-7, acţiunile accidentale specifice podurilor se calculează utilizând prevederile din STAS 1545-89 şi STAS 1489-78, având în vedere şi completările din anexa E. Aceste acţiuni sunt:

- izbirea navelor şi ambarcaţiunilor de infrastructurile podurilor amplasate peste cursurile de apă navigabile
- încărcări produse prin distrugerea unor instalaţii fixe.

2.1.9 Acţiuni seismice

(1) Metodele cu ajutorul cărora se defineşte acţiunea seismică trebuie să reflecte complexitatea mişcărilor seismice şi să fie adecvate modeleleor utilizate pentru analiză răspunsului structurii reale. Aceste modele cuantifică efectul mişcării seismice, transmise structurii de terenul de fundaţie, posibilitatea producerii unor deplasări permanente de teren care să impună structurilor de rezistenţă deplasări impuse, va fi evaluată prin studii speciale, iar consecinţele vor fi evitate prin alegerea unor amplasamente şi/sau sisteme structurale adecvate.

(2) Acţiunea seismică se defineşte având în vedere:

- caracterizarea mişcării într-un punct
- caracterizarea variabilităţii spaţiale a mişcării

(3) Din cele şase componente ale mişcării seismice (trei componente de translaţie şi trei componente de rotaţie), de regulă, se consideră numai cele trei componente de translaţie după

direcţii ortogonale. Pentru calculul structurilor fiecare componentă a mişcării sesimice a terenului poate fi reprezentată prin:

- spectru de răspuns
- densităţi spectrale de putere
- accelerograme

Spectrul de răspuns, densităţile spectrale de putere şi accelerogramele corespunzătoare aceluiaşi amplasament trebuie să fie reciproc compatibile.

Spectrele de răspuns vor fi utilizate în toate cazurile; în cazurile speciale, în care structura de rezistenţă impune considerarea acţiunii seismice simultane după toate direcţiile, se pot pune în valoare elementele furnizate de reprezentările stocastice şi de reprezentările prin accelerograme de proiectare obţinându-se astfel date mai complete privind comportarea structurilor de poduri la acţiunea seismică.

(4) Acceleraţia efectivă maximă a mişcării seismice a terenului în câmp liber, numită acceleraţie de proiectare a terenului este dată în harta de zonare macroseismică a terenului României (SR 11100-1 :1993); efectele asupra compoziţiei spectrale a mişcărilor seismice şi respectiv asupra valorilor parametrilor mişcării terenului într-un amplasament este luată în consideraţie prin clasele de perioade de colţ, Tc, indicate în harta corespunzătoare dată în SR 11100-1 :1993.

(5) Modul concret de considerare în calcule a efectului acţiunii seismice se va face în concordanţă cu reglementările din capitolul 3 al "Normativului pentru proiectarea antiseismică a podurilor de şosea, de cale ferată şi a pasajelor rutiere denivelate din beton armat şi beton precomprimat".

(6) Regulile pentru gruparea acţiunilor seismice cu alte acţiuni specifice podurilor depind de verificările care se efectuează şi vor fi în conformitate cu prevederile de la pct. 2. 2.

2.2 Gruparea acţiunilor

2.2.1 Gruparea acţiunilor pentru verificări la stări limită ultime

(1)P Pentru fiecare caz de încărcare, valorile de proiectare ale solicitărilor corespunzătoare stării limită considerate, E_d trebuie să fie determinate plecând de la regulile de grupare, rezultate din valorile de proiectare ale acţiunilor, precizate în tabelul 2.2.

Tabelul 2.2 - Valori de proiectare pentru gruparea acţiunilor

Situaţia de proiectare (Gruparea acţiunilor)		Acţiuni permanente G_d	Acţiuni variabile independente Q_d		Acţiuni accidentale,A şi acţiuni seismice, A_d
			Dominante	Altele	
Fundamentală	în exploatare	$\gamma_G G_k (\gamma_P P_k)$	$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$\gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$	-
	în situaţii tranzitorii				
Accidentală		$\gamma_{GA} G_k (\gamma_{PA} P_k)$	$\psi_{11} Q_{k1}$	$\psi_{2i} Q_{ki}$	$\gamma_A A_k$ sau A_d
Seismică		G_k		$\psi_{2i} Q_{ki}$	$\gamma_I A_{Ed}$

(2)P Pentru fiecare caz critic de încărcare, valorile de proiectare ale solicitărilor E_d (efectele acțiunilor) trebuie determinate pentru gruparea valorilor acțiunilor care sunt simultane, astfel:
- **situații de proiectare fundamentale** în care se consideră valorile de proiectare dominante ale acțiunilor şi valorile de grupare ale altor acțiuni:
  - **situația de proiectare fundamentală în exploatare** este o situație de proiectare relevantă pe o perioadă de timp de acelaşi ordin ca durata de viață normată a structurii şi se referă, în general, la condițiile normale de exploatare;
  - **situația de proiectare fundamentală tranzitorie** este o situație de proiectare relevantă pe o perioadă de timp mult mai scurtă decât durata de viață normată a structurii, cu mare probabilitate de apariție, referindu-se şi la condițiile temporare de utilizare sau de expunere a structurii (de exemplu în perioade de execuție sau reparații).
- **situații de proiectare accidentale** în care se consideră valorile de proiectare ale acțiunilor permanente împreună cu valoarea frecventă a acțiunii variabile dominante, valorile cvasi-permanente ale altor acțiuni variabile şi valoarea de proiectare a unei acțiuni accidentale; situația de proiectare accidentală conține condiții excepționale de încărcare ale structurii sau la care este expusă, de exemplu impactul vehiculelor cu elemente structurale.
- **situație de proiectare seismică** în care se consideră valorile caracteristice ale acțiunilor permanente împreună cu valorile cvasi-permanente ale altor acțiuni variabile şi valoarea de proiectare a acțiunilor seismice.

(3) Când o acțiune dominantă nu este evidentă, va fi considerată, pe rând, fiecare acțiune variabilă ca dominantă şi se stabileşte astfel cazul cel mai defavorabil.

(4) Pentru verificări la stările limită ultime, grupările de acțiuni pot fi reprezentate simbolic astfel:

– situații de proiectare fundamentale în exploatare şi tranzitorii pentru verificări la stări limită ultime altele decât cele care se referă la oboseală

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}"+"\gamma_P P_k"+"\gamma_{Q1}Q_{k1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki} \qquad (2.18)$$

Această reprezentare este o combinare a două grupări de acțiuni diferite, care sunt:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gj}G_{kj}"+"\gamma_P P_k"+"\gamma_{Q1}\psi_{01}Q_{k1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki} \qquad (2.19a)$$

$$\sum_{j\geq 1}\xi_j\gamma_{Gj}G_{kj}"+"\gamma_P P_k"+"\gamma_{Q1}Q_{k1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki} \qquad (2.19b)$$

unde .

ξ factor de reducere pentru γ_{Gj} care are valori cuprinse între 0,85 şi 1,0 ; în locul expresiei (2.18) se aplică cea mai defavorabilă expresie dintre (2 19a) şi (2. 19b).

– situații de proiectare accidentale

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{GAj}G_{kj}"+"\gamma_{PA}P_k"+"A_d"+"\psi_{11}Q_{k1}"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2i}Q_{ki} \qquad (2.20)$$

– situație de proiectare seismică

$$\sum_{j\geq 1}G_{kj}"+"P_k"+"\gamma_I A_{Ed}"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2i}Q_{ki} \qquad (2.21)$$

unde:

"+" reprezintă "să fie grupat cu"

$\sum$ reprezintă "efectul grupat al"

G_{kj} valorile caracteristice ale acţiunilor permanente
P_k valoarea caracteristică a acţiunii de pretensionare
Q_{k1} valorile caracteristice ale acţiunii variabile dominante
Q_{ki} valoarea caracteristică a altor acţiuni variabile
A_d valoarea de proiectare a acţiunii accidentale
A_{Ed} valoarea de proiectare a acţiunii seismice
γ_{Gj} coeficientul parţial de siguranţă pentru acţiunea permanentă j
γ_{GAj} aceeaşi semnificaţie ca pentru γ_{Gj} dar pentru situaţii de proiectare accidentale
γ_p coeficientul parţial de siguranţă pentru acţiunea de pretensionare
γ_{pA} aceeaşi semnificaţie ca pentru γ_p, dar pentru situaţii de proiectare accidentale
γ_I coeficient care caracterizează importanţa podului
ψ coeficienţi de grupare pentru acţiuni variabile.

(5) Grupările de acţiuni pentru situaţii de proiectare accidentale implică fie o acţiune explicită accidentală A (de exemplu izbirea navelor sau ambarcaţiunilor de infrastructurile podurilor) fie se referă la o situaţie după un eveniment accidental (A = 0).

(6) Expresiile (2.18), (2.19) si (2.20) se referă atât la acţiuni cât şi la efectele acţiunilor. În unele cazuri aceste expresii pot suferi modificări, justificate, în funcţie de particularităţile structurii.

(7) Deformaţiile impuse trebuie să fie considerate întotdeauna când sunt relevante.

(8) Pentru oboseală vezi precizările din capitolul 4.

(9) Coeficienţii parţiali de siguranţă γ pentru acţiuni şi coeficienţii de grupare ψ pentru acţiuni variabile sunt precizaţi în anexele B, C şi D.

2.2.2 Gruparea acţiunilor pentru verificări la stări limită de serviciu

(1) Gruparea acţiunilor care se consideră pentru verificările la stările limită de serviciu depinde de natura efectului acţiunilor (de exemplu efecte ireversibile, reversibile sau de lungă durată). Cele trei grupări ale acţiunilor, pentru stări limită de serviciu, caracterizate prin valoarea reprezentativă a acţiunii dominante sunt date în tabelul 2.3.

Tabelul 2.3 - Valori de proiectare ale acţiunilor utilizate în grupările de acţiuni

Gruparea acţiunilor	Acţiuni permanente G_d	Acţiuni variabile Q_d	
		Dominantă	Altele
Caracteristică (cu frecvenţă redusă, rară)	$G_k\ (P_k)$	Q_{k1}	$\psi_{0i}Q_{ki}$
Frecventă	$G_k\ (P_k)$	$\psi_{11}Q_{k1}$	$\psi_{2i}Q_{ki}$
Cvasi-permanentă	$G_k\ (P_k)$	$\psi_{21}Q_{k1}$	$\psi_{2i}Q_{ki}$

(2) Cele trei grupări de acțiuni pentru stări limită de exploatare sunt definite, simbolic, prin următoarele expresii:

- gruparea caracteristică (cu frecvență redusă, rară)

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} "+" P_k "+" Q_{k1} "+" \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ki} \qquad (2.22)$$

- gruparea frecventă

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} "+" P_k "+" \psi_{11} Q_{k1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki} \qquad (2.23)$$

- gruparea cvasi-permanentă

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} "+" P_k "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \qquad (2.24)$$

în care notațiile sunt definite în 2 2 1 (4).

(3) Deformațiile impuse vor fi considerate numai dacă sunt relevante. Valoarea deformațiilor impuse trebuie apreciată în mod corespunzător.

(4) În unele cazuri expresiile (2.22), (2 23), (2.24) pot suferi modificări în funcție de particularitățile structurii şi în aceste cazuri trebuie justificate.

(5) Limitările impuse betonului şi armăturilor la stările limită de serviciu sub diverse grupări de acțiuni, inclusiv precomprimarea sunt precizate în 4.2.2.2 1.

(6) Coeficienții parțiali de siguranță γ pentru acțiuni, la stări limită de exploatare, sunt egali cu 1,0 cu excepția cazurilor când sunt precizate alte valori.

(7) Coeficienții de grupare ψ sunt precizați în anexele B, C şi D.

2.3 Metode de calcul

2.3.1 Considerații de bază

(1)P Scopul calculului este de a stabili distribuția fie a eforturilor secționale, fie a eforturilor unitare, ale deformațiilor specifice şi ale deplasărilor în întreaga structură sau a unei părți a acesteia Calcule locale suplimentare se vor efectua acolo unde este necesar.

(2) În majoritatea cazurilor practice calculul se va folosi pentru a se stabili distribuția eforturilor secționale; cu toate acestea pentru anumite structuri mai complexe şi elementele acestora metodele de calcul folosite (de exemplu metoda elementelor finite) stabilesc distribuția şi valoarea eforturilor unitare, a deformațiilor specifice şi a deplasărilor.

(3)P Calculele se efectuează utilizând ipoteze simplificatoare acceptate atât pentru modelarea geometriei structurii, cât şi pentru comportarea materialelor din care sunt realizate elementele structurale Ipotezele simplificatoare acceptate în calcul trebuie să fie adecvate problemei considerate.

(4) În mod obişnuit, în modelarea geometriei structurii, se consideră elemente liniare, elemente bidimensionale sau elemente tridimensionale.

(5) Ipotezele de comportare a materialelor, din care sunt realizate elementele structurale, sunt:

- comportare elastică

- comportare elasto-plastică
- comportare plastică

Alegerea ipotezei de comportare a materialelor din care sunt realizate elementele structurale se face în funcție de starea limită pentru care se face calculul și în funcție de tipul structurii (structuri integral din beton, structuri integral metalice, structuri compuse oțel-beton).

(6) Evaluarea efectelor suplimentare locale este necesară în zonele structurii unde ipoteza distribuției liniare a deformațiilor specifice nu se aplică, de exemplu:

- zonele de reazeme;
- alte zone de aplicare a forțelor concentrate ;
- zonele îmbinărilor (legăturilor) dintre elementele structurale;
- zona de ancorare;
- zone de schimbări bruște ale dimensiunilor secțiunii.

(7) Toate metodele de calcul care se folosesc trebuie să asigure satisfacerea condițiilor de echilibru.

(8) În cazul în care condițiile de compatibilitate nu se verifică direct pentru stările limită considerate, se vor lua măsuri pentru a se asigura că, la stările limită ultime, structura are suficientă capacitate de deformare și că se evită o comportare nesatisfăcătoare în condiții de serviciu.

(9) În mod obișnuit, echilibrul se va verifica pe structura nedeformată (calcul de ordinul I). Cu toate acestea, în cazurile când deformațiile conduc la modificări semnificative ale eforturilor secționale în elementele structurale, echilibrul se va verifica considerând structura deformată (calcul de ordinul al II-lea).

(10) Calculul global pentru efectele deformațiilor impuse datorate temperaturii și contracției betonului trebuie considerate la stările limită de exploatare, atunci când sunt relevante.

2.3.2 Procedee de calcul structural

2.3.2.1 Generalități

(1) Efectele precomprimării interioare (cu armături postîntinse) și exterioare (cu tiranți metalici tensionați) asupra elementului structural se determină, în practică, înlocuind fiecare fascicul, respectiv tirant metalic prin ansamblul forțelor pe care le exercită asupra elementului structural, respectiv asupra deviatorilor. Acestea sunt:

a) forțele concentrate în zona ancorajelor;
b) forțele radiale de intensitate P_m/r, r reprezentând raza de curbură a axului fasciculului și P_m valoarea medie a forței de precomprimare (vezi 2.1.6.2 (6)P) ;
c) forțele tangențiale de intensitate dP_m/ds, unde ds reprezintă creșterea abscisei curbilinii în lungul axei cablului, iar dP_m creșterea forței din armătura postîntinsă în lungul axei sale.

Pentru elemente structurale precomprimate interior (cu armături postîntinse) forțele radiale și tangențiale descrise la b), respectiv c) acționază în lungul fiecărui fascicul, pe cînd în cazul elementelor structurale precomprimate exterior (cu tiranți metalici tensionați) aceste forțe se exercită doar în zona deviatorilor elementului structural.

(2) Tiranții metalici tensionați pot fi considerați rectilinii pe zonele curente dintre deviatori.

(3) Pentru ca un element structural să fie considerat grindă, deschiderea lui trebuie să fie mai mare că decât dublul înățimii totale a secțiunii. O grindă a cărei deschidere este mai mică decât dublul înălțimii sale este considerată grindă perete.

(4)P Momentele calculate folosind calculul elastic liniar pot fi redistribuite cu condiția ca distribuția de momente rezultată să rămână în echilibru cu încărcările aplicate.

(5)P Analiza globală elastică se bazează pe ipoteza comportării liniare a materialului, indiferent de mărimea eforturilor unitare.

(6)P Ipotezele care se consideră în analiza globală a structurilor de poduri vor fi compatibile cu tipul de comportare anticipat al secțiunilor transversale, elementelor structurale, îmbinărilor şi aparatelor de reazem. Atunci când interacțiunea teren-structură este relevantă trebuie considerate proprietățile terenului şi infrastructurilor (pile, culei, stâlpi etc.).

(7)P Ipotezele care se consideră la proiectarea elementelor structurale vor fi compatibile cu (sau acoperitoare față de) metodele folosite pentru analiza globală şi cu tipul de comportare anticipat pentru îmbinări.

(8) Pentru determinarea efectelor acțiunilor verticale şi orizontale se pot alege diferite modele de analiză structurală.

(9) La calculul elementelor structurale precomprimate exterior cu tiranți metalici tensionați se va ține seama de deformarea ansamblului interdependent "element structural – tirant metalic", determinându-se efectele autotensionării tiranților. Pentru calcule de predimensionare, se poate admite o creştere a eforturilor unitare în tiranții metalici din autotensionarea acestora (datorată acțiunilor care solicită ansamblul structural ulterior tensionării tiranților metalici), creştere determinată ca o diferență dintre rezistența ultimă a oțelului pretensionat (tirantul metalic) şi efortul unitar din tirantul metalic la decomprimarea secțiunii. Se recomandă ca această creştere de efort unitar în tiranții metalici să nu depăşească 100 MPa

(10) În calculul eforturilor secționale ale elementelor precomprimate exterior cu tiranți metalici tensionați se va ține seama de efectele de ordinul al II-lea.

(11) În cazul elementelor structurale precomprimate interior (cu armături postântinse) efectele de ordinul al II-lea vor fi luate în considerare numai în cazul structurilor static nedeterminate.

(12) În cazul elementelor precomprimate exterior considerarea efectelor de ordinul al II-lea se ia în considerație întotdeauna (fiecare tip de tirant introduce în ansamblul structural cîte o nedeterminare statică suplimentară).

(13) După injectarea canalelor fasciculelor postîntinse, în calcule se consideră o aderență corespunzătoare între beton şi fascicule.

2.3.2.2 Simplificări

(1)P Pentru calcul se pot folosi metode simplificate sau mijloace auxiliare de proiectare bazate pe simplificări adecvate problemei analizate dacă ele asigură nivelul de reliabilitate

cuprins în metodele de proiectare din acest normativ pe tot domeniul lui de valabilitate. Redistribuția solicitărilor este limitată la cea permisă prin ipotezele precizate şi incluse în metoda simplificată aleasă.

(2) Indiferent de metoda de calcul folosită, atunci când o grindă sau o placă este continuă pe reazeme, care pot fi considerate că permit rotirea liberă, momentul încovoietor de proiectare pe reazem, stabilit considerând deschiderea egală cu distanța între axele reazemelor, poate fi redus cu valoarea ΔM_{Ed} care este dată de relația:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed\,sup} \cdot b_{sup}/8 \qquad (2.25)$$

unde:

$F_{Ed,sup}$ reacțiunea de proiectare pe reazem ;

b_{sup} lățimea reazemului sau a plăcii superioare a aparatului de reazem.

(3) Pentru a facilita analiza structurală, structura se poate descompune în substructuri simplificate.

2.3.2.3 Procedee de calcul structural pentru stări limită de serviciu

(1)P Calculele efectuate în legătură cu stări limită de serviciu se vor baza în mod obişnuit pe teoria elastică liniară.

(2) În acest caz, va fi suficient să se admită o rigiditate a elementelor bazată pe rigiditatea secțiunii transversale nefisurate şi un modul de elasticitate aşa cum este definit în capitolul 3. Dacă efectele dependente de timp sunt semnificative, ele se vor lua în considerare (vezi capitolul 3).

(3)P Dacă fisurarea betonului are un efect deosebit de nefavorabil asupra comportării structurii sau elementului structural considerat, aceasta se va lua în considerare în calcul. Unde efectul este favorabil, poate fi luat în considerare cu condiția să fie îndeplinite condițiile de compatibilitate.

(4) În modelarea distribuției greutății permanente şi a rigidității structurii unui pod trebuie să se țină seama de distribuția neuniformă determinată de variția grosimii componentelor secțiunilor transversale, de consolidări, etc.

2.3.2.4 Procedee de calcul structural pentru stări limită ultime

(1)P În funcție de proprietățile specifice ale structurii, de starea limită considerată şi de condițiile specifice de dimensionare sau execuție, calculul pentru stările limită ultime poate fi elastic liniar, cu sau fără redistribuire, neliniar sau plastic.

(2)P Metoda de calcul utilizată trebuie formulată astfel încât, în limitele domeniului său de valabilitate definit, să se respecte nivelul de asigurare, în general, cerut de acest normativ, luând în considerare incertitudinile particulare asociate metodei.

(3)P Termenul de calcul neliniar se referă la calculele care iau în considerare proprietățile de deformare neliniară a secțiunilor din beton armat şi precomprimat. Calculele care iau în considerare comportarea neliniară ce rezultă din săgeata elementelor structurale sunt denumite

"calcule de ordinul al II-lea" (astfel un calcul neliniar de ordinul al II-lea ia în considerare ambele efecte).

(4) Aplicarea teoriei liniare elastice nu cere în mod obişnuit măsuri specifice pentru a asigurarea ductilităţii adecvate, cu condiţia evitării procentelor foarte mari de armare în secţiunile critice. Acolo unde momentele obţinute din calculul elastic liniar sunt redistribuite, este necesară asigurarea în secţiunile critice a unei capacităţi suficiente de rotire pentru a permite redistribuirea.

2.3.2.5 Particularităţi de calcul ale structurilor din beton

2.3.2.5.1 Calculul în domeniul elastic liniar

(1) Calculul elementelor structurale în domeniul liniar se bazează pe principile teoriei elasticităţii şi poate fi utilizat pentru verificări atât la stările limită ultime, cât şi la stările limită de serviciu.

(2) Pentru determinarea efectelor acţiunilor, pe baza pricipiului suprapunerii efectelor acestora, calculul elastic va fi adoptat, presupunând următoarelor ipoteze:

i) Secţiunile transversale sunt nefisurate;
ii) diagramele caracteristice de eforturi unitare – deformaţii specifice au variaţie liniară;
iii) modulii de elasticitate utilizaţi corespund valorilor medii.

(3) Pentru deformaţiile din temperatură, din tasări şi din efectele contracţiei necesare verificărilor la stările limită ultime, se presupune reducerea rigidităţii corespunzătoare secţiunilor fisurate, neglijându-se zonele întinse, dar incluzând efectele contracţiei.

(4) La calculul elementelor structurale precomprimate interior sau exterior, efectele acţiunilor de ordinul I şi de ordinul al II-lea se aplică înaintea oricărei redistribuiri a forţelor şi a momentelor încovoietoare.

2.3.2.5.2 Calculul în domeniul elastic liniar cu limitarea redistribuirii

(1)P Când se utilizează calculul liniar cu sau fără redistribuire va fi luată în considerare influenţa posibilă asupra tuturor aspectelor legate de orice redistribuire a momentelor încovoietoare. Aceste aspecte includ atât încovoierea, forţa tăietoare, ancorarea şi întreruperea armăturii, precum şi fisurarea.

(2) Calculul liniar cu redistribuire limitată va fi aplicat în calculul elementelor structurale pentru verificări la stările limită ultime.

(3) Pentru verificări la stările limtă ultime, momentele încovoietoare rezultate în urma unui calcul liniar pot fi distribuite, cu condiţia ca momentele încovoietoare după redistribuire să fie în echilibru cu acţiunile care solicită elementul structural.

(4) Efectul redistribuirii limitate a acţiunilor dintr-un calcul în domeniul elastic al grinzilor sau plăcilor continue, solicitate predominant la încovoiere şi cu raportul deschiderilor adiacente între 0,5...2 se face prin factorul de distribuţie δ, prevăzându-se următoarele condiţii:

- pentru clase de beton de cel mult C35/45

$$\delta \geq 0,44 + [1,25 \cdot (0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}})] \cdot x/d \qquad (2.26)$$

- pentru clase de beton mai mari de C35/45

$$\delta \geq 0,54 + [1,25 \cdot (0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}})] \cdot x/d \qquad (2.27)$$

unde:

δ raportul dintre momentul redistribuit şi momentul înainte de redistribuire;
x înălţimea zonei comprimate de beton la starea limită ultimă, după redistribuire;
d înălţimea utilă a secţiunii ;
ε_{cu2} deformaţia specifică limită a betonului comprimat (tabelul 3.3, rând 11).

(5) Calculul liniar cu admiterea redistribuirii impune utilizarea armăturilor din oţel beton ductile, coeficientul de distribuţie, δ trebuind să îndeplinească condiţiile:

- pentru armături din oţel beton, cu ductilitate înaltă (H), clasa B şi C, cu $\varepsilon_{uk} > 5\%$ şi $f_{tk}/ f_{yk} > 1,08$, (vezi tabelul 3.7) :

$$\delta \geq 0,7 \qquad (2.28)$$

- pentru oţel beton din oţel cu ductilitate normală (N), clasa A, cu $\varepsilon_{uk} > 2,5\%$ şi $f_{tk}/ f_{yk} > 1,05$, (vezi tabelul 3.7):

$$\delta \geq 0,8 \qquad (2.29)$$

(6) Când se utilizează calculul liniar cu sau fără redistribuire la grinzi continue, care au raportul deschiderilor adiacente mai mic de 2, se poate omite o verificare explicită privind capacitatea de rotire a zonelor critice, dacă condiţiile din (4) şi (5) sunt îndeplinite.

(7) La elementele structurale definite în (4) unde nici o redistribuire nu a avut loc, raportul x/d nu trebuie să depăşească, în secţiunile critice, valorile:

$x/d = 0,45$ pentru beton de la clasa C12/15 până la C35/45 (2.30)

$x/d = 0,35$ pentru beton clasa C40/45 şi mai mare (2.31)

Depăşirea rapoartelor x/d precizate mai sus este permisă numai dacă se dau prevederi speciale de armare (de exemplu confinarea betonului zonei comprimate, vezi 3.1.6).

(8) Pentru a se ţine seama de aproximările în idealizarea structurii şi de abateri neintenţionate în ce priveşte forma structurală în timpul execuţiei, momentul încovoietor de proiectare la feţele reazemelor nedeplasabile ale grinzilor continue, nu trebuie să fie mai mic de 65% din momentul de pe reazem în ipoteza unei încastrări perfecte calculat la fetele tuturor reazemelor continue.

2.3.2.5.3 Metode de calcul în domeniul plastic

2.3.2.5.3.1 Generalităţi

(1) Metodele bazate pe calculul în domeniul plastic vor fi utilizate numai pentru verificări la stările limită ultime.

(2) Ductilitatea secţiunilor critice va fi asigurată prin alegerea claselor de oţel beton ductile (cu înaltă şi normală ductilitate) şi printr-un procent de armare corespunzător obţinerii unei ductilităţi secţionale conform 2.1.6.1 (7), dirijându-se astfel formarea mecanismelor de cedare.

(3) Calculul plastic se va baza pe una din metodele de calcul static (metoda eforturilor sau metoda deplasărilor), în determinarea rigidităţilor elementelor structurale introducându-se valoarea modulului secant de proiectare al betonului comprimat pentru acţiuni de scurtă durată, E_{cd}, calculat cu relaţia :

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE} \qquad (2.32)$$

unde :

E_{cm} modulul de elasticitate secant al betonului pentru acţiuni de scurtă durată (tabelul 3.3)

γ_{cE} coeficient parţial de siguranţă al modulului de elasticitate secant al betonului pentru acţiuni de scurtă durată ; valoarea recomandată este 1,2

(4) Diagramele caracteristice ale betonului, ale oţelului beton şi ale oţelului pretensionat date în capitolul 3 pot fi utilizate pentru starea limită ultimă, în valoarea lui k din relaţia (2.32) introducându-se E_{cd} în loc de E_{cm}, f_{cd} în loc de f_{cm} (tabelul 3.3) şi tipul B ca diagrame caracteristice de proiectare ale oţelului beton (fig. 3.9), respectiv ale oţelului pretensionat (fig. 3.12).

(5) Suprapunerea efectelor acţiunilor nu este, în general, admisă, în calcule fiind adoptată o creştere monotonă a intensităţii acţiunilor coroborată cu evoluţia procesului de fisurare şi cu modificarea rigidităţii secţionale datorate atât ieşirii din lucru a zonei întinse de beton, cât şi modificarea modulului secant de elasticitate al betonului şi al armăturii din oţel beton (dincolo de limita de curgere)

2.3.2.5.3.2 Metode de calcul în domeniul plastic pentru grinzi şi plăci

(1) Calculul în domeniul plastic, în afară oricărei verificări privind capacitatea de rotire, va fi utilizat pentru verificări la stările limită ultime, dacă condiţiile de mai jos, 2.3.2.5.3.2(2) sunt îndeplinite.

(2) Ductilitatea necesară este obţinută dacă următoarele condiţii sunt respectate :

(i) limitarea poziţiei relative a axei neutre,

$x_u / d \leq 0{,}25$ pentru betoane de clasă cel mult C50/ 60; (2.33)

$x_u / d \leq 0{,}15$ pentru betoane de clasă cel puţin C55/ 67; (2.34)

(i) oţelul beton are ductilitatea corespunzătoare clasei B sau C (vezi tabelul 3.7);

(ii) raportul momentelor încovoietoare de pe reazemul intermediar şi cel din câmpul deschiderii este între 0,5...2.

2.3.2.5.3.3 Capacitatea de rotire secţională

(1) Procedeul simplificat pentru calculul grinzilor continue sau al plăcilor continue armate pe o direcţie se bazează pe capacitatea de rotire a grinzii/ plăcii pe o zonă adiacentă reazemelor intermediare cu lungimea de aproximativ 0,6 din înălţimea secţiunii, h. Se consideră că în aceste zone se produc deformaţii plastice (formarea articulaţiilor plastice sub gruparea acţiunilor relevante). Verificarea rotirii plastice la starea limită ultimă este îndeplinită dacă,

sub acţiunile relevante, valoarea de proiectare a rotirii plastice, θ_s este mai mică sau egală cu rotirea plastică rezistentă, $\theta_{pl,d}$.

(2) În zonele articulaţiilor plastice înălţimea relativă a axei neutre, x_u / d nu va depăşi 0,45 pentru betoane cu clasa de rezistenţă cel mult C50/ 60 şi 0,35 pentru betoane cu clasa de rezistenţă cel puţin C55/ 67.

(3) Rotirea plastică de proiectare, θ_s se determină pe baza valorilor de proiectare ale acţiunilor şi ale proprietăţii materialelor şi pe baza valorilor medii ale pretensionării la timpul t al verificării.

(4) În procedeul plastic simplificat, rotirea plastică rezistentă, $\theta_{pl,d}$ se determină multiplicând valoarea de bază a rotirii plastice rezistente cu un factor k_λ, factor care depinde de rigiditatea la forţă tăietoare (transversală). Ca o simplificare, valorile recomandate ale coeficientului k_λ, pentru oţelul beton de clasă B şi C (utilizarea oţelurilor din clasa A nu este recomandată a fi folosite) se calculează cu relaţia :

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda_s / 3} \qquad (2.35)$$

unde :

$$\lambda_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot d) \qquad (2.36)$$

M_{Ed}, V_{Ed} valorile de proiectare ale momentului încovoietor de proiectare, respectiv ale forţei tăietoare corespunzătoare;

d înălţimea utilă a secţiunii.

2.3.2.5.3.4 Calculul pe baza metodei grinzii cu zăbrele cu înclinare variabilă a diagonalelor de beton comprimate

(1) Metoda se utilizează pentru verificări la starea limită ultimă, în zone continue ale grinzilor sau plăcilor (în stare fisurată) – vezi 4.2.1.2 ... 4.2.1.4, în zonele solicitate la forţe locale concentrate – vezi 4.2.1.5 şi de asemenea la elemente la care se presupune o variaţie liniară a eforturilor unitare pe secţiune (stare plană).

(2) O cale satisfăcătoare pentru dezvoltarea metodei grinzii cu zăbrele cu înclinare variabilă a diagonalelor de beton include adoptarea traiectoriilor şi distribuţia eforturilor unitare plecând de la teoria liniar elastică sau a metodei liniilor de forţă. Toate modelele ce au la bază această metodă pot fi optimizate prin criterii energetice.

(3) Verificările la stările limită de serviciu pot fi realizate pe baza acestei metode (de exemplu verificarea eforturilor unitare în oţelul beton şi a deschiderii fisurii), dacă o compatibilitate aproximativă este asigurată (în special poziţia şi direcţia diagonalelor importante de beton comprimate, care pot fi aflate, ca orientare, pe baza teoriei liniare a elasticităţii).

(4) Metoda constă în evidenţierea elementelor grinzii cu zăbrele rezultate din starea plană de eforturi unitare: diagonale de beton comprimate cu înclinare variabilă, diagonale întinse (tiranţi) - reprezentate de armăturile din oţel beton (bare înclinate) şi de componentele înclinate ale etrierilor, talpa comprimată - reprezentată de betonul comprimat (şi eventual de armătura dispusă în zona comprimată), talpa întinsă - reprezentată de armătura întinsă şi nodurile grinzii cu zăbrele. Forţele axiale, în elementele grinzii cu zăbrele astfel constituită, vor fi determinate menţinând în echilibru grinda cu zăbrele încărcată cu acţiunile corespunzătoare stării limită ultime. Metoda este dezvoltată la 4.2.1.2.

2.3.2.5.4 Metode de calcul în domeniul neliniar

2.3.2.5.4.1 Generalităţi

(1) Metodele de calcul în domeniul neliniar pot fi utilizate pentru verificări atât la stările limită ultime, cât şi la stările limită de serviciu, cu condiţia ca echilibrul forţelor şi compatibilitatea deformaţiilor să fie îndeplinită presupunând o comportare corespunzătoare a materialelor în domeniul neliniar. Metodele de calcul pot fi de ordinul I sau de ordinul al II-lea.

(2) Caracteristicile fizico – mecanice ale materialelor (vezi capitolul 3), care conduc la obţinerea rigidităţii corespunzătoare nivelului de solicitare, vor fi utilizate în metodele de calcul în domeniul neliniar.

(3) Pentru elementele structurale zvelte, efectele de ordinul al II lea nu pot fi ignorate, echilibrul forţelor şi verificarea secţiunilor se va face pe structura deformată, iar deformaţiile se determină ţinînd seama de rigiditatea redusă a elementului structural, în funcţie de starea de fisurare a elementului, de proprietăţile neliniare ale materialului şi de curgerea lentă a betonului

(4) Comportarea elementelor structurale se va analiza în direcţia în care deformaţiile se pot produce, ţinându-se seama, atunci când este cazul, de încovoierea oblică (biaxială) cu forţa axială corespunzătoare

(5) Imperfecţiunile ce privesc atât geometria secţiunilor, cât şi poziţia forţei axiale vor fi luate în considerare, în relaţiile de verificare la starea limită ultimă, printr-o majorare a efectelor de ordinul I cu o excentricitate adiţională (vezi 4.2 1.1 6 (3)).

(6) Verificarea la starea limită ultimă constă în capacitatea secţiunilor critice de a rezista oricăror deformaţii inelastice, corespunzător nivelului de siguranţă cerut.

(7) Calculul în domeniul plastic şi neliniar al elementelor structurale precomprimate interior va ţine seama de efectul de ordinul al II-lea datorită pretensionării printr-o rotire plastică adiţională, rotire care va fi inclusă la verificarea capacităţii secţiunii la rotire.

(8) Pentru elementele structurale solicitate predominant static, modele de încărcare ce au la bază principiul suprapunerii efectelor acţiunilor nu pot fi folosite, modelul de încărcare acceptat presupunând o creştere monotonă a intensităţii acţiunilor.

2.3.2.5.4.2 Considerarea efectului curgerii lente a betonului

(1) Efectul curgerii lente a betonului va fi luat în considerare în calcule de ordinul al II-lea dacă se ţine seama de influenţa acesteia în concordanţă cu gruparea de acţiuni care o produce şi cu durata aplicării acţiunilor.

(2) Durata acţiunilor care produc curgerea lentă poate fi luată în considerare printr-un procedeu simplificat, care utilizează un coeficient mediu de curgere lentă datorat acţiunilor cvasipermanente, φ_{ef}

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t0)} \cdot M_{0E<qp} / M_{0Ed} \qquad (2.37)$$

unde :

$\varphi_{(\infty,t0)}$ coeficientul final al curgerii lente (vezi tabelul 3.4) ;
M_{0Eqp} momentul încovoietor de ordinul I din gruparea de acțiuni cvasipermanentă (determinat pentru stări limită de seviciu);
M_{0Ed} momentul încovoietor de ordinul I maxim corespunzător grupării de acțiuni de proiectare (determinat pentru stări limită ultime).

(3) Dacă raportul M_{0Eqp} / M_{0Ed} variază în lungul deschiderii elementului structural, raportul se va calcula în secțiunea de moment maxim sau se utilizează o valoare medie semnificativă.

(4) Efectele curgerii lente pot fi negjijate, adică $\varphi_{ef} = 0$, dacă următoarele trei condiții sunt îndeplinite :

- $\varphi_{(\infty,t0)} \leq 2$
- $\lambda \leq 75$
- $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$

unde :

M_{0Ed} momentul încovoietor maxim de ordinul I ;
h înălțimea secțiunii pe direcția de încovoiere.;
λ zveltețea elementului structural.

Dacă numai una din condițiile de mai sus nu este îndeplinită, atunci se va lua în considerare efectul curgerii lente în calculul de ordinul al II-lea, mai puțin cazul în care coeficientul mecanic de armare, $\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$ are valoarea cel puțin 0,25.

(5) În absența unor modele mai exacte, curgerea lentă a betonului se poate lua în considerație multiplicînd/ împărțind cu factorul $(1 + \varphi_{ef})$ deformațiile betonului de scurtă durată, respectiv valoarea de proiectare a modulului de elasticitate secant al betonului pentru acțiuni de scurtă durată :

$$\varepsilon_{cd,eff} = \varepsilon_{cd} \cdot (1 + \varphi_{ef}) \quad (2.38)$$

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (2.39)$$

2.3.2.5.4.3 Rigiditatea nominală

(1) În calculul de ordinul al II-lea bazat pe rigiditatea nominală vor fi utilizate valorile nominale ale rigidității la încovoiere corespunzătoare duratei normate de viață a elementului structural şi a elementelor adiacente, ținându-se seama de influența fisurării întregii secțiuni, de comportarea neliniară a betonului şi de curgerea lentă a betonului. Cînd este relevant se va ține seama şi de interacțiunea teren - structură (în cazul elementelor static nedeterminate, ca de exemplu grinzile continue).

(2) Rigiditatea nominală va fi calculată în fiecare secțiune, pentru că momentele încovoietoare totale rezultate din calcul vor fi utilizate pentru determinarea momentelor încovoietoare rezistente ale tuturor secțiunilor transversale (solicitate la momente încovoietoare cu/ sau fără forță axială de compresiune).

(3) Estimarea rigidității nominale pentru secțiunile elementelor zvelte comprimate poate fi realizată cu relația :

$$EI = K_c \cdot E_{cd,eff} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (2.40)$$

unde :

$E_{cd,eff}$ valoarea de proiectare a modulului de elasticitate secant al betonului care ține seama de creşterea deformațiilor în timp datorată curgerii lente a betonului (vezi (2.39)) ;
I_c momentul de inerție al secțiunii transversale de beton nefisurate;
E_s modulul de elasticitate al armăturilor din oțel beton (vezi 3.2.2.5 (4)) ;
I_s momentul de inerție al armăturilor din oțel beton calculat față de centrul de greutate al secțiunii de beton nefisurate;
K_c factor care ține seama de starea de fisurare din element, de curgerea lentă a betonului, etc.
K_s factor care ține seama de contribuția armăturilor din oțel beton la rigiditatea nominală.

(4) Pentru secțiuni la care coeficientul geometric de armare $\rho \geq 0,002$, factorul $K_s = 1$, iar factorul K_c se determină cu relația :

$$K_c = k_1 k_2 \qquad (2.41)$$

unde :

ρ coeficientul geometric de armare, calculat cu relația :
$\rho = A_s / A_c$
A_s aria secțiunii transversale a armăturii din oțel beton ;
A_c aria secțiunii transversale de beton nefisurate ;
k_1 factor care depinde clasa de rezistență a betonului (rezistența caracteristică pe cilindru, f_{ck}, vezi tabelul 3.3) şi se calculează cu relația :
$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20}$, în MPa
k_2 factor care depinde de valoarea relativă a forței axiale de proiectare $n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ şi de coeficientul de zveltețe λ; se calculează cu relația:
$k_2 = n \cdot \lambda / 170$
dacă zveltețea λ nu este definită se adoptă:
$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20$
λ coeficientul de zveltețe, care se calculează cu relația:
$\lambda = l_0 / i$
l_0 lungimea de flambaj, funcție de condițiile de rezemare de la capetele elementului structural;
i raza de girație a secțiunii de beton, calculată cu relația:
$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

(5) Pentru calcule preliminare, considerând $\rho \geq 0,01$, se pot adopta pentru factorul $K_s = 0$ şi factorul $K_c = 0,3$.

2.3.2.5.4.4 Calculul momentelor încovoietoare de ordinul al II-lea pe baza majorării momentului încovoietor

(1) Momentul încovoietor total de proiectare inclusiv efectele de ordinul al II-lea, M_{Ed} poate fi exprimat funcție de momentul de ordinul I, M_{0Ed} (rezultat dintr-un calcul de liniar) printr-un coeficient de influență a flexibilității, η_f :

$$M_{Ed} = \eta_f M_{0Ed} \qquad (2.42)$$

unde :

η_f coeficientul de influență a flexibilității, calculat cu relația :

$$\eta_f = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \leq 1{,}10 \qquad (2.43)$$

N_{Ed} valoarea de proiectare a forței axiale de compresiune ;

N_B forța critică de pierdere a stabilității prin flambaj.

(2) Metoda este dezvoltată pentru secțiuni solicitate la moment încovoietor cu forță axială de compresiune în 4.2.1.1 şi 4.2.1.1 7.3.

2.3.2.5.4.5 Calculul momentelor încovoietoare de ordinul al II-lea pe baza curburii nominale

(1) Metoda este recomandată atunci când forța axială de compresiune are o valoare relativ constantă şi la elemente structurale la care se poate defini cu certitudine lungimea de flambaj. Metoda conduce la obținerea momentului încovoietor de ordinul al II-lea pe baza săgeții, la fiecare modificare a acesteia reluând calculul cu lungimea de flambaj efectivă şi cu o curbură maximă estimată.

(2) Momentul încovoietor de proiectare de ordinul al II-lea, M_{Ed}, se obține din relația:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \qquad (2.44)$$

unde:

M_{0Ed} momentul încovoietor de ordinul I, inclusiv efectul imperfecțiunilor (vezi de asemenea 2.3.2.5.4.4); pentru elemente structurale static nedeterminate se determină respectând condițiile de echilibru static;

M_2 valoarea nominală a surpusului de moment încovoietor datorită efectelor de ordinul al II-lea şi care depinde numai de condițiile de rezemare la capete prin lungimea efectivă de flambaj, calculându-se cu relația:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \qquad (2.45)$$

N_{Ed} valoarea de proiectare a forței axiale de compresiune;

e_2 săgeata, calculată cu relația:

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{\pi^2}$$

l_0 lungimea efectivă de flambaj;

$1/r$ curbura datorată efectelor de ordinul al II-lea.

(3) Pentru elemente structurale cu secțiune simetric constantă (inclusiv armarea), curbura se calculează cu relația:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot (1/r_0) \qquad (2.46)$$

unde:

K_r factor de corecție care depinde de intensitatea relativă a forței axiale de compresiune, n şi se calculează cu relația:

$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1{,}0$

n forța axială relativă de compresiune, calculată cu relația:

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$

N_{Ed} valoarea de proiectare a forței axiale de compresiune;

n_{bal} valoare a forței axiale relative corespunzătoare momentului încovoietor maxim rezistent de pe curba de interacțiune (punctul de balans), valoarea uzual recomandată fiind 0,4;

ω coeficientul mecanic de armare, calculat cu relația:
$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$
$n_u = 1 + \omega$
A_s aria totală a secțiunii transversale a armăturii din oțel beton; pentru armături interioare din oțel beton și din oțel pretensionat, ținând seama de aderența diferită, vezi relația (4.142);
A_c aria secțiunii transversale de beton;
f_{yd}, f_{cd} valorile de proiectare ale oțelului beton, respectiv a betonului;
K_φ factor care ține seama de influența curgerii lente a betonului, calculat cu relația:
$K_\varphi = 1 + \varphi_{ef} (0,35 + f_{ck} /200 - \lambda / 150)$
φ_{ef} coeficientul mediu de curgere lentă datorat acțiunilor cvasipermanente, vezi (2.37);
λ coeficientul de zvelțețe
$1/r_0$ curbură de bază, calculată cu relația:
$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45\ d)$
ε_{yd} deformația specifică limită de proiectare a oțelului beton, calculată cu relația:
$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$
E_s modulul de elasticitate al oțelului beton (vezi 3.2.2.5 (4))
d înălțimea utilă; dacă armătura nu este distribuită simetric în secțiunea transversală de beton, o parte din ea fiind distribuită paralel cu planul de încovoiere, d se calculează:
$d = (h / 2) + i_s$
i_s raza de girație a armăturii totale.

(4) Pentru momente încovoietoare diferite la capetele elementului structural, M_{01} și M_{02}, acestea pot fi înlocuite printr-un moment de ordinul I echivalent, M_{0e} calculat cu relația:

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \qquad (2.47)$$

M_{01} și M_{02} vor fi adoptate cu același semn dacă întind fibra elementului structural de aceeași parte, altfel fiind adoptate cu semn contrar. Relația este aplicabilă respectând condiția suplimentară: $|M_{01}| \geq |M_{02}|$

2.3.2.5.5 Modelul de verificare al elementelor structurale solicitate la încovoiere oblică cu sau fără forță axială de compresiune

(1) Metoda generală descrisă la 2.3.2.5.4.1 poate fi utilizată în cazul elementelor structurale solicitate la încovoiere oblică cu sau fără forță axială de compresiune. Ipotezele de calcul de mai jos vor fi folosite cînd se utilizează metode de calcul simplificate. În acest caz o atenție specială se va da identificării secțiunii din lungul elementului structural cu combinația de momente încovoietoare cea mai defavorabilă.

(2) Ca prim pas, se proiectează separat pentru fiecare direcție de încovoiere cu forță axială de compresiune, neținând seama de încovoierea oblică, imperfecțiunile fiind luate în considerare numai pe direcțiile unde, probabil, se produc și au efect nefavorabil.

(3) Îndeplinirea condițiilor de zvelțețe și de excentricitate relativă, de mai jos, nu mai necesită verificări suplimentare la încovoiere oblică cu sau fără forță axială de compresiune:

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \quad \text{sau} \quad \lambda_z / \lambda_y \leq 2 \qquad (2.48)$$

$$\frac{e_y / h}{e_z / b} \le 0{,}2 \quad \text{sau} \quad \frac{e_z / b}{e_y / h} \le 0{,}2 \qquad (2.49)$$

unde:

b, h	lățimea, respectiv înălțimea secțiunii dreptunghiulare; pentru secțiuni oarecare: $b = 3{,}464 \cdot i_y$ şi $h = 3{,}464 \cdot i_z$
λ_y, λ_z	zveltețea pe direcția y, respectiv z:: $\lambda_y = l_{0z} / i_y$ şi $\lambda_z = l_{0y} / i_z$
e_z, e_y	excentricitatea forței axiale față de axa z, respectiv axa y: $e_z = M_{Ed,y} / N_{Ed}$ şi $e_y = M_{Ed,z} / N_{Ed}$
$M_{Ed,y}$, $M_{Ed,z}$	momentul încovoietor de proiectare față de axa y, respectiv z, incluzînd şi efectul de ordinul al II-lea;
N_{Ed}	valoarea de proiectare a forței axiale corespunzătoare grupării de acțiuni în care s-au determinat $M_{Ed,y}$, $M_{Ed,z}$.

(4) Dacă condițiile (2.48) şi (2.49) nu sunt în totalitate îndeplinite, în calculul la încovoierea cu forță axială de compresiune corespunzător fiecărei direcții se vor include şi efectele de ordinul al II-lea.

2.3.2.5.6 Flambajul lateral al grinzilor zvelte

(1) Flambajul lateral al grinzilor zvelte va fi luată în considerare atunci cînd se impune, ca de exemplu în cazurile : transportului şi montajului grinzilor prefabricate, grinzi lipsite de contravântuiri laterale sau antretoaze în structuri terminate, etc La verificarea flambajului lateral vor fi luate în considerare imperfecțiunile geometrice.

(2) O săgeată laterală de l / 300 poate fi admisă ca imperfecțiune geometrică pentru verificarea grinzilor la flambaj lateral (l este lungimea totală a grinzii). În structurile terminate elementele laterale de contravântuire sau de conlucrare (antretoaze) vor fi luate în considerare la verificarea flambajului lateral.

(3) Efectele de ordinul al II-lea coroborate cu instabilitatea laterală la flambaj pot fi neglijate dacă următoarele condiții sunt îndeplinite în totalitate:

- în situații de proiectare fundamentale în exploatare·

$$\frac{l_{0t}}{b} \le \frac{50}{\sqrt[3]{h/b}} \quad \text{şi} \quad h / b \le 2{,}5 \qquad (2.50)$$

- în situații de proiectare fundamentale tranzitorii:

$$\frac{l_{0t}}{b} \le \frac{70}{\sqrt[3]{h/b}} \quad \text{şi} \quad h / b \le 3{,}5 \qquad (2.51)$$

unde:

l_{0t} distanța dintre reazemele care fixează grinda la torsiune;

h înălțimea totală a grinzii pe direcția reazemelor de fixare la torsiune;
b lățimea plăcii comprimate.

(4) Solicitarea de torsiune va fi asociată cu instabilitatea laterală a grinzilor la proiectarea reazemelor elementului structural.

2.3.2.6 Particularități de calcul ale suprastructurilor metalice și compuse oțel – beton

(1) Deformațiile suprastructurii și/sau ale elementelor structurale trebuie determinate prin calcul liniar elastic folosind proprietățile secțiunilor transversale brute cu lățimi efective (active) în conformitate cu prevederile din capitolul 4.

(2) Pentru stările limită de exploatare rezultantele eforturilor unitare trebuie determinate prin calcul liniar elastic folosind lățimile efective (active) ale secțiunilor transversale, în conformitate cu prevederile din capitolul 4. Eforturile unitare trebuie în acest caz obținute folosind lățimile efective (active) ale secțiunilor transversale.

(3)P La structurile static nedeterminate, eforturile secționale se determină utilizând analiza globală elastică (vezi 2.3.2.1(6)P) cu excepția acțiunilor accidentale (vezi (7)), tipul de analiză structurală depinzând de clasificarea secțiunilor-transversale în conformitate cu prevederile din capitolul 4.

(4) Influența deformațiilor asupra efectelor acțiunilor va fi considerată prin calcul de ordinul al II-lea

(5) Această ipoteză se consideră atât pentru calculul de ordinul I cât și pentru calculul de ordinul al II-lea chiar dacă rezistența secțiunii transversale se stabilește pe baza rezistenței sale în domeniul plastic.

(6) În mod normal pentru structurile metalice de poduri nu se face o redistribuție a momentelor elastice (vezi însă prevedrile din (7)).

(7) Calculul elasto-plastic luând în considerare redistribuția momentelor poate fi aplicat numai la acele părți ale structurii podului supuse încărcărilor accidentale și numai atunci când se asigură o suficientă capacitate de rotire a secțiunilor transversale în zonele plastice, conform prevederilor din 4.3.1.3.3.

(8) Proprietățile secțiunilor transversale trebuie stabilite în conformitate cu prevederile din capitolul 4.
Notă: Detalii referitoare la forțele și deplasările aparatelor de reazem și a rosturilor de dilatație se dau în anexa H, respectiv anexa I.

(9)P La structurile metalice de poduri pentru determinarea efectelor acțiunilor se va considera conlucrarea spațială a elementelor structurale; de exemplu structurile de poduri cu platelaje metalice reprezintă structuri unitare (integrale) la care platelajul îndeplinește atât funcția de preluare și distribuție a încărcărilor cât și cea de parte componentă a tălpilor întinse sau comprimate ale grinzilor principale.

(10) În general, pentru analiza la oboseală, îmbinările structurilor de poduri se consideră rigide cu excepția îmbinărilor tip articulație (cu bolț) sau îmbinările cablurilor care pot fi considerate articulații. Totuşi, în modelarea structurii pentru starea limită ultimă îmbinările rigide pot fi considerate articulații doar dacă prin această ipoteză se obțin rezultate acoperitoare.

(11) La verificarea eforturilor unitare în plăcile ortotrope, folosite ca platelaj pentru distribuția încărcărilor, trebuie luate în considerare următoarele efecte:

a) eforturile unitare tip membrană în nervurile longitudinale şi placa platelajului din momente încovoietoare determinate de încărcări locale şi din forțe axiale rezultate din momentele încovoietoare globale şi funcția platelajului de talpă a grinzilor principale, a nervurilor longitudinale şi de talpă a nervurilor transversale (antretoaze).
b) eforturile unitare tip membrană în nervurile transversale (antretoaze) cu degajări la intersecțiile cu nervurile longitudinale (lonjeroni). Aceasta înseamnă considerarea comportării unei grinzi Vierendeel (vezi prevederile din 5.2).

(12) Eforturile unitare din încovoiere în placa continuă a platelajului ortotrop şi pereții nervurilor nu mai trebuie verificate dacă cerințele de distanță între nervuri sunt îndeplinite (vezi prevederile din 5.2).

(13) Antretoazele platelajelor ortotrope împreună cu rigidizările verticale de pe inimi (pereți) pot fi părți ale cadrelor transversale şi de aceea trebuie considerată comportarea de cadru şi consecințele sale pentru momentele încovoietoare de la colțurile cadrului şi comportarea de semicadru U în cazul structurilor de poduri cu calea jos sau sus (structuri cu secțiunea transversală deschisă).

(14) La structurile de poduri cu secțiuni transversale deschise eforturile secționale în grinzile principale trebuie determinate luând în considerare efectul de distribuție pe care-l îndeplineşte platelajul ortotrop şi orice rețea formată din elemente suplimentare longitudinale şi transversale.

(15) Pentru structurile de poduri cu secțiuni transversale deschise stabilitatea generală a tălpilor, opuse căii, şi solicitate la compresiune se asigură pe baza prevederilor din capitolul 4.

(16)P Pentru structurile casetate de poduri efectele acțiunilor trebuie determinate luând în considerare atât efectul distribuției pe care-l asigură platelajul ortotrop şi orice rețea suplimentară de elemente longitudinale şi transversale cât şi rigiditatea la torsiune şi deformațiile din torsiune ale secțiunii transversale.

(17) Dacă grinzile casetate sunt rigidizate suficient prin intermediul cadrelor transversale, diagonalelor sau diafragmelor care să garanteze rigiditatea la torsiune şi distorsiune excentricitatea încărcărilor poate fi neglijată la încovoierea structurii, ea fiind distribuită numai torsiunii.

(18)P Efectele de distorsiune (deformațiile din torsiune) care pot rezulta din deformațiile secțiunilor transversale ale grinzii casetate împreună cu sau între cadrele transversale, legături transversale sau diafragme, trebuie considerate dacă sunt relevante.

(19) Diafragmele grinzilor casetate trebuie proiectate pentru eforturile secționale care rezultă din rolul pe care-l îndeplinesc în structură ca rigidizare transversală şi elemente de distribuție

a încărcării (distribuţia reacţiunilor de la reazeme sau a forţelor de la prese sau alte forţe transmise prin intermediul platelajului). Excentricităţile de neplaneitate şi imperfecţiunile de la toleranţele de poziţie şi deplasări ale aparatelor de reazem trebuie considerate în calcul. O atenţie specială trebuie acordată detaliilor constructive, care trebuie realizate astfel incât sensibilitatea lor la imperfecţiunile posibile să fie minimă.

(20) Efectele de distorsiune trebuie luate în considerare la verificările de oboseală.

(21) Ca o simplificare, pentru podurile cu grinzi cu zăbrele care nu sunt oblice sau curbe, există posibilitatea calculului ca structuri plane, încărcările grinzilor principale fiind determinate cu ajutorul liniilor de influenţă ale repartiţiei transversale.

(22) Momentele secundare la noduri, care rezultă din deformaţia longitudinală a elementelor grinzii cu zăbrele, pot fi neglijate dacă există o capacitate de rotire suficientă.

(23) Grinzile cu zăbrele care respectă precizările din (21) şi care sunt proiectate fără excentricităţi la noduri, pot fi considerate în calcul cu articulaţii la noduri. Dacă încărcările se transmit la tălpi şi între noduri, tălpile trebuie calculate ca grinzi continui.

(24) Pentru oboseală analiza efectelor momentelor secundare trebuie luată în considerare la grinzi cu zăbrele.

(25) Atunci când axele centrelor de greutate ale secţiunilor diagonalelor şi montanţilor nu se intersectează în nodul teoretic, tălpile pot fi modelate ca grinzi continui, diagonalele şi montanţii considerându-se legate de tălpi cu articulaţii.

(26) Datorită rigidităţii îmbinărilor grinzilor transversale (antretoazelor) ale platelajului de grinzile cu zăbrele rezultă momente încovoietoare transversale în componentele grinzilor cu zăbrele care trebuie luate în considerare în calcul.

(27) Stabilitatea laterală a tălpilor libere ale grinzilor cu zăbrele poate fi verificată prin modelarea acestora ca elemente rezemate elastic (vezi capitolul 4).

(28) Pentru structurile compuse oţel-beton, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1994-2, se vor respecta procedeele de calcul structural din prezentul normativ, completate, prin caiete de sarcini, cu reglementări specifice.

2.3.3 Verificări la stările limită ultime

(1) Când se consideră starea limită a echilibrului static sau a deplasărilor mari ale structurilor considerate corpuri rigide, condiţia de verificare este:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \qquad (2.52)$$

unde:

$E_{d,dst}$ efectele acţiunilor de proiectare care determină instabilitatea (răsturnarea) elementului structural;

$E_{d,stb}$ efectele acţiunilor de proiectare care determină stabilitatea limită a elementului structural.

În unele cazuri poate fi necesară înlocuirea condiţiei de verificare, (2.52), cu o relaţie de interacţiune.

(2) Când se consideră o starea limită de ultimă (de cadare) sau de deformație excesivă a unei secțiuni singulare sau în corelație cu altele,criteriul de verificare este:

$$E_d \leq R_d \qquad (2.53)$$

unde:

E_d efectele acțiunilor de proiectare, cum ar fi momentul sau vectorul mai multor forțe sau momente interne, determinate din gruparea acțiunilor conform 2.2.1;

R_d forțe sau a momente rezistente de proiectare, asociate tuturor proprietăților structurale (caracteristici fizico-mecanice, geometrice, imperfecțiuni, etc.).

În unele cazuri poate fi necesară înlocuirea condiției de verificare, (2.53), cu o relație de interacțiune.

2.3.4 Verificări la stările limită de serviciu

(1) Criteriul de verificare la stările limită de serviciu este:

$$E_d \leq C_d \qquad (2.54)$$

unde:

E_d efectul grupării acțiunilor de proiectare care se verifică conform 2.2.2, (de exemplu: săgeată, accelerație, deschidere de fisură, eforturi unitare, ecartul echivalent de efort unitar la oboseală, etc.);

C_d valoarea nominală sau funcția limită a anumitor proprietăți de proiectare ale materialelor (săgeată limită, accelerație limită, deschidere de fisură limită, eforturi unitare limită, ecartul limită de eforturi unitare la oboseală, etc), corespunzătoare efectului grupării acțiunilor care se verifică.

(2) Condițiile de verificare la stările limită de serviciu se referă, de regulă, la deformații (săgeți), vibrații, la eforturi unitare în fază inițială şi în fază finală pentru elemente precomprimate, la ecarturi ale eforturilor unitare la oboseală pentru unele structuri din oțel structural.

3 PROPRIETĂȚILE MATERIALELOR. BETON. ARMĂTURI DIN OȚEL BETON. ARMĂTURI ȘI TIRANȚI METALICI EXTERIORI DIN OȚEL PRETENSIONAT. OȚEL STRUCTURAL

3.0 Generalități

3.0.1 Valori caracteristice

(1)P O proprietate a materialului este reprezentată de valoarea caracteristică X_k, care în general, exprimă un fractil într-o distribuție statistică acceptată a proprietății particulare a materialului, precizat în standarde relevante și verificat în condiții precizate.

(2) În anumite cazuri, o valoare nominală, X_{nom} este utilizată și ca valoare caracteristică.

(3) O rezistență a materialului poate avea doua valori caracteristice, valoarea superioară, $X_{k,sup}$ și valoarea inferioară, $X_{k,inf}$. În cele mai multe dintre cazuri numai valoarea inferioară este luată în considerare. Totuși valorile superioare trebuie luate în considerare, acolo unde suprasolicitarea poate conduce la o reducere semnificativă a siguranței.

3.0.2 Valori de proiectare

(1) Valorea de proiectare, X_d a unei proprietăți a materialului, reprezintă valoarea minimă a valorii caracteristice definită astfel:

$$X_d = X_{k,inf}/\gamma_M \qquad (3.1)$$

unde:

γ_M coeficientul parțial de siguranță al proprietații materialului (indicele "M" devine "c" pentru beton, respectiv "s" pentru oțel).

(2) Rezistențele și proprietățile materialelor din oțel structural sunt valori nominale, tratate ca valori caracteristice, dar notate astfel:

f_y rezistența limită de curgere a oțelului structural, în loc de f_{yk};
f_u rezistența ultimă a oțelului structural, în loc de f_{uk};
E modulul de elasticitate al oțelului structural, în loc de E_k.

(3)P Valorile de proiectare pentru proprietățile materialelor, datele geometrice și efectele acțiunilor, vor fi folosite la determinarea rezistenței de proiectare R_d, din relația:

$$R_d = R(X_k, a_k, F_k ...)/\gamma_M \qquad (3.2)$$

(4) Valoarea de proiectare R_d poate fi determinată prin încercări, conform anexei A.

3.1 Beton

3.1.0 Coeficienții parțiali de siguranță pentru beton și armături din oțel beton și din oțel pretensionat

(1) Coeficienții parțiali de siguranță pentru proprietățile betonului, ale armăturilor din oțel beton și din oțel pretensionat sunt dați în tabelul 3.1.

(2) Se admite că aceste valori iau în considerare diferențele dintre rezistența epruvetelor încercate a materialelor structurale și rezistența lor in situ.

(3)Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă din tabelul 3.1 sunt valabile când metodele de control a calităţii proprietăţilor materialelor, precizate în NE 012-99, sunt respectate. Cunoscându-se valorile caracteristice ale proprietăţilor materialelor, coeficienţii parţiali de siguranţă se folosesc pentru aflarea valorilor de proiectare, pe baza relaţiei de calcul (3.1), de mai sus.

(4)Valori superioare sau inferioare ale lui γ_c pot fi utilizate, dacă acestea sunt justificate de metode de control adecvate.

(5) Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă din tabelul 3.1 nu se folosesc la oboseală.

Tabelul 3.1 - Coeficienţi parţiali de siguranţă pentru proprietăţile betonului, ale armăturilor din oţel beton şi din oţel pretensionat

Gruparea de acţiuni	Beton, γ_c	Armături din oţel beton şi din oţel pretensionat, γ_s
Fundamentală în exploatare şi fundamentală tranzitorie	1,5	1,15
Accidentală	1,3	1,0
Seismică	1,5	1,15

(6) Coeficienţii parţiali de siguranţă ai proprietăţilor materialului pentru verificarea la oboseală sunt daţi în tabelul 3.2.

Tabelul 3.2 - Coeficienţii parţiali de siguranţă ai proprietăţilor betonului, oţelului beton şi ai oţelului pretensionat pentru verificarea la oboseală

Verificarea pentru:	Beton, $\gamma_{c,fat}$	Oţel beton şi oţel pretensionat, $\gamma_{s,fat}$
Coeficienţi parţiali de siguranţă	1,5	1,15

3.1.1 Generalităţi

(1)P Clasele de rezistenţă ale betonului sunt stabilite pe baza rezistenţei caracteristice, f_{ckcil}/ f_{ckcub} care este rezistenţa la compresiune determinată pe cilindrii de ∅150 şi H = 300 mm, respectiv pe cuburi cu latura de 150 mm, sub a cărei valoare se pot situa statistic cel mult 5% din rezultate. Până la adoptarea versiunii în limba română a EN 206, se aplică prevederile din NE 012-99.

(2) Rezistenţele caracteristice, f_{ck} şi alte caracteristici mecanice necesare proiectării sunt date în tabelul 3.3. Aceste valori pot fi utilizate în cazul în care nu se cunosc valori mai exacte.

(3) Clasele de rezistenţă din acest normativ sunt bazate pe rezistenţa caracteristică pe cilindri f_{ck} determinată la 28 de zile.

(4) În anumite situaţii (de exemplu în cazul precomprimării) poate fi necesară evaluarea clasei betonului înainte sau după 28 de zile, pe baza încercărilor. Standardul european EN 12390 conţine prevederile referitoare la modul de păstrare a epruvetelor. Până la preluarea acestui standard european se aplică prevederile din NE 012-99.

(5) În timpul execuției lucrărilor poate fi necesară determinarea rezistenței la compresiune a betonului, f_c în anumite etape (de exemplu la decofrare, înainte de transferul forței de pretensionare).

(6)P Termenul de rezistență la întindere corespunde efortului unitar maxim pe care îl poate prelua betonul supus la întindere centrică axială.

(7) Dacă rezistența la întindere se determină prin despicare, $f_{ct,sp}$, rezistența la întindere axială $f_{ct,ax}$ poate fi, dedusă aproximativ din valorile menționate prin folosirea unui factor de echivalare:

$$f_{ct,ax} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \qquad (3.3)$$

(8) Rezistența la compresiune a betonului la o vârstă t depinde de tipul de ciment, temperatura și condițiile de întărire. Pentru o temperatură medie de 20 ^{0}C și în condiții normale de întărire valoarea rezistenței la compresiune a betonului la o vârstă t, $f_{cm}(t)$ poate fi estimată cu relația (3.4).

$$f_{cm}(t) = \beta_E(t_o) \cdot f_{cm} \qquad (3.4)$$

în care,

$$\beta_E(t_o) = \sqrt{\beta_{cc}(t_0)}$$

și

$$\beta_{cc}(t_o) = e^{s\left[1-\left(\frac{28}{t/t_1}\right)^{0.5}\right]} \qquad (3.5)$$

unde:

$f_{cm}(t)$ rezistența medie a betonului la compresiune la timpul t;

f_{cm} rezistența medie a betonului la compresiune la 28 zile în conformitate cu tabelul 3 3;

$\beta_{cc}(t_o)$ coeficientul care depinde de vârsta betonului, t;

t_o timpul la care elementul este încărcat;

t vârsta betonului (zile),

t_1 vârsta de 1 zi;

s coeficientul care depinde de tipul cimentului :

s = 0,20 pentru cimenturi cu întărire foarte rapidă, RS ;

s = 0,25 pentru cimenturi cu întărire normală și rapidă, N, S ;

s = 0,38 pentru cimenturi cu întărire înceată, S.

Creșterea rezistenței la întindere în timp este influențată în mod hotărâtor de condițiile de întărire și de dimensiunile elementelor structurale Ca o primă aproximare se poate considera, pentru întărirea în mediu umed o perioadă mai mică sau egală, t_s, decât 7 zile și la o vârstă a betonului, t, mai mare de 28 zile, creșterea rezistenței la întindere fiind similară cu a rezistenței la compresiune ($f_{cm}(t) = 0,3\ f_{ck}\ (t)^{2/3}$) Rezistența la întindere a betonului poate fi calculată din rezistența sa la compresiune utilizând relațiile din tabelul 3 3 Pentru betonul de vârstă mai mică de 28 de zile eforturile unitare reziduale pot determina o reducere a

rezistenței la întindere.Atunci când creşterea rezistenței la întindere în timp este importantă se recomandă efectuarea de experimentări, luând în considerare condițiile de expunere şi dimensiunile elementelor structurale.

3.1.2 Deformații elastice

(1) Deformațiile elastice ale betonului depind în mare măsură de compoziția sa (în special de agregate). Valorile din acest normativ trebuie privite ca valori informative pentru proiectare.

(2) Valorile medii ale modulului de elasticitate secant E_{cm} (valoare secantă pentru σ_c =0 şi 0,4 f_{cm}) sunt incluse în tabelul 3.3.

(3) Variația modulului de elasticitate mediu a betonului în timp, $E_{cm}(t)$, poate fi estimată cu relația :

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm}) \cdot E_{cm} \qquad (3.6)$$

unde :

$f_{cm}(t)$ rezistența medie a betonului comprimat la vârsta de t zile;

E_{cm}, f_{cm} valoarea medie ale modulului de elasicitate a betonului comprimat, respectiv a rezistenței la compresiune, determinate la 28 de zile, relația dintre $f_{cm}(t)$ şi f_{cm} este dată de relația (3.4).

(4) Coeficientul lui Poisson (coeficient de deformație transversală) pentru deformația elastică poate fi luat egal cu 0,2. Dacă este permisă fisurarea betonului întins, atunci coeficientul lui Poisson se poate lua egal cu 0.

(5) Dacă nu sunt disponibile informații mai exacte, coeficientul de dilatație liniară se poate lua egal cu 10x 10^{-6} K^{-1}.

3.1.3 Contracția şi curgerea lentă a betonului

(1) Deformația specifică totală a betonului în exploatare, se poate determina cu relația,

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_0 + \phi(t,t_0) \cdot \varepsilon_0 + \varepsilon_{cs},$$

unde :

ε_0 deformația specifică elastică a betonului, calculată cu modulii de elasticitate medii ai betonului, E_{cm}, tabelul 3.3 ;

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_{c(t)} + \sigma_{c(t0)}}{2 \cdot E_{cm}},$$

$\sigma_{c(t)}$, $\sigma_{c(t0)}$ eforturile unitare în beton la timpul t, respectiv t_0;

$\phi(t,t_0)$ coeficientul curgerii lente a betonului de la timpul t_0 la timpul t;

ε_{cs} deformația specifică finală din contracția betonului.

(2)P Curgerea lentă şi contracția betonului depind în principal de umiditatea mediului ambiant, dimensiunile elementului şi compoziția betonului. Curgerea lentă este de asemenea influențată de vârsta betonului la aplicarea încărcării, de durata şi intensitatea încărcării, la orice evaluare a coeficientului de curgere lentă $\phi(t,t_0)$ şi a valorii deformației din contracție, ε_{cs}, trebuie considerați aceşti parametri.

Tabelul 3.3 Rezistenţe (MPa), deformaţii specifice caracteristice ($^0/_{00}$) şi moduli de elasticitate secanţi (GPa) pentru beton

Nr. crt.	Caracteristica fizico-mecanică	Clase de rezistenţă pentru beton													Relaţii de calcul
		C12/ 15	C16/ 20	C20/ 25	C25/ 30	C30/ 37	C35/ 45	C40/ 50	C45/ 55	C50/ 60	C55/ 67	C60/ 75	C70/ 85	C80/ 95	C90/ 105	
1	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	-
2	$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	-
3	f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}= f_{ck}+8$(MPa)
4	f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\cdot f_{ck}^{(2/3)} \le$ C50/60 $f_{ctm}=2,12\cdot\ln[1+(f_{cm}/10)] >$ C50/60
5	$f_{ctk;0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05}=0,7f_{ctm}$, 5% fractil
6	$f_{ctk;0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk;0,95} = 1,3f_{ctm}$, 95% fractil
7	E_{cm}	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$, (f_{cm} în MPa)
8	$\varepsilon_{c1}(^0/_{00})$	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8	$\varepsilon_{c1} = -0,7f_{cm}^{0,31} < 2,8$
9	$\varepsilon_{cu1}(^0/_{00})$	-3,5									-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8	$f_{ck} \ge 50$ $\varepsilon_{cu1} = -2,8-27[(98-f_{ck})/100]^4$
10	$\varepsilon_{c2}(^0/_{00})$	-2,0									-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6	$f_{ck} \ge 50$ $\varepsilon_{c2} = -2,0-0,085(f_{ck}-50)^{0,53}$
11	$\varepsilon_{cu2}(^0/_{00})$	-3,5									-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6	$f_{ck} \ge 50$ $\varepsilon_{cu2} = -2,6-35[(90-f_{ck})/100]^4$
12	n	-2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	$n = 1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
13	$\varepsilon_{c3}(^0/_{00})$	-1,75									-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3	Fig. 3.3; pentru $f_{ck} \ge 50$, $\varepsilon_{c3} = -1,75-0,55[(f_{ck}-50)/40]$
14	$\varepsilon_{cu3}(^0/_{00})$	-3,5									-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6	Fig. 3.3; pentru $f_{ck} \ge 50$, $\varepsilon_{cu3} = -2,6-35[(90-f_{ck})/100]^4$

Notă: În anexa G, sunt prezentate, prin comparaţie, valorile caracteristicilor fizico-mecanice din prezentul normativ cu standardul de proiectare al podurilor din beton, beton armat şi din beton precomprimat (STAS 10111/2-87), precum şi corespondenţa dintre mărcile betoanelor utilizate în trecut, în România şi clasele de rezistenţă ale betonului din prezentul normativ.

(3) În cazurile în care nu este necesară o precizie mare pentru determinarea acestor mărimi, pot fi considerate valori finale ale coeficientului de curgere lentă $\phi_{(\infty,t_0)}$ şi a deformaţiei specifice de contracţie, ε_{cs}, a betonului de greutate normală solicitat la compresiune ce nu depăşeşte 0,45 f_{ck} la timpul t_0 al încărcării iniţiale.

(4) Deformaţia finală de curgerea lentă a betonului $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ la timpul $t = \infty$ pentru un efort constant în timp σ_c poate fi calculată cu relaţia :

$$\varepsilon_{cc}(\infty,t_0)= \phi(\infty,t_0) \cdot(\sigma_c/ E_{c0}) \qquad (3.7)$$

(5) Când efortul la compresiune în beton la vârsta t_0 depăşeşte valoarea 0,45 $f_{ck}(t_0)$ curgerea lentă nu mai poate fi considerată ca având o relaţie liniară. Astfel de eforturi mari pot apare ca urmare a precomprimării, de exemplu în elementele prefabricate, la nivelul armăturii pretensionate. În astfel de cazuri coeficientul de curgere lentă va fi calculat cu relaţia

$$\phi_k(\infty,t_0)= \phi(\infty,t_0)\ e^{1,5(k_\sigma-0,45)} \qquad (3.8)$$

unde :

$\phi_k(\infty, t_0)$ un coeficient de curgere lentă care înlocuieşte $\phi(\infty, t_0)$;

k_σ raportul efort unitar – rezistenţă, $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$, cu σ_c - efortul unitar de compresiune şi $f_{cm}(t_0)$ - valoarea medie a rezistenţei la compresiune a betonului în momentul încărcării;

t_0 vârsta betonului la prima încărcare (în zile).

Dacă eforturile unitare în beton au o variaţie foarte mică, deformaţiile specifice pot fi calculate utilizând un modul de elasticitate efectiv,

$$E_{c,eff} = E_{c(t0)} / (1+\phi(t,t_0)) \qquad (3.9)$$

unde :

$\phi(t,t_0)$ coeficientul curgerii lente a betonului, curgerea lentă producându-se în intervalul de la timpul t_0 la timpul t şi se calculează cu relaţia :

$$\phi(t,t_0) = \phi_0 \cdot \beta_{c(t-to)} \qquad (3.10)$$

Relaţiile de calcul ale dimensiunii fictive h_0, ale coeficientului curgerii lente, ϕ_0 şi ale coeficientului pentru dezvoltarea contracţiei de la timpul t_0 la timpul t, $\beta_{c(t-to)}$ sunt :

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta_{(fcm)} \cdot \beta_{(to)} \qquad (3.11)$$

$$\beta_{c(t-to)} = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right]^{0,3} \qquad (3.12)$$

unde :

ϕ_{RH} factorul care ţine seama de influenţa umidităţii mediului, RH (în %) asupra curgerii lente,

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \qquad (3.13)$$

h_0 dimensiunea fictivă, calculată cu relația,

$$h_0 = 2A_c / u,$$

în care,

A_c aria secțiunii transversale de beton,

u perimetrul secțiunii transversale de beton.

$\beta_{(fcm)}$ factorul care ține seama de efectul rezistenței betonului asupra curgerii lente,

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad (3.14)$$

$\beta_{(to)}$ factorul care ține seama de efectul vârstei betonului la încarcarea la timpul t_0 asupra curgerii lente,

$$\beta_{(t0)} = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0,2})} \qquad (3.15)$$

β_H coeficientul care ține seama de efectul umidității, RH și al dimensiunii fictive, h_0 asupra curgerii lente

$$\beta_H = 1{,}5 \cdot h_0 \cdot \left[1 + (0{,}012 \cdot RH)^{18}\right] + 250 \le 1500 \qquad (3.16)$$

Efectul tipului de ciment asupra curgerii lente se ia în considerare prin modificarea vârstei de încărcare, t_0 în relația lui $\beta_{(t0)}$,

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left\{\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right\}^{\alpha} \ge 0{,}5 \qquad (3.17)$$

unde :

$t_{0,T}$ vârsta betonului (gradul de maturizare) corectată funcție de temperatura ridicată sau redusă, din domeniul 0 – 80 ^{0}C la încărcare,

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^{n} e^{\left[13{,}65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)}\right]} \cdot \Delta t_i \qquad (3.18)$$

α un coeficient funcție de tipul și întărirea cimentului utilizat, având valori :

$\alpha = -1$, pentru cimenturi normale sau cu întărire lentă, S;

$\alpha = 0$, pentru cimenturi normale sau cu întărire rapidă, N, R;

$\alpha = 1$, pentru cimenturi de rezistență înaltă cu întărire rapidă, RS.

$T(\Delta t_i)$ temperatura, în ^{0}C, în perioada de timp Δt_i;

Δt_i numărul de zile în care temperatura, $T(\Delta t_i)$ predomină

Coeficientul mediu de variație a deformației de curgere lentă, evaluată ca mai sus, este 20%, coeficient de variație rezultat din prelucrarea rezultatelor din încercări de laborator dintr-o bancă de date.

Atunci când se consideră o estimare mai puțin precisă a coeficientului curgerii lente a betonului, la vârsta de 70 de ani se pot adopta valorile date în tabelul 3.4, valorile considerându-se, în acest caz, ca valori finale.

Tabelul 3.4 - Coeficientul final al curgerii lente a betonului, $\phi_{(\infty,t0)}$ la vârsta de 70 ani cu un coeficient de variație de 25%

Vârsta t_0, în zile, la încărcare	Dimensiunea fictivă a elementului, $h_0 = 2 \cdot A_c / u$, în mm					
	50	150	600	50	150	600
	Umiditatea relativă, RH = 50%, atmosferă uscată, în interior			Umiditatea relativă, RH = 80%, atmosferă umedă, în exterior		
1	5,4	4,4	3,6	3,5	3,0	2,6
7	3,9	3,2	2,5	2,5	2,1	1,9
28	3,2	2,5	2,0	1,9	1,7	1,5
90	2,6	2,1	1,6	1,6	1,4	1,2
365	2,0	1,6	1,2	1,2	1,0	1,0

unde :

A_c aria secțiunii transversale a betonului ;

u perimetrul acestei secțiuni.

Datele din tabelul 3.4, valabile pentru valori medii ale temperaturii betonului între 10 ^{0}C și 20 ^{0}C pot fi acceptate și pentru variațiile de sezon ale temperaturii între –20 ^{0}C și +40 ^{0}C. In același mod, sunt acceptate variații ale umidității relative în jurul valorilor medii din tabel, cuprinse între RH=20% și RH=100%.

Valorile din tabelul de mai sus se aplică betonului cu consistență plastică T2 și T3, pentru consistență vârtoasă, T1, valorile multiplicându-se cu 0,70 și cu 1,20 pentru consistența plastic fluidă, T4. Pentru betonul în care se introduc aditivi superplastifianți, pentru evaluarea coeficientului de curgere lentă se ia în considerare valoarea consistenței betonului înaintea introducerii în beton a aditivului superplastifiant.

(6) Valoarea totală a deformației din contracție are două componente: deformația în timp a betonului care depinde de migragrea apei din betonul întărit și deformația elastică inițială care se dezvoltă în primele zile după turnare. Contracția elastică inițială este proporțională cu rezistența betonului. În cazul turnării unui beton proaspăt peste un beton întărit apar diferențe ale deformației din contracție, fenomen ce trebuie luat în considerație. Valoarea totală a deformației specifice din contracție, ε_{cs} se poate determina din relația :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad (3.19)$$

unde :

ε_{cs} deformația specifică finală totală din contracție;

ε_{cd} deformația specifică datorată contracției în timp ;

ε_{ca} deformația specifică datorată contracției elastice inițiale.

Valoarea finală a lui ε_{cs}, respectiv $\varepsilon_{cd,\infty}$ poate fi luată din tabelul 3.5 (valori medii previzibile, cu un coeficient de variație de circa 30%)

Tabelul 3.5 Deformația specifică finală datorită contracției în timp a betonului, $\varepsilon_{cd\infty}$

Rezistența caracteristică a betonului determinată pe cilindru, f_{ck} (MPa)	Contracția finală, $\varepsilon_{cd\infty}$ (în $^0/_{00}$)					
	Umiditatea relativă, RH, %					
	20	40	60	80	90	100
20	-0.75	-0.70	-0.50	-0.35	-0.20	+0.15
40	-0.60	-0.55	-0.45	-0.30	-0.15	+0.10
60	-0.50	-0.45	-0.40	-0.25	-0.15	+0.10
80	-0.40	-0 35	-0.30	-0.20	-0.10	+0 05
100	-0 30	-0.30	-0.25	-0.15	-0.10	+0.05

Datele din tabelul 3 5, valabile pentru valori medii ale temperaturii betonului între 10 ^{0}C şi 20 ^{0}C pot fi acceptate şi pentru variațiile de sezon ale temperaturii între –20 ^{0}C şi +40 ^{0}C.

Valorile din tabelul de mai sus se aplică betonului cu consistență plastică T2 şi T3, pentru consistență vârtoasă, T1, valorile multiplicându-se cu 0,70 şi cu 1,20 pentru consistența plastic fluidă, T4. Pentru betonul în care se introduc aditivi superplastifianți, pentru evaluarea coeficientului de contracție se ia în considerare valoarea consistenței betonului înaintea introducerii în beton a aditivului superplastifiant.

(7) Deformația specifică din contracția (la uscare/ umflare) în timp se determină cu relația.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta(t - t_s)\cdot\varepsilon_{cd,\infty} \qquad (3.20)$$

unde :

$\beta(t - t_s)$ funcția de timp este definită prin :

$$\beta(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)/t_1}{350\cdot\left(h_0/h_1\right)^2 + (t - t_s)/t_1}\right]^{0.5} \qquad (3.21)$$

iar

t vârsta betonului în momentul considerat (în zile) ;

t_s vârsta betonului (în zile) de la începutul contracției (la uscare sau umflare) ;

t_1 1 zi ;

h_0 dimensiunea fictivă, (mm) a secțiunii transversale;

h_1= 100mm

(8) Deformația specifică elastică inițilă se calculează cu relația :

$$\varepsilon_{ca,\infty}(t)= \beta_{cc}(t)\cdot\varepsilon_{ca,\infty} \qquad (3.22)$$

unde:

$\varepsilon_{ca,\infty}$ $=2,5\cdot(f_{ck}-10)\cdot10^{-3}$

$\beta_{cc}(t)$ poate fi determinat, pentru timpul t, cu relația (3.5)

3.1.4 Diagrama efort unitar – deformație specifică pentru betoane cu clasa de rezistență mai mică sau egală decât C50/ 60

(1) Relația dintre σ_c și ε_c din fig. 3.1 pentru o încărcare uniaxială de compresiune de scurtă durată este descrisă prin relația (3 23) :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\cdot\eta-\eta^2}{1+(k-2)\cdot\eta} \qquad (3.23)$$

unde : $\eta=\varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$, $(\varepsilon_c< 0)$

ε_{c1} deformația specifică corespunzătoare efortului unitar, maxim în conformitate cu tabelul 3.3, rândul 8;

$k= 1,1\cdot E_{cm}\cdot\varepsilon_{c1} / f_{cm}$, (f_{cm} în conformitate cu tabelul 3 3)

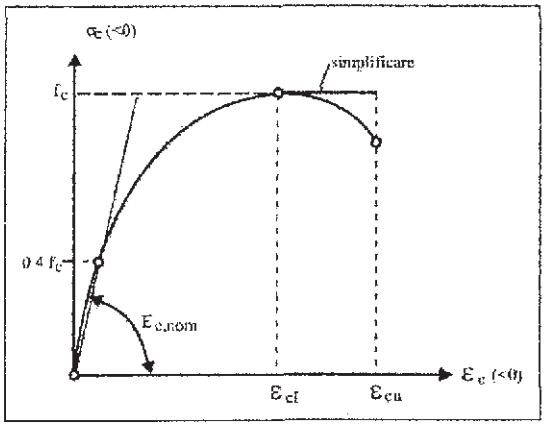


Fig. 3.1 - Reprezentare schematică a relației efort unitar – deformație specifică, pentru calculul structural

(2)Pot fi aplicate și alte relații efort unitar –deformație specifică, dacă sunt echivalente cu relația (3.23).

3.1.5 Diagrama efort unitar – deformație specifică pentru betoane cu clasa de rezistență mai mare sau egală decât C55/ 67

(1) Relația dintre σ_c și ε_c valabilă pentru betoane cu clasa de rezistență mai mare sau egală decât C55/ 67, este definită prin relațiile:

$$\sigma_c = f_{cd}\left[1-(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}})^n\right] \qquad \text{pentru } 0\le|\varepsilon_c|<|\varepsilon_{c2}| \qquad (3.24)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \qquad \text{pentru } 0 \le |\varepsilon_{c2}| < |\varepsilon_{cu2}| \qquad (3.25)$$

unde:

n exponent în conformitate cu tabelul 3.3, rândul 12 ;

ε_{c2} deformația specifică corespunzătoare rezistenței maxime în conformitate cu tabelul 3.3, rândul 10

ε_{cu2} deformația ultimă în conformitate cu tabelul 3.3, rândul 11

(2) Se pot utiliza şi alte idealizări ale diagramei efort unitar – deformație specifică, cu condiția ca ele să fie efectiv echivalente cu diagrama parabolă – dreptunghi (fig. 3.2), ca de exemplu diagrama biliniară din fig. 3.3.

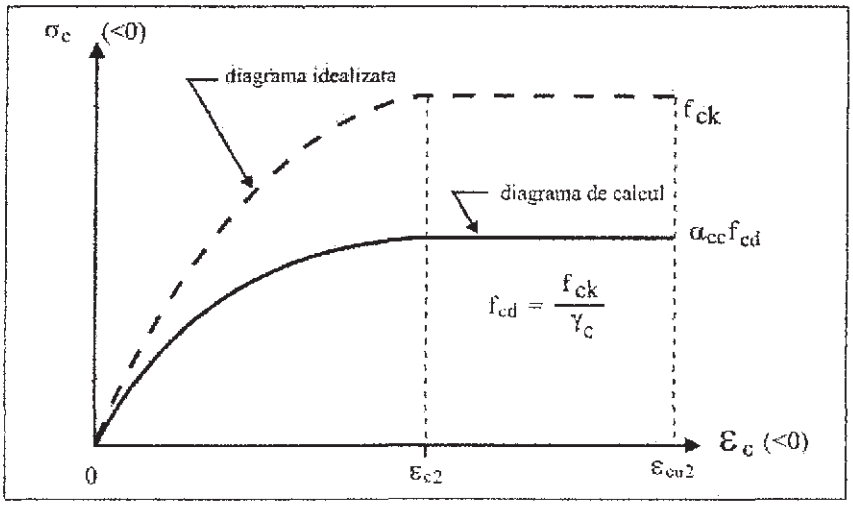


Fig. 3.2 - Diagrama caracteristică pentru betonul comprimat

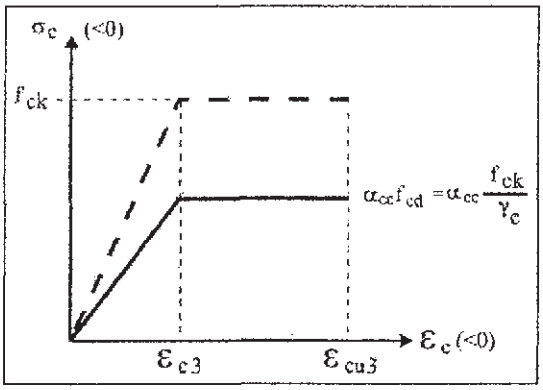


Fig. 3.3 - Relația biliniară efort unitar-deformație specifică

3.1.6 Beton confinat

(1) Prin confinarea betonului se obțin o rezistență mai mare şi deformații specifice ultime mai mari din punctul de vedere al proiectării, celelalte proprietăți ale betonului rămânând nemodificate prin confinare.

(2) Dacă nu sunt disponibile date precise se poate utiliza relația efort-deformație din fig. 3.1 în care se introduc valori majorate pentru rezistențe şi deformații conform relațiilor :

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1{,}000+5{,}0\ \sigma_2/ f_{ck}) \text{ pentru } \sigma_2 < 0{,}05 f_{ck} \qquad (3.26)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,125+2,50\ \sigma_2/ f_{ck}) \text{ pentru } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = 2,0 \times 10^{-3} (f_{ck,c}/ f_{ck})^2 \quad (3.28)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 3,5 \times 10^{-3} + 0,2\ \sigma_2 / f_{ck} \quad (3.29)$$

unde :

$\sigma_2 = \sigma_3$ efortul unitar de compresiune perpendicular pe direcția de solicitare, la stări limită ultime și apărut ca urmare a confinării.

3.1.7 Rezistențe de proiectare la compresiune și la întindere

(1)P Valoarea de proiectare pentru rezistența la compresiune este:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/ \gamma_c \quad (3.30)$$

unde :

γ_c coeficientul parțial de siguranță (tabelul 3.1) și α_{cc} este un coeficient prin care se ține seama de efectele de lungă durată asupra rezistenței la compresiune și de efectele nefavorabile rezultate din modul de aplicare al încărcării. Valoarea α_{cc} poate fi luată 1,0 dacă nu se specifică altfel (vezi 3.1.8(1)).

(2)P Valoarea de proiectare pentru rezistența la întindere, f_{ctd}, este

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk}/ \gamma_c \quad (3\ 31)$$

unde :

γ_c coeficientul parțial de siguranță pentru beton (tabelul 3 1)

α_{ct} un coeficient prin care se ține seama de efectele de lungă durată asupra rezistenței la întindere și de efectele nefavorabile rezultate din modul de aplicare al încărcării; valoarea α_{ct} poate fi luată 1,0 dacă nu se specifică altfel.

(3) Pentru valorile generale $\gamma_c = 1,5$ și $\alpha_{cc} = 1,0$ respectiv $\alpha_{ct} = 1,0$, valorile rezistențelor de proiectare la compresiune f_{cd}, respectiv la întindere, f_{ctd} sunt date în tabelul 3.6, corespunzătoare rezistențelor caracteristice la compresiune, f_{ck}.

Tabelul 3.6 - Rezistențe de proiectare la compresiune și la întindere a betonului, în MPa, pentru cazul general $\gamma_c = 1,5$ și $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$

	Clase de rezistență pentru beton													
	C12 / 15	**C16 / 20**	**C20 / 25**	**C25 / 30**	**C30 / 37**	**C35 / 45**	**C40 / 50**	**C45 / 55**	**C50 / 60**	**C55 / 67**	**C60 / 75**	**C70 / 85**	**C80 / 95**	**C90/ 105**
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f_{cd}	8	11	13	17	20	23	27	30	33	37	40	46,6	53	60
f_{ctd}	0,70	0,85	1,0	1,15	1,30	1,45	1,60	1,70	1,85	1,95	2,05	2,15	2,25	2,35

(4) Relația dintre rezistența medie la întindere din încovoiere, $f_{ctm,fl}$ și rezistența la întindere axială, f_{ctm} se obține din relația:

$$f_{ctm,fl} = \max\left\{(1,6 - \frac{h}{1000}) \cdot f_{ctm}\,;\, f_{ctm}\right\} \qquad (3.32)$$

unde:

h înălțimea totală a elementului (h >1000 mm);

f_{ctm} rezistența medie la întindere axială din tabelul 3.3;

Relația dată în (3.32) se aplică şi pentru calculul rezistențelor caracteristice la întindere.

(5)P In principiu, verificarea betonului comprimat la oboseală poate fi realizată, fie prin limitarea efortului maxim în beton (cazul podurilor noi, (6)), fig. 3.4, fie prin limitarea numărului de cicluri de încărcare – descărcare, $N^* = 10^6$ la care poate fi solicitat (cazul podurilor aflate în exploatare, cărora prin fenomenul de oboseală, betonului comprimat şi armăturilor li s-au produs degradări, în sensul unei reduceri a rezistenței acestora, (7)), fig. 3.5.

(6) Rezistența de proiectare a betonului comprimat la oboseală, $f_{cd,fat}$ se determină cu relația:

$$f_{cd,fat} = m_{cd,fat} \cdot f_{cd} \qquad (3.33)$$

şi $$m_{cd,fat} = 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd}} \le 0,9 \text{ pentru } f_{ck} \le 50 \text{ MPa}$$

$$m_{cd,fat} = 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd}} \le 0,8 \text{ pentru } f_{ck} \ge 50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,max}$ efortul unitar maxim în fibra comprimată, sub gruparea frecventă de acțiuni;

$\sigma_{c,min}$ efortul unitar minim în aceeaşi fibră comprimată unde se poate produce $\sigma_{c,max}$;

Dacă efortul unitar minim în fibra în care se poate produce $\sigma_{c,max}$ este de întindere, $\sigma_{c,min}<0$, atunci $m_{cd,fat} = 0,5$ şi

$$f_{cd,fat} \le 0,5 \cdot f_{cd}$$

(6.1) Relația (3 33) scrisă sub forma ecartului maxim de eforturi unitare de compresiune admis în betonul comprimat, $\Delta\sigma_c$ pentru verificarea la oboseală devine:

$$\Delta\sigma_c < 0,5 \cdot f_{cd} - 0,55 \cdot \sigma_{c,min} \qquad (3.33bis)$$

unde:

$$\Delta\sigma_c = \sigma_{c,max} - \sigma_{c,min}$$

Când efortul unitar minim, $\sigma_{c,min}$ în fibra în care se produce efortul unitar maxim, $\sigma_{c,max}$ este de întindere, ecartul maxim de eforturi unitare în beton la oboseală, respectiv efortul unitar maxim în betonul comprimat la oboseală nu poate depăşi:

$$\Delta\sigma_c = \sigma_{c,max} < 0,5 \cdot f_{cd}$$

(6.2) Rezistența de proiectare tangențială a betonului comprimat la oboseală se calculează cu relația:

$$\tau_{cd,fat} = 0,6 \cdot f_{cd,fat} \cdot (1 - f_{ck} / 250) \qquad (3.34)$$

unde:

$f_{cd,fat}$ rezistența de proiectare a betonului comprimat la oboseală determinată cu relația (3.33);

f_{ck} rezistența caracteristică a betonului comprimat, tabelul 3.3.

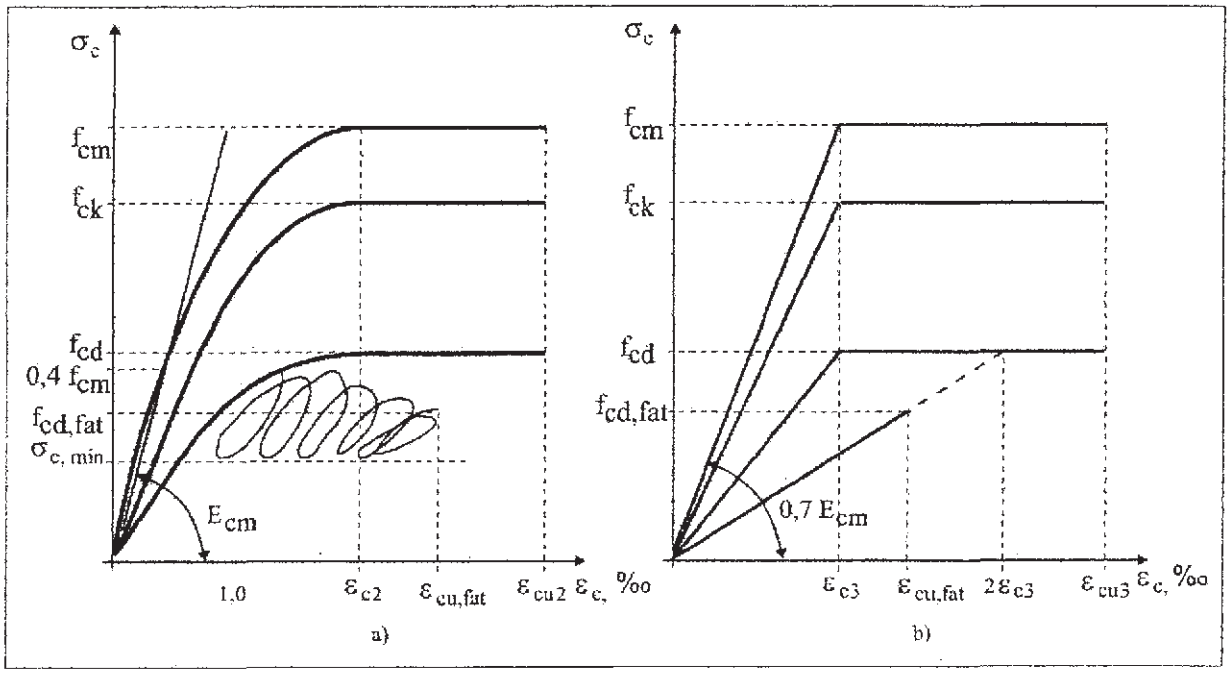


Fig. 3.4 - Diagrame efort unitar - deformație specifică ale betonului comprimat: a) convențională; b) convențională și de proiectare.

(7) În cazul limitării numărului de cicluri de încărcare – descărcare, $N^* = 10^6$ (cazul podurilor de cale ferată), rezistența de proiectare a betonului comprimat la oboseală, $f_{cd,fat}$, la vârsta t, se determină cu relația:

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fat}} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \qquad (3.35)$$

f_{ck} rezistența caracteristică a betonului la 28 zile ;

$\beta_{cc}(t)$ coeficient care ține seama de vârsta betonului la timpul t, calculat conform relației (3.5) ;

$\gamma_{c,fat} = 1,5$ coeficientul parțial de siguranță al betonului pentru verificarea la oboseală (tabelul 3.2),

k_1 coeficient, cu valoare recomandată 0,85.

Curbele S - N pentru verificarea la oboseală a betonului comprimat sunt arătate în fig. 3.5. Valorile, minime și maxime, ale spectrului eforturilor unitare relative echivalente, $E_{cd,min,equ}$, $E_{cd,max,equ}$ pentru $N^* = 10^6$ cicluri de încărcare – descărcare, se determină cu relațiile:

$$E_{cd,min,equ} = \gamma_{Ed} \cdot \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (3.36)$$

$$E_{cd,max,equ} = \gamma_{Ed} \cdot \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (3.37)$$

unde :

$\sigma_{cd,min,equ}$ şi $\sigma_{cd,max,equ}$ — limitele inferioare şi superioare ale spectrului eforturilor unitare echivalente pentru un număr de cicluri $N^* = 10^6$;

γ_{Ed} — coeficientul parţial de siguranţă care ţine seama de incertitudinile modelului de încărcare, având valoarea γ_{Ed} = 1,0, dacă nu se specifică altfel;

$f_{cd,fat}$ — rezistenţa la oboseală a betonului, determinată cu relaţia (3.35).

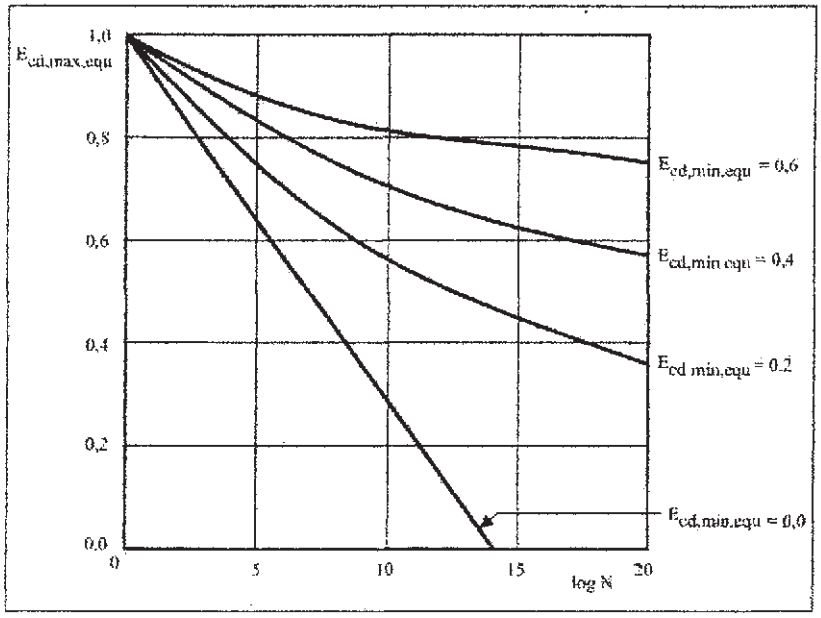


Fig. 3.5 - Curbe S-N ale betonului comprimat pentru verificarea la oboseală

3.1.8 Distribuţia convenţională a eforturilor unitare de compresiune pe secţiune

(1) Distribuţia rectangulară (dată în fig.3.6) poate fi adoptată. Factorul λ care defineşte înălţimea zonei comprimate rezultă:

- pentru un beton cu $f_{ck} \leq 50$ MPa $\quad \lambda = 0,8$ (3.38)

- pentru un beton cu $f_{ck} > 50$ MPa $\quad \lambda = 0,9 - \frac{f_{ck}}{500}$ (3.39)

NOTĂ :Dacă lăţimea zonei comprimate descreşte în direcţia fibrei extreme cea mai comprimate valoarea f_{cd} trebuie redusă cu 10%.

În fig. 3.6, α_{cc} este un coeficient care ţine seama de efectele de lungă durată asupra rezistenţei la compresiune şi efectele nefavorabile rezultate din modul în care se aplică încărcarea. Pentru suprastructuri la care încărcarea de lungă durată reprezintă cel puţin 90%

din încărcarea totală, α_{cc} = 0,85 ; dacă încărcarea de lungă durată nu depăşeşte50% din încărcarea totală, atunci α_{cc} = 1,00 ; pentru situaţii intermediare coeficientul α se stabileşte prin interpolare liniară între valorile 1,00 şi 0,85. Pentru poduri cu condiţii grele de execuţie sau amplasate în condiţii de mediu agresiv, α_{cc} = 0,9.

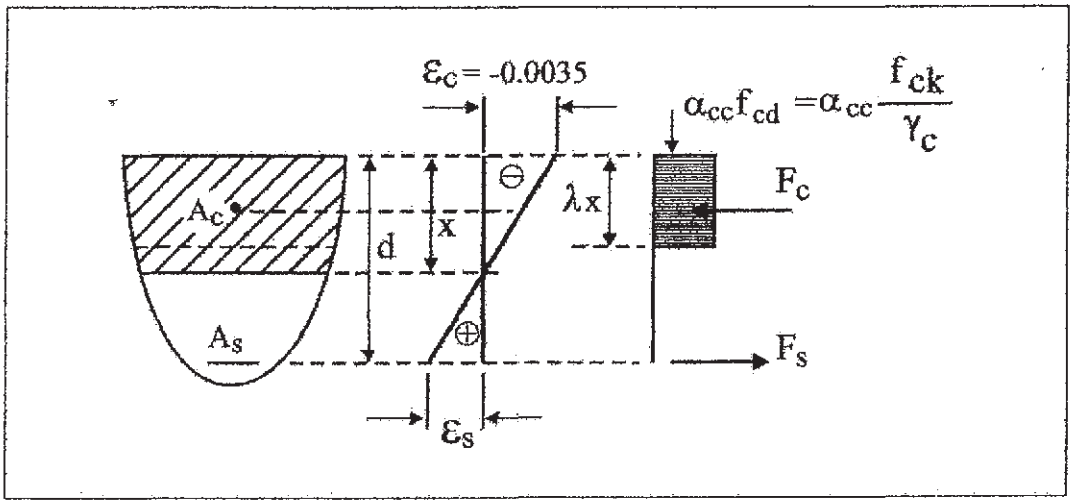


Fig. 3.6 - Distribuţia dreptunghiulară a eforturilor unitare în betonul comprimat, pentru starea limită ultimă de rezistenţă

3.2 Armături din oţel beton

3.2.1 Generalităţi

(1)P Până la adoptarea versiunii în limba română a EN 10080, prevederile care urmează se aplică armăturilor din oţel beton livrate sub formă de legături de bare, colaci şi plase sudate utilizate ca armătură în lucrări din beton armat şi din beton precomprimat, respectându-se prevederile din STAS 438/1-89, STAS 438/2-91, SR 438-3,4:1998 şi ST 009/86. Nu se aplică armăturilor speciale.

(2)P Cerinţele privind proprietăţile armăturilor din oţel beton se referă la produsul înglobat în beton. Dacă pe şantier activităţile desfăşurate pot afecta proprietăţile armăturii, atunci acele proprietăţi trebuie verificate după fiecare din aceste activităţi. În cazul în care metodele de fabricare, testare şi atestare a conformităţii se face pe baza standardelor de produs şi a specificaţiei tehnice ST009/ 96 se consideră că cerinţele acestui normativ sunt îndeplinite.

(3)P În cazul în care alte tipuri de armături sunt utilizate, proprietăţile lor vor fi verificate în conformitate cu NE 012-99.

(4)P Cerinţele referitoare la proprietăţile armăturilor din oţel beton sunt date în tabelul 3.7.

(5)P Standardele de produs prevăd o valoare minimă a limitei de curgere (f_y) stabilită pe baza nivelului calităţii producţiei pe termen lung. Valoarea caracteristică f_{yk} este stabilită în funcţie de cerinţele pentru armătură, în cadrul structurii. Nu există o relaţie directă între cele două mărimi, însă metodele de verificare a limitei de curgere, prevăzute în standardele de produs şi specificaţia tehnică menţionată oferă suficientă siguranţă pentru obţinerea f_{yk}.

(6)P Regulile de aplicare din acest normativ se referă doar la carcasele realizate cu bare profilate. Utilizarea carcaselor realizate cu alte tipuri de armături (de exemplu cu bare netede)

se poate face numai de către proiectant, prin notă de şantier scrisă, în condiţiile în care înlocuirea celor cu profil periodic este justificată. Carcasele, realizate cu alte tipuri de armătură trebuie să fie agrementate.

3.2.2 Proprietăţi

(1)P Comportarea armăturilor depinde de următoarele proprietăţi:

- rezistenţa limită de curgere caracteristică, f_{yk} sau $f_{0,2k}$;
- rezistenţa limită de curgere maximă reală, $f_{y,max}$;
- rezistenţa ultimă, f_t;
- ductilitate, ε_{uk} şi $(f_t/f_y)_k$;
- capacitatea de îndoire;
- caracteristicile de aderenţă, f_R;
- dimensiunile secţiunii şi toleranţe;
- rezistenţa la oboseală;
- sudabilitate;
- rezistenţa sudurii pentru plase şi carcase sudate

(2)P Prezentul normativ se referă la armătură profilată (cu înaltă aderenţă) şi sudabilă având proprietăţile în conformitate cu tabelul 3.7 Metodele de sudare utilizabile sunt date în tabelul 3.8. Valorile incluse în tabelul 3.7 sunt valabile în exploatare (pentru structura terminată) pentru domeniul de temperaturi –40...100 ^{0}C. Orice operaţie de îndoire şi sudare realizată pe şantier trebuie desfăşurată în condiţiile menţionate în reglementările corespunzătoare (EN 13670; NE 012-1999).

(3)P Regulile de aplicare pentru calcul şi prevederile de alcătuire din acest normativ sunt valabile pentru armături având o valoare maximă a limitei de curgere $f_{yk,max} = 600$ MPa.

(4)P Caracteristicile de suprafaţă ale barelor profilate trebuie să asigure o aderenţă adecvată cerinţelor de proiectare şi prevederilor de alcătuire din acest normativ. Factorul de suprafaţă este stabilit în ST009/ 96 (în concordanţă cu standardul european EN 10080).

(5) Barele profilate care au un factor de profil mai mare decât cel specificat în tabelul 3.7 se consideră a fi bare de înaltă aderenţă.

(6) Comportarea barelor din punct de vedere al aderenţei care au alte tipuri de suprafeţe va fi luată în considerare.

(7)P Armătura trebuie să aibă o comportare la îndoire stabilită prin încercări conform standardelor de produs şi cerinţelor incluse în tabelul 3.7.

3.2.2.1 Rezistenţa limită de curgere caracteristică şi ultimă

(1)P Rezistenţa limită de curgere caracteristică, f_{yk} sau $f_{0\,2k}$, respectiv ultimă la întindere f_{tk} sunt definite ca valori caracteristice ale încărcării la curgere, respectiv ale încărcării maxime de rupere la întindere axială, fiecare împărţită la aria secţiunii transversale nominale, sub a cărei valoare se pot situa, statistic, cel mult 2,78%.

(2)P Rezistenţa limită de curgere maximă reală, $f_{y,max}$, nu trebuie să depăşească 1,3 f_{yk}.

Tabelul 3.7 - Proprietăţile armăturilor din oţel beton

Caracteristici/ produs		Bare şi sârme			Plase sudate			Fractil
Clasa de rezistenţă		A	B	C	A	B	C	(%)
Rezistenţa de curgere caracteristică, f_{yk} sau $f_{0.2k}$ (MPa)		400...600						5,0
Ductilitatea min $k=(f_t / f_y)_k$		≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 <1,35	Min. 10,0
Alungirea la forţă maximă ε_{uk} (%)		≥ 2.5	≥ 5	≥ 7.5	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	10,0
Rezistenţa la oboseală pentru $N=2\cdot10^6$ cicluri, în MPa, cu o încărcare maximă < 0,6 f_y [2)]		≥ 150			≥ 100			10,0
Comportarea la îndoire[1)] (nr. îndoiri)		Pentru bare: -încercare îndoire: 1 -încercare îndoire-dezdoire: 1 Pentru sârme: -încercare îndoire alternantă:4			-			-
Rezistenţa la forfecare		-			0,3A· f_{yk}			Minim
Aderenţă: Factor de profil, min f_R [3)]	Diametrul nominal al barei, mm: 5-6 6,5-12 >12	0,035 0,04 0,056						Min. 5,0
Abateri de la masa pe ml, %	Diametrul nominal al barei, mm ≤ 8 > 8	± 6,0 ± 4,5						Max. 5,0

A este aria secţiunii transversale a sârmei

[1)] Până la adoptarea versiunii în limba română a EN ISO 15630-1, încercările la îndoire se realizează respectând prevederile din SR ISO 7438:93, SR ISO 7801:93, SR ISO 10065:95

[2)] Cerinţa referitoare la rezistenţa la oboseală nu este necesară în cazul încărcărilor predominant statice.

[3)] În cazul în care se poate demonstra că efortul de aderenţă se poate obţine şi pentru valori mai mici ale factorului f_R se pot utiliza şi armăturile respective, cu condiţia ca efortul de aderenţă să fie determinat experimental prin metoda grinzii încovoiate şi acesta să îndeplinească următoarele condiţii :

$$\tau_m \geq 0{,}098\,(80-1{,}2\,\phi) \qquad (3.40)$$

$$\tau_r \geq 0{,}098\,(130-1{,}9\,\phi) \qquad (3.41)$$

unde :

- ϕ diametrul nominal al barei;
- τ_m valoarea medie a efortului de aderenţă (MPa) pentru o alunecare de 0,01; 0,1 şi 1 mm;
- τ_r efortul de aderenţă la cedarea prin despicare.

Observație: Proprietățile sortimentelor de oțel beton produse în România sunt date în ST009/ 96, valorile caracteristice și de proiectare ale oțelului fiind precizate în STAS 10111/2 87.

3.2.2.2 Caracteristici de ductilitate

P(1) Armăturile din oțel beton trebuie să aibă o ductilitate adecvată, definită prin raportul între rezistența caracteristică la rupere și rezistența caracteristică a limitei de curgere $(f_t/f_y)_k$ și de deformația specifică limită la întindere corespunzătoare forței caracteristice maxime de rupere, ε_{uk}. Valorile acestor caracteristici sunt date în tabelul 3.7 (fig.3.7).

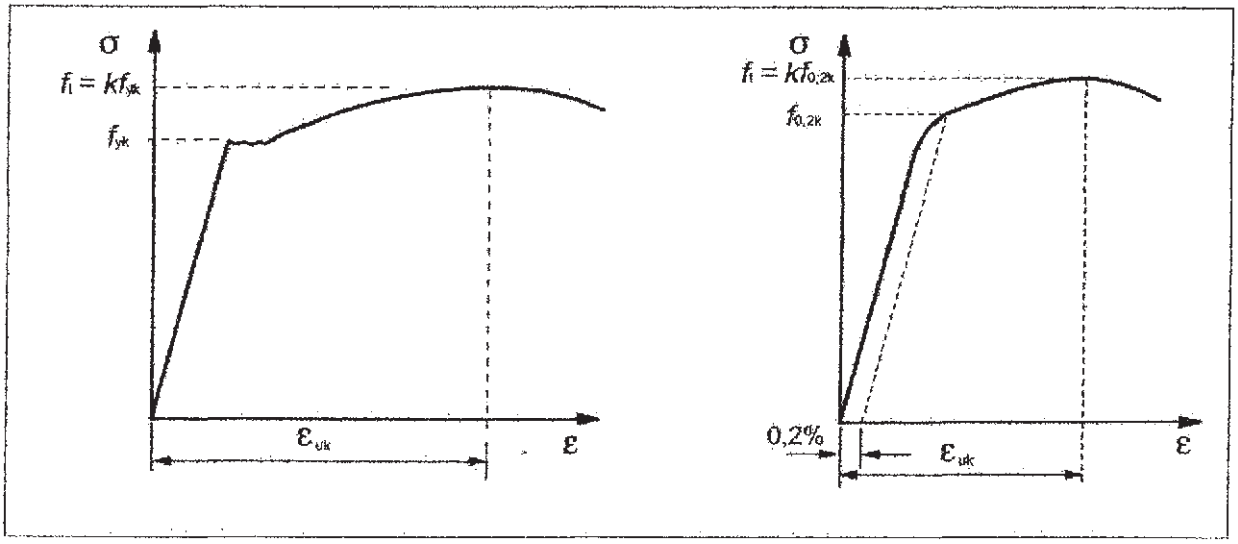


Fig. 3.7 - Diagrama efort unitar - deformație specifică pentru oțelul beton (valorile absolute sunt pentru solicitarea de întindere și pentru deformația de alungire)

3.2.2.3 Sudabilitatea armăturilor din oțel beton

(1)P Armăturile trebuie să aibă proprietăți corespunzătoare privind sudabilitatea, în conformitate cu tabelul 3.8 și cu prevederile versiunii în limba română a EN 10080, după adoptarea acesteia.

(2)P Până la adoptarea versiunii în limba română a EN ISO 17760, la sudarea armăturilor se aplică procedeele prevăzute în normativul C28-83.

P(3) Rezistența îmbinărilor sudate ale plaselor sudate trebuie să fie în conformitate cu cerințele precizate în tabelul 3.8.

(4) Rezistența îmbinărilor sudate ale plaselor sudate se consideră a fi adecvate dacă fiecare nod sudat poate rezista la o forță de forfecare mai mare de 0,3 din forța echivalentă obținută prin înmulțirea limitei de curgere caracteristice și aria nominală a secțiunii transversale a sârmei celei mai groase (dacă sârmele sunt diferite).

3.2.2.4 Oboseala armăturilor din oțel beton

(1)P Produsele vor avea o rezistență corespunzătoare la oboseală.

(2)P Cerințele la oboseală privind armăturile din oțel beton trebuie precizate în concordanță cu prevederile din standardele de produs sau din agrementele tehnice și cu prevederile versiunii în limba română EN 10080, după adoptarea acesteia.

Parametrii de rezistență la oboseală ai armaturilor din oțel beton sunt dați în tabelul 3.9 și fig. 3.8.

(3)P Rezistența la oboseală cerută/ necesară trebuie să fie în conformitate cu tabelul 3.7 şi verificată conform reglementărilor corespunzătoare.

Tabelul 3.8 : Metode de sudare şi exemple de aplicare

Cazul de încărcare	Metoda de sudare	Bare întinse	Bare comprimate
Predominant static	Sudare cap la cap prin topire intermediară	Imbinare cap la cap[1)]	
	Sudare cu arc electric cu electrod învelit şi sudare cu arc electric cu sârmă tubulară fără gaz protector	Îmbinare cap la cap pentru $\phi \geq 20$mm, cu eclise, prin suprapunere, prin încrucişare[3)], cu armăturile din alte elemente	
	Sudare cu arc electric în mediu de gaz protector cu electrod fuzibil	Îmbinare cu eclise, prin suprapunere, prin încrucişare[3)], cu armăturile din alte elemente	
	Sudare prin frecare	-	Îmbinare cap la cap pentru $\phi \geq 20$mm
	Sudare electrică prin presiune în puncte	Îmbinare cap la cap, cu armăturile din alte elemente	
Predomonant dinamic (poduri de şosea şi de cale ferată)	Sudare cap la cap prin topire intermediară	Îmbinare prin suprapunere[2),4)] Îmbinare prin încrucişare[2),4)]	
	Sudare cu arc electric cu electrod învelit	-	Imbinare cap la cap pentru $\phi \geq 14$mm
	Sudare cu arc electric în mediu de gaz protector cu electrod fuzibil	-	Imbinare cap la cap pentru $\phi \geq 14$mm

Note:
[1)] Doar bare având acelaşi diametru nominal sau diametre similare
[2)] Raport admis pentru diametre diferite $\geq 0,57$
[3)] Pentru îmbinări de rezistență $\phi \leq 16$mm
[4)] Pentru îmbinări în zona reazemelor $\phi \leq 28$mm

NOTĂ: Exigențele privind sudarea oțelurilor beton produse în România sunt precizate în normativul C28-83.

Tabelul 3.9 - Parametrii curbelor S-N pentru armături din oțel beton

Tipul armăturii		N^*	Panta dreptelor S-N		Ecartul de efort unitar, $\Delta\sigma_{Rsk}$, în MPa, pentru N^* cicluri:	
			k_1	k_2	10^6	$2 \cdot 10^6$
Bare drepte şi înclinate	$D \geq 25\phi$	10^6	5	9	162,5	180
	$D < 25\phi$ *)					
Bare sudate, incluzând conectorii sudați şi zonele de înnădire*)		10^7	3	5	58,5	100
Elemente de îmbinare**)		10^7	3	5	35	80

D – diametrul dornului

ϕ - diametrul barei

*) Valorile pentru barele de diametru ϕ şi îndoite după dornul cu diametrul $D < 25\phi$ se vor obţine multiplicând valorile cu un factor de reducere $\zeta = 0,35 + 0,0026 \cdot D/\phi$. Pentru etrieri $\zeta = 0,9$.

**) Pot fi utilizate alte curbe S-N justificate pe bază de încercări.

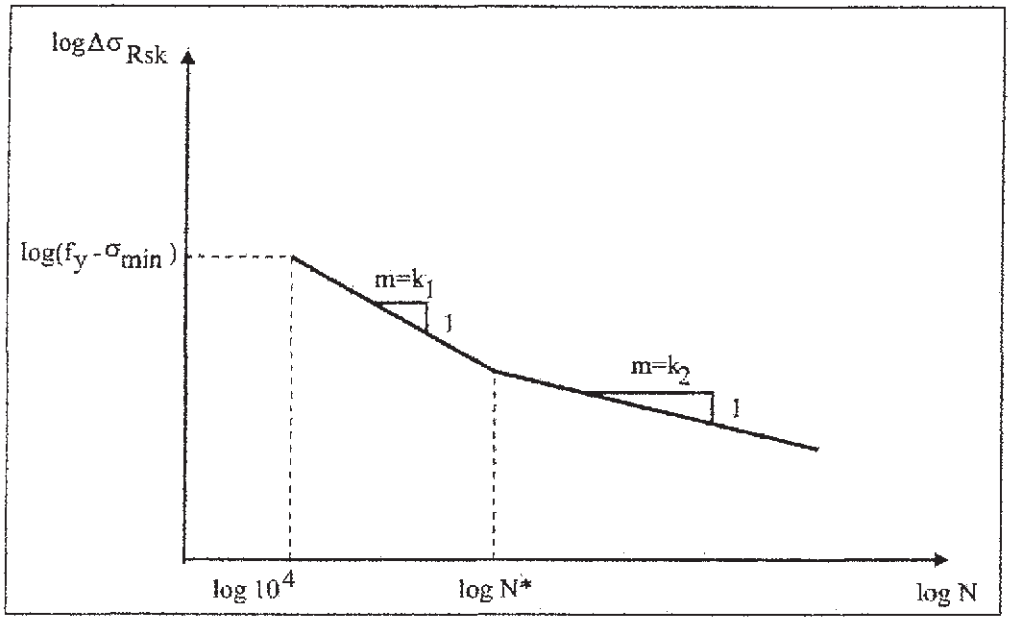


Fig. 3.8 - Curbe S-N pentru oţelul beton şi pentru oţelul pretensionat

3.2.2.5 Ipoteze de calcul

(1)P În calculele de proiectare se vor utiliza aria nominală a secţiunii transvesale a armăturii şi valorile de proiectare determinate pe baza valorilor caracteristice precizate la 3.2.2.

(2) Pentru un calcul obişnuit se pot utiliza diagrama de proiectare efort unitar-deformaţie specifică din fig.3 9, având:

a) o ramură orizontală fără alungire limită

b) o ramură înclinată cu alungirea limită $\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk}$ şi un efort maxim de $k \cdot f_{yk}/\gamma_s$

unde $k = (f_{tk}/f_{yk})$ (tabel 3.7).

(3) Valoarea medie a densităţii se consideră a fi 7850 kg/m^3.

(4) O valoare medie pentru modulul de elasticitate, E_s se poate considera a fi 200 GPa.

(5) Coeficientul de dilatare liniară se poate considera a fi 12 x 10^{-6} K^{-1}. Diferenţa dintre această valoare şi valoarea pentru beton poate fi, în general, neglijată.

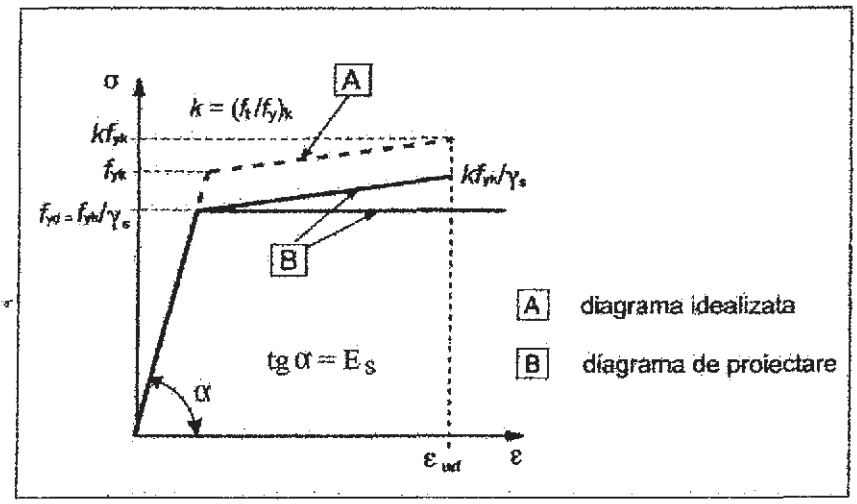


Fig. 3.9 - Diagrama de proiectare efort unitar –deformaţie specifică pentru oţel beton solicitat la întindere şi compresiune

3.3 Armături şi tiranţi metalici exteriori din oţel pretensionat

3.3.1 Generalităţi

(1)P Prevederile din această parte se aplică armăturilor interioare pre/ postîntinse şi tiranţilor metalici exteriori tensionaţi sub formă de:

- bare pretensionate;
- sârme sub formă de fascicule;
- toroane individuale sau sub formă de fascicule pretensionate.

(2)P Oţelurile pretensionate trebuie să nu prezinte defecte ce pot reduce performanţa lor.

(3)P Oţelurile pretensionate trebuie să aibă un nivel scăzut de sensibilitate la coroziunea sub eforturi unitare de întindere.

(4) Până la adoptarea versiunii în limba română a EN 10138, nivelul de sensibilitate la coroziune sub efort al oţelului pretensionat poate fi considerat ca acceptabil dacă respectă prevederile din ST 009/96 sau din agremente tehnice.

(5)P Cerinţele privind proprietăţile oţelurilor pretensionate din acest normativ se referă atât la armăturile interioare pre/ postensionate, cât şi la tiranţii metalici exteriori tensionaţi montaţi în poziţia lor finală. Atunci când metodele de execuţie, testare şi atestare de conformitate pentru oţelul pretensionat sunt conforme cu prevederile din ST 009-96 şi cu standardele de produs (seria se STAS 6482, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 10138) se consideră că îndeplinesc cerinţele acestui normativ.

(6)P Pentru armăturile pre/ postîntinse şi ale tiranţilor metalici exteriori tensionaţi, care fac obiectul acestui normativ, rezistenţa la întindere, rezistenţa limită de curgere convenţională şi alungirea la rupere sunt specificate prin valorile lor caracteristice; aceste valori sunt f_{pk}, $f_{p0,1k}$ şi ε_{uk}.

În cazul în care produsele sunt realizate conform cerinţelor unui agrement tehnic, acesta va cuprinde şi valorile caracteristice menţionate.

(7) Valorile caracteristice impuse de standardele de produs pentru rezistenţa limită de curgere convenţională ($f_{p0,1k}$) şi rezistenţa la rupere (f_{pk}) sunt valori caracteristice minime bazate pe un

nivel al producției acceptabil pe termen lung. Valorile impuse de ST009/96 şi reglemetările de calcul sunt valori caracteristice pentru limita de curgere convențională şi rezistența la rupere bazate pe cerințele formulate pentru structură. Nu există o relație directă între cele două grupuri de valori însă metodele de verificare a limitei de curgere prevăzute în standardele de produs şi specificația tehnică menționată oferă suficientă siguranță pentru obținerea $f_{p0\,1k}$.

(8) Când se utilizează alte oțeluri pretensionate decât cele specificate în standardele de produs, proprietățile acestora vor fi verificate în conformitate cu prevederile din agrementele tehnice.

(9)P Fiecare produs trebuie să poată fi identificat sigur, având în vedere sistemul de clasificare dat în 3.3.2, (4)P.

(10)P Oțelurile pretensionate trebuie clasificate din punctul de vedere al relaxării în conformitate cu prevederile pct.3.3.2, (4)P sau cu prevederile agrementului tehnic elaborat pentru tipul respectiv de oțel.

(11)P Fiecare livrare va fi însoțită de un certificat ce trebuie să conțină informațiile necesare pentru identificare în conformitate cu pct. (i)-(iv) din 3.3.2, (2) şi informații suplimentare dacă este cazul.

(12)P Pentru oțeluri pretensionate livrate în colaci sau pe tambur, după descolăcire, sârma sau toronul nu trebuie să prezinte o săgeată a arcului mai mare decât cea specificată în standardele de produs sau în agrementele tehnice corespunzătoare

3.3.2 Proprietăți

(1)P Proprietățile armăturilor pretensionate sunt prevăzute în standardele de produs şi în agrementele tehnice corespunzătoare.

(2)P Produsele (sârme, toroane şi bare) vor fi clasificate în funcție de:

(i) marcă (tip,sort), ce reprezintă valoarea caracteristică a rezistenței limită de curgere convenționale, $f_{p0,1k}$ şi valoarea caracteristică a rezistenței ultime la întindere, f_{pk} în MPa,

(ii) clasă, ce indică comportarea la relaxare;

(iii) dimensiune,

(iv) caracteristici de suprafață.

(3)P Diferența dintre masa reală a produselor şi masa nominală nu va depăşi limitele prevăzute în reglementările specifice.

(4)P În acest normativ sunt stabilite trei clase de relaxare şi anume

Clasa 1. relaxare normală, pentru sârme şi toroane

Clasa 2 relaxare scăzută, pentru sârme şi toroane

Clasa 3 pentru bare laminate la cald

(5)P Caracteristicile de suprafață ale produselor trebuie precizate în reglementări specifice.

(6)P Informații despre relaxarea izotermă, rezistența la oboseală ciclică şi rezistența la coroziune sunt date în ST009/96

(7) Valorile de proiectare pentru pierderile din relaxarea armăturii pretensionate se bazează pe valoarea ρ_{1000}, care reprezintă relaxarea (în %) la 1000 ore după tensionare şi la o temperatură medie de 20 ^{0}C. Valoarea lui ρ_{1000} exprimă pierderea de tensiune din efortul unitar iniţial, pentru o valoare a acestuia egală cu $0,7f_p$ (f_p este rezistenţa ultimă a oţelului pretensionat). Pentru calcule de proiectare, ρ_{1000} poate fi adoptat cu valorile :

- 8% pentru oţelurile pretensionate din clasa 1 de relaxare;
- 2,5% pentru oţeluri pretensionate din clasa 2 de relaxare;
- 4% pentru oţeluri pretensionate din clasa 3 de relaxare,

sau cu valorile furnizate prin certificatul de livrare.

Pierderile din relaxare, corespunzătoare celor trei clase de relaxare ale oţelurilor pretensionate la timpul t > 1000 ore pot fi calculate fie cu relaţiile (3.42), (3.43) şi (3.44), fie cu ajutorul diagramelor prezentate în fig. 3.10.

- Clasa 1 de relaxare :

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-3} \qquad (3.42)$$

- Clasa 2 de relaxare·

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-3} \qquad (3.43)$$

- Clasa 3 de relaxare:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-3} \qquad (3.44)$$

unde .

$\Delta\sigma_{pr}$ pierderi de tensiune din relaxare;

σ_{pi} efortul unitar iniţial de pretensionare ($\sigma_{pi} = \sigma_{pm,0}$); pentru elemente cu armătura preîntinsă, σ_{pi} este efortul unitar maxim în armătura preîntinsă din care s-au scăzut pierderile de tensiune produse în timpul procesului de tensionare;

t timpul, în ore, scurs din momentul terminării tensionării ;

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, unde f_{pk} este rezistenţa caracteristică a oţelului pretensionat;

ρ_{1000} valoarea piederii de tensiune din relaxare, în %, la 1000 ore după terminarea tensionării determinată pentru o temperatură medie de 20 ^{0}C.

(8) Piederile de tensiune finale (de lungă durată) din relaxarea armărturii pretensionate poate fi estimată pentru timpul, t, egal cu 500.000 ore (aproximativ 57 ani).

(9) Valorile pentru pierderile din relaxare sunt influenţate de temperatura armăturii pretensionate. În cazul elementelor realizate cu armătură preîntinsă şi supuse tratamentului termic cu abur înaintea transferului, vezi 2.1.6.2 (5)P. Dacă se aşteaptă valori ale temperaturii în armătura pretensionată mai mari de 30 ^{0}C sunt necesare verificări experimentale

suplimentare, ţinându-se seama de influenţa temperaturii la determinarea pierderilor de tensiune din relaxarea armăturii pretensionate.

(10) Evoluţia pierderilor de tensiune din relaxare între 0 şi 1000 ore este arătată în tabelul 3.10.

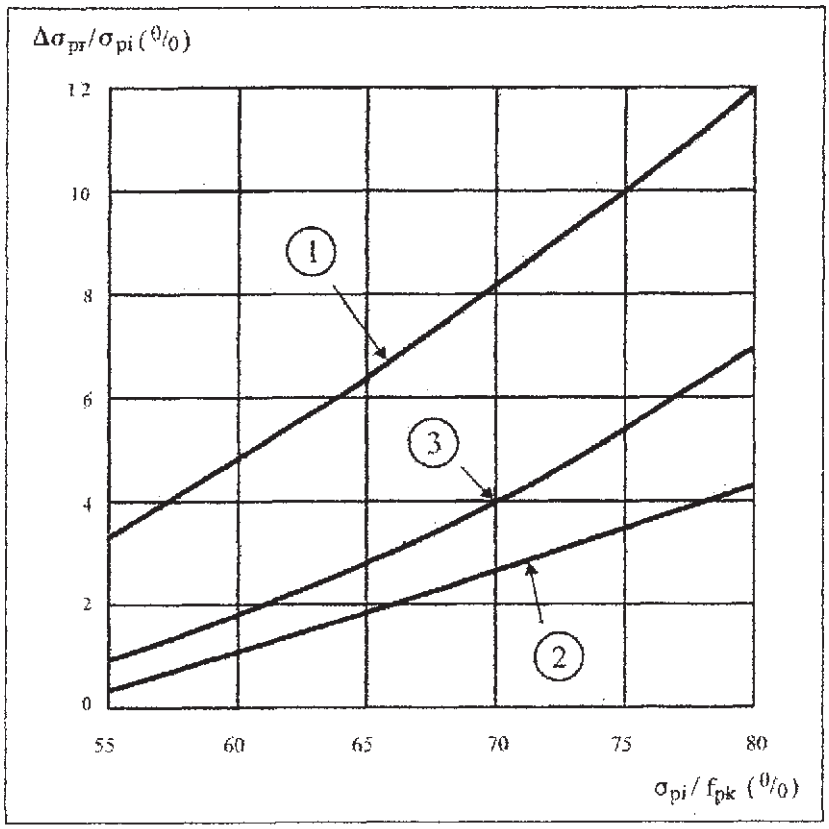


Fig. 3.10 - Pierderi din relaxare $\Delta\sigma_{pr}$ / σ_{pi} (%) după 1000 ore la o temperatură medie de 20 ^{0}C

Tabelul 3.10 - Relaţia dintre pierderile din relaxare şi timp (până la 1000 ore) pentru oţelul pretensionat

Timpul în ore	1	5	20	100	200	500	1000
Pierderile din relaxare, până la 1000 ore, (%)	25	45	55	70	80	90	100

3.3.2.1 Rezistenţa limită de curgere şi ultimă la întindere

(1)P Rezistenţa limită de curgere, $f_{p0,1k}$ şi rezistenţa ultimă la întindere, f_{pk} sunt definite ca valori caracteristice ale încărcării limită de curgere şi respectiv ale încărcării maxime de rupere la întindere axială, fiecare dintre ele fiind împărţite la aria nominală a secţiunii transversale, sub a căror valori se pot întâlni, statistic, cel mult 2,78% din rezultate, conform figurii 3.11.

3.3.2.2 Caracteristici de ductilitate

(1)P Armăturile vor avea o ductilitate corespunzătoare la întindere, exprimată prin alungire, după cum se precizează în reglementările specifice (EN 10138).

(2) Ductilitatea armăturilor este corespunzătoare dacă deformaţia specifică corespunzătoare încărcării maxime, (ε_u) determinată experimental este egală sau mai mare decât valoarea precizată în standardele de produs sau agrementele tehnice, $f_{pk}/ f_{p0,1k} \geq k$ (valoarea recomandată $k = 1,1$).

Ductilitatea adecvată la încovoiere este satisfăcătoare atunci când armăturile pretensionate satisfac cerinţele la încovoiere din EN ISO 15630.

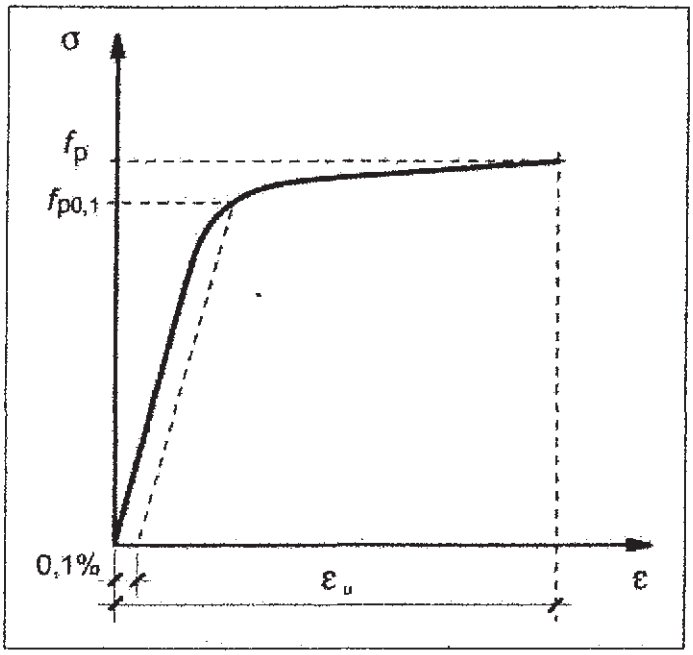


Fig.3.11: Diagrama efort unitar –deformaţie specifică pentru oţelul pretensionat

(3) Diagramele efort unitar – deformaţie specifică pentru oţelurile pretensionate realizate pe baza datelor de producţie trebuie puse la dispoziţie de către producător ca anexă la certificatul ce însoţeşte livrarea (3.3.2 (2)P).

3.3.2.3 Oboseala armăturilor şi tiranţilor metalici exteriori din oţel pretensionat

(1)P Produsele vor avea o rezistenţă corespunzătoare la oboseală.

(2)P Cerinţele la oboseală privind armăturile pretensionate trebuie să fie precizate în standardele de produs sau agrementele tehnice corespunzătoare. Parametrii de rezistenţă la oboseală ai armaturilor pretensionate sunt daţi în tabelul 3.11 şi fig 3.8.

Tabelul 3.11 - Parametrii curbelor S-N pentru oțelul pretensionat

Curbe S-N pentru oțelul pretensionat utilizat în :		N^*	Panta dreptelor S-N		Ecartul de efort unitar, $\Delta\sigma_{Rsk}$, în Mpa, pentru N^* cicluri	
			k_1	k_2	10^6	$2 \cdot 10^6$
Elemente cu armătură preîntinsă		10^6	5	9	185	170
Elemente cu armătură postîntinsă	Monotoron în teacă din materiale plastice	10^6	5	9	185	170
	Fascicule drepte sau curbe în teci din materiale plastice	10^6	5	9	160	145
	Fascicule curbe în teci metalice	10^6	3	7	120	110
	Dispozitive de îmbinare**)	10^6	3	5	80	70
Tiranți metalici tensionați exteriori		10^6	3	5	80	70

**) Pot fi utilizate alte curbe S-N justificate pe bază de încercări.

Curbele S-N din fig. 3.8, respectă ecuația:

$$(\Delta\sigma_{Rsk})^m \cdot N = \text{constant}, \qquad (3.45)$$

pentru $N < N^*$ corespunzând exponentul $m = k_1$, iar pentru $N \geq N^*$ corespunzând exponentul $m = k_2$.

3.3.3 Ipoteze de calcul

(1)P În analiza structurală se iau în considerare : ariile secțiunii transversale ale armăturilor pre/ postîntinse, ale tiranților metalici tensionați şi valorile caracteristice ale rezistențelor şi deformațiilor specifice ale oțelurilor pretensionate utilizate: $f_{p0,1k}$, f_{pk} şi ε_{uk}

(2) Pentru modulul de elasticitate E_p se poate adopta valoarea de proiectare egală cu 205 GPa pentru sârme şi bare Valoarea reală poate fi cuprinsă între 195 şi 210 GPa, în funcție de procesul de fabricație.

(3)Pentru toroane se poate adopta valoarea de proiectare, E_p, egală cu 195 GPa. Valoarea reală poate fi cuprinsă între 185 şi 205 GPa, în funcție de procesul de fabricație.

Certificatele ce însoțesc oțelurile pretensionate livrate trebuie să specifice valoarea reală.

(4)Densitatea medie a armăturilor pretensionate, cu valoare de proiectare, va fi de 7850 kg/ m^3.

(5)Valorile precizate mai sus pot fi adoptate dacă temperatura armăturilor pretensionate în structurile terminate variază între +40 ^{0}C şi +100 ^{0}C

(6) Pentru proiectare, coeficientul de dilatare termică se consideră a fi 12×10^{-6} K^{-1}. Diferența dintre această valoare şi valoarea similară a betonului poate fi, în mod normal, neglijată.

(7) Rezistențele de proiectare ale armăturii sunt derivate din diagrama idealizată prin împărțirea valorii caracteristice la coeficientul parțial de siguranță al oțelului pretensionat, γ_s = 1,15.

(8) Pentru calculul ariei secțiunii transversale, forma diagramei caracteristice convenționale a oțelului pretensionat după atingerea limitei de curgere convenționale se adoptată într-una din variantele :

- o ramura orizonatală fără limitarea deformației sau
- o ramură înclinată, cu o limită a deformației $\varepsilon_{ud}=\varepsilon_{uk}$ (dacă nu se dispune de valori mai exacte se poate considera $\varepsilon_{ud}=0,02$ și $f_{p0\,1k} / f_{pk} = 0,9$).

Calculul eforturilor rezistente secționale se poate baza pe diagramei reale efort unitar – deformație specifică, dacă este cunoscută, cu valori ale efortului unitar peste limita elastică, reduse în conformitate cu fig.3.12.

3.3.4 Armături pretensionate protejate

(1)P Armăturile postîntinse interioare amplasate în teci (de exemplu armăturile aderente amplasate în canale) sau exterioare, sub forma tiranților metalici amplasați în tubulatură trebuie să fie protejate împotriva coroziunii în mod adecvat și permanent.

(2)P Armăturile pretensionate amplasate în interiorul secțiunii de beton, în exteriorul elementului structural din beton sau din oțel și amplasate în teci, respectiv tubulatură, trebuie să fie protejate de efectele focului printr-o protecție corespunzătoare (EN 1992-1-2).

(3)P Protecția fiabilă și permanentă a armăturii pretensionate interioare sau exterioare secțiunii elementelor structurale din beton sau din oțel trebuie obținută cu satisfacerea cerințelor corespunzătoare oțelului pretensionat introdus în teci sau în tubulatură și vor fi definite în caietele de sarcini ale proiectului.

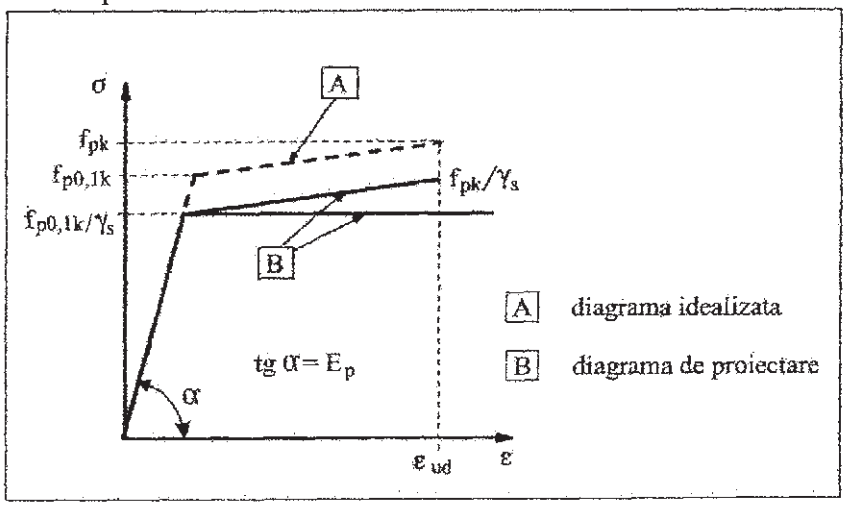


Fig. 3.12: Diagrama de proiectare și idealizată, efort unitar –deformație specifică, pentru oțelul pretensionat (valorile absolute sunt pentru eforturi unitare de întindere și pentru deformație de alungire)

3.4 Ancoraje și dispozitive de cuplare. Deviatori. Teci și tubulaturi. Amestec de injectare

3.4.1 Ancoraje și dispozitive de cuplare

3.4.1.1 Generalități

(1)P Prevederile care urmează se referă la dispozitive de ancorare (ancoraje) și dispozitive de cuplare pentru armături interioare postîntinse și exterioare sub formă de tiranți metalici tensionați:

- ancorajele sunt utilizate pentru a transmite forţe locale concentrate în zona de ancorare a elementelor din beton sau din oţel structural, ca urmare a pretensionării armăturilor interioare pre/ postîntinse, respectiv a tiranţilor metalici exteriori;

- dispozitivele de cuplare sunt utilizate pentru îmbinarea lungimilor individuale de armături postîntinse sau de tiranţi metalici exteriori, pentru a realiza armături sau tiranţi continui.

(2)P Metodele de testare şi de atestare a conformităţii ancorajelor şi a sistemelor de cuplare sunt incluse în standardul european EN 13391.

Cerinţele de performanţă, metodele de încercare şi metodele de certificare a conformităţii pentru ancorajele asimilate în ţară, precum şi condiţiile în care se poate face agrementarea tehnică a noilor procedee de precomprimare ce urmează a fi utilizate în ţară, respectiv a ancorajelor şi dispozitivelor de cuplare aferente sunt precizate în Specificaţia tehnică privind procedeele de precomprimare (în curs de publicare).

(3)P În absenţa unor reglementări internaţionale sau naţionale privind modul de încercare a ancorajelor şi dispozitivelor de cuplare, în vederea elaborării agrementului tehnic, acesta va fi elaborat de un laborator autorizat care va efectua încercările necesare pentru agrementul tehnic.

(4)P Prin încercări, se va răspunde la cerinţele precizate la (5)P. Se poate renunţa la determinarea rezistenţei la oboseală, cu condiţia ca în agrementul tehnic să se specifice interdicţia utilizării ancorajelor şi a dispozitivelor de cuplare în cazul solicitării la oboseală a acestora.

(5)P La stabilirea cerinţelor de performanţă trebuie luate în considerare următoarele:

(i) capacitatea « ansamblului armătură interioară postîntinsă sau tirant metalic exterior - ancoraj / dispozitiv de cuplare » se compară valoarea reală a încărcării la cedarea ansamblului cu cea a cedării oţelului pretensionat din care au fost realizate armăturile;

(ii) alungirea armăturii ancorate/ cuplate la cedare;

(iii) rezistenţa la oboseală a armăturii ancorate/ cuplate;

(iv) forţa de pretensionare care poate fi transferată de ancoraj la elementul structural din beton sau oţel, ţinând cont de amplasarea ancorajului în secţiunea transversală, de distanţa între ancoraje, de rezistenţa betonului şi de armarea din zona de ancorare sau de rezistenţa zonei de ancorare a elementelor structurale de a prelua forţe locale concentrate.

(6)P Până la elaborarea unor reglementări naţionale sau internaţionale specifice, în cazul în care ancorajele sau dispozitivele de cuplare nu sunt supuse la fenomene de oboseală, se pot adopta următoarele cerinţe de performanţă pe care acestea trebuie să le îndeplinească în cadrul încercărilor:

(i) forţa de cedare a armăturii va fi de minim 94% din cea efectivă, cu condiţia ca armăturile componente să fie din acelaşi colac sau cel puţin lot; de asemenea lungimea de încercare a armăturii va fi de minim 3 m.

(ii) alungirea armăturii la cedare va fi de minim 1,5% pentru armături cu diametrul ≤ cu 5mm şi minim2% pentru diametre mai mari; de asemenea, lungimea de încercare aferentă fiecărui ancoraj va fi de 3...5 m.

(iii) la cedarea armăturii, alungirile elasto-plastice care au loc în piesele metalice componente ale ancorajelor sau dispozitivelor de cuplare vor fi reduse, astfel ca deplasările relative ale armăturii (în raport cu ancorajul sau dispozitivul de cuplare) să nu depăşească 5 mm.

(7)P Condiţiile de performanţă pe care trebuie să le îndeplinească ancorajele, dispozitivele de cuplare şi cele de deviere supuse la fenomene de oboseală, în principal la armăturile fără aderenţă sau exterioare, sunt date în reglementări tehnice specifice. De regulă, condiţiile se referă la solicitarea cu număr ridicat de cicluri, iar în cazuri speciale şi la număr redus de cicluri.

(8)P Cerinţele pentru utilizarea ancorajelor şi dispozitivelor de cuplare sunt definite în documente tehnice specifice, de exemplu "Codul de practică pentru execuţia lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat-Partea a II-a", NE 012-99.

3.4.1.2 Ancoraje pentru armături pre/ postîntise şi pentru tiranţi metalici exteriori

(1)P Ansamblurile armătură - ancoraj şi armătură - dispozitiv de cuplare vor avea caracteristicile de rezistenţă, alungire şi oboseală astfel încât să satisfacă cerinţele de bază din tabelul 3.7.

(2) Acestea se admit dacă:

(i) sunt îndeplinite cerinţele de performanţă date la 3.4.1.1 (5)P, în cazul solicitării statice;

(ii) în cazul solicitării de oboseală, sunt îndeplinite cerinţele corespunzătoarea Acordului Tehnic European, după adoptarea versiunii în limba română a acestuia;

(iii) ansamblurile armătură-ancoraj nu sunt amplasate în secţiunile de solicitare maximă a armăturii.

3.4.1.3 Ancorajele şi zonele de ancorare

(1)P Rezistenţa ancorajelor şi a zonelor de ancorare vor fi în concordanţă cu transferul forţei din armătură la elementul structural din beton sau din oţel, iar fisurarea în zona de ancorare de beton nu trebuie să afecteze performanţele ancorării.

(2) Acestea se admit dacă:

(i) rezistenţa dispozitivelor şi a zonelor de ancorare depăşeşte forţa caracteristică de rupere a armăturii; în cazul în care dispozitivele şi zonele de ancorare sunt supuse la fenomene de oboseală, condiţia de depăşire a forţei caracteristice de rupere a armăturii trebuie îndeplinită după verificarea la oboselă a unor probe similare;

(ii) sunt respectate prevederile constructive din acest normativ.

(3)P Ancorarea armăturilor se va realiza, obligatoriu, în zone cu un nivel de protecţie ridicat, privind posibilitatea penetrării agenţilor corozivi (evitarea zonelor cu dispozitive de racordare şi compensare a căii, cu guri de scurgere, etc) şi cu prevederea obligatorie a unor spaţii de acces, pentru verificarea periodică a stării zonelor de ancorare.

(4)P Zona ancorajelor armăturilor pretensionate (interioare – postîntinse, exterioare cu tiranți metalici tensionați) va fi protejată suplimentar cu mortar, beton sau ale materiale, cărora li se va asigura o bună legătură cu zonele pe care le protejează şi o compactitate ridicată

(5)P În limita de valabilitate a acestui normativ, respectiv –35 ^{0}C, nu sunt necesare prevederi speciale pentru ancoraje şi dispozitivele de cuplare

3.4.2 Deviatori

(1) Deviatorii amplasați pe elementele structurale precomprimate prin intermediul tiranți metalici tensionați trebuie să satisfacă următoarele exigențe:

- să reziste la forțele longitudinale şi transversale datorită prezenței tiranților metalici tensionați şi să le transmită, controlat la elementul structural,
- să asigure, fără o discontinuitate unghiulară excesivă (±0,02 radiani, fără a lua în considerare devierile speciale specificate în agrementul tehnic, forțele rezultate ca efect al abaterilor fiind luate în calcul) racordarea între două tronsoane de tirant rectiliniu, în orice fază de execuție sau de exploatare (respectarea razelor minime de racordare, vezi tabelul 5.9).

(2) În zonele de deviere, tubulatura poate fi din metal sau din PEDH; în acest ultim caz, trebuie demonstrat că aceste tuburi sunt capabile să reziste la presiuni radiale şi la mişcările longitudinale ale tirantului metalic, fără să prezinte deteriorări şi fără ca funcționalitatea sa să fie afectată Dacă tubulatura este prevăzută din metal, ea va fi livrată îndoită cu raza stabilită în proiect.

(3) În mod frecvent, în zona deviatorilor tubulatura va avea pereți dubli pentru a permite înlocuirea tiranților metalici (fie în caz de avarie, fie pentru majorarea rezistenței elementelor structurale).

(4) În zona deviatorilor tubulatura suplimentară va fi evazată la capete, cu curbe al căror unghi la centru va fi de ±0,05 radiani față de poziția traseului ideal, curbe care vor împiedica apariția eforturilor tangențiale în fazele limită prin care trece elementul structural (tensionare şi transfer, exploatare limită, etc).

(5) Operațiile de înlocuire, (demontare, detensionare) ale unor tiranți metalici tensionați se vor face numai pe bază de proiect, proiect în care se vor avea în vedere toate precauțiile care vizează securitatea personalului de execuție şi a integrității elementului structural. Un caz aparte îl constituie elementele structurale precomprimate exterior cu tiranți metalici care au conlucrare transversală redusă în zona deviatorilor, caz în care se vor lua măsuri de solidarizare totală sau parțială, în sens transversal, a zonei deviatorilor.

(6) În afara zonelor deviatorilor şi a zonelor de ancorare, traiectoriile tiranților metalici exteriori se pot proiecta cu o abatere de la linia dreaptă cu cel mult 0,01 radiani. Forțele care apar urmare depăşirii acestei abateri vor fi luate în considerare în calculele de proiectare.

3.4.3 Teci şi tubulaturi. Amestecul de injectare

3.4.3.1 Teci pentru elemente din beton precomprimat cu armătură postîntinsă

(1)P Această parte se referă la elemente sau structuri din beton precomprimat cu armătură postîntinsă la care armăturile sunt tensionate după ce au fost introduse în canalele interioare realizate prin intermediul tecilor.

(2)P Când canalele sunt injectate după tensionarea armăturii, forma secţiunii transversale a canalului va permite un transfer adecvat al forţelor de la armături la beton. Nu se vor utiliza teci din material plastic lise la elemente supuse la oboseală. De asemenea, tecile din material plastic nu se vor utiliza dacă temperatura lor poate depăşi +40 ^{0}C.

(3)P Cerinţele de execuţie, metodele de încercare şi de atestare a conformităţii sunt date în "Codul de practică pentru execuţia lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat – Partea a II-a", NE 012-99.

(4)P Cerinţele referitoare la utilizarea ţevilor şi tecilor vor fi definite în documente tehnice specifice.

3.4.3.2 Tubulatura pentru tiranţii metalici tensionaţi a elementelor structurale din beton şi oţel

(1)P Armăturile exterioare din componenţa tiranţilor metalici tensionaţi trebuie protejate într-o manieră fiabilă împotriva coroziunii printr-un procedeu agreat (acceptat).

(2) Protecţia armăturilor exterioare împotriva coroziunii este în mod normal asigurată prin introducerea lor într-o tubulatură, care se injectează cu mortar de ciment sau alt material protector.

(3)P Tuburile trebuie să fie etanşe şi capabile să reziste la presiunea de injectare fără să prezinte deformaţii permanente. Ele trebuie să fie realizate de materialele corespunzătoare, specificate în agrementele tehnice sau în reglementări corespunzătoare. Se vor utiliza tuburile PEHD 80 pentru joasă presiune, pentru care PN = 0,63 MPa şi de presiune PEHD 80 sau 100, pentru care PN = 1,00 MPa.

(4)P Utilizarea protecţiei tiranţilor metalici tensionaţi cu teci metalice tradiţionale din tablă gofrată şi cu tuburi din PVC nu este permisă[1)]. Tuburile de PEHD vor răspunde exigenţelor PEHD pentru apă potabilă. Utilizarea tubulaturii din PEHD industrială se va face numai dacă producătorul garantează cantitatea şi calitatea polietilenei recuperate introdusă în procesul de fabricaţie.

(5) În cazul umplerii cu un material de protecţie, de exemplu unsori, vaseline sau ceară, tubulatura trebuie să reziste la temperaturile şi la presiunile interne specificate în agrementul tehnic.

(6) Reazemele provizorii, care vor menţine la poziţie tubulatura înainte punerii tirantului metalic sub tensiune vor fi astfel alcătuite şi dispuse încât să nu producă, în tubulatură, deformaţii locale excesive. Contactul acestor reazeme provizorii cu tubulatura se va reduce la o lungime egală cu cel puţin diametrul tubulaturii şi reazemele provizorii nu vor prezenta muchii vii. Echidistanţa dintre reazemele provizorii nu va depăşi 5,00 m, în cazul utilizării fasciculelor cu toroane gresate echidistanţa limitându-se la 2,50 m.

[1)] Tecile sunt în mod obişnuit tuburi din polietilenă de înaltă densitate (PEHD) sau din oţel

3.4.3.3 Amestecul de injectare

(1)P La elementele din beton precomprimat cu armături interioare postîntinse şi precomprimate exterior cu tiranţi metalici tensionaţi este obligatorie realizarea unui sistem de protecţie permanentă a armăturilor (interioare şi exterioare).

(2)P Protecţia permanentă a armăturilor interioare postîntinse se va realiza, obligatoriu, după transfer (înainte de orice altă solicitare suplimentară a elementului) cu un material injectat care realizează aderenţa dintre armătura pretensionată şi elementul de beton, în conformitate cu NE 012-99, partea a II-a (beton precomprimat).Amestecul de injectare utilizat va avea următoarea compoziţia :

- ciment (portland: PI 32,5 şi 42,5 ; hidrotehnic şi rezistent la sulfaţi: HI32,5 şi 42,5 sau SRI32,5 şi 42,5) ,
- nisip 0...1 mm, pentru canale cu diametrul >150 mm, maxim 30% din greutatea cimentului;
- apă, procurată, obligatoriu, din reţeaua de apă potabilă ;
- aditivi agrementaţi, pentru mărirea fluidităţii şi pentru reducerea sedimentării amestecului de injectare.

(3) Amestecul de injectare va conţine cel mult 750 mg cloruri la litru, fiind interzisă utilizarea clorurii de calciu, ca aditiv sau altor substanţe care conţin clor.

(4) Este obligatorie stabilirea compoziţiei amestecului de injectare pe baza unor încercări preliminare privind determinarea caracteristicilor amestecului (fluiditate, sedimentare, rezistenţa la compresiune), efectuate de un laborator autorizat.

(5) Înainte de injectare se va proceda la spălarea canalului, precum şi la verificarea etanşeităţii şi continuităţii lui, folosind apă sub presiune sau aer comprimat, trecut prin filtru de ulei. Spălarea va fi mai intensă dacă armăturile au fost protejate cu ulei emulsionabil.

(6) Protecţia tiranţilor metalici tensionaţi, amplasaţi in exteriorul elementului structural poate fi realizată, funcţie de alcătuirea tiranţilor, astfel, pentru armături sub formă de:

- fascicule de sârme paralele sau bare din oţel pretensionat (PC100, Macalloy, Dywidag, etc), se utilizează un amestec de injectare pe bază de pastă de ciment (compoziţie asemănătoare cu cea indicată la (2)P, respectând condiţiile (3), (4), (5)), injecarea realizându-se după tensionarea şi ancorarea fasciculelor (postinjectare); există posibilitatea supraîntinderii armăturii (efecte de autotensionare din acţiuni care solicită elementul structural ulterior tensionării) în zona de prindere în ancoraj, zona de ancorare reprezentând un punct critic, în care poate fi atinsă, în mod accidental (coroborat şi cu alţi factori, ca de exemplu: modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale oţelului pretensionat în zonele de ancorare, reduceri de secţiune, componente tangenţiale din abaterile unghiulare la intrarea în ancoraj, etc.) starea limită ultimă de rezistenţă;
- fascicule de sârme paralele sau bare din oţel pretensionat (PC100, Macalloy, Dywidag, etc), se utilizează o injectare mixtă, cu pastă de ciment pe lungimea fasciculului sau barei (cu o compoziţie asemănătoare cu cea indicată la (2)P, respectând condiţiile (3), (4)) şi cu unsori sau vaseline, (numite generic, produse suple de injectare) în zona ancorajelor, produsele de injectare să permită armăturii din zona ancorajelor să preia supraîntinderile ce pot apare şi care pot afecta

fasciculele sau barele din oţel pretensionat; este interzisă spălarea tubulaturii cu apă sub presiune sau aer comprimat, pentru a preveni realizarea unui amestec de ulei solubil cu pastă de ciment, ulei capabil să se decanteze şi să producă discontinuităţi în amestecul de injectare ; injecarea se realizează după tensionarea şi ancorarea fasciculelor sau a barelor din oţel pretensionat (postinjectare);

- fascicule de toroane gresate, fiecare toron fiind introdus în tubulatură individuală de PEHD şi întreg fasciculul într-o tubulatură generală de PEHD sau de oţel, se utilizează un amestec de injectare pe bază de pastă de ciment (compoziţie asemănătoare cu cea indicată la (2)P, respectând condiţiile (3), (4)), injectarea realizându-se înaintea tensionarii şi ancorării fasciculelor (preinjectare), amestecul de injectare, după întărire, având şi rol de păstrare a poziţiei fasciculului pe traseul tubulaturii (ordonare a toroanelor); este interzisă spălarea tubulaturii cu apă sub presiune sau aer comprimat, pentru a preveni realizarea unui amestec de ulei solubil cu pasta de ciment, care poate să producă discontinuităţi în amestecul de injectare
- fascicule de toroane gresate, fiecare toron fiind introdus în tubulatură individuală de PEHD şi întreg fasciculul într-o tubulatură generală de PEHD sau de oţel, se utilizează un amestec de protecţie din produse suple (vaseline sau unsori petroliere), care satisfac de asemenea exigenţele de protecţie şi de conservare a armăturilor; produsele suple de injectare, precum şi tehnologiile de punere în aplicare se vor utiliza având la bază reglementări speciale sau agremente tehnice; postinjectarea acestor produse de protecţie pot permite detensionarea unei prese, (sub rezerva păstrării alungirii produse), precum şi reluarea tensionării, după un timp anume (dacă sistemul de ancorare permite reluarea tensionării).

(7) O atenţie deosebită va fi acordată injectării zonelor înalte ale traiectoriilor armăturilor interioare postîntinse sau exterioare sub forma tiranţilor metalici. În cazul postinjectării cu pastă de ciment, injectarea în vid poate asigura o continuitate a amestecului de injectare întărit chiar şi în zonele înalte

3.5 Oţeluri pentru elemente structurale

3.5.1 Generalităţi

(1)P În cazul în care nu există alte precizări, prevederile din 3.5 vor fi respectate.

(2)P Proprietăţile materialelor precizate în 3.5 vor fi considerate drept valori nominale şi adoptate ca valori caracteristice în proiectare.

(3) În cazul în care documentele elaborate de autorităţi competente recomandă alte sortimente de oţeluri, acestea vor trebui să fie însoţite de certificate de calitate ale materialului.

3.5.2 Oţeluri pentru construcţii

(1)P Oţelurile precizate în tabelele 3.12 şi 3.14 acoperă cerinţele de proiectare pentru componentele elementelor structurale din oţel ale suprastructurilor podurilor metalice şi podurilor compuse oţel-beton.

(2)P Alte calităţi de oţel nu vor fi folosite decât cu aprobarea autorităţilor competente.

3.5.3 Proprietățile oțelurilor

(1)P Valorile nominale ale rezistenței limită de curgere, f_y şi ale rezistenței ultime, f_u ale oțelurilor pentru structuri sunt precizate în tabelele 3.12 şi 3.14.

(2) Valorile nominale ale rezistenței limită de curgere, f_y şi ale rezistenței ultime, f_u pentru componente ale elementelor structurale cu secțiuni tubulare sunt precizate în tabelul 3.13

(3) Grosimile limită ale produselor laminate utilizate pentru elemente structurale sunt precizate în tabelul 3.15.

3.5.4 Calculul plastic global (numai pentru situații de proiectare accidentale)

(1) Calculul în domeniul plastic poate fi utilizat pentru situații de proiectare accidentale în cazul în care oțelul satisface următoarele cerințe suplimentare:

- raportul între valoarea minima a rezistenței ultime, f_u şi valoarea minimă a rezistenței limitei de curgere, f_y satisface condiția:

  $f_u/f_y \geq 1,10$

- alungirea la rupere pe o epruvetă de lungime $5,65\sqrt{A_0}$ (unde A_0 reprezinta aria inițială a secțiunii transversale) nu este mai mică de 15%,
- alungirea specifică limită ultimă, ε_u este de cel puțin 15 ori mai mare decat alungirea specifică nominală, ε_y

(2) Mărcile de oțel din tabelele 3 12 şi 3 14 pot fi considerate că îndeplinesc aceste cerințe.

Tabelul 3.12 - Valori nominale ale rezistenței limită de curgere, f_y și ale rezistenței ultime, f_u pentru oțeluri laminate la cald utilizate în Comunitatea Europeană la structuri metalice de poduri

Standardul și marca oțelului	Grosimea t mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y, (N/mm^2)	f_u, (N/mm^2)	f_y, (N/mm^2)	f_u, (N/mm^2)
EN 10025				
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
EN 10113				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	540	390	520
S 460 N/NL	460	570	430	550
S 275 M/ML	275	380	255[1)]	360[1)]
S 355 M/ML	355	470	335[1)]	450[1)]
S 420 M/ML	420	520	390[1)]	500[1)]
S 460 M/ML	460	550	430[1)]	530[1)]

[1)]Pentru produse late: numai $40 \text{ mm} < t < 63$ mm

În tabel au fost utilizate următoarele notații și simboluri:

EN - normă europeană

S - oțel pentru construcții

235 – rezistența limită de curgere minimă în [N/mm^2] funcție de grosimea laminatului

N - oțel normalizat, încercarea de încovoiere prin șoc pe epruvete Charpy cu crestătură în V se efectuează la o temperatură nu mai mică de -20°C

NL - oțel normalizat, încercarea de încovoiere prin șoc pe epruvete Charpy cu crestătură în V se efectuează la o temperatură nu mai mică de -50°C

M - oțel laminat termomecanic, încercarea de încovoiere prin șoc pe epruvete Charpy cu crestătură în V se efectuează la o temperatură nu mai mică de -20°C

ML - oțel laminat termomecanic, încercarea de încovoiere prin șoc pe epruvete Charpy cu crestătură în V se efectuează la o temperatură nu mai mică de -50°C

Tabelul 3.13 - Valori nominale ale rezistenței limită de curgere, f_y și ale rezistenței ultime, f_u pentru oțelurile secțiunilor tubulare utilizate în Comunitatea Europeană la structuri metalice de poduri

Standardul și marca oțelului	Grosimea t mm			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f_y, (N/mm^2)	f_u, (N/mm^2)	f_y, (N/mm^2)	f_u, (N/mm^2)
EN 10210				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	380	255	370
S 355 NH/NLH	355	480	335	470
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	450		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

În tabel au fost utilizate următoarele notații și simboluri:
H - secțiuni tubulare
Pentru celelalte simboluri și notații vezi tabelul 3.12.

Tabelul 3.14 - Valori nominale ale rezistenței limită de curgere, f_y și ale rezistenței ultime, f_u pentru oțeluri utilizate în România la structuri metalice de poduri

Standardul și marca oțelului	Grosimea t mm					
	t ≤ 16 mm		16 mm < a ≤ 40*) mm		40 mm < a ≤ 50**) mm	
	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)
STAS 12187-						
OL 37 EP	240	360...440	230	360...440	-	360...440
OL 52 EP	350	510...630	340	510...630	330	510...630
STAS 500/2						
OL 37 2,3,4	240	360 ..440	230	360...440	210	360 ..440
OL 52 2,3,4	350	510...630	340	510...630	330	510...630
STAS 600 OT 500	f_y, (N/mm^2)		f_u, (N/mm^2)			
	270		490			
STAS 880 OLC 35N	310		530			

În tabel au fost utilizate următoarele notații și simboluri:
OL - oțel laminat
37 - rezistența de rupere în daN/mm^2 rezultată din încercarea la întindere
EP - oțel pentru elemente principale de rezistență
2,3,4 - clasa de calitate a oțelului
OT - oțel carbon turnat în piese
500 - rezistența de rupere în N/mm^2 rezultată din încercarea la întindere
OLC - oțel carbon de calitate
35 - conținutul mediu de carbon, în sutimi de procent
N – normalizat

*) Pentru marca de oțel 37 EP valoarea maximă a grosimii t este 30 mm.
**) Pentru mărcile de oțel OL 37, OL 52 valoarea maximă a grosimii t este 100 mm.

3.5.5 Tenacitatea la rupere (Ductilitate)

(1)P Oțelurile folosite pentru elemente structurale trebuie să aibă o ductilitate suficientă pentru evitarea fenomenului de rupere fragilă la cea mai joasă temperatură ce poate interveni pe durata de viață prevazută pentru structură.

(2) Cea mai joasă temperatură adoptată în proiectare va fi stabilită prin reglementări oficiale.

(3) Nu sunt necesare alte încercări privind ruperea fragilă în cazul în care condițiile date în tabelele 3.15 și 3.16 sunt satisfăcute.

(4) Oțelurile din tabelele 3.12 și 3.13 pot fi folosite și pentru poduri de cale ferată dacă nu sunt specificate alte prevederi.

Tabelul 3.15 - Grosimea limită a laminatelor pentru componente ale elementelor structurale solicitate la întindere - (pagina 1 din 2)
(a) Table groase conform EN 10025, EN 10113, EN 10155:

Marca oţelului în EN		**U=0°**	**-10°**	**-20°**	**-30°**	**-40°**	**-50°**
10025	**10113[1)]**	**Grosimea limită (mm)**					
S235J0		100	85	75	60	55	45
S235J2		140	120	100	85	75	60
S275J0		90	80	65	55	50	40
S275J2		130	110	90	80	65	55
	S275-N/M	150	130	110	90	80	65
	S275-NL/ML	200	170	150	130	110	90
S355J0		80	65	55	45	40	30
S355J2		110	90	80	65	55	45
S355K2		130	110	90	80	65	55
	S355N/M	130	110	90	80	65	55
	S355NL/ML	175	150	130	110	90	80
	S420N/M	115	95	80	70	55	45
	S420NL/ML	155	135	115	95	80	70
	S460N/M	105	90	75	60	50	40
	S460NL/ML	150	125	105	90	75	60

[1)]Grosimile date în EN 10113 sunt pentru oteluri specificate în Partea a 2-a (N – normalizat prin tratament termic sau prin laminare) şi pentru produse lungi specificate în partea a 3-a (M - laminare termomecanica). Pentru produse late de calitate M grosimea maxima este limitata la 63 mm.

Tabelul 3.15 - Grosimea limită a laminatelor pentru componente ale elementelor structurale solicitate la întindere - (pagina 2 din 2)
(b) Sectiuni tubulare conform EN 10210 şi EN 10219:

Marca oţelului în EN	**U=0°**	**-10°**	**-20°**	**-30°**	**-40°**	**-50°**
10210[1)]	**Grosimea limită (mm)**					
S275J0H	90	80	65	55	50	40
S275J2H	130	110	90	80	565	5
S275NH	150	130	110	90	80	65
S275NLH	200	170	150	130	110	90
S355J0H	80	65	55	45	40	30
S355J2H	110	90	80	65	55	45
S355NH	130	110	90	80	65	55
S355NLH	175	150	130	110	90	80
S460NH	105	90	75	60	50	40
S460NLH	150	125	105	90	75	60
10219[2)]	**Grosimea limită (mm)**					
S275J0H	90	80	65	55	50	40
S275J2H	130	110	90	80	65	55
S275NH	150	130	110	90	80	65
S275NLH	200	170	150	130	110	90
S275MH	150	130	110	90	80	65
S275MLH	200	170	150	130	110	90
S355J0H	80	65	55	45	40	30
S355J2H	110	90	80	65	55	45
S355NH	130	110	90	80	65	55
S355NLH	175	150	130	110	90	80
S355MH	130	110	90	80	65	55
S355MLH	175	150	130	110	90	80
S420MH	115	95	80	70	55	45
S420MLH	155	135	115	95	80	70
S460NH	105	90	75	60	50	40
S460NLH	150	125	105	90	75	60
S460MH	105	90	75	60	50	40
S460MLH	150	125	105	90	75	60

[1)] Pentru toate otelurile specificate în EN 10210, grosimea este limitata la maxim 65 mm.
[2)] Pentru toate otelurile specificate în EN 10219, grosimea maxima este limitata la 40 mm.

Pentru simboluri şi notaţii vezi tabelul 3.12, 3.13 şi 3.15 a).

Tabelul 3.16 - Cerințe pentru mărci de oțel și încercări la încovoiere prin șoc pe epruvete cu crestătură în V, în funcție de temperatură și grosime

Marca otelului	t ≤ 30 mm	30 mm < t ≤ 80 mm	t > 80 mm
	Temperatura cerută de încercari pe epruvete cu crestatură în V pentru mărcile de oțel și grosimile de laminate corespunzătoare		
conform cu EN 10025		utilizare interzisă fără aprobare specială	utilizare interzisă fără aprobare specială
conform cu EN 10113	-20 ^{0}C	-20 ^{0}C	-50 ^{0}C
conform cu EN 10137	-20 ^{0}C	-20 ^{0}C	-50 ^{0}C

3.5.6 Ductilitatea la destrămare lamelară a tablelor din oțel

3.5.6.1 Generalități

(1) Tablele de oțel cu ductilitatea îmbunatățită pe grosime vor fi folosite după necesitate.

(2) Îmbunătățirea proprietăților de deformație perpendiculară pe suprafața produselor laminate din oțel (în special pentru tabla groasă) la elementele structurilor metalice sudate de poduri este necesară în vederea evitării fenomenului de destrămare lamelară.

(3) Asigurarea produselor laminate împotriva fenomenului de destrămare lamelară se bazează pe calitatea ductilității, pe direcția grosimii laminatului, care se exprimă prin clase de calitate identificate prin valorile Z reprezentând reducerea procentuală a secțiunii la încercarea de întindere (pe direcția grosimii laminatului).

3.5.6.2 Principii de bază

(1) Destrămarea lamelară, reprezintă o formă de rupere ce poate apărea sub cordoanele de sudură, în timpul fabricării elementelor realizate din produse laminate la cald din oțel. Dacă apare destrămarea lamelară, ea se produce în materialul de bază, în mod uzual, dar nu întotdeaua în afara zonei influențate termic (ZIT) și are tendința să se dezvolte paralel cu direcția de laminare a produsului laminat la cald.

(2) Pentru verificarea posibilității apariției fenomenului de destrămare lamelară într-un element, de care este fixat prin sudură un alt element, trebuie luate în considerare următoarele criterii.

a) sensibilitatea materialului la destrămare lamelară : de exemplu, în figura 3.13, în zona situată sub cordonul de sudură, tola orizontală are ductilitate redusă pe direcția grosimii;
b) deformația specifică pe direcția grosimii, în elementul cu care se realizează îmbinarea prin sudură. această deformație specifică apare datorită contracției metalului din cordonul de sudură pe masură ce cordonul se răcește ; Deformația specifică crește semnificativ când deplasările libere sunt împiedicate de alte porțiuni ale structurii;
c) orientarea cordonului de sudură: destrămarea lamelară apare cu precădere dacă deformația specifică în îmbinarea sudată este dirijată pe direcția grosimii materialului, situație ce apare dacă suprafața materialului topit este aproximativ paralelă cu suprafața

materialului de bază şi deformaţia specifică de contracţie indusă este perpendiculară pe direcţia de laminare a materialului;

d) tipul încărcării: eforturile unitare din încărcări au numai o influenţă minoră asupra fenomenului de destrămare lamelară; totuşi, încărcările ciclice şi încărcările tip şoc (dinamice) pot creşte sensibilitatea materialului în ceea ce priveşte fenomenul de destrămare lamelară.

NOTĂ: Criteriul a) este în principal determinat de factori ce depind de material.
Criteriile b) şi c) sunt puternic influenţate de procesele de fabricaţie utilizate.

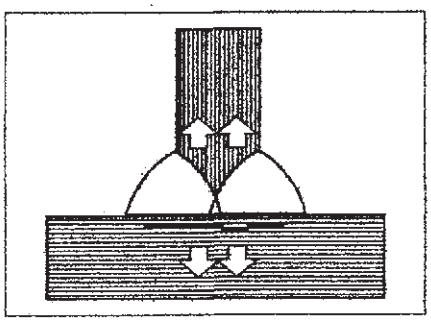


Fig. 3.13 - Destrămare lamelară

3.5.6.3 Procedeul de calcul

(1) Valoarea necesară a mărimii Z se va obţine pe baza relaţiei:

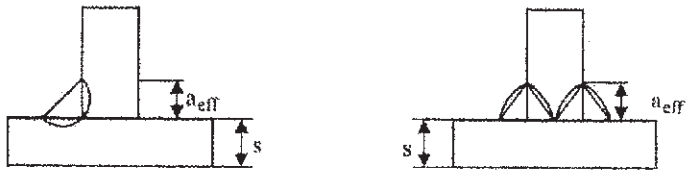
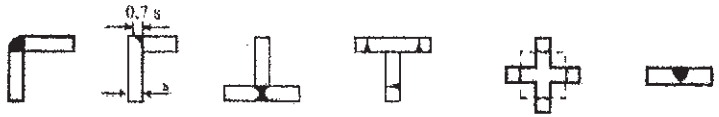
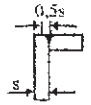
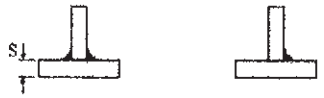
$$Z = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e \qquad (3.46)$$

în care Z_a, Z_b, Z_c, Z_d şi Z_e sunt date în tabelul 3.17.

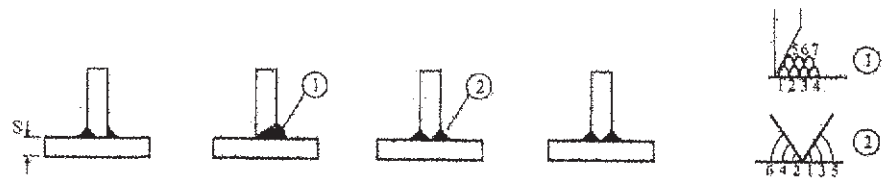
(2) Dacă $Z \leq 10$, oţelul nu va fi folosit pentru elemente structurale

(3) Pentru valori $Z > 10$ clasa de calitate corespunzătoare se obţine utilizând datele din tabelul 3.18.

Tabelul 3.17 - Criterii de stabilire a valorii Z – (pagina 1 din 2)

a) Grosimea cordonului de sudură a_{eff}		Pentru grosimea cordonului de sudură $a \leq 50$ mm: $Z_a = 0,3a_{eff}$ *) unde a_{eff} este dimensiunea cordonului de sudură, în [mm] perpendicular pe suprafața de separație
b) Forma și poziția cordonului de sudură		$Z_b = -25$
		$Z_b = -10$
		$Z_b = -5$
		$Z_b = 0$

Tabelul 3.17 - Criterii de stabilire a valorii Z – (pagina 2 din 2)

	Cu execuţia în ordinea corespunzătoare a cordoanelor de sudură în vederea reducerii efectului contragerii 		$Z_b = 3$
			$Z_b = 5$
			$Z_b = 8$
c) Bridaj local al contracţiei datorită grosimii tablei			Pentru grosimea materialului $s \le 60$ mm $Z_c = 0{,}2\ s$
d) Bridaj local al contracţiei datorită efectului conlucrării între elementele structurii îmbinate prin sudură	Bridaj redus:	Contracţie liberă posibilă (de exemplu îmbinări în T)	$Z_d = 0$
	Bridaj mediu:	Contracţie liberă împiedicată (de exemplu diafragmele la grinzile casetate)	$Z_d = 3$
	Bridaj mare:	Contracţie împiedicată (de exemplu lonjeronii în cazul platelajelor ortotrope)	$Z_d = 5$
e) Cordonul de sudură	Fără preîncălzire		$Z_e = 0$
	Preîncălzire ≥ 100 ^{0}C		$Z_e = -8$
*) În cazul încărcărilor predominant statice sau numai de compresiune (de exemplu cazul plăcilor de bază) valoarea lui Z stabilită conform metodologiei de mai sus va fi redusă cu 50%, în direcţie perpendiculară pe grosimea materialului solicitat			

Tabelul 3.18 - Clase de calitate ale ductilității pe direcția grosimii laminatului în funcție de valoarea lui Z

Valoarea Z calculata	Clasa de calitate conform EN 10164
≤ 10	-
11 la 20	Z 15
21 la 30	Z 25
> 30	Z 35

3.5.7 Toleranțe

(1)P Toleranțele de dimensiuni şi greutăți ale produselor laminate din oțel vor fi în conformitate cu standardele de produs. Exigențe suplimentare pot fi introduse în caiete de sarcini dacă sunt necesare.

(2) Condițiile de calitate pentru suprafețele laminatelor din oțel se vor lua conform standardelor de produs. Exigențe suplimentare pot fi introduse în caiete de sarcini dacă sunt necesare.

3.5.8 Valori de proiectare ale caracteristicilor fizico - mecanice

În prezentul normativ, coeficienții de material pentru oțeluri folosiți în proiectare vor fi adoptați după cum urmează :

- modulul de elasticitate $E = 210000\ N/mm^2$
- modulul de elasticitate transversal $G = E/2(1+\nu)$
- coeficientul lui Poisson $\nu = 0,3$
- coeficientul de dilatare liniară $\alpha = 12 \times 10^{-6}\ /°C$
- densitate $\rho = 7850\ kg/m^3$

3.5.9 Diagrame caracteristice convenționale de proiectare

(1) Pentru calculele de proiectare, relația între eforturi unitare şi deformații specifice, la oțelurile pentru elemente structurale, poate fi idealizată printr-o diagramă de comportare elastic-perfect plastic, conform fig. 3.14.

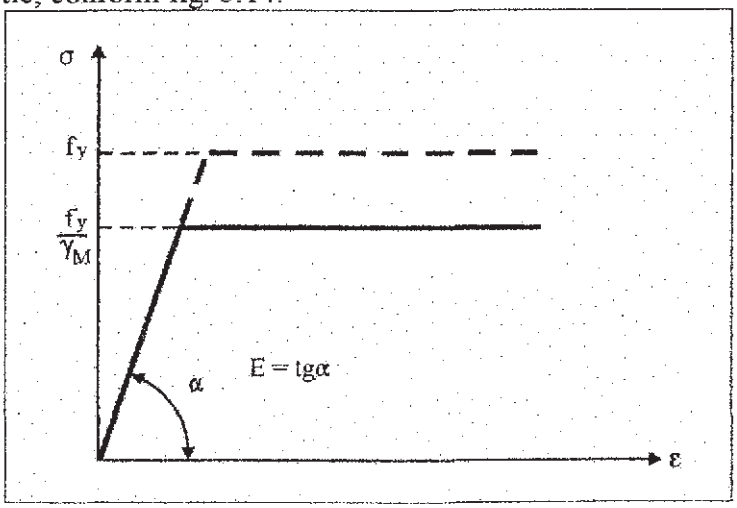


Fig. 3.14 - Relația biliniară efort unitar-deformație specifică

(2) Pentru calculul automat, se poate folosi ca alternativă relaţia biliniară efort unitar-deformaţie specifică indicată în fig. 3.15.

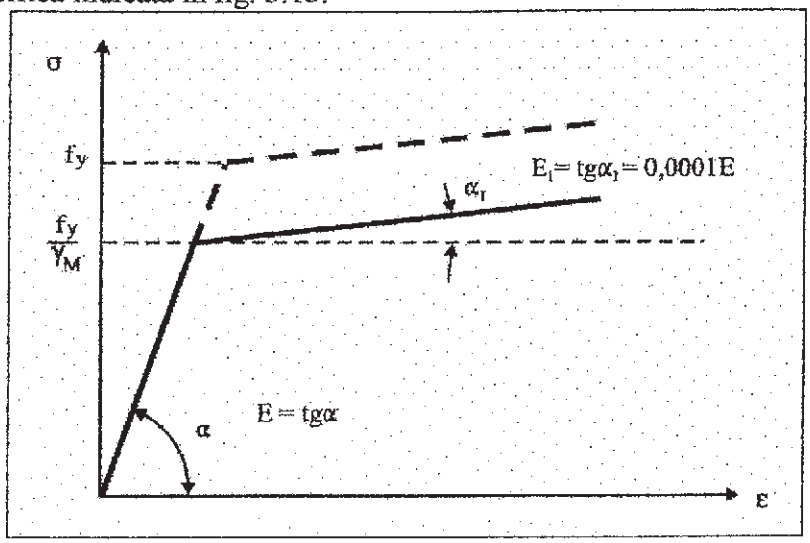


Fig. 3.15 - Idealizarea diagramei efort unitar – deformaţie specifică

3.6 Elemente de îmbinare

3.6.1 Generalităţi

Elementele de îmbinare vor corespunde domeniului de aplicabilitate.

3.6.2 Şuruburi, piuliţe şi şaibe

(1) Şuruburile, piuliţele şi şaibele vor respecta prevederile din standardele de produs.

(2) Şuruburi având grupe de caracteristici mecanice inferioare grupei 4.6 sau superioară grupei 10.9 nu se vor folosi.

(3) Valorile nominale ale rezistenţei limită de curgere, f_{yb} si ale rezistenţei ultime la întindere, f_{ub} utilizate în calcule, sunt precizate în tabelul 3.19.

Tabelul 3.19 - Valori nominale ale rezistenţei limită de curgere, f_{yb} şi ale rezistenţei ultime la întindere, f_{ub}

Grupa de caracteristici mecanice	4.6	4. 8	5. 6	5. 8	6. 8	8. 8	10. 9
f_{yb}, N/mm^2	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub}, N/mm^2	400	400	500	500	600	800	1000

3.6.3 Şuruburi pretensionate

(1) Şuruburile de înaltă rezistenţă pretensionate, cu pretensionare controlată, se vor folosi, până la adoptarea versiunii în limba română a euronormei specifice, conform prevederilor din STAS 9330-80.

3.6.4 Nituri

(1) Proprietățile materialului, dimensiunile şi toleranțele vor fi conform standardelor de produs şi de proiectare.

3.6.5 Coeficienți parțiali de siguranță pentru rezistențele şi proprietățile oțelurilor

(1) Coeficienții parțiali de siguranță pentru rezistențele şi proprietățile oțelurilor elementelor structurale şi îmbinările acestora se găsesc în 4.3.1.1 (2)P, corespunzător stărilor limită care se consideră (ultime, de servicu, oboseală).

3.7 Aparate de reazem

(1)P Aparatele de reazem se vor folosi conform prevederilor din anexa H. Exigențe suplimentare pot fi introduse în caiete de sarcini, dacă se consideră necesare.

(2)P Tipurile de aparate de reazem folosite vor fi aprobate de autoritățile competente.

3.8 Alte accesorii

(1) Dispozitivele de racordare şi compensare a căii pentru poduri, barele de protecție, parapeții şi alte accesorii se vor utiliza conform prevederilor date de autoritățile competente.

(2) Pentru dispozitivele de racordare şi compensare a căii pentru poduri rutiere se vor considera prevederile din anexa I. Exigențe suplimentare pot fi introduse în caiete de sarcini dacă se consideră necesare.

(3) Sistemele căii podurilor, materialele folosite şi metodele de execuție vor fi aprobate de autorități competente.

4 VERIFICAREA ELEMENTELOR SUPRASTRUCTURILOR DE PODURI PRECOMPRIMATE EXTERIOR

4.1 Generalități

(1)P Eforturile secționale în ansamblul element structural principal – tiranți metalici exteriori tensionați trebuie să fie în echilibru cu acțiunile exterioare, în poziția deformată a structurii (fig. 4.1 şi 4.2).

(2)P Pentru cele mai multe suprastructuri de poduri condiția precizată la (1)P poate fi îndeplinită, cu suficientă exactitate, printr-un calcul geometric liniar. Atunci când acest lucru nu este valabil se va efectua un calcul biografic ținând seama de modificările de rigiditate ale ansamblului element structural principal – tiranți exteriori pretensionați.

(3)P În plus față de orice alte condiții, calculul unei suprastructuri de pod precomprimată exterior trebuie să ia în considerare, cu cât mai multă acuratețe:

a) efectele pretensionării;
b) influența proprietăților reologice ale materialelor din componența elementului structural precomprimat exterior (curgerea lentă şi contracția betonului, relaxarea armăturilor pretensionate interior aderente şi a tiranților metalici exteriori tensionați),
c) valoarea efectivă a modulului de elasticitate a tiranților metalici tensionați;
d) influența greutății proprii a tiranților metalici tensionați asupra stării de eforturi, mai ales în cazul utilizării unor fascicule alcătuite din toroane puternice şi de lungime mare,
e) efectele detensionării tiranților în situații de proiectare accidentală (la înlocuire);
f) evidențierea mecanismului de cedare (prin elementul structural) în vederea optimizării dimensiunilor elementelor structurale;
g) tiranții care prezintă risc de deteriorare (din izbirea cu vehicule, oboseala, coroziune, sabotaj) vor fi proiectați astfel încât să poată fi înlocuiți, podurile rămânând complet funcționale pe timpul înlocuirii oricărui tirant metalic tensionat, cu excepția unor situații motivate operațional, prevăzute în proiect şi aprobate de autoritățile competente.

(4)P Dispozitivele constructive adoptate vor permite, cu eforturi financiare relativ scăzute, suplimentarea, în timp, a numărului de tiranți metalici tensionați atunci când, pe durata de viață a podului este posibil să apară sporuri ale acțiunilor provenite din traficul vehiculelor

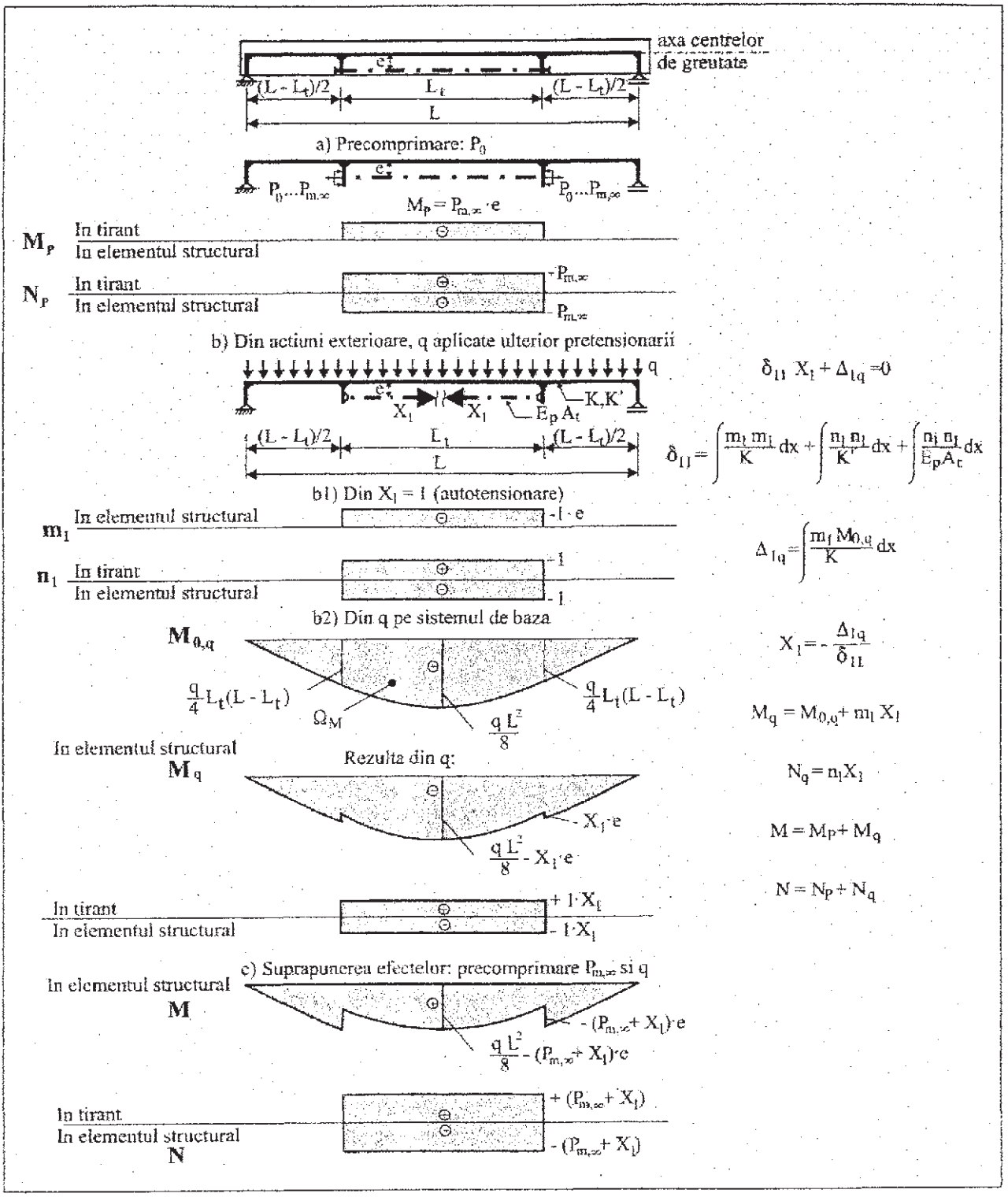
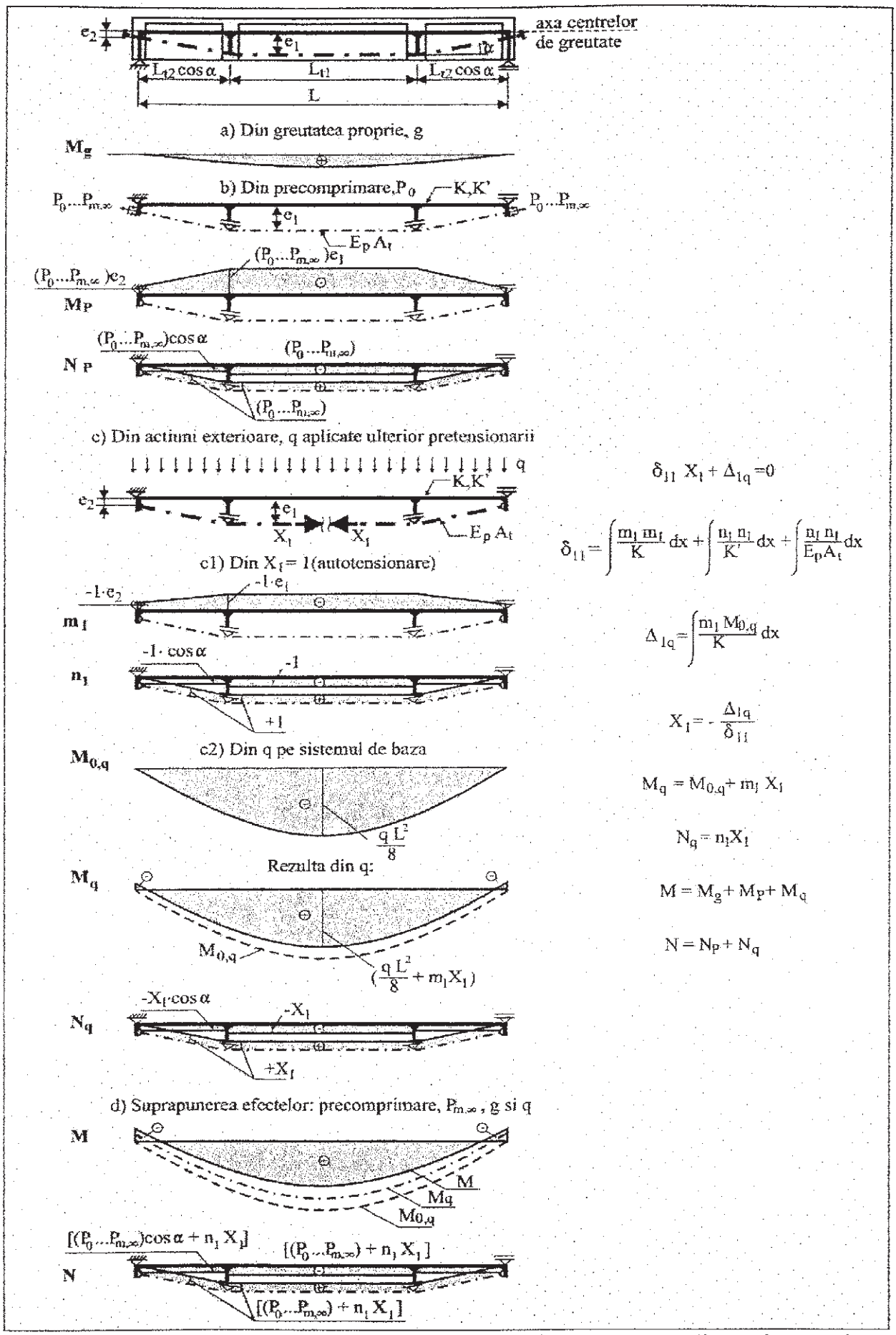


Fig. 4.1 – Schema eforturilor în elementul structural şi în tirantul metalic tensionat – tirant rectiliniu



$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1q} = 0$$

$$\delta_{11} = \int \frac{m_1 m_1}{K} dx + \int \frac{n_1 n_1}{K'} dx + \int \frac{n_1 n_1}{E_p A_t} dx$$

$$\Delta_{1q} = \int \frac{m_1 M_{0,q}}{K} dx$$

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1q}}{\delta_{11}}$$

$$M_q = M_{0,q} + m_1 X_1$$

$$N_q = n_1 X_1$$

$$M = M_g + M_P + M_q$$

$$N = N_P + N_q$$

Fig. 4.2 - Schema eforturilor în elementul structural şi în tirantul metalic tensionat - tirant tensionat frânt pe sub doi deviatori

4.2 Verificarea elementelor structurale din beton armat şi din beton precomprimat

4.2.1 Stări limită ultime

4.2.1.1 Verificarea elementelor solicitate la momente încovoietoare cu forţă axială de compresiune (compresiune excentrică cu excentricitate mare)

4.2.1.1.1 Generalităţi

(1)P Prevederile din 4.2 se aplică grinzilor şi plăcilor zvelte, din beton armat sau din beton precomprimat cu armături interioare pre/ postîntinse, cu sau fără tiranţi metalici exteriori tensionaţi şi la care efectele de torsiune pot fi neglijate.

(2)P Eforturile secţionale de proiectare se vor determina conform principiilor specificate în capitolul 2 şi în anexele B, C şi D.

(3)P Elementele vor fi calculate suficient de detaliat pentru a se asigura că cerinţele acestui normativ sunt satisfăcute în toate secţiunile transversale ale elementului.

(4)P Dimensiunile secţiunii şi armarea ei vor fi astfel alese încât rezistenţa secţională, determinată în conformitate cu ipotezele stabilite în 4.2, să nu fie niciodată mai mică decât efortul secţional de proiectare maxim rezultat din gruparea acţiunilor de proiectare determinate conform capitolului 2 şi anexelor B, C şi D.

(5) Înălţimea totală a secţiunii va putea fi luată în consideraţie la starea limită ultimă de rezistenţă dacă sunt prevăzute armături pentru preluarea lunecărilor la contactul dintre inima şi placa secţiunii.

(6) În calculul secţional al elementelor comprimate excentric trebuie considerată influenţa efectelor de ordinul al II-lea, dacă creşterea momentelor încovoietoare de ordinul I, datorită deplasărilor, depăşeşte 10%. Efectul flexibilităţii (momente de ordinul al II-lea) se ia în considerare prin coeficientul η_f, calculat cu relaţia:

$$\eta_f = \frac{M_{Ed}}{M_{0Ed}} \qquad (4.1)$$

în care:

M_{0Ed} momentul încovoietor de proiectare, determinat printr-un calcul de ordinul I;

M_{Ed} momentul încovoietor de proiectare, care rezultă dintr-un calcul static de ordinul al II-lea.

Valoarea aproximativă a coeficientului η_f se obţine cu relaţia:

$$\eta_f = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \le 1{,}10 \qquad (2.43)$$

în care:

N_{Ed} forţa axială de proiectare la compresiune;

N_B forţa critică de pierdere a stabilităţii prin flambaj, calculată cu relaţiile:

- pentru elemente din beton armat:

$$N_B = \frac{\pi^2}{l_0^2} 0,15 E_c I_c \frac{(1 + \sqrt{100 \frac{(A_{s1} + A_{s2})}{A_c}})}{1 + \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}} \qquad (4.2)$$

- pentru elemente din beton precomprimat:

$$N_B = \frac{\pi^2}{l_0^2} 0,4 E_c I_c \frac{1}{1 + \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}} \qquad (4.3)$$

l_0 lungimea de flambaj;

I_c, A_c momentul de inerție, pe direcția de încovoiere, respectiv aria întregii secțiuni de beton;

E_{cm} modulul de elasticitate mediu secant pentru beton pentru acțiuni de scurtă durată (tabelul 3.3);

A_{s1}, A_{s2} aria secțiunii armăturii dispusă în zona întinsă, respectiv comprimată;

M_{0Eqp} momentul încovoietor de ordinul I din gruparea de acțiuni cvasipermanente (determinat pentru starea limtă de serviciu);

M_{0Ed} momentul încovoietor de ordinul I corespunzător grupării de acțiuni de proiectare (determinat pentru starea limită ultimă).

(7)P Aportul armăturilor pretensionate la determinarea rezistenței secționale trebuie estimat ținându-se seama de coeficienții parțiali de siguranță, precizați în tabelul 3.1, pentru efectele pretensionării atât ca acțiune, cât și în ceea ce privește rezistența secțională.

4.2.1.1.2 Grinzi solicitate la momente încovoietoare cu forță axială de compresiune

(1)P Analiza secțiunii transversale pentru determinarea rezistenței sale ultime, va avea în vedere următoarele ipoteze de calcul:

(i) ipoteza secțiunilor plane: secțiunile plane înainte de deformare rămân plane și după deformare;

(ii) deformația specifică a armăturii aderente, întinsă sau comprimată, este egală cu cea a betonului adiacent;

(iii) rezistența la întindere a betonului se neglijează;

(iv) eforturile unitare în betonul comprimat rezultă din curba caracteristică de proiectare precizată în fig. 3.2 sau 3.3;

(v) eforturile unitare în armătura din oțel beton, respectiv din oțel pretensionat rezultă din curbele caracteristice de proiectare precizate fig. 3.9 și 3 12.;

(vi) deformația inițială a armăturilor pretensionate trebuie să fie luată în calcul atunci când se determină eforturile unitare din armătură la starile limită ultime (vezi 2.1.6.2);

(vii) pentru secțiuni transversale solicitate la compresiune axială centrică deformațiile specifice în beton se limitează la –0,002;

(viii) pentru secțiunile care nu sunt în întregime comprimate (axa neutră plasată în secțiune), deformația specifică a betonului comprimat se va limita la –0,0035; pentru situații intermediare, deformația specifică limită a betonului comprimat se consideră –0,002, rezultanta eforturilor unitare de compresiune în beton

fiind la 3/ 7 din înălțimea secțiunii, distanță măsurată față de fibra cea mai comprimată.

(2) Adoptarea ipotezelor din (1)P conduce la diagrama deformațiilor specifice din fig. 4.3.

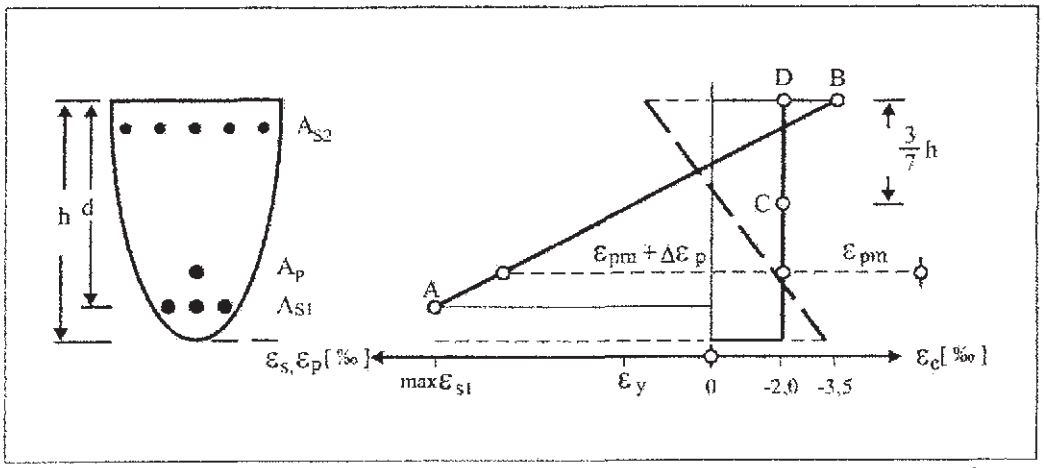


Fig. 4.3 - Diagrama deformațiilor specifice la starea limită ultimă de rezistență

(3) În calculul unei secțiuni transversale solicitate la momente încovoietoare cu o forță axială de compresiune redusă, efectul forței de compresiune longitudinale ultime poate fi neglijat dacă aceasta nu depășește valoare ($0,08 \cdot f_{ck} \cdot A_c$).

(4) O modificare a poziției armăturilor, (de exemplu, de înnădire prin suprapunere), poate conduce la o reducere locală a înălțimii utile, valoarea cea mai defavorabilă va fi utilizată în calculul secțiunii transversale a armăturii.

(5) Coeficienții parțiali de siguranță ai precomprimării, în cazul elementelor precomprimate exterior cu tiranți metalici tensionați, vor fi adoptați în concordanță cu 2.1 6.4, 2.1.6.5 și cu tabele B 8, C 8.

(6) În cazul elementelor precomprimate exterior cu tiranți metalici tensionați, deformația tiranților metalici dintre două puncte consecutive de contact cu elementul structural (zona ancorajului sau zona deviatorilor) se consideră constantă. Deformația oțelului pretensionat este egală cu deformația inițială, obținută după terminarea completă a operațiilor de tensionare, la care se adaugă deformația elementului structural produsă între zonele de contact considerate.

4.2.1.1.3 Cedarea casantă și supraarmarea

(1)P Cedarea casantă a unei secțiuni transversale la formarea primei fisuri trebuie evitată.

(2)P Deformațiile excesive la încovoiere, pe baza ipotezelor din acest normativ, nu vor fi acceptate pentru elementele cu procente reduse de armătură de înaltă aderență, chiar și atunci când încercările demonstrează că asemenea deformații sunt justificate.

(3) Procentele minime de armare date în prevederile din 4.2.2.3.2 și capitolul 5 ar trebui, în cele mai multe cazuri, să fie suficiente pentru a evita cedarea casantă.

(4) Unde este necesară utilizarea unor elemente specifice, pentru evitarea cedării casante datorită efectelor suprapunerii eforturilor unitare şi a coroziunii din oţelul pretensionat, se vor folosi regulile de mai jos.

(5) Pentru structurile din beton precomprimat cu armătură interioară postîntinsă, principiul (1)P poate fi satisfăcut prin oricare dintre următoarele măsuri alternative:

a) reducând în mod ipotetic numărul fasciculelor la un număr care să permită ca momentul de fisurare, calculat considerând rezistenţa la întindere caracteristică, $f_{ctk,0,05}$, să fie mai mic sau egal cu momentul produs de gruparea frecventă de acţiuni şi apoi, cu acest număr redus de fascicule, să ne asigurăm că momentul încovoietor rezistent depăşeşte momentul încovoietor de proiectare corespunzător grupării frecvente a acţiunilor; pentru această verificare momentul de redistribuire poate fi luat în considerare; momentul încovoietor rezistent va putea fi calculat pe baza coeficienţilor parţiali de siguranţă, γ_c şi γ_s, corespunzători situaţiilor accidentale de proiectare;
b) asigurându-ne că integritatea fasciculelor poate fi monitorizată sau verificată prin inspecţie tehnică;
c) asigurând o arie minimă de armătură în conformitate cu relaţia (4 4):

$$\min A_s = \frac{M_{r,ep}}{f_{yk} \cdot z_s} \qquad (4\ 4)$$

unde:

$M_{r,ep}$ momentul încovoietor de fisurare considerând rezistenţa de întindere caracteristică, $f_{ctk,0,05}$, conform tabelului 3.3, ca efort unitar maxim în fibra extremă întinsă, neglijând acţiunea precomprimării; pentru rosturile dintre elementele prefabricate, valoarea lui $f_{ctk,0,05}$ va fi luată egală cu zero;

z_s braţul de pârghie a armăturii din oţel beton, la starea limită ultimă de rezistenţă, pentru secţiuni rectangulare, $z_s = 0,9 \cdot d$.

(6) În cazurile când metoda c) din (5) de mai sus este utilizată pentru determinarea ariei minime de armătură, vor fi respectate prevederile din (7) şi (8).

(7) Aria minimă de oţel beton, A_s va fi asigurată în zonele în care apar, în beton, eforturi unitare de întindere sub gruparea de acţiuni cu frecvenţă redusă. Pentru această verificare, efectele precomprimării interioare vor putea fi neglijate, dar efectele acţiunii datorate nedeterminării statice vor fi luate în considerare.

(8) Pentru elementele precomprimate, relaţia (4.4) de mai sus, va fi aplicată conform următoarelor precizări:

- fie se pot lua în considerare numai acele fascicule a căror acoperire de beton este de cel puţin 2 ori mai mare decât minimul acoperirii cu beton, în acest caz, f_{yk} va fi înlocuit cu $f_{0,1k}$;

- sau se pot lua în considerare toate fasciculele cu efortul unitar, f_{yk} şi în care nu se depăşeşte valoarea efortului unitar de 500 MPa.

În ambele cazuri, z_s se referă la armătura interioară pretensionată.

(9) Pentru a respecta principiul (1)P de mai sus, structura va fi proiectată astfel încât să-i fie asigurată o ductilitate adecvată. În acest scop şi în absenţa altor masuri adecvate, aria minimă

de oţel beton, min A_s definită prin relaţia (4.4), prevăzută în deschiderile grinzilor continue cu secţiunea în T sau casetată se extinde la zona reazemelor deschiderii respective.

(10) Cu toate acestea, în cazul secţiunilor casetate, această extindere nu este necesară dacă forţa de întindere ultimă asigurată de armătura din oţel beton şi de fasciculele din zonele de rezemare, calculate cu valorile caracteristice f_{yk} şi $0,9 \cdot f_{pk}$ este mai mică decât rezultanta eforturilor unitare de compresiune a plăcii inferioare, cedarea zonei comprimate fiind puţin probabil să se producă:

$$A_s \cdot f_{yk} + A_p \cdot 0,9 f_{pk} < t_{inf} \cdot b_0 \cdot 0,85 f_{ck} \qquad (4.5)$$

unde:

t_{inf} grosimea plăcii inferioare a secţiunii casetate;

b_0 lăţimea plăcii inferioare a secţiunii casetate;

A_s, A_p aria secţiunii armăturilor din oţel beton, respectiv din oţel pretensionat, amplasate în zona întinsă a secţiunii casetate, la starea limită ultimă de rezistenţă.

4.2.1.1.4 Procedee de calcul

(1)P Pentru cele mai defavorabile grupări de acţiuni, verificările la starea limită ultimă ale unui element structural, care ia în considerare efectele de ordinul al II-lea (vezi 2.3.2.5.4), trebuie să asigure:

- stabilitatea structurală, prin menţinerea echilibrului static (local sau pentru structura luată global);
- rezistenţa secţională, în sensul neatingerii momentul rezistent ultim, în orice secţiune transversală a elementelui structural

(2)P Comportarea structurală trebuie analizată în orice direcţie în care pot apare cedări datorită efectelor de ordinul al II-lea.

(3)P Condiţiile de rezemare şi legăturile structurale pot produce modificări ale modului de cedare în comportarea elementului structural, datorită efectelor de ordinul al II-lea.

(4)P Pentru proiectare, structurile sau elementele structurale pot fi clasificate în funcţie de sensibilitatea la efectele de ordinul al II-lea, care conduc la deplasări perpendiculare pe direcţia forţelor de compresiune (cu sensibilitate mare sau redusă).

(5) Elementele structurale, cu sau fără antretoaze, pentru care influenţa deplasărilor nodurilor asupra momentelor încovoietoare şi a forţelor tăietoare de proiectare pot fi neglijabile, sunt clasificate ca structuri cu noduri fixe. Alfel, ele sunt clasificate ca structuri cu noduri deplasabile.

(6) Elementele structurale izolate pot fi de două feluri

- elemente comprimate izolate;
- elemente comprimate care sunt părţi integrante ale structurilor, dar care sunt considerate ca fiind izolate din punctul de vedere al calculului

4.2.1.1.5 Zvelteţea elementelor structurale izolate

(1)P Pentru elementele structurale precomprimate exterior prin intermediul tiranţilor metalici, lungimea de flambaj a elementului structural, l_0, va fi calculată ţinând seama de interacţiunea

deviator - element structural – tirant metalic şi anume de condiţiile de rezemare (de regulă tirantul lunecă liber, cu sau fără frecare, pe deviator – reazem mobil, în zona de ancorare considerându-se reazem fix).

(2) Elementele structurale izolate sunt considerate zvelte când coeficientul de zveltețe al elementului considerat, λ depăşeşte max (25 sau 15 $/\sqrt{n}$), n fiind forța axială relativă de compresiune, calculată cu relația:

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \qquad (4.6)$$

unde:

N_{Ed} forța axială de compresiune de proiectare;

λ zveltețea elementului structural, calculată cu relația:

$$\lambda = l_0 / i \qquad (4.7)$$

l_0 lungimea de flambaj elastic a elementului structural;

i raza de giraţie a secțiunii elementului structural, calculată cu relația:

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \qquad (4.8)$$

I_c, A_c momentul de inerție, respectiv aria secțiunii transversale de beton nefisurate

4.2.1.1.6 Imperfecțiuni

(1)P În calcul se va ține seama de incertitudinile asociate de producerea efectelor de ordinul al II-lea şi în particular de inexactitățile şi incertitudinile dimensionale legate de poziția şi direcția de acțiune a forțelor axiale de compresiune produse de tensionarea şi autotensionarea tiranților metalici În absența altor prevederi adecvate, aceasta se poate realiza prin utilizarea imperfecțiunilor geometrice echivalente.

(2) Pentru suprastructuri de poduri – rețele de grinzi plane, o rotire, ν, a ansamblului structurii complete (inclusiv a elementelor de legătură transversale – antretoaze, placă, etc) față de orizontală la încovoiere este definită de relația:

$$\nu = \frac{1}{100\sqrt{l}} \text{ , în radiani} \qquad (4.9)$$

unde l este jumătate din deschiderea grinzii simplu rezemate sau continue, considerându-se că se produce rotirea secțională maximă la mijlocul deschiderii.

(3) Imperfecțiunile geometrice pot fi introduse prin creşterea excentricității forței axiale de compresiune care acționează în direcția cea mai defavorabilă, cu o excentricitate adițională, e_{ac},

$$e_{ac} = \nu \cdot l_{ef} / 2, \text{ dar nu mai puțin decât max (20 mm sau h/ 30)} \qquad (4.10)$$

unde

l_{ef} lungimea efectivă a elementului structural care se verifică

ν rotirea față de orizontală, calculată, ca mai sus, cu relația (4 9).

(4) Efectele termice produse de diferențele de temperatură dintre fețele elementelor structurale vor fi considerate ca imperfecțiuni inițiale, adăugându-le la cele specificate mai sus.

4.2.1.1.7 Metode de calcul simplificate pentru elemente structurale izolate

Poate fi utilizată o metodă de calcul care consideră elementele structurale comprimate excentric ca izolate, adoptându-se o formă simplificată pentru axa deformată a elementului structural. Excentricitatea adițională este apoi calculată în funcție de zvelțe

4.2.1.1.7.1 Excentricitatea totală a tiranților metalici

Excentricitatea totală a tiranților metalici tensionați, pentru elemente structurale cu secțiune transversală constantă, în secțiunea cea mai puternic solicitată (secțiunea critică) este dată de:

a) excentricitatea totală a tiranților metalici față de centrul de greutate al secțiunii de beton, egală pentru doi deviatori consecutivi (fig. 4.4.a):

$$e_{tot} = e_{0,ext} \pm e_{a,ext} \pm e_2 \quad (4.11)$$

unde:

$e_{0,ext}$ excentricitatea teoretică a axei tirantului față de centrul de greutate al secțiunii de beton,

$e_{a,ext}$ excentricitatea adițională datorată, abaterii poziției axei tirantului de la axa tubulaturii.

- pentru tubulatură preinjectată, $e_{a,ext} = 0,25\varnothing_{tub}$, (4 12)
- pentru tubulatură postinjectată, $e_{a,ext} = - 0,3\varnothing_{tub}$. (4 13)

e_2 excentricitatea datorată abaterii, dintre doi deviatori consecutivi sau între ancoraj și primul deviator metalic, de la linia dreaptă a traseului tirantului produsă de greutatea sa proprie cu valoare de proiectare, q și de forța axială de proiectare din tirantul metalic, N_{Ed},

$$e_2 = \pm \frac{q l^2}{8 N_{Ed}} \quad (4 14)$$

l fiind lungimea tirantului măsurată pe coardă, în relația (4.14) e_2 se va adopta cu semnul plus (+) pentru verificări la momente încovoietoare pozitive – zona câmpurilor, respectiv cu semnul minus (-) pentru verificări în zona momentelor încovoietoare negative – zona reazemelor intermerdiare la grinzi continue.

N_{Ed} forța axială de compresiune de proiectare care solicită elementul structural;

b) excentricitatea totală a tirantului metalic față de axa centrelor de greutate a secțiunii de beton, e_{tot}, când excentricitățile tirantului de pe doi deviatori consecutivi sau a poziției ancorajului și a primului deviator sunt diferite la cele două capete (fig. 4.4 b) și c)); în acest caz, pentru elemente structurale cu secțiune transversală constantă trebuie utilizată excentricitatea echivalentă e_c în relația (4.11), în locul excentricității $e_{0,ext}$, pentru secțiunile critice; excentricitatea echivalentă e_c poate fi adoptată ca cea mai mare dintre următoarele valori.

$$e_c = 0,6 \cdot e_{02} + 0,4 \cdot e_{01} \quad (4.15)$$

$$e_c = 0,4 \cdot e_{02} \quad (4.16)$$

unde:

e_{01} și e_{02} excentricitățile tirantului, determinate de pozițiile a doi deviatori consecutivi sau poziției unui deviator și a

ancorajului tirantului, față de axa centrelor de greutate a elementului structural, $|e_{02}| \geq |e_{01}|$, fig. 4.4 b) şi c).

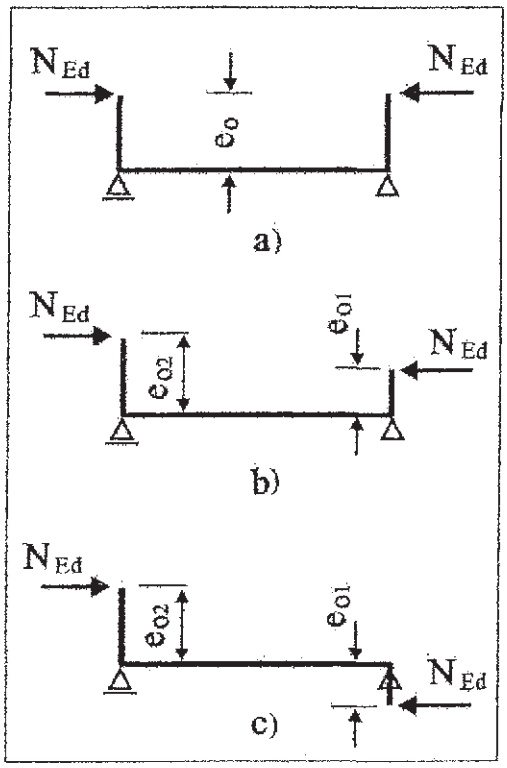


Fig. 4.4 - Modelul de calcul al excentricității totale: a) excentricități egale la ambele capete; b) şi c) excentricități diferite la cele două capete

4.2.1.1.7.2 Poziția limită a axei neutre

(1) Pentru elemente structurale din beton armat, condiția de atingere simultană a deformațiilor limită la compresiune a betonului, $\varepsilon_{cu} = -0{,}0035$ şi de intrare în curgere a armăturii întinse, ε_{ys} determină poziția limită a axei neutre (corespunzătoare punctului de balans din curba de interacțiune M – N):

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{ys} + |\varepsilon_{cu}|} \cdot d \qquad (4\ 17)$$

în care, d este înălțimea utilă a secțiunii de beton armat;
Pentru situații de proiectare în gruparea seismică ε_{ys} la 0,05.

(2) Pentru elementele structurale din beton precomprimat cu armături pretensionate interioare pre/ postîntinse aderente, poziția limită a axei neutre (corespunzătoare punctului de balans din curba de interacțiune M – N) rezultă impunând aceeaşi condiție de atingere simultană a deformațiilor specifice limită a betonului la compresiune, $\varepsilon_{cu} = -0{,}0035$ şi la întindere a armăturii pretensionate, după decomprimarea secțiunii până la atingerea deformației specifice corespunzătoare limitei de curgere $f_{p0,1k}$, $\Delta\varepsilon_p$ (valoarea maximă acceptată pentru $\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{p0,1k} - \varepsilon_{pm}$, fiind de 0,01, unde ε_{pm} este deformația specifică datorită pretensionării armăturilor şi consumată la decomprimarea secțiunii).

$$x_{lim} = \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\Delta\varepsilon_p + |\varepsilon_{cu}|} \cdot d \qquad (4.18)$$

Pentru cazurile curente, poziția limită a axei neutre rezultă:

$x_{lim} = 0,45d$, pentru elemente structurale din beton cu $f_{ck} \leq 35$ MPa, (4.19)

$x_{lim} = 0,35d$, pentru elemente structurale din beton cu $f_{ck} > 35$ MPa. (4.20)

(3) Pozițiile limită ale axei neutre, determinate la (1) și (2) sunt valabile dacă nu s-a luat în considerare redistribuirea momentelor încovoietoare, conform 2.3.2.5.2.

(4) Calculul în domeniul plastic poate fi abordat doar în cazul elementelor foarte ductile, unde se utilizează oțel beton de înaltă și normală ductilitate (clasa B și C, vezi tabelul 3.7).

4.2.1.1.7.3 Verificarea elementelor structurale din beton armat și din beton precomprimat cu armături aderente, pre/ postîntinse, pentru cazul $x \leq x_{lim}$

(1) Până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-1, lățimea activă a plăcii, b_{eff}, la grinzi cu secțiunea în formă T, I sau casetată se determină cu relațiile prevăzute în anexa D, din STAS 10111/2-87.

(2) Schema echilibrului limită și ipoteza secțiunilor plane din care rezultă poziția axei neutre, x și momentul încovoietor rezistent de proiectare la starea limită ultimă de rezistență, M_{Rd}, pentru secțiuni din beton armat în formă de T sau I, cu axa neutră în inima grinzii ($x > h_t$), solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mare ($x \leq x_{lim}$), sunt prezentate în fig. 4.5. Relațiile de calcul ale poziției axei neutre și ale momentului încovoietor rezistent de proiectare sunt:

- Poziția axei neutre se determină:

$$x = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{N_{Ed} + F_{s1} - F_{s2} - F_{c,f}}{b_w \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd}} \leq x_{lim} \qquad (4.21)$$

- Momentul încovoietor de proiectare, față de axa centrelor de greutate a secțiunii nefisurate, când forța axială de compresiune de proiectare acționează în centrul de greutate al secțiunii nefisurate, se determină:

$$M_{Ed*} = \eta_f N_{Ed}(e_0 + e_{ac}) - N_{Ed} e_{tot} = \eta_f (M_{0Ed} + N_{Ed} e_{ac}) - N_{Ed} e_{tot} = \eta_f M_{0Ed} - N_{Ed}(e_{tot} - \eta_f e_{ac}) \qquad (4.22)$$

unde:

x_{lim} poziția limită a axei neutre, calculată cu relația (4.17);

λ coeficient prin care se trece de la diagrama caracteristică a betonului comprimat (parabolă – palier), fig. 3.2, la diagrama biliniară, fig. 3.3; λ se calculează cu relația (3.38) sau (3.39);

η_f coeficient de influență a flexibilității, care se calculează cu relația (2.43);

M_{0Ed} momentul încovoietor de ordinul I din elementul structural, produs de acțiunile, cu valoare de proiectare, corespunzătoare grupării fundamentale în exploatare, grupării fundamentale tranzitorii sau grupării accidentale;

N_{Ed} forța axială produsă de tirantul metalic în elementul structural, datorată forței de tensionare și efectelor de autotensionare a tirantului metalic, urmare aplicării ulterioare tensionării tirantului a altor acțiuni permanente și utile, cu valori de proiectare corespunzătoare grupării fundamentale în exploatare, grupării fundamentale tranzitorii sau grupării accidentale;

e_0 excentricitatea de ordinul I a forței axiale de compresiune; se calculează cu relația:

$$e_0 = \frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \qquad (4.23)$$

e_{ac} excentricitatea adiţională, calculată cu relaţia (4.10);

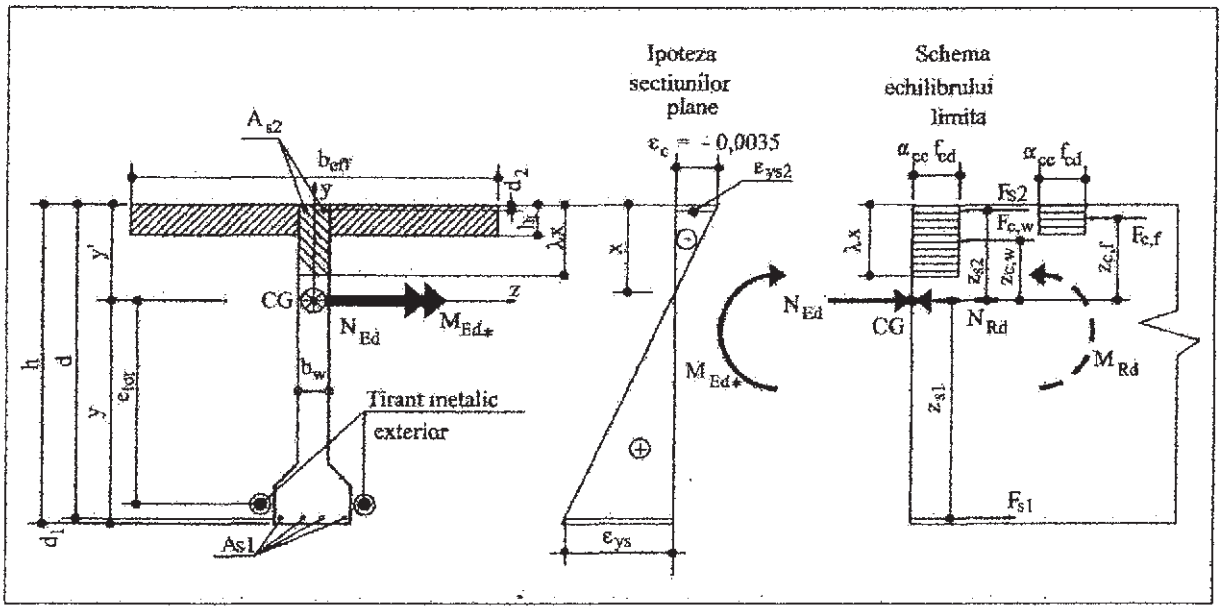


Fig. 4.5 - Starea limită ultimă de rezistenţă pentru secţiuni din beton armat în formă de T, I sau casetate solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mare. Schema echilibrului limită şi ipoteza secţiunilor plane

- **Criteriul de verificare la starea limită ultimă este:**

$$M_{Rd} = F_{s1} \cdot z_{s1} + F_{s2} \cdot z_{s2} + F_{c,f} \cdot z_{c,f} + F_{c,w} \cdot z_{c,w} \geq M_{Ed*} \qquad (4.24)$$

unde:

F_{s1}, F_{s2} rezultantele eforturilor de întindere şi de compresiune din armătura dispusă pe fibra întinsă, respectiv comprimată determinate cu relaţiile:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd}, \text{ cu } \quad A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c \qquad (4.25)$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd}, \text{ cu } \quad A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c \qquad (4.26)$$

A_c aria secţiunii transversale de beton a inimii.

$$A_c = b_w \cdot d \qquad (4.27)$$

$F_{c,f}$, $F_{c,w}$ rezultantele eforturilor unitare de compresiune din betonul plăcii, respectiv inimii:

$$F_{c,f} = (b_{eff} - b_w) \cdot h_f \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \qquad (4.28)$$

$$F_{c,w} = b_w \cdot (\lambda \cdot x) \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \qquad (4.29)$$

e_{tot} excentricitatea totală a tiranţilor metalici tensionaţi amplasaţi în exteriorul secţiunii elementului structural, calculată cu relaţia (4.11);

z_{s1}, z_{s2} distanţele de la centrul de greutate al armăturii întinse, respectiv comprimate la centrul de greutate al secţiunii de beton nefisurate:

$$z_{s1} = y - d_1 \qquad (4.30)$$

$$z_{s2} = y' - d_2 \qquad (4.31)$$

$z_{c,F}$, $z_{c,W}$ distanțele de la rezultantele eforturilor de compresiune din placa, respectiv inima comprimată a secțiunii de beton la centrul de greutate al secțiunii de beton nefisurate calculată cu relațiile:

$$z_{c,f} = y' - \frac{h_f}{2} \tag{4.32}$$

$$z_{c,w} = y' - \frac{\lambda \cdot x}{2} \tag{4.33}$$

y', y' distanțele de la fibra cea mai comprimată, respectiv întinsă până la centrul de greutate, CG, al secțiunii de beton nefisurate.

(3) Schema echilibrului limită, ipoteza secțiunilor plane din care rezultă poziția axei neutre, x, şi a momentului încovoietor rezistent de proiectare la starea limită ultimă, M_{Rd}, pentru secțiuni din beton precomprimat cu armături interioare aderente, pre/ postîntinse, în formă de T sau I, cu axa neutră în inima grinzii ($x > h_f$), solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mare($x \le x_{lim}$), sunt prezentate în fig. 4.6. Relațiile de calcul ale poziției axei neutre şi ale momentului încovoietor rezistent de proiectare sunt:

- Poziția axei neutre se determină:

$$x = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{N_{Ed} + F_{p1} - F_{p2} + F_{s1} - F_{s2} - F_{c,f}}{b_w \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd}} \le x_{lim} \tag{4.34}$$

- Momentul încovoietor rezistent de proiectare față de axa centrului de greutate a secțiunii nefisurate se determină.

$$M_{Ed*} = \eta_f N_{Ed}(e_0 + e_{ac}) - N_{Ed} e_{tot} = \eta_f (M_{0Ed} + N_{Ed} e_{ac}) - N_{Ed} \cdot e_{tot} = \eta_f M_{0Ed} - N_{Ed}(e_{tot} - \eta_f e_{ac}) \tag{4.22}$$

unde:

x_{lim} poziția limită a axei neutre, calculată cu relația (4.18), limitată la valoarea dată de relațiile (4.19)sau (4.20), funcție de clasa de rezistență a betonului;

λ coeficient prin care se trece de la diagrama caracteristică a betonului comprimat (parabolă – palier), fig 3.2, la diagrama biliniară, fig. 3 3; λ se calculează cu relația (3 38) sau (3.39);

η_f coeficient de influență a flexibilității, care se calculează cu relația (2.43);

M_{0Ed} momentul încovoietor de ordinul I din elementul structural, produs de acțiunile, cu valoare de proiectare, corespunzătoare grupării fundamentale în exploatare, grupării fundamentale tranzitorii sau grupării accidentale;

N_{Ed} forța axială produsă de tirantul metalic în elementul structural, datorată forței de tensionare şi efectelor de autotensionare a tirantului metalic, urmare aplicării ulterioare tensionării tirantului a altor acțiuni permanente şi utile, cu valori de proiectare corespunzătoare grupării fundamentale în exploatare, grupării fundamentale tranzitorii sau grupării accidentale;

e_0 excentricitatea de ordinul I a forței axiale de compresiune, calculată cu relația:

$$e_0 = \frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \tag{4 23}$$

e_{ac} excentricitatea adițională, calculată cu relația (4.10);

- **Criteriul de verificare la starea limită ultimă este:**

$$M_{Rd} = F_{p1} \cdot z_{p1} + F_{p2} \cdot z_{p2} + F_{s1} \cdot z_{s1} + F_{s2} \cdot z_{s2} + F_{c,f} \cdot z_{c,f} + F_{c,w} \cdot z_{c,w} \ge M_{Ed*} \tag{4.35}$$

unde:

F_{p1}, F_{p2} rezultantele eforturilor unitare de întindere din armătura pretensionată dispusă la fibra întinsă, respectiv comprimată, determinată cu relațiile:

$$F_{p1} = A_{p1} \cdot m_p \cdot f_{ypd} \quad (4\,36)$$

$$F_{p2} = A_{p2} \cdot (400 - 1{,}1 \cdot \sigma_{Pm2}) \cdot f_{yd} \quad (4.37)$$

m_p coeficientul condițiilor de lucru pentru armătura pretensionată, calculat cu relația:

$$m_p = \frac{1 - k \cdot \omega_{p1}}{2} + \sqrt{\left(\frac{1 - k \cdot \omega_{p1}}{2}\right)^2 + k \cdot \left(\frac{(b_{eff} - b_w) \cdot h_t}{b_w \cdot d} + \omega_{p2} - (\omega_{s1} - \omega_{s2}) - \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}}\right)} \quad (4.38)$$

$k = 0{,}30$ pentru armături preîntinse; (4.39)

$k = 0{,}60$ pentru armături postîntinse; (4 40)

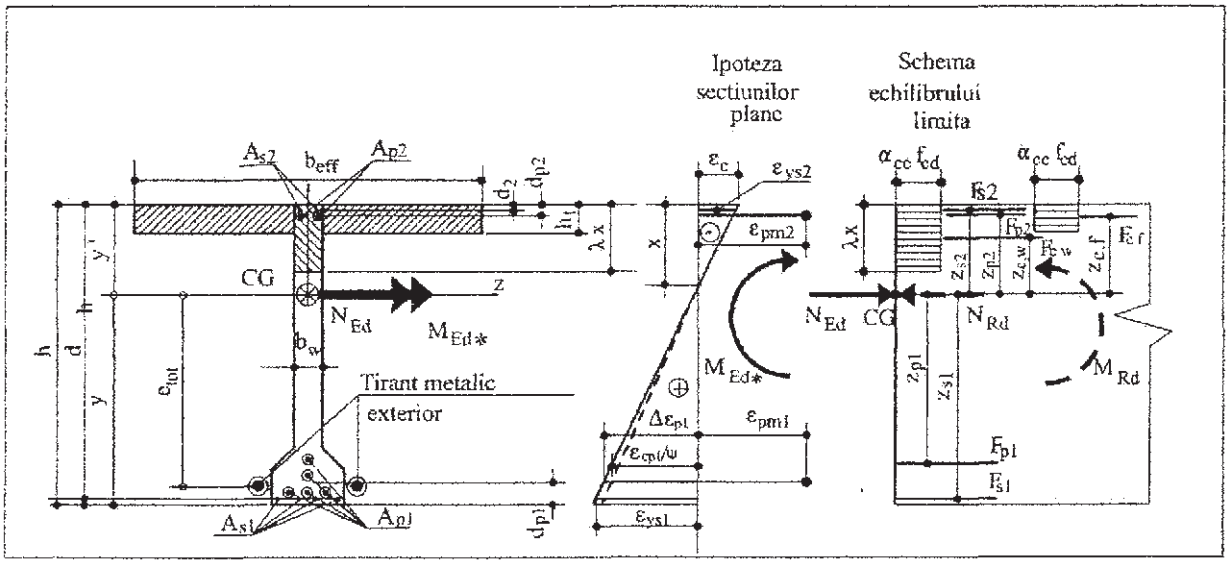


Fig. 4.6 - Starea limită ultimă de rezistență pentru secțiuni din beton precomprimat în formă de T, I sau casetate solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mare. Schema echilibrului limită și ipoteza secțiunilor plane

ω_{p1}, ω_{p1} coeficienți mecanici de armare pentru armătura din oțel pretensionat dispusă la fibra întinsă, respectiv comprimată, calculată cu relațiile:

$$\omega_{p1} = \frac{A_{p1} \cdot f_{ypd}}{b_w \cdot d \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd}} \quad (4.41)$$

$$\omega_{p2} = \frac{A_{p2} \cdot (400 - 1{,}1 \cdot \sigma_{Pm2})}{b_w \cdot d \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd}} \quad (4.42)$$

ω_{s1}, ω_{s1} coeficienți mecanici de armare pentru armătura din oțel beton dispusă la fibra întinsă, respectiv comprimată, calculați cu relațiile:

$$\omega_{s1} = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b_w \cdot d \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd}} \quad (4.43)$$

$$\omega_{s2} = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b_w \cdot d \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd}} \quad (4.44)$$

F_{s1}, F_{s2} rezultantele eforturilor unitare de întindere şi de compresiune din armăturile dispuse pe fibra întinsă, respectiv comprimată, calculate cu relaţiile:

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} \geq A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_{Sd}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c \quad (4.25)$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} \geq A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_{Sd}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c \quad (4.26)$$

A_c aria betonului comprimat corespunzător inimii grinzii, calculată cu relaţia:

$$A_c = b_w \cdot d \quad (4.27)$$

$F_{c,f}$, $F_{c,w}$ rezultantele eforturilor unitare de compresiune din betonul plăcii, respectiv al inimii, calculate cu relaţiile:

$$F_{c,f} = (b_{eff} - b_w) \cdot h_t \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \quad (4.28)$$

$$F_{c,w} = b_w \cdot (\lambda \cdot x) \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \quad (4.29)$$

e_{tot} excentricitatea totală a tiranţilor metalici tensionaţi amplasaţi în exteriorul secţiunii elementului structural; se calculează cu relaţia (4.11).

z_{s1}, z_{s2} distanţele de la centrul de greutate al armăturii din oţel beton întinse, respectiv comprimate la centrul de greutate al secţiunii de beton nefisurate, calculate cu relaţiile:

$$z_{s1} = y - d_1 \quad (4.30)$$

$$z_{s2} = y' - d_2 \quad (4.31)$$

$z_{c,f}$, $z_{c,w}$ distanţele de la rezultantele eforturilor de compresiune din placa, respectiv inima comprimată a secţiunii de beton la centrul de greutate al secţiunii de beton nefisurate, calculate cu relaţiile:

$$z_{c,f} = y' - \frac{h_t}{2} \quad (4.32)$$

$$z_{c,w} = y' - \frac{(\lambda \cdot x)}{2} \quad (4.33)$$

z_{p1}, z_{p2} distanţele de la centrul de greutate al armăturii din oţel pretensionat dispusă pe fibra întinsă, respectiv comprimată la centrul de greutate al secţiunii de beton nefisurate; se calculează cu relaţiile:

$$z_{p1} = y - d_{p1} \quad (4.45)$$

$$z_{p2} = y' - d_{p2} \quad (4.46)$$

y', y distanţa de la fibra cea mai comprimată, respectiv întinsă până la centrul de greutate, CG, al secţiunii de beton nefisurate.

(4) Secţiunile în formă de T, I sau casetate, la care axa neutră, x rezultă în placa grinzii ($x \leq h_t$) se tratează asemănător secţiunii dreptunghiulare, în care $b_{eff} = b_w$.

4.2.1.1. 8 Flambajul lateral al grinzilor zvelte

(1) P Verificarea siguranţei elementelor structurale la flambaj lateral se va face cu o metodă adecvată.

(2) În cazul elementelor structurale din beton armat şi din beton precomprimat. îndeplinirea condiţiilor de la 2.3.2.5.7 (3) presupune ca fiind satisfăcută siguranţa la flambaj lateral.

4.2.1.2 Verificarea elementelor structurale solicitate la forţă tăietoare

4.2.1.2.1 Generalităţi

(1)P Prevederile de mai jos se aplică grinzilor şi plăcilor din beton armat şi din beton precomprimat cu armături interioare pre/ postîntinse şi cu armături exterioare cu tiranţi metalici tensionaţi, încovoiate, cu sau fără forţă axială de compresiune, (calculate în conformitate cu 4 2.1.1) la care forţele tăietoare au valori semnificative.

(2)P În general se va asigura o arie de armătură pentru preluarea forţelor tăietoare, chiar şi atunci când calculele arată că aceasta nu este necesară. Această arie minimă poate fi omisă la plăci (fără goluri, nervurate, cu goluri), cu o distribuţie transversală adecvată acţiunilor şi care nu sunt supuse la forţe de întindere semnificative. Aria de armătura minimă pentru preluarea forţei tăietoare poate fi, de asemenea, omisă în elemente de importanţă minoră, când nu contribuie semnificativ la rezistenţa şi stabilitatea globală a structurii

(3) Reguli privind aria minimă pentru preluarea forţei tăietoare sunt date în 5.1.4.

(4)P În structuri cu elemente având înălţime variabilă, forţele tăietoare de proiectare vor fi modificate cu o valoare corespunzătoare componentelor rezultantelor de compresiune şi întindere perpendiculare pe axa elementului.

(5)P În structurile din beton precomprimat, în calculul forţei tăietoare de proiectare, V_{Ed}, trebuie luat în considerare efectul armăturilor pretensionate înclinate.

(6)P Când se determină armătura longitudinală necesară în zonele solicitate la forţă tăietoare, se va acorda atenţie unei posibile creşteri a rezultantei eforturilor unitare de întindere peste valoarea corespunzătoare momentului încovoietor de proiectare împărţită la braţul de pârghie, z ($z \approx 0{,}9d$, d fiind înălţimea utilă).

(7) Această creştere este acoperită de regulile de deplasare (dilatare) a diagramei forţelor de întindere din armătură, 5.1.4.2.1.3, fig. 5.11.

4.2.1.2.2 Metode de calcul la forţe tăietoare

(1) Metodele de calcul la forţe tăietoare utilizează trei valori ale forţelor tăietoare rezistente:
V_{Rd1} forţa tăietoare rezistentă pentru grinzi fără armătură prevăzută pentru preluarea forţei tăietoare (4.2.1.2.3);
V_{Rd2} forţa tăietoare rezistentă maximă fără cedarea la compresiune a diagonalelor comprimate de beton (4.2.1.2.3, 4.2.1.2.4.3, 4.2.1.2.4.4);
V_{Rd3} forţa tăietoare rezistentă pentru grinzi prevăzute cu armătură pentru preluarea forţei tăietoare (4.2.1.2.4.3, 4.2.1.2.4.4).

(2) Orice secţiune pentru care valoarea de proiectare a forţei tăietoare V_{Ed} este mai mică decât V_{Rd1} nu necesită armătură din calcul pentru preluarea forţei tăietoare cu excepţia cazurilor definite în 4.2.1.2.1(2)P şi (3), când este necesară o armare minimă pentru preluarea forţei tăietoare, asigurată în conformitate 5.1.4.

(3) Pentru secţiuni unde V_{Ed} depăşeşte V_{Rd1}, armătura pentru preluarea forţei tăietoare trebuie să fie asigurată astfel încât:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd3}$$

Aria de armătură pentru preluarea forţei tăietoare nu trebuie să fie mai mică decât cantitatea minimă dată în 5.1.4.2.2.

(4) În nici o secţiune din element forţa tăietoare de proiectare nu trebuie să depăşească V_{Rd2} (vezi 4.2.1.2.3); atunci când elementul este solicitat şi la forţă axială de compresiune din precomprimare, N_{Ed} , V_{Rd2} trebuie redus în conformitate cu relaţia (4.47), de mai jos:

$$V_{Rd2,red} = 1{,}67 \cdot V_{Rd2} \cdot (1 - \sigma_{cp,eff} / f_{cd}) < V_{Rd2} \qquad (4.47)$$

unde:

$V_{Rd2,red}$ valoarea redusă a lui V_{Rd2};

$\sigma_{cp,eff}$ efortul unitar mediu efectiv în beton datorită forţei axiale;

$$\sigma_{cp,eff} = (N_{Ed} - f_{yk} \cdot A_{s2} / \gamma_s) / A_c \qquad (4.48)$$

N_{Ed} forţa axială de proiectare, din precomprimare;

A_{s2} aria secţiuni transversale a armăturii dispusă în zona comprimată, la starea limită ultimă

f_{yk} limita de curgere a armăturii comprimate din oţel beton (f_{yk}/ γ_s nu trebuie să depăşească 400 MPa)

A_c aria totală a secţiunii transversale de beton nefisurate.

(5) În apropierea reazemelor, unde configuraţia încărcării şi reacţiunea din reazem sunt astfel încât o parte a încărcării poate fi preluată de reazem prin compresiune directă (rezemare directă) se poate admite o reducere a forţei tăietoare pe care secţiunea trebuie să o preia efectiv. Orice asemenea reducere trebuie neglijată când se verifică V_{Rd2}.

(6)Atingerea valorii lui V_{Rd1} depinde în mod semnificativ de ancorarea adecvată a armăturii întinse sau a armăturilor pretensionate pe fiecare parte a oricărui plan posibil de cedare. Prevederi corespunzătoare pentru a se asigura ancorarea acestor armături sunt date în 5.1.2.5.

(7) Pentru cazurile în care $V_{Ed} > V_{Rd1}$ se pot folosi două metode de calcul·

- metoda standard (4 2.1.2.4 3);
- metoda grinzii cu zăbrele cu înclinare variabilă a diagonalelor de beton comprimate (4 2.1.2.4.4); această metodă permite o libertate mai mare în dispunerea armăturii decît metoda standard, metoda conducând frecvent la reduceri substanţiale ale ariei armăturii necesare preluării forţei tăietoare de proiectare, dar poate conduce la o creştere a ariei armăturii întinse longitudinale; metoda trebuie folosită când elementul este solicitat atât la forţă tăietoare, cât şi la torsiune.

(8) Dacă inima elementului structural conţine canale injectate, având un diametru $\phi > b_w / 8$, forţa tăietoare rezistentă, V_{Rd2} trebuie calculată pe baza grosimii nominale a inimii dată de relaţia:

$$b_{w,nom} = b_w - 0{,}5\Sigma\phi \qquad (4.49)$$

unde, $\Sigma\phi$ este determinat pentru cel mai defavorabil nivel al canalelor.

Pentru canale neinjectate, pentru canale căptuşite cu teacă din materiale plastice sau pentru tiranţi exteriori, lăţimea nominală a inimii se calculează cu relaţia:

$$b_{w,nom} = b_w - 1{,}2\Sigma\phi$$

Valoare 1,2 din relaţia de mai sus poate fi adoptată 1,0, dacă se iau măsuri de armare transversală pentru prevenirea despicării betonului, în zona canalelor.

(9) În cazul în care condițiile prevăzute în (11), de mai jos, sunt îndeplinite, se poate admite trasmiterea directă la reazem a unei părți din orice încărcare concentrată situată la o distanță x ≤ 2,5 d de la fața reazemului. Aceasta se poate realiza prin multiplicarea cu coeficientul β al forței tăietoare de proiectare, V_{Ed}, în limitele unei distanțe x ≤ 2,5 d de la fața reazemului, unde:

$$\beta = x / 2{,}5d \text{ , cu condiția: } 0{,}2 \le \beta \le 1 \qquad (4.50)$$

(10) Datorită rezistenței sporite la forță tăietoare, rezultată prin transmiterea încărcărilor din apropierea reazemelor, este acoperitor să se evalueze V_{Ed} la o distanță d de la fața reazemului direct pentru grinzi cu o încărcare uniform distribuită.

(11) Când se ia în considerare rezistența sporită la forță tăietoare în apropierea reazemelor din (9) și (10), de mai sus, trebuie îndeplinite următoarele condiții:

a) încărcarea și reacțiunile din reazem sunt astfel dispuse încât ele produc o diagonală de compresiune în element (reazem direct);
b) la un reazem de capăt, armătura întinsă necesară pe o distanță 2,5d de la reazem trebuie ancorată peste reazem;
c) la un reazem intermediar armătura întinsă necesară la fața reazemului trebuie să continue cel puțin $2{,}5d+l_{b,net}$ în deschidere (semnificația lui $l_{b,net}$ este arătată în fig. 4.7)

4.2.1.2.3 Elemente care nu necesită armătură pentru preluarea forței tăietoare de proiectare ($V_{Ed} \le V_{Rd1}$)

(1) Forța tăietoare rezistentă, V_{Rd1} este dată de relația:

$$V_{Rd1} = ([\tau_{Rd} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \qquad (4.51)$$

unde

τ_{Rd} rezistența de proiectare a betonului la forțe tăietoare; valorile pentru τ_{Rd} sunt date în tabelul 4.1 și se pot calcula cu relația:

$$\tau_{Rd} = (0{,}18 \cdot f_k) / \gamma_c$$

$\gamma_c = 1{,}5$

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2{,}0$ unde d în mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) \le 0{,}02$

A_{sl} aria armăturii întinse dispusă pe cel puțin $d+l_{b,net}$ dincolo de secțiunea considerată (fig. 4.7), $l_{b,net}$ fiind definit în 5.1.2.2.3 și fig. 5.2,

b_w lățimea minimă a secțiunii transversale pe înălțimea utilă, d;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$

N_{Ed} forța axială de compresiune (compresiunea se consideră pozitivă) în secțiune datorită acțiunilor exterioare, pretensionării armăturilor interioare pre/ postaderente, tensionării și autotensionării tiranților metalici exteriori; influența deformațiilor impuse în valoarea lui N_{Ed} poate fi neglijată.

Tabelul 4.1 - Valori pentru τ_{Rd} (MPa), cu $\gamma_c = 1{,}5$, pentru diferite clase de rezistență ale betonului

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

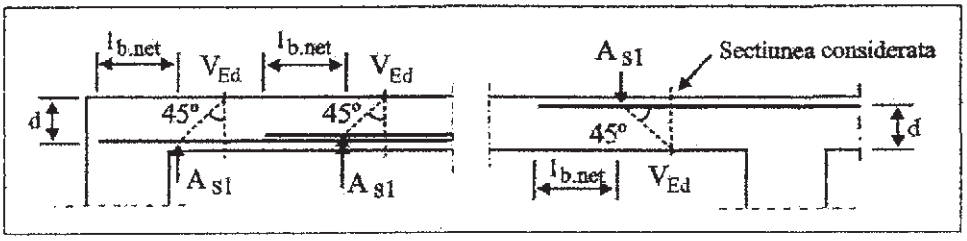


Fig. 4.7 - Definiția lui A_{sl} pentru utilizarea în relația (4.51)

(2) Relația (4.51) se aplică doar la zonele de ancorare ale elementelor cu armătura preîntinsă.

(3) La verificarea secțiunilor fără armătură pentru preluarea forței tăietoare de proiectare, V_{Rd2} este dată de relația:

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \qquad (4.52)$$

unde:

$$\nu = 0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,5 \ , \ f_{ck} \text{ în MPa} \qquad (4.53)$$

(4) În elementele din beton precomprimat cu o singură deschidere, armate la forțe tăietoare cu armături din oțel beton, forța tăietoare rezistentă în zonele fisurate poate fi calculată cu relația (4.52). În zonele nefisurate încovoiate (unde efortul unitar în beton întins este mai mic decît ($f_{ctk,0,05} / \gamma_c$) forța tăietoare rezistentă este limitată prin rezistența la întindere a betonului, fiind calculată cu relația.

$$V_{Rdl} = \frac{I_c \cdot b_w}{S_c} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \qquad (4.54)$$

unde:

I_c, S_c momentul de inerție, respectiv momentul static al secțiunii de beton nefisurate față de centrul de greutate;

b_w lățimea inimii grinzii în axa centrului de greutate;

$\alpha_l = l_x / l_{pt2} \leq 1,0$ pentru elemente structurale cu armături preîntinse

$\alpha_l = 1,0$ pentru elemente structurale armate cu armături interioare postîntinse sau exterioare cu tiranți metalici tensionați;

l_x lungimea de transmitere, lungime pe care, în cazul transferului lent eforturile unitare dintr-o armătură cresc liniar, de la valoarea zero la capătul elementului, până la valoarea de proiectare la sfârșitul lungimii de transmitere a armăturii respective (vezi STAS 10111/2-87);

l_{pt2} lungimea de ancorare a armăturii pretensionate, calculată cu relația:

$l_{pt2} = 0,8$ sau $1,2 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / (\eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t))$

valoarea 0,8 se adoptă pentru verificarea la compresiune locală imediat după transfer, iar valoarea 1,2 se adoptă pentru verificări la starea limită ultimă (forță tăietoare, ancorarea armăturilor,etc.)

$\alpha_1 = 1,00$, pentru transfer lent;

$\alpha_1 = 1,25$, pentru transfer brusc;

$\alpha_2 = 0,25$, pentru sârme din oțel pretensionat cu diametru circular;

$\alpha_1 = 0,19$, pentru armături sub formă de lițe sau toroane;

ϕ diametrul nominal al armăturii preîntinse;

σ_{pm0} efortul unitar în armătura preîntinsă după tensionare;

$\eta_{p2} = 1,4$, pentru sîrme;

$\eta_{p2} = 1,2$, pentru toroane;

$f_{ctd}(t)$ rezistența de proiectare a betonului la întindere, la timpul (t) al transferului, $f_{ctd}(t) = 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$;

σ_{cp} efortul unitar de compresiune determinat în centrul de greutate al secțiunii dintr-o forța axială de compresiune sau din precomprimare;

f_{ctd} rezistența de proiectare la întindere a betonului.

4.2.1.2.4 Elemente care necesită armătură pentru preluarea forței tăietoare de proiectare ($V_{Ed} > V_{Rd1}$)

4.2.1.2.4.1 Generalități

(1)P În cazul grinzilor barele înclinate nu vor fi utilizate ca armături pentru preluarea forței tăietoare decât în cazurile în care se folosesc împreună cu etrierii. Cel puțin 50% din V_{Ed} va fi preluat de etrierii verticali.

(2)P Când se utilizează armătura înclinată pentru preluarea forței tăietoare, unghiul dintre armătură și axa longitudinală a grinzii, α nu trebuie să fie mai mic de 45^0.

(3)P Când încărcarea nu acționează direct la partea superioară a grinzii sau când reazemul nu este situat la partea inferioară a grinzii trebuie asigurată armătură de suspendare – bare înclinate sau etrieri suplimentari - pentru transferul încărcării la partea superioară a grinzii.

4.2.1.2.4.2 Elemente cu înălțime constantă

(1)P Pentru calculul la forță tăietoare, se presupune că structura constă din zone comprimate și întinse separate, dispuse la o distanță egală cu brațul de pârghie interior z. Secțiunea utilă la acțiunea forțelor tăietoare de proiectare are o înălțime egală cu z și lățimea b_w, fig. 4.8. Brațul de pârghie interior este calculat perpendicular pe armătura longitudinală, neglijând efectul oricărei armături înclinate.

(2) Parametrii dați în fig. 4.8 sunt.

α Unghiul dintre armătură pentru preluarea forței tăietoare și axa longitudinală

θ Unghiul dintre diagonalele de beton comprimat și axa longitudinală

F_s Forța de întindere în armătura longitudinală

F_c Forța de compresiune în beton în direcția axei longitudinale

b_w Lățimea minimă a inimii

z Brațul de pârghie interior (pentru un element cu înălțime constantă) corespunzător momentului încovoietor de proiectare maxim în elementul considerat; în calculul la forță tăietoare, valoarea aproximativă $z = 0,9\ d$ poate fi utilizată în mod obișnuit; în elemente cu armături pretensionate înclinate, trebuie asigurată armătura longitudinală din zona întinsă a grinzii pentru a prelua forța de întindere longitudinală datorată forței tăietoare de proiectare, definită de relația (4.63).

(3) Efortul unitar în diagonalele comprimate trebuie limitat la $\sigma_c \leq \nu \cdot f_{cd}$, unde ν este factorul de eficiență dat de relația (4.53).

(4) La stabilirea armăturii de preluarea forței tăietoare de proiectare se vor respecta următoarele prevederi de alcătuire:

- procentul minim de armare la acțiunea forței tăietoare din 5.1.4.2.2;

- limitarea deschiderii fisurilor în inimă, din 4.2 2.3.4;
- alcătuirea constructivă a armăturii pentru preluarea forței tăietoare din 5.1.4.2.

4.2.1.2.4.3 Metoda standard

(1) Forța tăietoare rezistentă a unei secțiuni cu armătură prevăzută pentru preluarea forței tăietoare este dată de relația:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \quad (4.55)$$

unde:

V_{cd} contribuția zonei comprimate de beton la preluarea forței tăietoare;

V_{wd} contribuția armăturilor verticale (etrieri) și înclinate pentru preluarea forței tăietoare;

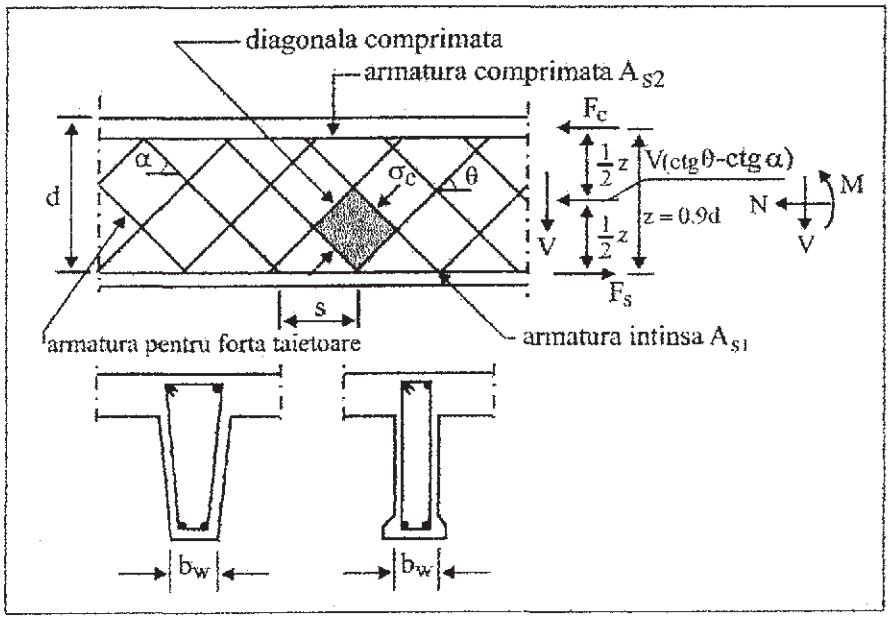


Fig. 4.8 - Modelul de calcul la forță tăietoare

(2) Contribuția armăturii verticale (etrieri) la preluarea forței tăietoare este dată de relația:

$$V_{wd} = A_{sw}/ s \cdot 0,9\ d \cdot f_{ywd} \quad (4.56)$$

A_{sw} aria transversală a armăturii verticale (etrieri)de preluare a forței tăietoare;

s distanța dintre etrieri;

f_{ywd} limita de curgere de proiectare a armăturii verticale de preluare a forței tăietoare.

(3) Contribuția armăturii înclinate la preluarea forței tăietoare este dată de relația:

$$V_{wd} = A_{sw}/ s \cdot 0,9\ d \cdot f_{ywd}\ (1+ctg\alpha) \cdot sin\alpha \quad (4.57)$$

unde, s este distanța măsurată de-a lungul axei longitudinale (fig. 4.8), între armăturile înclinate.

(4) Când diagonalele comprimate de beton se verifică la starea limită ultimă de cedare (rupere), V_{Rd2} este dat de relația:

$$V_{Rd2} = (0,5\nu \cdot f_{cd}) \cdot b_w \cdot 0,9\ d\ (1+ctg\alpha) \quad (4.58)$$

Pentru etrieri verticali sau pentru elemente în care se folosesc etrieri verticali și bare înclinate, ctgα este considerat zero.

(5) Forțele de întindere din armătura longitudinală obținute din relația (4.63), dată mai jos, în care ctgα = 1,0.

4.2.1.2.4.4 Metoda grinzii cu zăbrele cu înclinare variabilă a diagonalelor de beton comprimate

(1) Notațiile utilizate pentru această metodă corespund fig. 4.8. Unghiul θ dintre diagonalele comprimate de beton și axa longitudinală este limitat prin condițiile:

a) pentru grinzi cu armătură longitudinală constantă ca arie pe deschidere și ancorată peste reazeme:

$0,4 < \text{ctg}\theta < 2,5$,

b) pentru grinzi cu armătură longitudinală întreruptă în deschidere,

$0,5 < \text{ctg}\theta < 2,0$

Alte valori ale lui θ pot fi utilizate cu condiția ca ele să fie justificate.

(2) Pentru elemente cu armătură verticală de preluare a forței tăietoare (etrieri), forțele tăietoare rezistente sunt definite de relațiile:

$$V_{Rd2} = b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} / (\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta) \quad (4.59)$$

$$V_{Rd3} = (A_{sw}/s) \cdot (z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg}\theta) ; \quad (4.60)$$

cu îndeplinirea condiției de ductilitate.

$$[A_{sw} \cdot f_{ywd}) / (b_w \cdot s)] \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

Factorul de eficiență ν este dat de relația (4.53). Brațul de pârghie z poate fi adoptat, în mod obișnuit, 0,9d.

(3) Pentru elemente cu armătură înclinată pentru preluarea forței tăietoare, forțele tăietoare rezistente sunt definite de relațiile:

$$V_{Rd2} = b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.61)$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\text{ctg}\theta + \text{ctg}\alpha) \cdot \sin\alpha \quad (4.62)$$

cu îndeplinirea condiției de ductilitate:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{0,5 \cdot \upsilon \cdot f_{cd} \cdot \sin\alpha}{1 - \cos\alpha},$$

z putând fi adoptat, în mod obișnuit, 0,9d.

(4) Pentru a determina cantitatea cea mai redusă de armătură pentru preluarea forței tăietoare, pentru forțe tăietoare reduse și medii, la baza calculului vor sta limitele superioare ale lui ctgθ, date mai sus în (1). Pentru forțe tăietoare mai mari, valoarea maximă a lui ctgθ (corespunzător cantității minime de armătură pentru preluarea forței tăietoare) poate fi aflată egalând forța tăietoare de proiectare V_{Ed} cu V_{Rd2}. Cantitatea de armătură pentru preluarea forței tăietoare de proiectare este apoi aflată egalând forța tăietoare de proiectare V_{Ed} cu V_{Rd3}. Valoarea lui ctgθ poate fi aflată, astfel încât să se obțină o optimizare a calculului, de exemplu, punând condiția de minimum a ariei totale de armătură.

(5) Forța de întindere în armătura longitudinală dispusă pe zona (talpa întinsă a grinzii cu zăbrele) întinsă poate fi calculată din:

$$T_d = \frac{|M_{Ed}|}{z} + \frac{1}{2} \cdot |V_{Ed}| \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) \quad (4.63)$$

unde, z = 0,9

(6) Ca alternativă la relaţia (4.63), diagrama T_d poate fi obţinută prin deplasarea diagramei M_{Ed}/ z cu distanţa $(ctg\theta - ctg\alpha)\cdot z/ 2$, ($\approx 0{,}9d\cdot(ctg\theta - ctg\alpha)/ 2$) în direcţia creşterii lui M_{Ed}/ z (regula de deplasare/ dilatare, vezi 5.1.4.2.1.3, fig. 5.11).

(7) La reazemele indirecte armătura longitudinală trebuie întotdeauna să reziste la forţa de întindere T_d, definită de relaţia (4.63).

4.2.1.2.4.5 Elemente cu înălţime variabilă

(1) Luând în considerare variaţia braţului de pârghie interior, forţa tăietoare de proiectare, la limită, este dată de relaţia:

$$V_{Ed} = V_{cd} - V_{ccd} - V_{td} \qquad (4.64)$$

unde:

V_{Ed} forţa tăietoare de proiectare în secţiune;

V_{cd} forţa tăietoare de proiectare preluată de betonul zonei comprimate (la limită egală cu V_{Rd1});

V_{ccd} componenta verticală a forţei tăietoare preluată de zona comprimată, paralelă cu V_{od} la elemente cu înălţime variabilă;

V_{td} componenta verticală a forţei tăietoare preluată de zona întinsă, paralelă cu V_{od}, la elemente cu înălţime variabilă;

V_{ccd} şi V_{td} se consideră pozitive în aceeaşi direcţie ca V_{od}

(2) O reducere a lui V_{Ed} determinat cu relaţia (4.64) poate fi făcută similar cu reducerea datorată armăturilor pretensionate înclinate, interioare şi/sau exterioare, vezi 4.2.1.2.4.6, dacă se poate efectua o verificare detaliată.

(3) Pentru elemente cu înălţime variabilă al doilea termen al relaţiei (4.63) reprezintă creşterea rezultantei eforturilor de întindere peste valoarea determinată, prin luarea în considerare numai a momentului încovoietor de proiectare.

4.2.1.2.4.6 Elemente cu armături pretensionate interioare şi/ sau exterioare înclinate

(1) Luând în considerare efectul armăturilor pretensionate interioare şi/ sau exterioare înclinate, forţa tăietoare de proiectare este dată de relaţia:

$$V_{Ed} = V_{od} - V_{pd} \qquad (4.65)$$

unde:

V_{od} forţa tăietoare de proiectare necorectată din secţiunea normală pe axa elementului structural, la elemente cu înălţime variabilă,

V_{pd} componenta verticală a forţei din armăturile pretensionate interioare şi/ sau exterioare paralelă cu V_{od} şi este considerată pozitivă când are aceeaşi direcţie cu V_{od}.

(2) La determinarea lui V_{pd} din relaţia (4.65), se disting două cazuri:

Cazul 1: Eforturile unitare în armături nu depăşesc rezistenţa caracteristică $f_{p0,1k}$. Forţa de pretensionare are valoarea medie P_{mt} (cu piederile de tensiune consumate) – vezi 2.1.6.3, multiplicată cu coeficientul parţial de siguranţă corespunzător (în general γ_{inf} = 0,9).

Cazul 2: Efortul unitar în armături depăşeşte $f_{p0,1k}$. Forţa de pretensionare se calculează cu $f_{p0,1k}/ \gamma_s$.

(3) La elemente pretensionate cu înălțime variabilă, o reducere a lui V_{Ed} determinat cu relația (4.64) poate fi făcută o reducere similară celei din relația (4.63), dacă se poate efectua o verificare detaliată.

(4) Pentru elementele cu armături pretensionate interioare şi/ sau exterioare înclinate al doilea termen al relației (4.63) determină de asemenea creştere a rezultantei eforturilor forței de întindere în armătura dispusă pe zona întinsă, suplimentar față de cea determinată luând în considerare numai momentul încovoietor şi forța tăietoare din armăturile înclinate.

(5) Pentru forță tăietoare, înălțimea utilă efectivă, d se calculează neglijând armăturile înclinate.

4.2.1.2.5 Forfecarea între inimă şi placă (lunecarea) în plane verticale adiacente inimii

(1)P Rezistența la forfecare a unei plăci poate fi calculată considerând placa ca un sistem de diagonale comprimate şi cu legături sub formă de armături întinse.

(2)P Starea limită ultimă poate fi atinsă prin cedarea la compresiune a diagonalelor de beton sau prin cedarea la întindere a armăturilor care asigură legătura între placa şi inimă. Se va asigura cel puțin o cantitate minimă de armătură, (vezi capitolul 5).

(3) Efortul mediu de lunecare longitudinală pe unitatea de lungime este definit:

$$v_{Ed} = F_{d,max} / a_v \qquad (4.66)$$

unde:

$F_{d,max}$ forța longitudinală maximă ce acționează în placă de o parte a inimii (compresiune sau întindere), fig. 4.9.

a_v este distanța dintre punctele de moment nul şi moment maxim (vezi fig. 4.9).

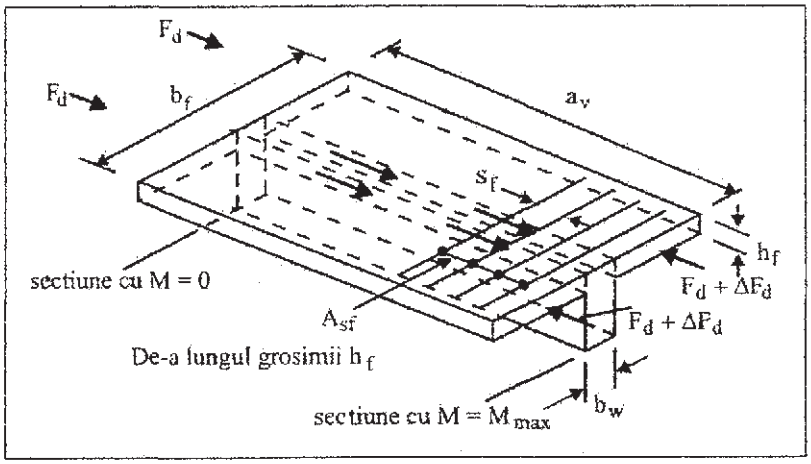


Fig. 4.9 - Notații pentru lunecările dintre talpă şi inimă

(4) În absența unor calcule mai riguroase, trebuie verificate relațiile:

$$V_{Ed} \le V_{Rd2} \qquad (4.67)$$

$$V_{Ed} \le V_{Rd3} \qquad (4.68)$$

unde

$$V_{Rd2} = 0{,}2 \cdot f_{cd} \cdot h_f \qquad (4.69)$$

$$V_{Rd3} = 2{,}5 \cdot \tau_{Rd} \cdot h_f + A_{sf} / s_f \cdot f_{yd} \qquad (4.70)$$

Valorile lui τ_{Rd} se iau din 4.2.1.2.3, tabelul 4.2. Pentru A_{sf} şi s_f vezi fig. 4.9 de mai sus.

(5) Dacă în secţiunea cu M = M_{max}, placa este solicitată şi de o forţă de întindere, termenul pentru beton $2,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot h_f$ în relaţia (4.70) trebuie neglijat.

(6) În cazul plăcilor sau inimilor solicitate la acţiunea simultană a forţei tăietoare şi a momentului încovoietor în sens transversal, cu sau fără eforturi directe în planul de solicitare, elementul poate fi luat în calcul, împărţindu-l în cele două părţi componente. Forţele tăietoare vor putea fi împărţite proporţional la cele două componente, în timp ce momentul încovoietor va putea fi transformat într-un cuplu echivalent cu forţele corespunzătoare dispuse în centrul de greutate al celor două părţi componente. Armarea se va face astfel încît să se realizeze echilibrul fiecărei zone şi poate fi calculată utilizând un model adecvat. Unghiul dintre diagonalele comprimate de beton şi armătură este limitat la domeniul: $0,5 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,0$.

4.2.1.3 Verificarea elementelor structurale solicitate la torsiune

4.2.1.3.1 Elemente structurale solicitate la torsiune pură

(1)P În situaţia în care echilibrul static este determinat de momentul rezistent la torsiune a elementelor din structură, va fi necesar un calcul complet la torsiune atât pentru starea limită ultimă, cât şi pentru starea limită de serviciu.
În cazul structurilor static nedeterminate, în cazul în care torsiunea apare doar din considerente de compatibilitate şi stabilitate a structurii nefiind dependentă de rezistenţa la torsiune, în mod obişnuit nu este necesar să se considere torsiunea în starea limită ultimă.
În cazurile în care torsiunea nu este esenţială pentru stabilitate, poate fi necesară considerarea torsiunii ce apare din poziţionarea elementelor structurale, prin limitarea fisurării excesive în starea limită de serviciu.

(2) În cazurile în care torsiunea nu necesită să fie luată în considerare în starea limită ultimă, se va asigura o cantitate minimă de armătură sub formă de etrieri şi bare longitudinale pentru evitarea fisurării excesive. Cerinţele din 4.2.2.3.2, 5.1.4.2.2, 5.1.4.2.3 vor fi în mod normal suficiente în acest scop.

(3) Momentul rezistent la torsiune este calculat pe baza unei secţiuni închise cu pereţi subţiri. Secţiunile pline sunt înlocuite cu o secţiune cu pereţi subţiri echivalentă. Secţiunile cu formă complexă, ca de exemplu secţiunile T, sunt împărţite într-o serie de subsecţiuni, fiecare fiind modelată ca o secţiune cu pereţi subţiri echivalentă şi momentul rezistent total la torsiune va fi egal cu suma momentelor rezistente la torsiune ale subsecţiunilor individuale. Momentul rezistent la torsiune corespunzător fiecarei subsecţiuni trebuie să nu difere prea mult de cel rezultat dintr-un calcul elastic. Pentru secţiuni casetate, grosimea echivalentă a peretelui nu trebuie să depăşească grosimea reală a peretelui. Momentul rezistent de torsiune al elementelor individuale, în conformitate cu teoria elasticităţii, poate fi aflat pe baza rigidităţii la torsiune St. Venant. Rigiditatea la torsiune St. Venant a unei secţiuni care nu este dreptunghiulară poate fi obţinută prin împărţirea secţiunii într-o serie de dreptunghiuri şi însumarea rigidităţilor la torsiune a acestor dreptunghiuri. Împărţirea secţiunii trebuie realizată astfel încât să se obţină rigiditatea maximă. Aceasta se va obţine, în general, dacă dreptunghiul cel mai lat se ia cât mai lung posibil.

(4)P Armătura pentru torsiune va consta din etrieri închişi dispuşi perpendicular pe axa longitudinală a elementului şi din bare longitudinale distribuite pe perimetrul secţiunii. În toate colţurile secţiunii se vor prevedea bare longitudinale (vezi 5.1.4.2.3).

(5) Momentul de proiectare la torsiune trebuie să satisfacă următoarele două condiţii:

$$T_{Ed} \le T_{Rd1} \quad (4.71)$$

$$T_{Ed} \le T_{Rd2} \quad (4.72)$$

unde

T_{Ed} momentul de proiectare la torsiune;

T_{Rd1} momentul rezistent la torsiune al diagonalele de beton comprimate;

T_{Rd2} momentul rezistent la torsiune al armăturii.

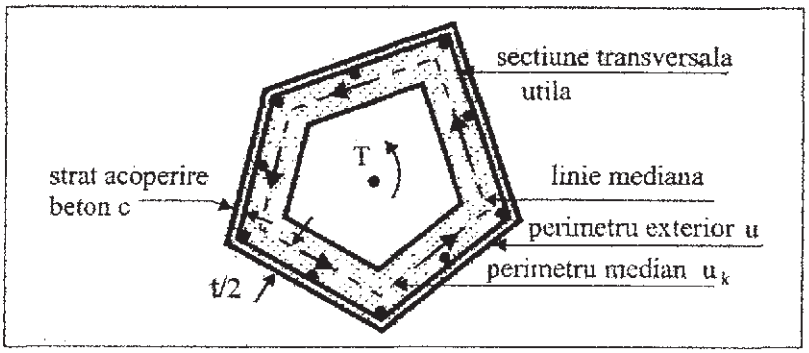


Fig. 4.10 - Notaţii utilizate în 4.2.1.3.1

(6) Momentul rezistent la torsiune a betonului comprimat, T_{Rd1} se calculează cu relaţia:

$$T_{Rd1} = 2 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k / (ctg\theta + tg\theta) \quad (4.73)$$

unde:

$t \le A/u \le$ grosimea reală a peretelui; în cazul unei secţiuni pline, t este grosimea echivalentă a peretelui; o grosime mai mică decât A/ u poate fi utilizată cu condiţia ca relaţia (4.73) să fie îndeplinită; nu este permisă o grosime mai mică decât de două ori acoperirea cu beton a barelor longitudinale ($t \ge 2c$);

u perimetrul exterior al suprafeţei A;

A aria totală a secţiunii de beton, inclusiv aria secţiunii golurilor interioare;

A_k aria cuprinsă în interiorul liniei mediane a unei secţiuni cu pereţi subţiri (inclusiv aria secţiunii golurilor interioare)

$$\nu = 0{,}7 \cdot (0{,}7 - f_{ck}/200) < 0{,}35, \ (f_{ck} \text{ în MPa}) \quad (4.74)$$

Relaţia de calcul a lui ν se utilizează dacă etrierii sunt dispuşi numai de-a lungul perimetrului exterior al secţiunii. Dacă sunt prevăzuţi etrieri închişi în ambele părţi ale fiecărui perete al secţiunii echivalente cu gol sau în fiecare perete al unei secţiuni casetate, ν se poate lua cu valoarea $0{,}7 - f_{ck}/200 \ge 0{,}5$

θ unghiul dintre diagonalele comprimate de beton şi axa longitudinală a grinzii şi trebuie ales astfel încât:

$$0{,}4 \le ctg\theta \le 2{,}5 \quad (4.75)$$

Se pot folosi alte valori pentru θ cu condiţia ca ele să fie fundamentate.

(7)Momentul rezistent la torsiune determinat de armătura dispusă sub formă de etrieri, T_{Rd2}, se calculează cu relația:

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot (f_{ywd} \cdot A_{sw} / s) \cdot ctg\theta \qquad (4.76)$$

iar aria suplimentară a armăturii longitudinale necesară la torsiune se determină din relația:

$$A_{sl} \cdot f_{yld} = [T_{Rd2} \cdot u_k / (2 \cdot A_k)] \cdot ctg\theta \qquad (4.77)$$

unde

- u_k perimetrul ariei A_k;
- s distanța dintre etrieri;
- f_{ywd} limita de curgere de proiectare a etrierilor;
- f_{yld} limita de curgere de proiectare a armăturii longitudinale A_{sl};
- A_{sw} aria secțiunii transversale a barelor utilizate ca etrieri;
- A_{sl} aria necesară a secțiunii transversale a barelor suplimentare utilizate ca armături longitudinale pentru torsiune;

Dacă este cunoscută armătura, θ şi T_{Rd2} pot fi determinate din relația (4.78) şi (4.79) de mai jos:

$$tg^2\theta = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd}}{\frac{A_{sl}}{u_k} f_{yld}} \qquad (4.78)$$

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \sqrt{\left(\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_{sl}}{u_k} \cdot f_{yld}\right)} \qquad (4.79)$$

Dacă valoarea rezultată pentru θ este în afara limitelor date de (4.75) trebuie adoptată cea mai apropiată limită.

(8) Se presupune că rezultanta eforturilor de întindere $A_{sl} \cdot f_{yld}$ acționează în centrul de greutate al secțiunii echivalente casetate; o parte a armăturii longitudinale (sau a armăturii pretensionate) poate fi de aceea amplasată de-a lungul axei elementului; cu toate acestea pentru a se asigura că presiunea spre exterior exercitată de către diagonalele comprimate este transmisă la armătura transversală, este necesar ca cel puțin o bară longitudinală să fie amplasată în fiecare colț al secțiunii reale.

(9) Pentru torsiune pură, se aplică următoarele condiții de alcătuire.

- adoptarea procentul minim de armare din 5.1.4.2.2;
- limitarea deschiderii fisurilor 4.2.2.2;
- amplasarea şi alcătuirea de detaliu a armăturii din 5.1.4.2.3.

4.2.1.3.2 Verificarea elementelor structurale solicitate la torsiune şi la moment încovoietor, cu/ sau fără forță axială sau la torsiune cu forță tăietoare

4.2.1.3.2.1 Procedeu general

(1) Pentru definirea unei secțiuni închise echivalente cu pereți se foloseşte acelaşi procedeu ca pentru torsiune. Eforturile unitare normale şi tangențiale din această secțiune sunt determinate prin metode de calcul convenționale elastice sau plastice.

(2) După determinarea eforturilor unitare, armătura necesară în orice punct al secțiunii cu pereți subțiri poate fi determinată considerând fiecare perete ca un element plan. Pot fi

determinate şi eforturile unitare din beton. Dacă armătura din calcul nu poate fi dispusă în secţiune, poate fi înlocuită cu o altă dispunere a armăturii echivalente, cu condiţia ca efectele acestei schimbări să fie luate în considerare în zone apropiate de capetele grinzilor şi de goluri.

(3) Eforturile unitare de compresiune din beton ce rezultă din torsiune cu forţă tăietoare în pereţii subţiri ai secţiunilor echivalente trebuie să respecte condiţia $\sigma_c \leq \nu \cdot f_{cd}$, unde ν este dat de relaţia (4.74).

(4) Pentru elemente cu secţiuni casetate având armătură pe ambele feţe ale fiecărui perete, ν poate fi adoptat din relaţia (4.80), de mai jos, pentru pereţi supuşi la eforturi unitare tangenţiale din torsiune cu forţă tăietoare.

$$\nu = 0{,}7 - f_{ck}/200 \geq 0{,}5 \qquad (4.80)$$

4.2.1.3.2.2 Procedeu simplificat

Torsiune şi încovoiere cu/ sau fără forţă axială

(1) Armăturile longitudinale necesare pentru încovoiere şi torsiune trebuie determinate separat, conform cu 4.2.1, aplicându-se următoarele reguli:

- în zona întinsă din încovoiere, armătura longitudinală pentru torsiune trebuie să o suplimenteze pe cea necesară la încovoiere cu forţă axială;
- în zona comprimată din încovoiere, dacă rezultanta eforturilor de întindere datorată torsiunii este mai mică decât rezultanta de compresiune din beton datorată încovoierii, nu este necesară o armătură longitudinală suplimentară pentru torsiune.

(2) În cazurile în care torsiunea este combinată cu un moment încovoietor important, aceasta poate determina un efort unitar principal critic în zona comprimată, în particular în grinzile casetate. În astfel de cazuri efortul unitar principal de compresiune rezultat din compresiunea medie axială din încovoiere şi din efortul unitar tangenţial din torsiune, trebuie să îndeplinească condiţia:

$$\tau_{sd} = T_{Ed} / (2 \cdot A_k \cdot t) \leq \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \qquad (4.81)$$

Semnificaţiile pentru A_k şi t, vezi 4.2.1.3.1 (6), iar pentru α_{cc} vezi 3.1 8.

Torsiune şi forţă tăietoare

(3) Momentul la torsiune de proiectare, T_{Ed} şi forţa tăietoare de proiectare, V_{Ed} trebuie să satisfacă următoarea condiţie:

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd1}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{T_{Rd2}}\right)^2 \leq 1 \qquad (4.82)$$

unde

T_{Rd1} momentul rezistent la torsiune, determinată conform relaţiei (4.73)

V_{Rd2} forţa tăietoare rezistentă a unei diagonale comprimate, înclinată cu un unghi θ conform cu relaţia (4.59) sau (4.61).

(4) Etrierii se determină separat pentru torsiune, conform 4.2.1.3.1 şi separat pentru forţă tăietoare conform (4.60) sau (4.62). Unghiul θ al diagonalelor de beton echivalente este acelaşi atât pentru calculul la torsiune, cât şi pentru calculul la forţă tăietoare.

(5) Pentru o secțiune plină aproximativ dreptunghiulară nu este necesară armătură la forță tăietoare și torsiune, în afară de armătura minimă dată în 5.1.4.2.2, (5), tabelul 5.7, dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

$$T_{Ed} \leq V_{Ed} \cdot b_w / 4{,}5 \qquad (4.83)$$

$$V_{Ed}[(1 + (4{,}5 \cdot T_{Ed}) / (V_{Ed} \cdot b_w)] \leq V_{Rd1} \qquad (4.84)$$

4.2.1.4 Verificarea elementelor structurale solicitate la străpungere

4.2.1.4.1 Generalități

(1)P Principiile și regulile date mai jos le completează pe cele din 4.2.1.2 Ele se referă la străpungerea plăcilor armate la încovoiere conform cu 4.2.1.1.1 și la străpungerea în zonele de ancorare a armăturilor pretensionate (interioare sau exterioare) în jurul ariei de transmitere a forței de precomprimare.

(2)P Străpungerea poate rezulta dintr-o încărcare concentrată sau reacțiune ce acționează pe o suprafață relativ mică, denumită suprafață de transmitere a încărcării, a unei plăci sau a altui element structural.

(3) Un model adecvat pentru verificarea la străpungere la starea limită ultimă este arătat în fig. 4.11.

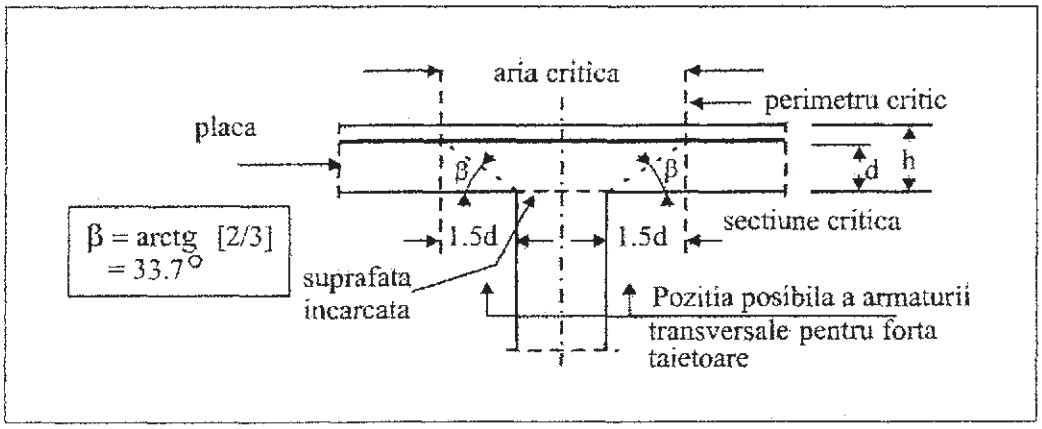


Fig. 4.11 - Model de calcul pentru străpungerea la starea limită ultimă de rezistență

(4)P Forța tăietoare rezistentă va fi determinată de-a lungul unui perimetru critic definit. În afara perimetrului critic placa trebuie să satisfacă cerințele din 4.2.1.2.

(5) În cazul plăcilor, nu va fi aplicată o reducere a forței tăietoare conform relației (4.50).

(6)P Momentul încovoietor rezistent al plăcii va fi determinat și independent în conformitate cu 4.2.1.1.2.

(7)P Dacă grosimea unei plăci sau a unui alt element structural asemănător nu este suficient de mare pentru a asigura o rezistență corespunzătoare la străpungere, vor fi prevăzute armături pentru preluarea forței tăietoare și alte tipuri de asigurări.

(8) Prevederile se aplică și la plăci cu nervuri cu secțiune plină în apropierea suprafeței încărcate, cu condiția ca zona plină sa depășească cu cel puțin 1,5d perimetrul critic.

(9) Cantitatea de armătură longitudinală întinsă pe cele două direcții perpendiculare x şi y trebuie să fie mai mare decât 0,5% şi calculată ținându-se seama de diferențele înălțimii utile pe cele două direcții.

(10) Componenta paralelă cu V_{Ed}, datorită armăturii pretensionate înclinate amplasată în suprafața critică, poate fi luată în considerare conform cu 4.2.1.2.4.6.

4.2.1.4.2 Domeniu şi definiții

4.2.1.4.2.1 Suprafața încărcată

(1) Prevederile de mai jos se aplică următoarelor tipuri de suprafețe încărcate:

a) suprafață de formă (d indică înălțimea utilă medie efectivă a plăcii):
   - circulară, cu diametrul ce nu depăşeşte 3,5d;
   - dreptunghiulară, cu perimetrul ce nu depăşeşte 11d şi raport dintre lungime şi lățime ce nu depăşeşte 2;
   - orice formă, dimensiunile de limitare fiind stabilite prin analogie cu formele menționate mai sus.

b) suprafața încărcată nu este atât de apropiată de alte forțe concentrate încât să se intersecteze perimetrele critice – nici nu se află într-o zonă solicitată la forțe tăietoare semnificative.

(2) Dacă condițiile din (1) a) de mai sus sunt satisfăcute pentru reazeme ale pereților şi a altor elemente cu secțiune dreptunghiulară, având în vedere că forța tăietoare în reazemele de tip pereți sunt concentrate în colțuri, trebuie luate în considerare doar perimetrele critice conforme cu fig. 4.12, în absența unui calcul mai detaliat.

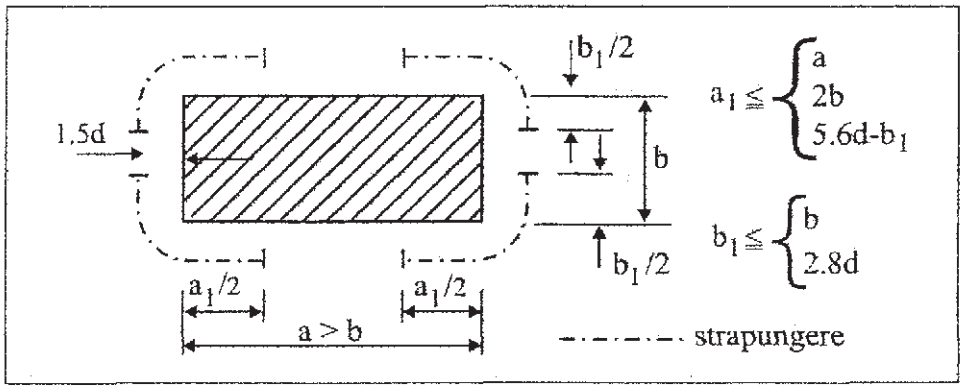


Fig. 4.12 - Aplicarea prevederilor referitoare la străpungere în cazuri speciale

4.2.1.4.2.2 Perimetrul critic

(1) Perimetrul critic pentru suprafețe circulare sau dreptunghiulare care nu sunt în apropierea marginilor libere este definit ca perimetrul ce înconjoară suprafața încărcată la o distanță definită (considerată 1,5d), vezi fig. 4.13.

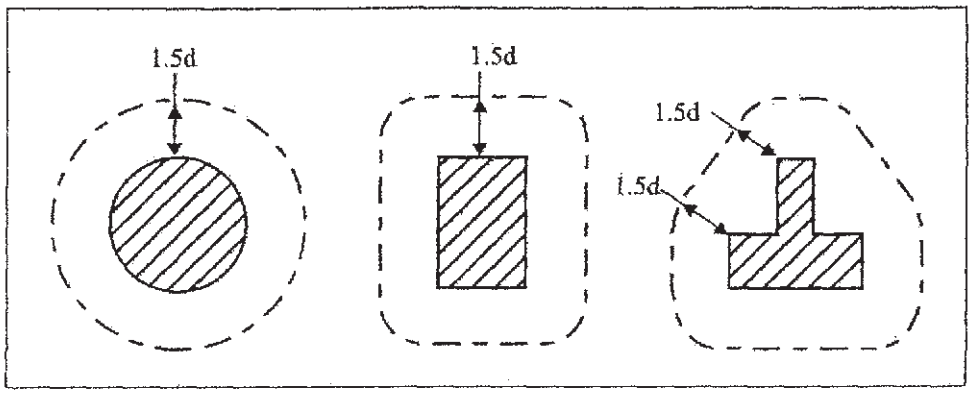


Fig. 4.13 - Perimetrul critic din jurul suprafețelor încărcate situate în afara marginilor libere

(2) Pentru suprafețe încărcate situate în apropierea unor goluri ale plăcii, dacă distanța cea mai mică dintre perimetrul suprafeței încărcate şi marginea golurilor nu depăşeşte 6d, acea parte a perimetrului critic dintre două tangente duse din centrul suprafeței încărcate la conturul deschiderii este considerat ineficientă, fig. 4.14.

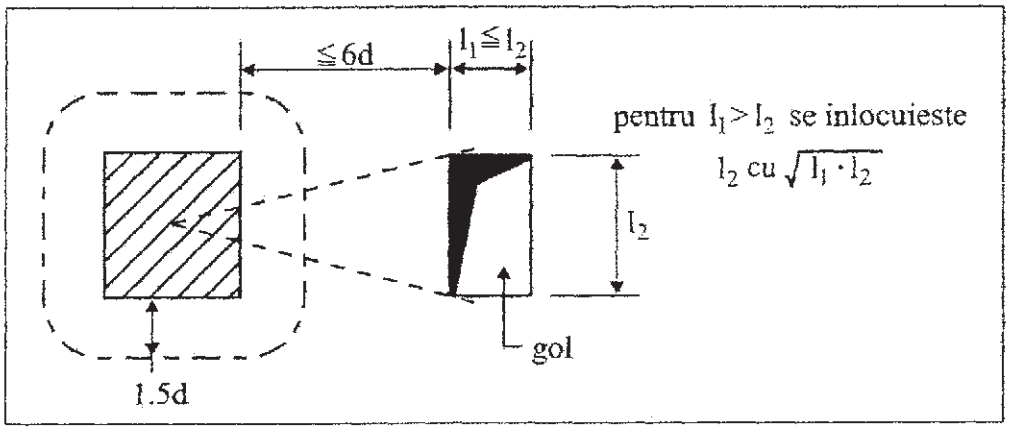


Fig. 4.14 - Perimetrul critic pentru suprafața încărcată în apropierea unui gol

(3) Pentru o suprafață încărcată situată lângă o margine liberă sau lângă un colț, perimetrul critic trebuie luat ca cel din fig. 4.15, dacă prin aceasta rezultă un perimetru (exclusiv marginile nerezemate) mai mic decât cel obținut din (1) şi (2) de mai sus.

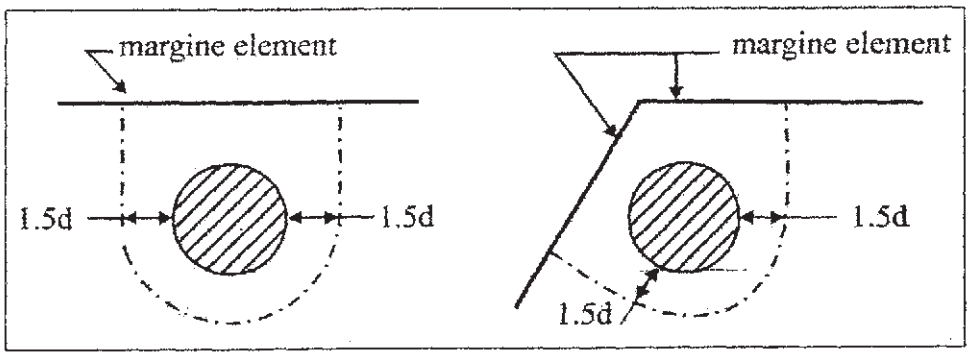


Fig. 4.15 - Secțiuni critice pentru suprafețe încărcate în apropierea marginilor libere

(4) Pentru arii încărcate situate lângă sau pe o margine liberă sau lângă sau pe un colț, adică la o distanță mai mică decât d, sunt întotdeauna necesare armături speciale de-a lungul marginii libere (vezi fig. 5.16).

4.2.1.4.2.3 Suprafața critică

(1) Suprafața critică este aria mărginită de un perimetru critic

4.2.1.4.2.4 Secțiune critică

(1) Secțiunea critică este secțiunea care urmărind perimetrul critic se extinde pe înălțimea utilă d Pentru plăci cu grosime constantă, secțiunea critică este perpendiculară pe planul median al plăcii. Pentru plăci cu înălțime variabilă secțiunea critică (fig. 4.18) se admite a fi perpendiculară pe fața întinsă.

4.2.1.4.3 Metodă de calcul pentru verificarea la străpungere

(1) Metoda pentru calculul la străpungere descrisă în continuare este bazată pe trei valori ale forței tăietoare rezistente, împărțite la perimetrul critic:

- v_{Rd1} forța tăietoare rezistentă pe unitatea de lungime a perimetrului critic, pentru o placă fără armătură pentru preluarea forței tăietoare
- v_{Rd2} forță tăietoare rezistentă pe unitatea de lungimea a perimetrului critic, pentru o placă prevăzută cu armătură pentru preluarea forței tăietoare
- v_{Rd3} forță tăietoare rezistentă pe unitatea de lungime a perimetrului critic circular, pentru o placă prevăzută cu armătură pentru preluarea forței tăietoare

(2) Dacă $v_{Ed} < v_{Rd1}$ nu este necesară armătură pentru preluarea forței tăietoare.

(3) Dacă v_{Ed} depășește v_{Rd1}, trebuie asigurată armătură pentru preluarea forței tăietoare sau alte măsuri (de exemplu, prin prevederea conectorilor de forfecare), astfel încât:

$$v_{Ed} < v_{Rd3}$$

(4) În cazul unei încărcări concentrate sau a unei reacțiuni în reazem, forța tăietoare aplicată pe unitatea de lungime se determină cu relația.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{u} \qquad (4\ 85)$$

unde.

- V_{Ed} forța tăietoare de proiectare; într-o placă, această forță este calculată de-a lungul perimetrului u;
- u perimetrul critic;
- β coeficient care ia în considerare efectele excentricității încărcării; în cazurile în care nu este posibilă o excentricitate a încărcării, β poate fi adoptat egal cu 1,0; în alte cazuri pot fi adoptate valorile din fig. 4.16; pe baza unei analize mai riguroase, alte valori pentru β pot fi utilizate, când se asociază cu metode adecvate pentru asigurarea ancorării armăturilor la marginea plăcii.

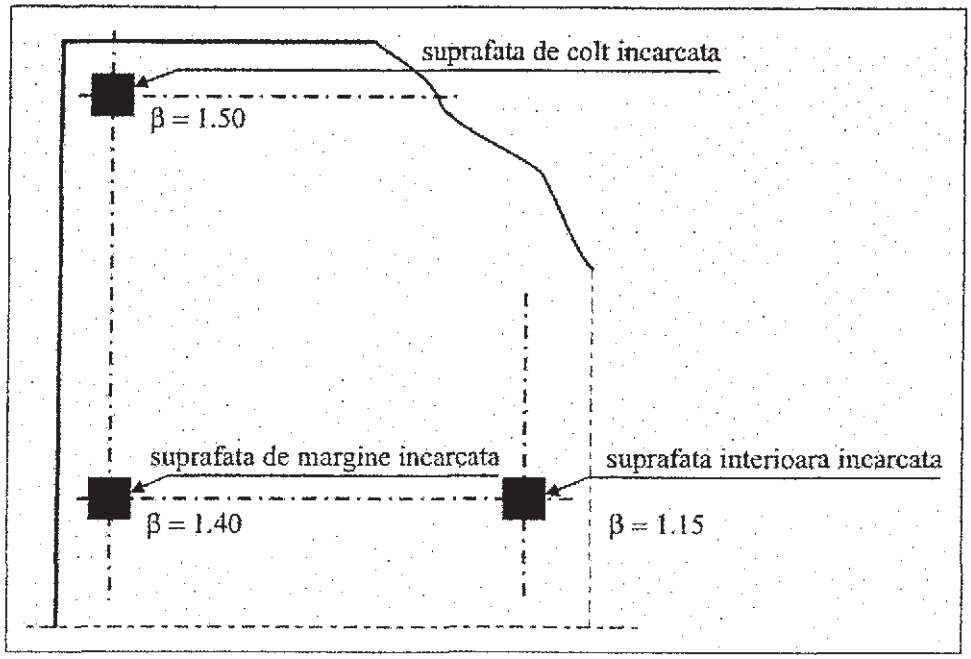


Fig. 4.16 - Valori aproximative pentru β

4.2.1.4.4 Plăci sau elemente cu înălțime variabilă

(1) Pentru plăci cu vute drepte sau cu capitel rezemate pe zone unde $l_H < 1,5\ h_H$ (vezi fig. 4.17) este necesară doar o verificare conformă cu 4.2.1.4.3 a secțiunii critice din afara zonei vutate sau a capitelului. După cum se arată în fig. 4.17 distanța acestei secțiuni față de axa de rezemare, d_{crit}, poate fi luată egală cu:

$$d_{crit} = 1,5 \cdot d + l_H + 0,5 \cdot l_c \qquad (4.86)$$

unde:

l_H distanța de la marginea suprafeței de rezemare la marginea vutei;

l_c diametrul zonei pe care reazemă placa, cu secțiunea circulară.

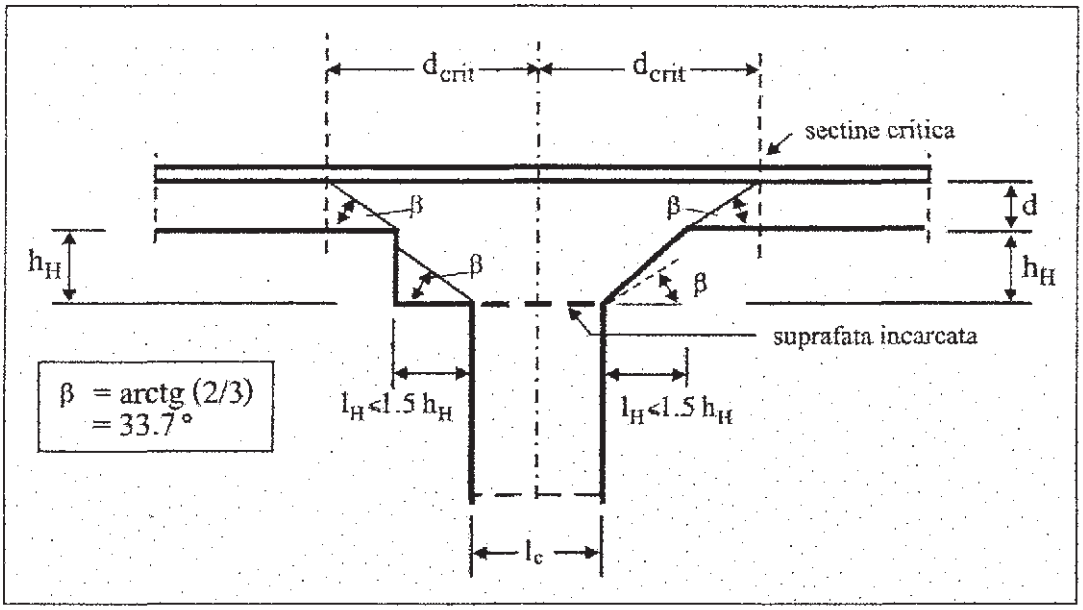


Fig.4.17 - Placă sau element cu vute drepte sau capitel rezemate pe zone la care $l_H < 1,5\ h_H$

Pentru o suprafață de rezemare a plăcii cu secțiune dreptunghiulară, cu dimensiuni globale l_1 și l_2 ($l_1 = l_{c1} + 2l_{H1}$; $l_2 = l_{c2} + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), d_{crit} poate fi adoptată ca cea mai mare valoare dintre:

$$1{,}5d + 0{,}56\sqrt{l_1 \cdot l_2} \quad \text{sau} \quad 1{,}5d + 0{,}69 \cdot l_1 \tag{4.87}$$

(2) Pentru plăci rezemate pe zone pentru care $l_H > 1{,}5 \cdot (d + h_H)$, vezi fig. 4.18, secțiunile critice trebuie verificate atât în placă, cât și la marginea zonei de rezemare.

(3) Prevederile de la 4.2.1.4.3 se aplică pentru verificarea zonelor de rezemare adoptând d egal cu d_H (vezi fig 4.16 pentru definirea lui d_H).

(4) Distanțele dintre axa rezemării la secțiunile critice, din fig. 4.18, pot fi calculate cu relațiile:

$$d_{crit,ex} = l_H + 1{,}5d + 0{,}5l_c \tag{4.88}$$

$$d_{crit,in} = 1{,}5(d + l_H) + 0{,}5l_c \tag{4.89}$$

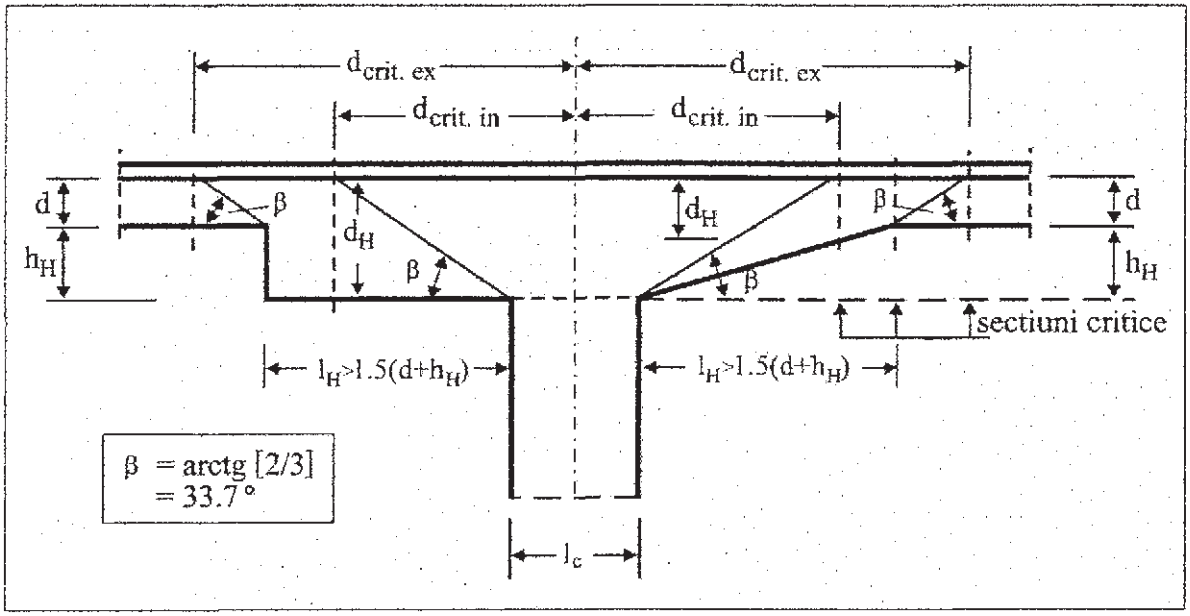


Fig. 4.18 - Placă sau element cu vute drepte sau liniare rezemată pe zone mărite la care $l_H > 1{,}5(d + h_H)$

(5) Pentru rezemări ale plăcii la care $1{,}5h_H < l_H < 1{,}5(h_H + d)$, distanța din axa rezemării la secțiunea critică poate fi calculată cu relația:

$$d_{crit} = 1{,}5l_H + 0{,}5\, l_c \tag{4.90}$$

4.2.1.4.5 Rezistența la străpungere

4.2.1.4.5.1 Plăci sau elemente fără armătură de străpungere

(1) Forța tăietoare rezistentă pe unitatea de lungime, v_{Rd1} este dată de:

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d \tag{4.91}$$

unde:

τ_{Rd} în tabelul 4.1;

$k = (1{,}6 - d) \geq 1{,}0$ (d în metri)

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0{,}015$$

ρ_{lx} şi ρ_{ly} se referă la armătura întinsă în direcţia x, respectiv y

$d = (d_x + d_y)/2$

d_x, d_y înălţimile utile ale plăcii în punctele de intersecţie dintre suprafaţa de cedare şi armătura longitudinală, în direcţia x, respectiv y.

(2) Pentru elemente cu armături interioare pretensionate:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} + \frac{\sigma_{cp0}}{f_{yd}} \leq 0{,}015$$

unde:

$\sigma_{cp0} = N_{pd} / A_c$

f_{yd} limita de curgere de proiectare a armăturii

N_{pd} forţa de pretensionare corespunzătoare valorii iniţiale fără pierderi (echivalentă cu $P_{m,0}$ din 2.1.6.2, cu $\gamma_p = 0{,}9$).

4.2.1.4.5.2 Plăci sau elemente cu armătură pentru străpungere

(1) În cazul plăcilor prevăzute cu armătură pentru preluarea forţă tăietoare, forţa tăietoare rezistentă pe unitatea de lungime este dată de relaţiile:

$$v_{Rd2} = 1{,}6 v_{Rd1} \quad (4.92)$$

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + \Sigma A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha / u \quad (4.93)$$

unde, $\Sigma A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha$ este suma rezultantelor eforturilor din armătura pentru preluarea forţei tăietoare de proiectare, α fiind unghiul dintre armătură şi planul plăcii.

Pentru alte tipuri de armătură pentru preluarea forţei tăietoare v_{Rd3} poate fi determinată prin încercări.

(2) Armătura pentru preluarea forţei tăietoare trebuie dispusă în interiorul suprafeţei critice.

(3) Unde este necesar, trebuie verificată rezistenţa la străpungere în afara suprafaţei cu armătură pentru preluarea forţei tăietoare, prin considerarea unor alte perimetre critice.

(4) Cerinţele de alcătuire privind armătura la străpungere sunt date în 5.1.4.3.3 Armătura minimă pentru preluarea forţei tăietoare trebuie asigurată conform 5.1.4.3.3 Verificarea relaţiei de mai jos poate fi făcută prin luarea în considerare a cantităţii totale de armătură la străpungere – amplasată între perimetrul critic şi suprafaţa încărcată, după cum urmează:

$$\rho_v = \frac{\Sigma A_{sw} \sin \alpha}{A_{crit} - A_{load}} \quad (4.94)$$

unde, A_{crit} este suprafaţa critică înscrisă în interiorul perimetrului critic şi A_{load} este aria suprafaţei încărcate.

(5) Dalele care conţin armătură pentru preluarea forţei tăietoare trebuie să aibă o înălţime minimă de 200 mm (vezi 5.1.4.3.3 (1)).

4.2.1.5 Verificarea elementelor structurale solicitate la forţe locale concentrate

4.2.1.5.1 Forţe locale concentrate

(1) În cazul când una sau mai multe forţe locale concentrate acţionează pe suprafaţa, la capătul unui element sau la intersecţia a două elemente structurale, armătura locală suplimentară trebuie să preia eforturile de întindere transversale produse de aceste forţe.

(2) Această armătură poate consta din etrieri sau din rânduri de armături îndoite sub formă de plase.

(3) Pentru o distribuţie uniformă a încărcării pe aria A_{co}, (fig. 4.19) rezistenţă la forţe locale concentrate poate fi determinată cu relaţia:

$$F_{Rdu} = A_{co} \cdot f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \le 2f_{cd} \cdot A_{c0} \qquad (4.95)$$

unde:

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$

A_{c0} aria încărcată;

A_{c1} aria maximă corespunzând geometric lui A_{c0}, având acelaşi centru de greutate şi care poate fi înscrisă în aria totală A_c, situată în acelaşi plan cu aria încărcată.

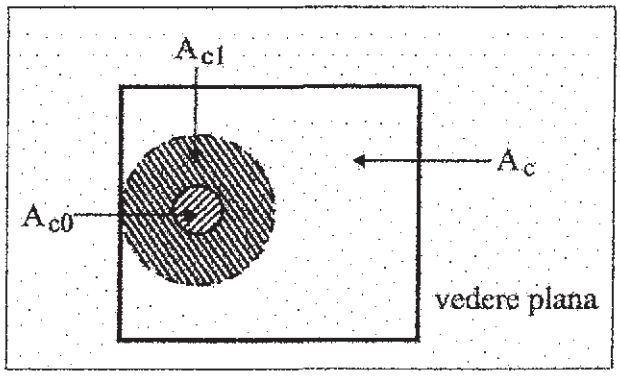


Fig. 4.19 Definirea notaţiilor din relaţia (4.95)

Dacă A_c şi A_{c0} corespund geometric şi au acelaşi centru de greutate, atunci $A_{c1} = A_c$.
Valoarea lui F_{Rdu} obţinită din relaţia (4.95) trebuie redusă dacă încărcarea nu este uniform distribuită pe aria A_{c0} sau dacă este însoţită de forţe tăietoare mari.

(4) Până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-1, calculul şi armarea zonelor solicitate la forţe locale concentrate se efectuează respectând prevederile anexei C din STAS 10111/2-87.

4.2.1.5.2 Forţe asociate cu schimbări de direcţie

(1)P În zonele unde apar schimbări semnificative ale direcţiei eforturilor interne, forţele radiale asociate acestora vor fi preluate prin intermediul unor armături suplimentare, ancorate corespunzător sau dispunând, în mod special armătură obişnuită.

4.2.1.5.3 Reazeme indirecte

(1)P În cazul unei legături între o grindă de reazem şi o grindă rezemată, armătura de suspendare va fi prevăzută şi dimensionată pentru a rezista la reacţiunea grinzii rezemate.

(2)Armătura de suspendare trebuie să se prevadă din etrieri care înconjoară armătura principală a elementului de reazeme. Unii din aceşti etrieri pot fi distribuiţi în afara volumului de beton comun celor două grinzi, aşa cum este arătat în fig. 4.20.

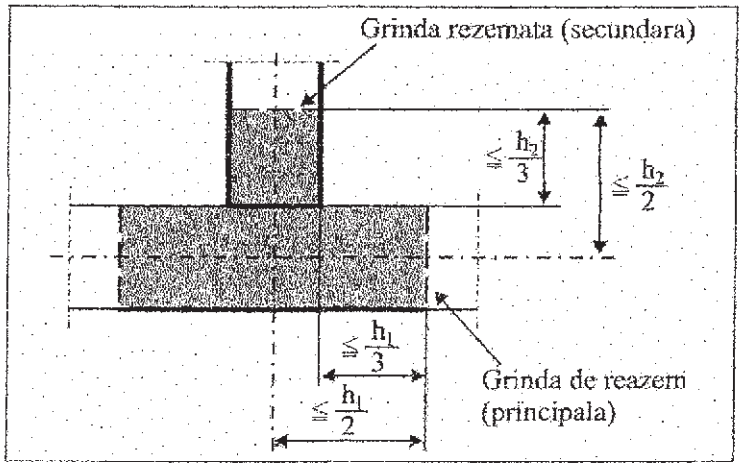


Fig. 4.20 - Extinderea zonei de intersecţie pentru legarea grinzilor secundare
h_1 este înălţimea grinzii de reazem
h_2 este înălţimea grinzii rezemate ($h_2 < h_1$)

4.2.1.6 Verificarea la impact (coliziuni)

4.2.1.6.1 Generalităţi

(1)P Următoarele prevederi conţin măsuri numai pentru considerarea efectul impactului (izbirilor) asupra elementelor structurale. Bariere de siguranţă, parapete de protecţie, pereţi, parapete etc. vor fi proiectate în concordanţă cu anexa B şi C şi în înţelegere cu administratorul şi/ sau autoritatea responsabilă.

(2)P Impactul (coliziunea) va fi considerat o acţiune accidentală.

4.2.1.6.2 Măsuri

(1)P În absenţa unor reguli naţionale, prevederile următoare sunt aplicabile.

(2)P Prioritatea va fi dată prevenirii care să evite sau să reducă riscul impactului.

(3)P Va fi verificată eficacitatea ecranelor de protecţie amplasate în faţa aparatelor de reazem.

(4) Elementele de protecţie pot să-şi pierdă capacitatea de a transmite unele forţe orizontale considerabile, după ruperea prin impact.

(5)P Deformaţiile structurii după ruperea unui element structural de protecţie vor fi verificate pentru a permite asigurarea gabaritului de liberă trecere sub structura deformată.

(6)P Dacă pericolul impactului nu poate fi eliminat şi dacă o proiectare cu elemente de protecţie nu este posibilă, siguranţa structurii va fi asigurată prin proiectarea elementelor structurale astfel încât ele să aibă o rezistenţă adecvată.

4.2.1.6.3 Detalii

(1)P În absenţa unor investigaţii dinamice, elementele structurale vor fi proiectate la impact astfel încât să poată rezista şi la un impact din direcţie opusă.

(2) În toate cazurile, prin deformaţiile plastice ale elementelor structurale solicitate la impact se absoarbe o proporţie importantă a energiei cinetice, vor fi verificate deformaţiile în stadiul ultim de cedare. Armăturile nu se vor suda în acest caz.

(3) Acoperirea cu beton de la exteriorul armăturilor longitudinale nu va fi luată în cazul determinarii rezistenţei structurale în zonele cu posibile coliziuni. Numai armătura comprimată trebuie luată în considerare la proiectare, când elementul structural trebuie să reziste la flambaj (vezi 5.1.4.1.2.2).

(4) Se vor prevede în aceste elemente etrieri corespunzători, dispuşi la echidistanţă mică. Pentru forţe de impact cu intensitate foarte ridicată, unde este necesar, se va proteja zona cu profile metalice (scuturi) realizate din laminate de oţel înglobate.

4.2.1.7 Starea limită ultimă de oboseală

4.2.1.7.1 Condiţii de verificare

(1)P Rezistenţa podurilor la oboseală va fi verificată exceptând cazurile indicate în (2). Această verificare se va face separat pentru beton şi pentru armătura din oţel beton sau din oţel pretensionat.

(2) Verificarea la oboseală nu este necesară pentru următoarele structuri sau elemente structurale:

a) pasarele;
b) reazemele podurilor de şosea care nu sunt legate rigid de suprastructură (excepţie fac reazemele cu alcătuire casetată) – vor fi verificate cele ale podurilor de cale ferată;
c) betonul solicitat la compresiune pentru poduri de şosea dacă 4.2.2.4.1 (3) este îndeplinită;
d) armătura longitudinală obişnuită şi pretensionată fără îmbinări sudate sau cu dispozitive de cuplare pentru poduri proiectate corespunzător categoriilor A, B şi C, tabelul 4.5;
e) oţelul pretensionat şi oţelul beton cu îmbinări sudate sau cu cuplaje, în acele zone unde apar numai eforturi unitare de compresiune în fibrele extreme, pentru gruparea frecventă de acţiuni cu un factor de reducere de 0,85 aplicat valorii caracteristice a forţei de precomprimare, P_k.

4.2.1.7.2 Gruparea acțiunilor și coeficientul parțial de siguranță pentru verificarea la oboseală

(1)P Coeficienții parțiali de siguranță ai acțiunilor, γ_F și ai modelelor de încărcare, γ_{Ed} referitor la efectele nefavorabile ale acestora, au valorile:

$$\gamma_F = 1,0 \qquad \text{și} \qquad \gamma_{Ed} = 1,0 \tag{4.96}$$

(2)P Coeficienții parțiali de siguranță pentru proprietățile betonului și ale armăturii sunt dați în tabelul 3.2.

(3) Verificarea betonului la oboseală se va face pentru gruparea frecventă de acțiuni.

(4) Acțiunile care pot produce oboseala podurilor se grupează cu o grupare nefavorabilă de bază:

$$E_d = E\{\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,j}\}Q_{fat}\}, j \geq 1; i > 1 \tag{4.97}$$

Gruparea de acțiuni între acolade {}, care reprezintă gruparea de bază plus acțiunile ciclice are expresia:

$$\left(\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1}Q_{k,1} "+" \sum_{j)1} \psi_{2,i}Q_{k,i}\right) "+" Q_{fat} \tag{4.98}$$

unde Q_{fat} sunt acțiunile relevante care produc oboseala.

(5)P Verificarea la oboseală a oțelului beton și a oțelului pretensionat se va face ținând seama de gruparea efectelor următoarelor acțiuni:

- acțiuni permanente
- valoarea caracteristică a forței de precomprimare
- tasări (valori medii)
- valoarea frecventă a temperaturii
- modelul de încărcare relevant din acțiunea traficului (anexele B și C).

În absența unei metode mai exacte de verificare în îmbinările cuplajelor valoarea caracteristică a forței de pretensionare va fi redusă prin factorul 0,85.

4.2.1.7.3 Forțele interne și eforturile unitare pentru verificarea la oboseală

(1)P Calculul eforturilor unitare se va face presupunând secțiunea fisurată, neglijând zona de beton întinsă dintre fisuri, dar ținând seama de compatibilitatea deformațiilor.

(2) Forțele interne pot fi calculate utilizând modele liniar-elastice pe toată lungimea elementului considerat. În zonele fisurate, poate fi luată în calcul o rigiditatea redusă.

(3) Pentru calculul forțelor interne în concordanță cu (2) de mai sus și al eforturilor unitare (vezi (1)P), coeficientul de echivalență se va considera cu valoarea $\alpha = E_s / E_c$ sau $E_p / E_c = 10$.

(4)P Pentru secțiunile fisurate supuse la oboseală efectul diferit al aderenței oțelului pretensionat și al oțelului beton va fi luat în considerație prin coeficientul η, calculat mai jos cu relația (4.99).

(5) Efectul diferit al aderenței oțelului pretensionat și al oțelului beton va fi considerat mărind efortul unitar în oțelul beton cu factorul η,

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + \xi_1 \cdot A_p} \qquad (4.99)$$

unde, ξ_1 este coeficientul de influență al rezistenței de aderență în concordanță cu 4.2.2.2.3, relația (4.142) și tabel 4.6.

(6) Dacă aderența medie cerută la (5) nu este utilizată, efortul unitar convențional în oțel va putea fi calculat în concordanță cu (2)P și (3) de mai sus, dar cu factorul de reducere ξ_1 aplicat modulului de elasticitate al oțelului pretensionat.

(7) Pentru verificarea cazurilor unde sunt utilizate fascicule curbe, ξ_1 va fi egal cu 1,0.

(8)P Pentru elementele structurale armate la forță tăietoare, determinarea forțelor în armătură și în beton se va efectua folosind modelul grinzii cu zăbrele cu diagonale comprimate cu înclinare variabilă.

(9) Cînd se utilizează metoda standard de verificare la oboseală a armăturii necesară pentru preluarea forței tăietoare, contribuția betonului, V_{cd} în valoarea lui V_{Rd1} se va lua cel mult 0,5 V_{Rd1}.

(10) Când efectele acțiunilor conduc la forță tăietoare, eforturile de compresiune se determină utilizând metoda grinzii cu zăbrele cu diagonale comprimate cu înclinare variabilă, înclinarea diagonalei comprimate din beton θ_{fat} calculându-se cu relația:

$$\operatorname{tg} \theta_{fat} = \sqrt{\operatorname{tg}\theta} \leq 1{,}0 \qquad (4.100)$$

unde, θ este unghiul dintre diagonalele de beton comprimate și axa grinzii, considerat în calculul la forță tăietoare la starea limită ultimă, în concordanță cu 4.2 1.2 4.

4.2.1.7.4 Verificarea la starea limită ultimă de oboseală utilizând metoda simplificată a ecartului eforturilor unitare care produc degradări echivalente pentru $N^* = 10^6$ cicluri

În absența unor verificări mai exacte (de exemplu prin metoda cumulării degradărilor se determină factorul de degradare D_{Ed}) verificările la oboseală ale podurilor de șosea și de cale ferată se fac, separat pentru beton și pentru armăturile din oțel beton sau din oțel pretensionat prin:

- determinarea eforturilor unitare de compresiune echivalente care aplicate constant de $N^* = 10^6$ cicluri produc degradări echivalente spectrului de eforturi unitare de compresiune rezultat din acțiunile traficului (vezi 4.2.1.7.4.1):
- determinarea ecartului echivalent al eforturilor unitare ale oțelului beton sau pretensionat, care aplicat constant de $N^* = 10^6$ cicluri produce aceleași degradări ca spectrul eforturilor unitare rezultat din acțiunile traficului (vezi 4.2.1.7.4.2)

4.2.1.7.4.1 Verificarea la oboseală a betonului solicitat la compresiune, forță tăietoare și la străpungere

(1)P Verificarea la oboseală a betonului solicitat la compresiune nu este necesară dacă este îndeplinită ecuația (4.101), arătată grafic în fig. 3.4. Dacă nu este îndeplinită, o verificare la oboseală pentru suprastructurile podurilor de cale ferată este necesară, conform (2)P.

$$\sigma_{c,max} \leq f_{cd,fat} \qquad (4.101)$$

unde:

$f_{cd,fat}$ rezistența de proiectare la oboseală pentru betonul comprimat, calculat cu relația (3.33);

$\sigma_{c,max}$ efortul unitar maxim în fibra comprimată, în gruparea frecventă de acțiuni.

Pentru verificări la oboseală ale betonului comprimat la vârste ale acestuia, t, calculul lui f_{cd} din relația (3.33) se înlocuieşte cu valoarea rezultată aplicând relația (3.4).

(2)P În cazul limitării numărului de cicluri de încărcare – descărcare $N^* = 10^6$ (în cazul suprastructurilor de poduri de cale ferată dacă verificarea cu relația (4.101) sau cu domeniul haşurat din fig. 4.21 nu sunt realizate), atunci se va face o verificare explicită a betonului comprimat la oboseală, încât acesta să satisfacă condiția:

$$E_{cd,max,equ} + 0{,}43\sqrt{1 - R_{equ}} \le 1 \qquad (4.102)$$

unde:

R_{equ} coeficientul de asimetrie a ciclului, calculat cu relația:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \qquad (4.103)$$

$E_{cd,min,equ}$, $E_{cd,max,equ}$ valorile eforturilor unitare de proiectare, minime şi maxime, relative la rezistența la oboseală; se calculează cu relațiile

$$E_{cd,min,equ} = \gamma_{Ed} \cdot \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \qquad (4\ 104)$$

$$E_{cd,max,equ} = \gamma_{Ed} \cdot \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \qquad (4.105)$$

$\gamma_{Ed} = 1{,}0$ coeficient parțial de siguranță al modelului de încărcare ;

$\sigma_{cd,min,equ}$ şi $\sigma_{cd,max,equ}$ limita inferioară, respectiv superioară a ecartului echivalent de eforturi unitare pentru $N^*=10^6$ cicluri, care se calculează cu relațiile:

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c \cdot (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \qquad (4.106)$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c \cdot (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) \qquad (4.107)$$

$\sigma_{c,perm}$ efortul unitar de compresiune în beton produs de gruparea frecventă de acțiuni, mai puțin acțiunile din trafic;

$\sigma_{c,max,71}$ efortul unitar de compresiune maxim determinat de modelul de încărcare 71, incluzînd factorul dinamic pentru modelul 71, în concordanță cu anexa C;

$\sigma_{c,min,71}$ efortul unitar de compresiune minim determinat de modelul de încărcare 71, incluzînd factorul dinamic pentru modelul 71, în concordanță cu anexa C;

λ_c factor de echivalență, necesar calculului limitelor superioare şi inferioare ale spectrului constant de eforturi unitare echivalent

degradărilor produse de spectrul eforturilor unitare generat de modelul de încărcare 71;

$f_{cd,fat}$ — rezistența de proiectare a betonului comprimat la oboseală, la vârsta t a betonului; se calculează cu relația (3.35)

f_{ck} — rezistența caracteristică a betonului la 28 zile, (vezi tabelul 3.3);

$\beta_{cc}(t)$ — coeficient care ține seama de vârsta betonului la timpul t, calculat conform relației (3.5);

$\gamma_{c,fat}=1,5$ — coeficientul parțial de siguranță al betonului pentru verificarea la oboseală (tabelul 3.2).

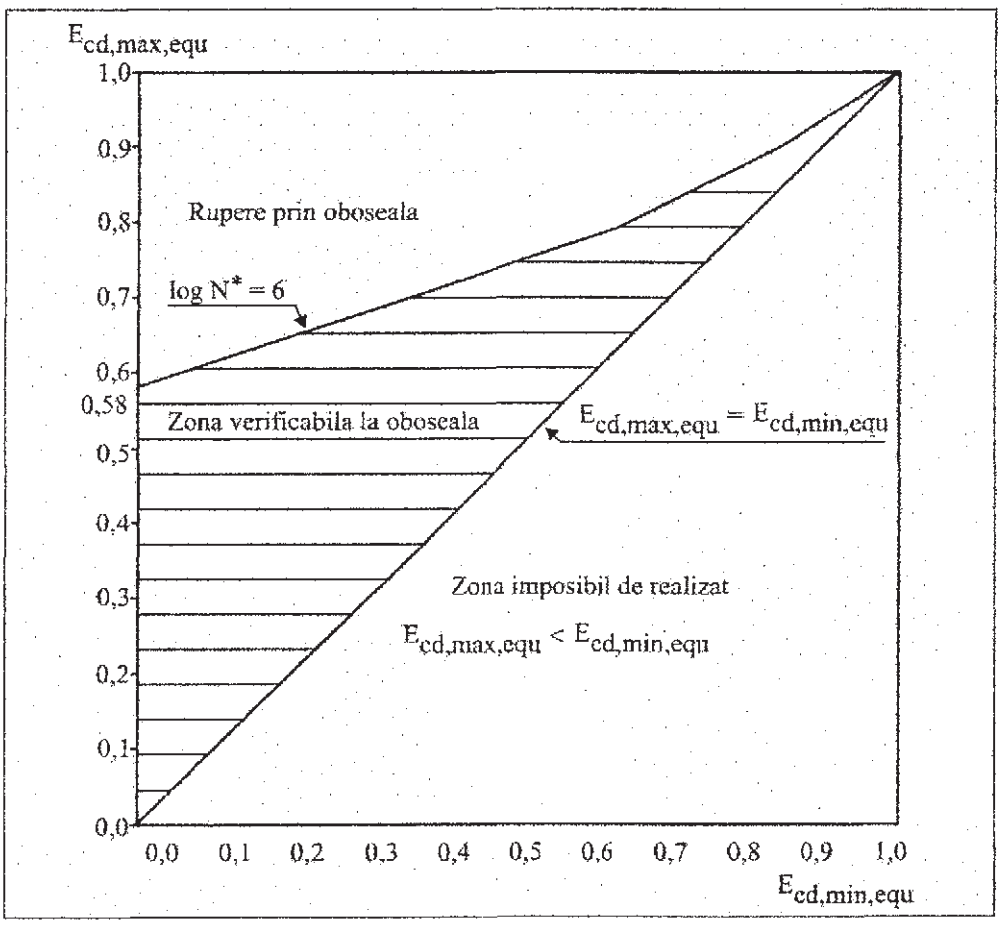


Fig. 4.21 - Verificarea la oboseală a betonului limitând numărul de cicluri de încărcare – descărcare

(3)P Factorul de echivalență, λ_c, este funcție de efortul unitar din acțiunile permanente, $\lambda_{c,0}$, de deschiderea elementului care se verifică, $\lambda_{c,1}$, de volumul anual al traficului și de durata de serviciu, $\lambda_{c,2,3}$ și de numărul liniilor de cale ferată de pe pod, $\lambda_{c,4}$ și se calculează cu relația:

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4} \qquad (4.108)$$

(4)P Factorul $\lambda_{c,0}$ introduce influența efortului unitar din acțiunile permanente și poate fi calculat cu relațiile:

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \cdot \sigma_{c,perm} / f_{cd,fat} \geq 1,0 \text{ pentru zona comprimată} \qquad (4.109)$$

$$\lambda_{c,0} = 1,0 \text{ pentru zonele întinse precomprimate} \qquad (4.110)$$

Factorul $\lambda_{c,1}$ este funcție de deschiderea elementului și de intensitatea traficului aleator, (vezi tabelul F.1 și F.2) valorile lui, pentru un trafic aleator standard și pentru un trafic aleator greu fiind precizate în tabelul 4.2.

Factorul $\lambda_{c,1}$ pentru o anumită deschidere L, se poate determina, prin interpolare, cu relația:

$$\lambda_{c,1}(L) = \lambda_{c,1}(2m) + [\lambda_{c,1}(20m) - \lambda_{c,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) \qquad (4.111)$$

Tabelul 4.2 Valori ale coeficientului $\lambda_{c,1}$ pentru grinzi simplu rezemate și continue

Schema statică a grinzii		Zona de beton verificată la oboseală:	Deschiderea grinzii, L, în metri	Trafic aleator	
				Standard	Greu
Grindă simplu rezemată		Zona comprimată	≤ 2	0,70	0,70
			≥ 20	0,75	0,75
		Zona întinsă precomprimată	≥ 2	0,95	1,00
			≥ 20	0,90	0,90
Grindă continuă	Deschiderea de capăt	Zona comprimată	≤ 2	0,75	0,80
			≥ 20	0,70	0,70
		Zona întinsă precomprimată	≥ 2	1,10	1,20
			≥ 20	0,70	0,70
	Deschiderea intermediară	Zona comprimată	≤ 2	0,75	0,90
			≥ 20	0,55	0,55
		Zona întinsă precomprimată	≥ 2	1,05	1,15
			≥ 20	0,65	0,70
	Pe reazemul intermediar	Zona comprimată	≤ 2	0,70	0,75
			≥ 20	0,85	0,85
		Zona întinsă precomprimată	≥ 2	1,10	1,15
			≥ 20	0,80	0,85

Factorul $\lambda_{c,2,3}$ ține seama de influența volumului traficului anual și de durata de serviciu și se calculează cu relația:

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \cdot \log\left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}\right] + \frac{1}{8} \cdot \log\left[\frac{N_{ani}}{100}\right] \qquad (4.112)$$

unde:

Vol volumul traficului (în tone/ an/ linie ferată);

N_{ani} durata de serviciu proiectată a podului (în ani).

Factorul $\lambda_{c,4}$ ține seama de efectele încărcării care provin de la una sau mai multe linii ferate care sunt pe pod. Pentru structuri care susțin mai multe linii ferate, încărcarea care produce oboseală va fi dispusă pe maxim două linii ferate în cea mai defavorabilă poziție (anexa C). Efectul acțiunilor din două linii ferate poate fi calculat cu relația:

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \cdot \log n \geq 0{,}54 \text{; pentru } a \leq 0{,}8 \qquad (4.113)$$

$$\lambda_{c,4} = 1{,}0 \text{; pentru } a > 0{,}8$$

$$a = \frac{\max\{\sigma_{c,1}, \sigma_{c,2}\}}{\sigma_{c,1+2}}$$

unde:

n ține seama de traficul care se desfăşoară simultan pe pod; se calculează cu relația:

$n = N_c / N_T$

N_c numărul de trenuri care încarcă suprastructura;

N_T numărul total de trenuri care încarcă o cale;

$\sigma_{c,1}$, $\sigma_{c,2}$ eforturile unitare de compresiune rezultate din încărcarea podului cu modelul 71, pentru linia ferată 1, respectiv 2, de pe pod, incluzând factorul dinamic al modelului de încărcare 71, în concordanță cu anexa C, respectiv $\sigma_{c,1+2}$ corespunzător a două linii ferate încărcate pe pod.

(5)P La elementele fără armătură pentru preluarea forței tăietoare, verificarea la oboseală a eforturilor unitare tangențiale nu este necesară dacă se verifică ecuațiile (4 114), (4.115). Dacă nu se verifică, este necesară o verificare la oboseală.

Pentru $\tau_{min} / \tau_{max} \geq 0$: $$\left|\frac{\tau_{max}}{\tau_{Rd1}}\right| \leq 0{,}5 + 0{,}45 \cdot \left|\frac{\tau_{min}}{\tau_{Rd1}}\right| \leq 0{,}9 \qquad (4.114)$$

Pentru $\tau_{min} / \tau_{max} < 0$: $$\left|\frac{\tau_{max}}{\tau_{Rd1}}\right| \leq 0{,}5 - \left|\frac{\tau_{min}}{\tau_{Rd1}}\right| \qquad (4.115)$$

unde:

τ_{max} efortul tangențial nominal maxim sub gruparea frecventă de acțiuni;

τ_{min} efortul tangențial nominal minim sub gruparea frecventă de acțiuni, în secțiunea unde se produce τ_{max},

$\tau_{Rd1} = V_{Rd1} / b_w \cdot d$, efortul unitar tangențial de proiectare, forța tăietoare rezistentă, V_{Rd1} calculându-se conform 4.2.1.2.3, relația (4.51), b_w şi d fiind lățimea, respectiv înălțimea utilă a secțiunii de beton.

(6)P In cazul verificării la străpungere, eforturile tangențiale maxime şi minime trebuie să satisfacă ecuațiile (4.114) şi (4.115), efortul unitar tangențial de proiectare calculându-se cu relațiile:

$$\tau = v_{Ed} / d$$

$$\tau_{Rd1} = v_{Rd1} / d$$

unde:

v_{Ed} forța tăietoare de proiectare pe unitatea de lungime.

4.2.1.7.4.2 Verificarea la oboseală a oțelului beton și a oțelului pretensionat

(1) Verificarea la oboseală a oțelului beton, a oțelului pretensionat și a dispozitivelor de cuplare constă în îndeplinirea condiției:

$$\gamma_F \cdot \gamma_{Ed} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad (4.116)$$

unde:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ ecartul de eforturi unitare pentru $N^* = 10^6$ cicluri, corespunzător curbelor S-N ale oțelului beton sau ale oțelului pretensionat (vezi fig. 3.8, tabelul 3.9 și 3.11);

$\Delta\sigma_{s,equ}$ ecartul echivalent de eforturi unitare, definit ca ecartul constant de eforturi unitare care aplicat cu $N^*=10^6$ cicluri, determină degradări echivalente cu ale spectrului eforturilor unitare, rezultat din acțiunile traficului;

$\gamma_F = 1,0$ coeficientul parțial de siguranță al acțiunilor

$\gamma_{Ed} = 1,0$ coeficientul parțial de siguranță al modelului de încărcare

$\gamma_{s,fat} = 1,15$ coeficientul parțial de siguranță la oboseală al oțelului beton sau al oțelului pretensionat

(2)P Pentru suprastructuri de poduri șosea și de cale ferată $\Delta\sigma_{s,equ}$ se calculează ca mai jos, pe baza modelelor de încărcare la oboseală prevăzute în anexa B și C.

(3)P Pentru podurile șosea, la verificarea oțelului din armături, valorile încărcărilor pe osie ale modelului 2 modificat la oboseală vor fi multiplicate cu factorul 1,75, pentru verificări pe reazemele intermediare, respectiv 1,40, pentru verificări în alte zone.

Ecartul echivalent de eforturi unitare, $\Delta\sigma_{s,equ}$, se calculează cu relația:

$$\Delta\sigma_{s,cqu} = \Delta\sigma_{s,EC} \cdot \lambda_s \quad (4.117)$$

unde:

$\Delta\sigma_{s,EC}$ ecartul de eforturi unitare, produs de modelul de încărcare 2 la oboseală (vezi B.11.3), cu intensitatea acțiunilor pe osie majorată cu factorii de mai sus, 1,75, respectiv 1,40, considerându-se gruparea de acțiuni cerură la 4.2.1.7.2 (4), (5);

λ_s factor de echivalență pentru calculul ecartului echivalent de eforturi unitare, plecând de la ecartul de eforturi unitare $\Delta\sigma_{s,EC}$.

Factorul de echivalență, λ_s include influența deschiderii, λ_{s1} (fig. 4.22, pentru zonele reazemului intermediar și fig. 4.23, pentru zonele din deschidere și pentru elemente locale) a volumului traficului annual, λ_{s2} (relația (4.119) și tabelul 4.3), a duratei de serviciu, λ_{s3} (relația (4.120)), a multiplelor benzi de circulație, λ_{s4} (relația (4.121)) a tipului de trafic și a influenței calității suprafeței de rulare asupra impactului, φ_{fat} (φ_{fat} =1,2 pentru suprafețe de

rulare cu rugozitate bună, respectiv φ_{fat} = 1,4 pentru suprafețe de rulare cu o rugozitate medie), putând fi calculat cu relația:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s1} \cdot \lambda_{s2} \cdot \lambda_{s3} \cdot \lambda_{s4} \quad (4.118)$$

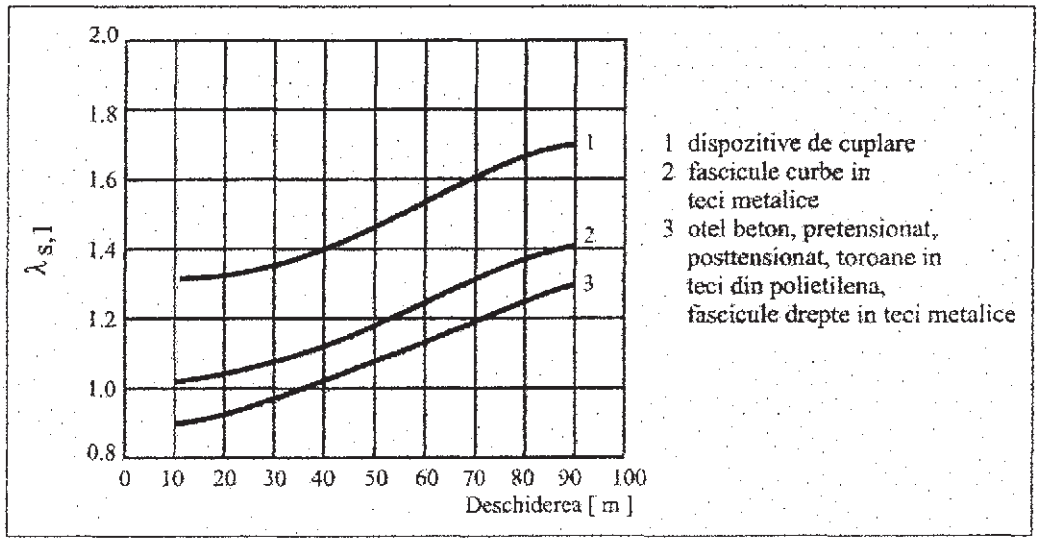


Fig. 4.22 - Valori, $\lambda_{s,1}$, pentru verificarea la oboseală pe reazemul intermediar

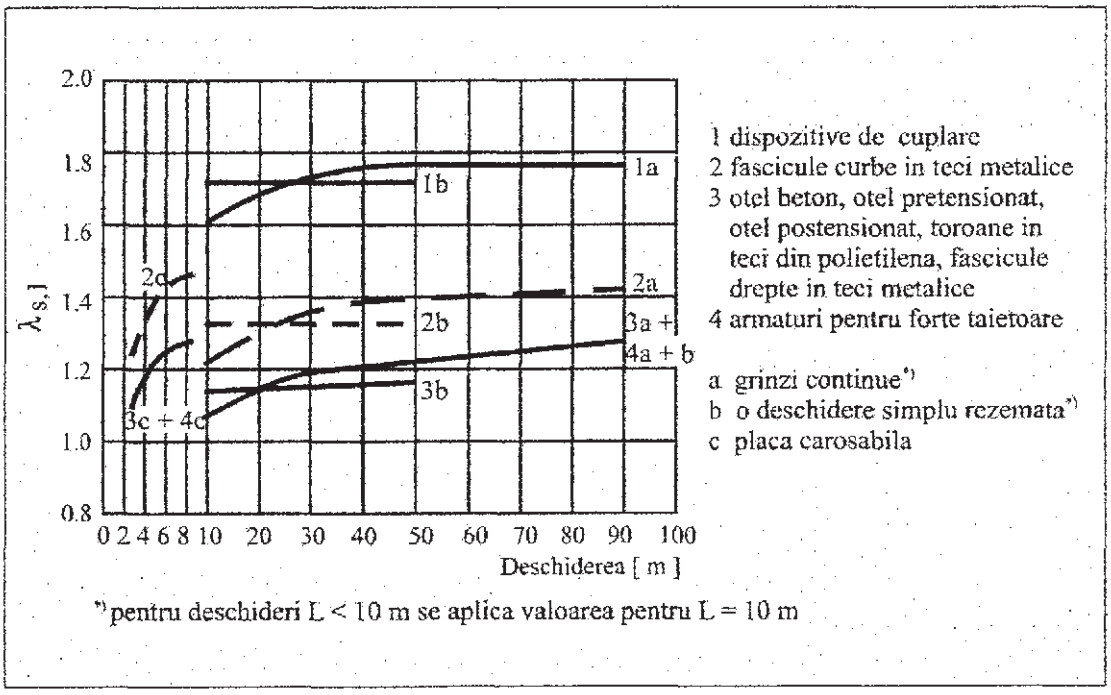


Fig. 4.23 Valori, $\lambda_{s,1}$, pentru verificarea la oboseală în deschidere şi pentru elemente locale

$$\lambda_{s,2} = \overline{Q} \cdot k_2 \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}} \quad (4.119)$$

unde:

N_{obs} numărul de camioane pe an, în conformitate cu prevederile tabelului B.7, în milioane;

k_2 panta curbei S-N, conform 3.9 sau 3.11;

$\overline{Q}$ factorul care defineşte tipul de trafic, conform tabelului 4.3.

Tabelul 4.3 - Factorul $\overline{Q}$ în funcţie de tipul traficului

Factorul $\overline{Q}$	Tipul de trafic (pe tipuri de autovehicule echivalente)		
	pe distanţe lungi	pe distanţe medii	trafic local
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{ani}}{100}} \qquad (4.120)$$

unde:

N_{ani} durata de viaţă normată a podului

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \qquad (4\ 121)$$

unde:

$N_{obs,i}$ numărul de autovehicule prognozat să treacă, pe banda i, pe an,

$N_{obs,1}$ numărul de autocamioane de pe banda lentă, pe an.

Suplimentar, factorul de impact pentru verificarea unei secţiuni situată la distanţa maximă de 6,00 m de un rost de dilatare va fi determinat în concordanţă cu anexa B şi fig. B.10.

(4)P Pentru podurile de cale ferată, ecartul echivalent de eforturi unitare pentru oţelul beton şi pentru oţelul pretensionat se calculează cu relaţia:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{s,71} \qquad (4.122)$$

unde:

$\Delta\sigma_{s,71}$ ecartul de eforturi unitare, determinat de acţiunea modelului de încărcare 71 (vezi C 8), amplasat în poziţia cea mai defavorabilă; în gruparea de acţiuni cu frecvenţă rară; pentru structuri de poduri care susţin mai multe linii ferate, modelul de încărcare 71 va fi amplasat pe maxim două linii ferate;

ϕ_2 factorul dinamic pentru modelul de încărcare 71, în conformitate cu C.4.3.2;

λ_s factorul de echivalenţă pentru calculul ecartului echivalent de eforturi unitare plecînd de la eforturile unitare produse de $(\phi_2 \cdot \Delta\sigma_{s,71})$.

Factorul de echivalenţă, λ_s, este funcţie de deschiderea elementului verificat şi de tipul traficului, $\lambda_{s,1}$, (tabelul 4.4), de volumul traficului anual, $\lambda_{s,2}$, (relaţia (4.125)), de durata de serviciu, $\lambda_{s,3}$, (relaţia (4.126)) şi de numărul de linii ferate susţinute de pod, $\lambda_{s,4}$ (relaţia (4.127)).

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \qquad (4.123)$$

Tabelul 4.4 - Valori ale coeficientului $\lambda_{s,1}$ pentru grinzi simplu rezemate şi continue

Schema statică şi zona verificată la oboseală		Tipul armăturii verificate	Deschiderea elementului, L, în metri	Tipul traficului aleator	
				standard	greu
Grindă simplu rezemată		[1]	≤2	0,90	0,95
			≥20	0,65	0,70
		[2]	≤2	1,00	1,05
			≥20	0,70	0,70
		[3]	≤2	1,25	1,35
			≥20	0,75	0,75
		[4]	≤2	0,80	0,85
			≥20	0,40	0,40
Grindă continuă	Deschiderea de capăt (marginală)	[1]	≤2	0,90	1,00
			≥20	0,65	0,65
		[2]	≤2	1,05	1,15
			≥20	0,65	0,65
		[3]	≤2	1,30	1,45
			≥20	0,65	0,70
		[4]	≤2	0,80	0,90
			≥20	0,35	0,35
	Deschiderea intermediară	[1]	≤2	0,95	1,05
			≥20	0,50	0,55
		[2]	≤2	1,00	1,15
			≥20	0,55	0,55
		[3]	≤2	1,25	1,40
			≥20	0,55	0,55
		[4]	≤2	0,75	0,90
			≥20	0,35	0,30
	Pe reazemul intermediar	[1]	≤2	0,85	0,85
			≥20	0,70	0,75
		[2]	≤2	0,90	0,95
			≥20	0,70	0,75
		[3]	≤2	1,10	1,10
			≥20	0,75	0,80
		[4]	≤2	0,70	0,70
			≥20	0,35	0,40

[1] oţel beton, oţel pentru armături preîntinse (toate tipurile), oţel pentru armături postîntise (toroane în teci din materiale plastice şi fascicule în teci metalice)

[2] armături postîntinse (fascicule curbe în teci metalice); curbe S-N cu $k_1 = 3$, $k_2 = 7$ şi $N^* = 10^6$

[3] dispozitive de cuplare (pentru oţel pretensionat); curbe S-N cu $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ şi $N^* = 10^6$

[4]dispozitive de cuplare (pentru oţel beton), bare sudate incluzând şi zonele de înnădire; curbe S-N cu $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ şi $N^* = 10^7$

Pentru factorul $\lambda_{s,1}$, interpolarea pentru o deschidere L se face cu relaţia:

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2m) + (\lambda_{s,1}(20m) - \lambda_{s,1}(2m)) \cdot (\log L - 0,3) \qquad (4.124)$$

Factorul $\lambda_{s,2}$ se calculează cu relaţia:

$$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}} \qquad (4.125)$$

unde:

Vol volumul traficului (în tone/ an/ linie ferată);

k_2 panta curbei S-N corespunzătoare armăturilor din oțelul beton (tabelul 3.9) sau din oțel pretensionat (tabelul 3.11);

Factorul $\lambda_{s,3}$ rezultă aplicând relația:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{ani}}{100}} \qquad (4.126)$$

unde:

N_{ani} durata de viață normată a podului (ani);

k_2 panta curbei S-N (vezi tabelul 3.9, pentru armături din oțel beton, respectiv tabelul 3.11, pentru armături din oțel pretensionat).

Factorul $\lambda_{s,4}$ se calculează cu relația:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{n + (1-n)\cdot s_1^{k_2} + (1-n)\cdot s_2^{k_2}} \qquad (4.127)$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \qquad s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

Dacă sub efectul încărcărilor din traficul desfăşurat pe o linie apar numai eforturi unitare de compresiune, se consideră $s_i = 0$

unde:

n proporția din trafic care se desfăşoară simultan pe pod; se calculează cu relația ·

$n = N_c / N_T$

N_c numărul de trenuri care circulă simultan pe pod;

N_T numărul total de trenuri care circulă pe o linie ferată;

$\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ ecarturile eforturilor unitare determinate de modelul de încărcare 71 pe linie ferată

$\Delta\sigma_{1+2}$ ecarturile eforturilor unitare determinate de modelul de încărcare 71 pe două linii ferate

k_2 panta curbei S-N (vezi tabelul 3.9, pentru armături din oțel beton, respectiv tabelul 3.11, pentru armături din oțel pretensionat).

(5)P Pentru cazurile nedefinite mai sus, unde va trebui să se verifice dacă factorul de degradare D_{Ed} al armăturilor din oțel beton şi/ sau pretensionat produs sub încărcările din trafic la oboseală relevante, respectată condiția:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \le 1 \qquad (4.128)$$

unde:

$n(\Delta\sigma_i)$ numărul de cicluri aplicat cu ecartul de eforturi unitare $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ numărul de cicluri rezistent cu ecartul de eforturi unitare $\Delta\sigma_i$.

Pentru calculului factorului de degradare la oboseală D_{Ed} se va aplica metoda Palmgren – Miner. Curbele corespunzătoare S-N ale oțelului vor fi cele din tabelul 3.9, respectiv din tabelul 3.11, reduse cu coeficientul $\gamma_{s,fat} = 1{,}15$.

(6)P Principiile de calcul (1) la (5) de mai sus se aplică şi armăturilor calculate la forță tăietoare.

4.2.2 Stări limită de serviciu

4.2.2.1 Generalităţi

4.2.2.1.1 Domeniul de aplicabilitate

(1)P Prevederile de mai jos se aplică stărilor limită de serviciu. Acestea se referă la:
- limitarea eforturilor unitare
- verificare la fisurare şi la decomprimare
- verificarea deformaţiei (săgeţii)
- verificarea vibraţiei

Alte stări limită (cum ar fi etanşarea împotriva penetrării lichidelor) pot fi importante în cazul anumitor structuri, dar acestea nu fac obiectul acestui normativ.

4.2.2.1.2 Clasificarea categoriilor de verificare

(1)P Podul sau anumite părţi ale acestuia pot fi clasificate în clase de expunere (de mediu), conform anexei L.

(2) Pentru a asigura performanţele cerute, criteriile de verificare ale podurilor sau ale anumitor părţi ale acestora, pot fi clasificate în categorii de verificare, conform tabelului 4.5. Tabelul 4.5 se aplică suprastructurilor de poduri în situaţia de execuţie (construcţie) şi de exploatare.

Tabelul 4.5 - Clasificarea categoriilor de verificare

Categoria de verificare	Gruparea de acţiuni pentru verificarea:	
	Decomprimării secţiunii	Deschiderii fisurii
A	Frecvenţă redusă	-
B	Frecventă	frecvenţă redusă
C	Cvasipermanentă	frecventă
D	-	frecventă
E	-	cvasipermanentă

(3) Tabelul 4.5 conţine criteriul de verificare a decomprimării secţiunii şi al deschiderii fisurii. Când se utilizează acest tabel, este obligatoriu să se verifice ambele criterii.

(4) Un element structural din componenţa unei suprastructuri de pod poate fi încadrată în mai multe categorii de verificare, fiind importantă încadrarea din punctul de vedere al comportării la încovoierea longitudinală, transversală şi locală.

a) Suprastructuri de poduri verificate în situaţia de exploatare încovoiate longitudinal:
- Categoria de verificare A se aplică suprastructurilor tronsonate, la care armăturile pasive nu traversează rosturile (cu rosturi uscate); se aplică şi suprastructurilor podurilor de cale ferată;
- Categoria de verificare B se aplică suprastructurilor casetate, executate în consolă sau prin împingere;
- Categoria de verificare C se aplică suprastructurilor realizate din grinzi prefabricate cu deschideri independente, dalelor şi suprastructurilor podurilor hobanate;

- Categoria de verificare D se aplică suprastructurilor cu precomprimare parțială (cu recomandarea de a introduce un efort de precomprimare sufucient de mare, astfel încât sub acțiunile permanante să obținem eforturi unitare de compresiune la nivelul armăturilor pretensionate) şi suprastructurilor din beton armat;
- Categoria de verificare E este introdusă cu caracter experimental.

b) Suprastructuri de poduri verificate în situația de execuție încovoiate longitudinal:
- Categoria de verificare A se aplică elementelor tronsonate, la care starea limită de decomprimare trebuie să fie atinsă sub efectul combinat al acțiunilor permanente şi al precomprimării, al efectelor datorate transportului şi montajului, al efectelor din temperatură, vânt sau eventuale tasări de reazeme;
- Categoria de verificare B se aplică aceloraşi elemente tronsonate, verificându-se deschiderea fisurilor sub acțiunile permanente şi ale precomprimării, al solicitărilor suplimentare la transport şi la montaj, al solicitărilor din vânt sau din eventuale tasări de reazeme; se poate verifica, de asemenea, starea de decomprimare sub acțiunile permanente şi a celor datorate transportului şi montajului;
- Categoria de verificare C şi D: se verifică starea limită de deschidere a fisurilor sub acțiuni permanente şi a celor datorate transportului şi montajului.

c) Suprastructuri încovoiate în sens transversal şi local:
- Categoria de verificare C se aplică suprastructurilor precomprimate transversal;
- Categoria de verificare D se aplică suprastructurilor care nu sunt precomprimate transversal;

d) Alte elemente structurale ale suprastructurii:
- Categoria de verificare A se aplică elementelor cu armătură pretensionată solicitate la întindere;
- Categoria de verificare C se aplică elementelor cu armătură pretensionată interioară dispusă în direcția de verificare considerată;
- Categoria de verificare D sau E se aplică altor elemente structurale care nu se încadrează în categoriile A şi C.

4.2.2.2 Limitarea eforturilor unitare în condiții de serviciu

4.2.2.2.1 Generalități

(1)P Curgerea lentă excesivă şi microfisurarea vor fi evitate limitând efortul unitar de compresiune sub acțiunile de serviciu.

(2) Pentru betonul precomprimat, efortul unitar maxim de compresiune la transfer va fi limitat la $0,6 \cdot f_c(t)$. Când efortul unitar de compresiune depăşeşte $0,45 \cdot f_{cm}(t)$ curgerea lentă neliniară va fi luată în considerare, $f_{cm}(t)$ reprezintă valoarea medie a rezistenței la compresiune a betonului la timpul t, în momentul producerii transferului).

(3) Efortul unitar în beton produs de gruparea cu frecvență redusă de acțiuni şi de valoarea caracteristică a forței de precomprimre va fi limitată la $0,6 \cdot f_{ck}(t)$. Această valoare va putea fi uşor majorată, dacă zona de beton comprimată este confinată (de exemplu, prin armături transversale care depăşesc cu 1% volumul zonei comprimate).

Pentru elemente prefabricate, care vor fi supuse unui control adecvat (capitolul 7) valoarea $0,6 \cdot f_{cm}(t)$ va putea fi depăşită cu 10% în timpul execuției, dacă se va face un control strict al forței de tensionare şi un control independent al pierderilor de tensiune în armătura pretensionată.

(4)P Efortul unitar maxim în armătura pretensionată va fi astfel determinat încât să fie evitate deformații plastice.

(5) Efortul unitar de întindere din armătura din oțel beton, sub gruparea de acțiuni cu frecvență redusă nu va depăși $0,8 \cdot f_{yk}$.

(6) Efortul unitar în armătura pretensionată sub gruparea de acțiuni cvasipermanentă nu va depăși $0,65 \cdot f_{pk}$, după consumarea tuturor pierderilor de tensiune.

4.2.2.2.2 Metode pentru verificarea eforturilor unitare

(1)P Valori mari ale eforturilor unitare de compresiune în beton sub acțiuni de exploatare sau nivele mai mari ale curgerii lente față de cele prevăzute, pot conduce la formarea fisurilor longitudinale şi la microfisurarea betonului. Dacă comportarea unui element este influențată de aceste fenomene, trebuie luate măsuri de limitare a efortului unitar în betonul comprimat.

(2) Vor fi verificate, în general, limitările eforturilor unitare de la 4.2.2.2.2.

(3) Efectele de lungă durată (curgerea lentă) vor putea fi luate în considerare pornind de la valoarea unui coeficient de echivalență de 10 până la 15, în funcție de raportul existent între acțiunile permanente şi cele variabile. .

(4) Cerințele de durabilitate pentru beton precomprimat pot impune alte limite ale eforturilor unitare în beton.

(5) În cazul betonului comprimat de sub ancoraje şi sub plăcile aparatelor de reazem nu sunt necesare verificări în condiții de serviciu dacă condițiile din 4.2.1.5 sunt respectate.

(6) În condiții de exploatare, deformații plastice ale armăturii vor fi evitate pentru a nu produce fisuri cu deschideri mari, deschise permanent (fisuri remanente). Sub gruparea de acțiuni cu frecvență redusă, efortul unitar în armătura întinsă nu va depăşi $0,8 \cdot f_{yk}$. Pentru deformații impuse se poate accepta ca efortul unitar în armătură să atingă f_{yk}. În armăturile pretensionate, după consumarea piederilor de tensiune, efortul unitar nu va depăți $0,75 \cdot f_{pk}$

(7)P În calculul efortului unitar trebuie să se țină seama dacă secțiunea fisurează sau nu sub acțiuni de exploatare şi sub efectele curgerii lente şi a contracției betonului.

(8) Eforturile unitare sunt determinate adoptându-se caracteristici ale secțiunii care să corespundă fie unei secțiuni nefisurare, fie unei secțiuni fisurată complet, după caz.

(9) În general, acolo unde eforturile unitare maxime de întindere în beton, calculate pentru o secțiune nefisurată sub gruparea rară de acțiuni, depăşeşte f_{ctm} (vezi tabelul 3.3), secțiunea trebuie considerată în stadiul fisurat.

(10) Dacă se presupune o secțiune nefisurată, întreaga secțiune de beton se admite a fi activă şi atât betonul, cât şi armătura se presupun că se comportă în stadiul elastic, atât la întindere, cât şi la compresiune.

(11) Dacă o secțiune se presupune fisurată, betonul se admite a avea o comportare elastică la compresiune, dar este incapabil să reziste la întindere (la calculul eforturilor unitare, în

conformitate cu aceaste reguli, nu se va ţine seama de efectul rigidităţii la întindere după fisurare).

(12) Este necesară cel puţin aria minimă dată în 4.2.2.3.2 pentru satisfacerea limitării efortului în armăturile aderente obişnuite, sub acţiunea deformaţiilor impuse.

(13)P Pentru calculul deschiderii fisurii şi al eforturilor unitare, lăţimea activă de placă se determină, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-1, utilizând relaţiile anexei D din STAS 10111/2-87.

4.2.2.3 Starea limită de decomprimare şi de fisurare

4.2.2.3.1 Consideraţii generale

(1)P Fisurarea trebuie limitată la un nivel care să nu prejudicieze comportarea corespunzătoare a structurii sau să afecteze aspectul ei.

(2)P Fisurarea este practic inevitabilă în structurile de beton supuse la încovoiere, forţă tăietoare, torsiune sau întindere, rezultate fie direct din încărcarea structurii, fie din împiedicarea deformaţiilor impuse.

(3)P Fisurile pot apare şi din alte cauze, ca de exemplu, din contracţia betonului sau din cauza unor reacţii chimice expansive în betonul întărit. Astfel de fisuri pot avea deschiderea inacceptabil de mare, evitarea şi controlul lor nefiind tratate în acest capitol.

(4)P Se poate admite formarea fisurilor fără preocuparea de a controla deschiderea lor, ele putând fi evitate prin prevederea de măsuri constructive, ca de exemplu prevederea de rosturi care pot permite deplasări, cu condiţia ca ele să nu împiedice funcţionalitatea structurii.

(5)P Trebuie stabilite împreună cu beneficiarul limite corespunzătoare, ţinând seama de funcţionalitatea şi natura structurii, precum şi de costurile privind limitarea fisurării.

(6)P Depasivizarea suprafeţei oţelului pretensionat va fi evitată.

(7)P Atunci când se face calculul de verificare pentru starea limită de decomprimare la categoriile A, B şi C, din tabelul 4.5, nu sunt admise eforturi unitare de întindere în beton sub gruparea relevantă de acţiuni.

(8) Pentru verificarea deschiderii fisurii, certitudinea satisfacerii criteriilor cerute în tabelele 4 7 şi 4.8 are la bază acceptarea următoarelor deschideri de fisură limită:

0,2 mm pentru elementele din beton precomprimat
0,3 mm pentru elementele din beton armat

(9) In situaţiile de proiectare când valorile deschiderii fisurilor diferă de valorile arătate la (8), diametrul maxim al barei care poate controla deschiderea fisurii va fi determinat cu relaţia (4.135) din 4 2.2.3.3 (4).

(10) Pentru verificarea deschiderii fisurii, elementele cu precomprimare exterioară, în afară de cele care au armături pretensionate interioare aderente pre/ postîntinse, pot fi tratate ca elemente din beton armat

4.2.2.3.2 Arii minime de armare

4.2.2.3.2.1 Generalități

(1)P Din rațiuni de durabilitate şi estetice, va fi stabilită o arie minimă de armătură, în structurile de poduri din beton pentru a preveni formarea unor fisuri cu deschideri mari, datorate deformațiilor impuse neluate în calcul, neechilibrării eforturilor unitare sau distorsiunilor produse de precomprimare.

(2) Prevederea de la (1)P poate fi considerată satisfăcătoare, dacă o arie minimă de armătură este asigurată pe conturul secțiunii. Această arie minimă de armătură va putea fi luată în considerare pentru toate verificările la stările limită ultime şi de serviciu.

(3) Lumina maximă între barele corespunzătoare ariei minime nu va depăşi 200 mm.

4.2.2.3.2.2 Zonele cu arii minime de armătură

P Aria minimă de armătură, conform cu ecuația (4.129) va fi amplasată în zonele în care sub gruparea rară de acțiuni eforturile unitare în beton sunt de întindere sau de compresiune cu valori sub 1 MPa.

4.2.2.3.2.3 Arii minime de armare

(1) În absența altor prevederi, coeficientul de armare, pe fiecare direcție, nu va fi mai mic decât:

$$\rho_{surf} = 0{,}2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \qquad (4.129)$$

În orice situație aria oțelului beton nu va fi mai mare decât 335 mm^2 / m pe fiecare direcție.

(2)P Coeficientul minim de armare poate fi calculat cu relația de mai jos. Pentru grinzi casetate sau în T coeficientul minim de armare va fi calculat separat pentru zona inimilor şi pentru zona plăcii

$$\rho_s + \xi_1 \cdot \rho_p = \frac{0{,}8 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s} \qquad (4.130)$$

unde:

ρ_s coeficientul de armare pentru armăturile din oțel beton exprimat prin raportul dintre aria armăturii din oțel beton şi aria de beton întinsă din secțiunea considerată şi se determină cu relația:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}} \qquad (4.131)$$

ρ_p coeficientul de armare pentru armăturile din oțel pretensionat exprimat prin raportul dintre aria oțelului pretensionat dispus pe o zonă cu înălțimea sub 300 mm adiacentă armăturii din zona întinsă şi aria zonei de beton întinse şi se calculează cu relația:

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_{ct}} \qquad (4.132)$$

f_{ctm} rezistența medie a betonului la întindere axială (vezi tabelul 3.3); pentru rosturile elementelor prefabricate se va considera $f_{ctm} = 0$;

A_{ct} aria zonei de beton întinse a inimii sau a plăcii (după cum este cazul), înainte de fisurare;

σ_s efortul unitar în armătura de oțel beton care corespunde ariei minime de oțel beton, în conformitate cu tabelul 4.7; σ_s poate fi majorat prin multiplicare cu factorul η, fără a depăși $(k \cdot f_{yk})$

$$\eta = \sqrt{\frac{f_{ctm}}{f_{ctm}^*}}$$ unde, $f_{ctm}^* = 2,5$ MPa și f_{ctm} este rezistența medie la întindere reală a betonului;

ξ_1 coeficient de influență a aderenței , vezi (4.142);

k coeficient care ține seama de efectul formării fisurilor secundare,

- k = 1,0 pentru inimi cu înălțimea h ≤ 0,3 m sau plăci cu lățimea mai mică de 0,3 m;
- k = 0,65 pentru inimi cu înălțimea h ≥ 0,8 m sau plăci cu lățimea mai mari de 0,8 m.

  Valori intermediare pot fi interpolate liniar între limitele de mai sus.

k_c coeficient care ține seama de natura distribuției eforturilor unitare în secțiune, în imediata apropiere a fisurii și de brațul de pârghie în secțiunea fisurată:

- pentru întindere pură.

  $k_c = 1,0$

- pentru secțiuni dreptinghiulare și inimi ale secțiunilor casetate și ale grinzilor în T

$$k_c = 0,4 \cdot \left(1 + \frac{N_{Ed}}{k_1 \cdot b \cdot h \cdot h/h^* \cdot f_{ctm}} \right) \qquad (4.133)$$

în care:

$h^* = h$ pentru $h < 1,0$ m

$h^* = 1,0$ m pentru $h \geq 1,0$ m

- pentru plăcile secțiunilor casetate

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ctm}} \geq 0,5 \qquad (4.134)$$

N_{Ed} forța axială (de compresiune are semnul negativ) în starea limită de serviciu acționând pe secțiunea transversală considerată; N_{Ed} se determină considerând valorile caracteristice ale forței de precomprimare și forțele axiale în gruparea de acțiuni cvasipermanentă

k_1 coeficient care ține seama de efectele forțelor axiale în distribuția eforturilor unitare

$k_1 = 1,5$, când forța N_{Ed} este de compresiune

$k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{h^*}{h}$, când forța N_{Ed} este de întindere

F_{cr} forța de întindere din placă, înainte de fisurare, generată de momentul de fisurare, calculat cu f_{ctm}.

(3) Pentru plăci cu grosime variabilă, armătura minimă de oțel beton raportată la grosimea medie poate fi distribuită uniform. Pentru tălpile întinse ale grinzilor T sau cu secțiuni casetate aria minimă de oțel beton se va raporta la grosimea relevantă.

4.2.2.3.3 Verificarea la fisurare

(1) Coeficientul minim de armare corespunzător relației (4.129) este corespunzător verificării deschiderii fisurii în concordanță cu 4.2.2.3.1 (7), dacă se demonstrează că în gruparea relevantă de acțiuni pentru verificarea deschiderii fisurii în conformitate cu 4.2.1.1.3 (5), că efortul unitar în fibra extremă a secțiunii betonului nu depășește rezistența medie la întindere a betonului ($\sigma_c \leq f_{ctm}$).

(2) Dacă efortul unitar în beton în fibra extremă a secțiunii, în gruparea de acțiuni relevantă pentru verificarea deschiderii fisurii în conformitate cu 4.2.2.3.2, va depăși rezistența medie la întindere a betonului ($\sigma_c > f_{ctm}$), pentru verificarea deschiderii fisurii poate fi folosită una din metodele de mai jos.

(3) In cazurile de proiectare care corespund lui (2) de mai sus, deschiderea fisurii va putea fi corect evaluată dacă fiecare din diametrele barelor nu va depăși valoarea cerută în tabelul 4.7 sau lumina maximă dintre bare nu va depăși limitele prevăzute în tabelul 4.8. In aceste tabele, σ_s este efortul unitar în oțelul beton, în cazul în care secțiunea este armată numai cu oțel pretensionat, σ_s devine egal cu $\Delta\sigma_s$.
Pentru a aplica tabelele 4.7 și 4.8 efortul unitar va fi calculat în gruparea de acțiuni relevantă utilizând ecuațiile (4.136) și (4.137).

(4) In cazul secțiunilor dreptunghiulare sau al inimilor grinzilor T și secțiunilor casetate diametrul maxim al armăturii ϕ_s^* precizat în tabelul 4.7 poate fi corectat ca mai jos:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{h_{cr}}{10 \cdot (h - d)} \geq \phi_s^* \qquad (4.135)$$

unde:

ϕ_s este diametrul maxim corectat al barei;
ϕ_s^* este diametrul maxim necorectat al barei, precizat în tabelul 4.7;
h_{cr} înălțimea zonei întinse înaintea fisurării, considerând valoarea caracteristică a forței de precomprimare și forțele axiale în gruparea de acțiuni cvasipermanentă;
h înălțimea totală a secțiunii;
d înălțimea utilă a secțiunii.

(5) Pentru verificarea deschiderii fisurii efortul unitar în armătură poate fi calculat ținând seama de o aderența diferențiată pentru oțelul beton și pentru oțelul pretensionat:

$$\sigma_s = \sigma_s^{II} + 0{,}4 \cdot f_{ctm} \left(\frac{1}{\text{eff}\rho_p} - \frac{1}{\text{eff}\rho_{tot}} \right) \qquad (4.136)$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_s^{II} - 0{,}4 \cdot f_{ctm} \left(\frac{1}{\text{eff}\rho_{tot}} - \frac{\xi_1^2}{\text{eff}\rho_p} \right) \qquad (4.137)$$

(6) Diametrul maxim al barei pentru a determina deschiderea fisurii, w_k se calculează cu relația:

$$\phi_s = \frac{3,6 \cdot w_k \cdot \text{eff}\rho_p \cdot E_s}{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ctm}}{\text{eff}\rho_p} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff}\rho_p)} \quad (4.138)$$

cu următoarele notații în relațiile (4.136) și (4.137):

$$\text{eff}\rho_p = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} \quad (4.139)$$

$$\text{eff}\rho_{tot} = \frac{A_s + A_p}{A_{c,eff}} \quad (4.140)$$

α_e coeficient de echivalență, $\alpha_e = E_s / E_{cm}$;

σ_s^{II} efortul unitar în armătură, în secțiunea fisurată, considerând aderența între beton și armătură, în gruparea de acțiuni relevantă;

$A_{c,eff}$ aria efectivă a betonului care este relevantă pentru calculul deschiderii fisurii:

$$A_{c,eff} = 2,5 \cdot b \cdot (h-d) \leq \frac{F_{cr}}{f_{ctm}} \quad (4.141)$$

b lățimea secțiunii în zona armăturilor din oțel beton, A_s și pretensionate, A_p;

F_{cr} forța de întindere din zona întinsă înaintea fisurării, care conduce la determinarea momentului de fisurare, calculat cu f_{cm}, considerând valoarea caracteristică a forței de precomprimare și a forțelor axiale în gruparea de acțiuni cvasipermanentă;

A_s aria oțelului beton, aflată în aria efectivă a betonului, $A_{c,eff}$;

A_p aria armăturii preîntinse sau postîntinse, aflată în aria efectivă a betonului, $A_{c,eff}$;

ξ_1 coeficient de corecție a aderenței, ținând seama de diametre diferite ale oțelului pretensionat și ale oțelului beton;

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (4.142)$$

Dacă se consideră numai oțelul pretensionat la calculul deschiderii fisurii, atunci $\xi_1 = 1,0$.

ϕ_s diametrul maxim corectat al oțelului beton

ϕ_p diametrul echivalent al oțelului pretensionat

$\phi_p = 1,6 \cdot \sqrt{A_p}$ pentru fascicule din toroane alcătuite din mai multe sârme;

$\phi_p = 1,75 \cdot \phi_{\text{sârmă}}$ pentru monotoron alcătuit din 7 sârme;

$\phi_p = 1,20 \cdot \phi_{\text{sârmă}}$ pentru monolițe alcătuite din 3 sârme.

ξ coeficientul de aderență al oțelului pretensionat și al oțelului beton de înaltă aderență; în absența unor date corespunzătoare, coeficientul ξ poate fi adoptat cu valorile din tabelul 4.6.

Tabelul 4.6 - Coeficientul mediu de aderență al oțelului pretensionat și al oțelului beton de înaltă aderență pentru verificarea la fisurare, ξ

Tipul de fascicul	Armătură preîntinsă	Armătură postîntinsă	
		≤ C50/ 60	≥ C55/ 67
Sârme netede din oțel pretensionat	-	0,3	0,15
Toroane din 7 sârme	0,6	0,5	0,25
Sârme pretensionate amprentate	0,7	0,6	0,30
Bare din oțel pretensionat nervurat	0,8	0,7	0,35

Tabelul 4.7 - Diametrul maxim ϕ_s^* al barelor de oțel de înaltă aderență

Efortul unitar în oțel, σ_s (MPa)	Valoarea diametrului maxim necorectat, ϕ_s^* (mm)	
	Secțiuni armate cu oțel beton	Secțiuni armate cu oțel pretensionat
120	-	40
140	40	32
160	32	25
200	25	16
240	20	12
280	16	8
320	12	6
360	10	5
400	8	4
450	6	

Dacă deschiderea fisurii se calculează numai cu oțel pretensionat atunci valoare lui ϕ_s^* din tabelul 4.7 va fi multiplicată cu ξ, din tabelul 4.

Tabelul 4.8 - Lumina maximă între barele cu înaltă aderență

Efortul unitar în oțel (MPa)	Lumina maximă (mm)		
	Incovoiere pură (elemente din beton armat)	Intindere axială (elemente din beton armat)	Elemente încovoiate din beton precomprimat
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	-	-
360	50	-	-

Dacă deschiderea fisurii se calculează numai cu oțel pretensionat atunci valoarea luminii dintre bare precizată în tabelul 4.8 va fi multiplicată cu 0,5.

4.2.2.3.4 Calculul deschiderii fisurii

(1) Deschiderea caracteristică a fisurii poate fi dedusă din relația:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (4.143)$$

unde:

$s_{r,max}$ distanța maximă dintre fisuri;

ε_{sm} deformația specifică medie a armăturii sub gruparea relevantă a acțiunilor, incluzând și efectul deformațiilor impuse și ținând seama de rigiditatea betonului întins, a contracției, etc.; numai o deformație specifică suplimentară mai mare decât zero în beton este luată în considerație;

ε_{cm} deformația specifică medie în beton, dintre două fisuri succesive.

(2) Paranteza $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ se poate calcula cu relația:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (4\ 144)$$

unde:

σ_s efortul unitar în armătura din oțel beton, considerând secțiunea fisurată; pentru armătură din oțel pretensionat, σ_s se înlocuiește cu creșterea efortului unitar după decomprimarea secțiunii (când efortul unitar în beton la nivelul armăturii pretensionate este egal cu zero);

α_e factorul de echivalență, egal cu E_s / E_{cm};

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} \qquad (4.139)$$

$A_{c,eff}$ aria de beton efectiv întinsă, determinată în jurul armăturilor din oțel beton cu înălțimea $h_{c,ef}$, cu $h_{c,ef} = \min\{2,5(h-d); (h-x)/3; h/2\}$;

ξ_1 se calculează cu relația (4.142);

k_t factor care depinde de durata de aplicare a acțiunilor:

$k_t = 0,6$ pentru acțiuni de scurtă durată;

$k_t = 0,4$ pentru acțiuni de lungă durată;

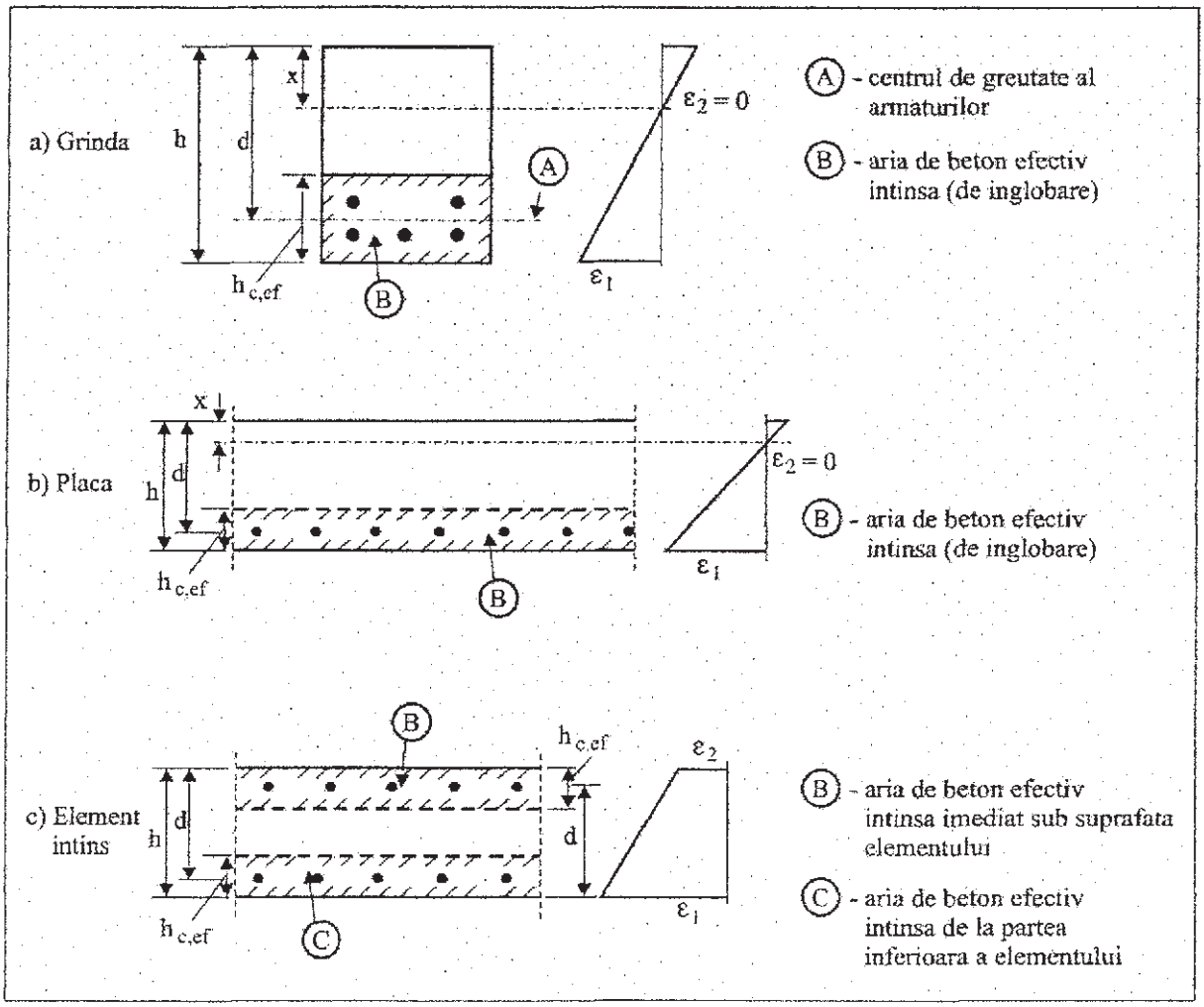


Fig. 4.24 - Cazuri tipice şi calculul ariei întinse de beton

(3) În cazurile în care armăturile din oţel beton aderente sunt dispuse la o distanţă apropiată de centrul de greutate al zonei de beton întins (distanţă ≤ 5 (c + ϕ/ 2), distanţa maximă finală dintre fisuri se calculează cu relaţia (fig. 4.145):

$$s_{r,max} = 3{,}4c + \frac{0{,}425k_1k_2\phi}{\rho_{p,eff}} \qquad (4.145)$$

unde:

ϕ diametrul barei; dacă în secţiuni sunt dispuse bare de diametre diferite (n_1 bare de diametrul ϕ_1, respectiv n_2 bare de diametrul ϕ_2) se poate utiliza, în calcule, un diametru echivalent, ϕ_{eq} determinat cu relaţia:

$$\varphi_{eq} = \frac{n_1\varphi_1^2 + n_2\varphi_2^2}{n_1\varphi_1 + n_2\varphi_2} \qquad (4.146)$$

c stratul de acoperire cu beton al armăturilor din oţel beton;

k_1 coeficient care ţine seama de proprietăţile de aderenţă ale oţelului beton:

$k_1 = 0{,}8$ pentru bare cu proprietăţi ridicate de aderenţă

$k_1 = 1{,}6$ pentru bare cu suprafaţă netedă (de exemplu fasciculele de sârme paralele realizate din oţel pretensionat);

k_2 coeficient care ţine seama de starea de solicitare care produce fisurarea:

$k_2 = 0{,}5$ pentru încovoiere;

$k_2 = 1,0$ pentru întindere pură;

Pentru cazurile de întindere excentrică sau pentru suprafețe solicitate la forțe locale, valori intermediare ale lui k_2 vor fi folosite plecând de la relația:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} \qquad (4.147)$$

ε_1, ε_2 fiind deformația specifică mai mare, respectiv mai mică la limitele secțiunii considerate, considerând în calcul secțiunea fisurată.

Când înălțimea zonei întinse din jurul armăturilor aderente din oțel beton, depășește $5(c + \phi/2)$ (vezi fig. 4.25) sau unde nu sunt armături din oțel beton aderente în interiorul zonei de beton întinse, limita superioară a deschiderii fisurii se determină considerând distanța dintre fisuri calculată cu relația:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \qquad (4.148)$$

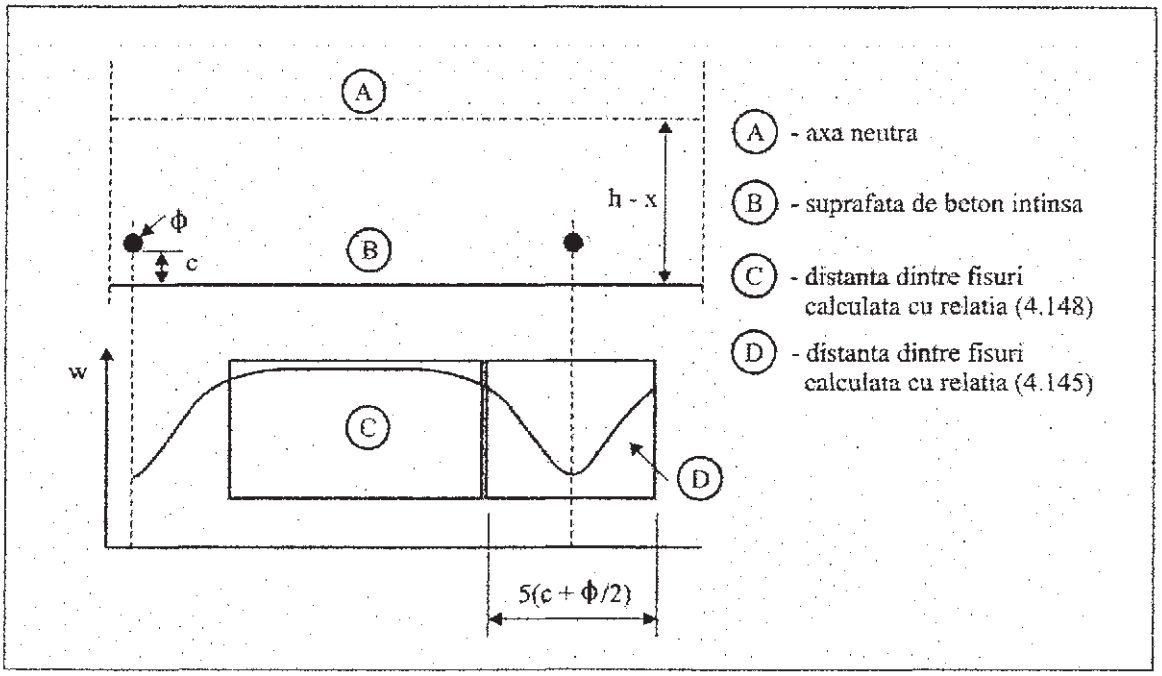


Fig. 4.25 - Deschiderea fisurii, w și calculul suprafeței de beton întinsă funcție de distanța dintre armături

(4) Când unghiul dintre axele eforturilor unitare principale și direcția de dispunere a armăturilor, pentru elemente armate pe două ditecții, este semnificativ ($> 15^0$), atunci distanța dintre fisuri, $s_{r,max}$ se calculează relația:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin\theta}{s_{r,max,z}}} \qquad (4.149)$$

unde:

θ unghiul dintre armăturile dispuse paralel cu direcția y și direcțiile principale ale eforturilor unitare

$s_{r,max,y}$, $s_{r,max,z}$ distanța dintre fisuri calculată în direcția y, respectiv z, în concordanță cu (3) de mai sus.

(5) Pentru pereți sensibili la deformații din contracție şi unde aria de armătură, A_s nu îndeplineşte cerințele din 4.2.2.3.2 şi unde partea inferioară are deformația din contracție împiedicată de o fundație existentă, $s_{r,max}$ va fi considerat egal cu de 1,3 ori grosimea peretelui

4.2.2.4 Starea limită de deformație

4.2.2.4.1 Generalități

(1)P Deformarea structurii sau a unor părți ale acesteia nu trebuie să afecteze exploatarea podului

(2)P Pentru podurile de cale ferată, se aplică prevederile din C.9.3. Pentru alte poduri, limitarea deformațiilor sub trafic şi cu alte grupări asociate va fi convenită, când este relevantă, cu beneficiarul.

(3)P Deformațiile nu le vor putea depăşi pe cele permise de legături, conectori, îmbinări şi de aparate de reazem.

(4)P Deformațiile în timpul execuției vor fi calculate astfel încât:
- betonul să nu fie afectat în timpul în care este turnat şi nivelat
- profilul longitudinal proiectat să fie realizat
- geometria de lungă durată să fie conform normelor în vigoare.

(5) Pentru a evita fisurarea betonului în timpul turnării, săgeata eşafodajului sau a cintrului va fi limitată la

$$(L+40)/2000 \qquad (4.150)$$

unde, L este deschiderea efectivă în metri.

Această limită poate fi majorată pînă la L/ 300, dacă fisurarea în timpul betonării este controlată.

(6) Dacă deformațiile structurii sunt determinate prin calcul, ele se vor calcula considerând gruparea de acțiuni cvasipermanentă. Proprietățile materialelor vor fi considerate cu valori medii. Efectele curgerii lente, ale contracției şi ale fisurării vor fi luate în considerare.

(7) In lipsa altor informații, calculul sagetii în timpul execuției se va baza pe gruparea caracteristică a acțiunilor împreună cu valoarea medie a forței de precomprimare.

4.2.2.4.2 Verificarea săgeții prin calcul

(1)P Săgețile vor putea fi calculate utilizând un modul de elasticitate adecvat vârstei betonului existent în structură.

(2) Efectul curgerii lente poate fi calculat, utilizând un model vâsco-elastic în concordanță cu capitolul 3, cu $E_c(t_0)$ definit mai jos,

$$E_c(t_0) = \beta_E(t_0) \cdot E_{c28} \qquad (4.151)$$

unde:

$$\beta_E(t_0) = \sqrt{\beta_{cc}(t_0)} \qquad (4.152)$$

$\beta_{cc}(t_0)$ coeficientul care depinde de vârsta betonului, t, calculat cu relația :

$$\beta_{cc}(t_o) = e^{s\left[1-\left(\frac{28}{t_0/t1}\right)^{0,5}\right]} \quad (3.5)$$

t_0 vârsta betonului (zile) din momentul în care a fost încărcat

t_1 1 zi

s coeficientul care depinde de tipul cimentului :

s=0,20 pentru cimenturi cu întărire foarte rapidă, RS ;

s=0,25 pentru cimenturi cu întărire normală şi rapidă, N, S ;

s=0,38 pentru cimenturi cu întărire înceată, S.

(3)P Metoda de calcul adoptată va reprezenta comportarea reală structurii sub acțiunile relevante cu o acuratețe corespunzătoare obiectivelor de calcul.

(4) Structurile proiectate la categoriile A, B sau C, conform cu tabelul 4.5, pot fi considerate nefisurate când calculăm săgeți (deformații). In cazul altor structuri se poate considera că acestea sunt fisurate.

4.2.2.4.3 Alte componente ale deplasărilor

(1) Rotirile şi deplasările orizontale vor fi determinate cu valori medii ale proprietăților materialelor, considerând starea fisurată când acesta este relevantă.

Pentru gruparea relevantă de acțiuni şi pentru elementele de siguranța se aplică prevederile din anexa H.

4.2.2.5 Starea limită de vibrație

4.2.2.5.1 Considerații generale

(1)P Sub acțiunea efectelor dinamice ale acțiunilor corespunzătoare drumului, căii ferate, pietonilor, bicicliştilor şi a vântului, podul încărcat va trebui să îndeplinească cerințele stării limită de serviciu şi considerând disconfortul produs călătorilor.

(2) Efectele dinamice ale vântului nu sunt tratate, dar pot fi considerate ca pentru podurile suspendate.

(3) Suplimentar, referitor la efectele dinamice ale traficului şi ale vântului asupra podului în exploatare, efectele locale asupra elementelor cu dimensiuni reduse, cum ar fi cazul consolelor aflate la extremitățile podului, vor fi luate în considerație.

4.2.2.5.2 Poduri de şosea

(1) Efectele dinamice produse de acțiunile din traficul standard pentru tipurile de poduri rutiere obişnuite, atât pentru stări limită ultime, cât şi pentru cele de serviciu, sunt considerate prin coeficientul de impact, care este de asemenea inclus în acțiunile din trafic caracteristice.

4.2.2.5.3 Poduri de cale ferată

(1) Efectele dinamice ale acțiunilor standard pentru poduri de cale ferată sunt date în anexa C.

4.2.2.5.4 Pasarele pentru pietoni şi poduri pentru ciclişti

4.2.2.5.4.1 Reguli de proiectare

(1)P Regula de proiectare pentru pasarele şi poduri pentru ciclişti vor avea în vedere evitarea posibilului discomfort produs utilizatorilor.

(2) Se poate presupune că nu va exista disconfort pentru utilizator dacă acceleraţia verticală maximă a oricărei părţi a tablierului nu va depăşi $0,5\cdot\sqrt{f_0}$, (m/ s^2), unde f_0 este frecvenţa proprie de vibraţie a podului incluzând încărcarea permanentă de proiectare (supraîncărcată), dar excluzând-o pe cea a pietonilor. Trebuie evitată frecvenţa proprie de vibraţie cuprinsă între limitele 1,6 până la 2,4 Hz şi dacă se specifică cele superioare cu valori cuprinse în limite mai ridicate, între 2,5 la 4,5 Hz. Dacă frecvenţa proprie de vibraţie, f_0, depăşeşte 5 Hz starea limită de vibraţie este automat satisfăcută.

4.2.2.5.4.2 Frecvenţa proprie de vibraţie

(1) Frecvenţa proprie de vibraţie, f_0 se va calcula pe secţiunea nefisurată şi cu modulul de elasticitate dinamic de scurtă durată al betonului.

(2)Unde este favorabilă, rigiditatea parapetelor va putea fi luată în considerare acolo unde parapetele contribuie la rigiditatea totală la încovoiere a suprastructurii.

4.2.2.5.4.3 Acceleraţia

(1) Acceleraţia maximă verticală va fi calculată presupunându-se că acţiunea dinamică produsă de către pietoni poate fi modelată de o încărcare punctuală pulsatorie, F, în mişcare pe deschiderea principală a suprastructurii pasarelei, cu viteză constantă, v, calculată ca mai jos,

$$F = 180\cdot\sin(2\pi f_0 T), \quad \text{în N} \tag{4.153}$$

$$v = 0,9\, f_0 \tag{4.154}$$

unde T este timpul în secunde şi v este viteza în m/ s.

(2) Pentru valori ale lui f_0 mai mari decât 4 Hz, acceleraţia maximă calculată poate fi redusă cu o cantitatea variind liniar de la o reducere zero pentru frecvenţa de 4 Hz, pînă la 70% reducere pentru 5 Hz

4.3 Verificarea elementelor structurale din oţel

4.3.0 Generalităţi

(1) Verificările structurilor metalice de poduri, precomprimate exterior, vor respecta cerinţele fundamentale de calcul pentru stările limită ultime din 4.3.1, stările limită de serviciu din 4.3.2 şi pentru starea limită de oboseală din 4.3.3.

(2) Alcătuirea şi şi calculul îmbinărilor structurilor metalice precomprimate se efectuează conform prevederilor din 4.3.4 şi 6.2.

(3) Pentru verificările elementelor structurale din oţel ale podurilor metalice precomprimate exterior, se va utiliza analiza globală în domeniul elastic. La proiectarea elementelor structurale din oţel se vor considera limitări ale rezistenţelor datorită flambajului local sau voalării, în conformitate cu 4.3.1.3.3 (2). Analiza globală în domeniul plastic se poate aplica numai în situaţii bine fundamentate.

(4) Starea limită de oboseală se va considera pentru elementele structurale din oţel ale podurilor metalice ca stare limită de serviciu, cu excepţia tiranţilor exteriori de tensionare pentru care starea limită de oboseală se va considera ca o stare limită ultimă (4.4).

(5) Pentru calculul caracteristicilor geometrice ale secţiunilor elementelor structurale din oţel ale podurilor metalice precomprimate cu tiranţi metalici exteriori se vor aplica prevederile din 4.3.1.3.2 privind proprietăţile secţiunilor şi prevederile din 4.3.1.3.3 privind clasificarea secţiunilor transversale. Pentru structurile din oţel ale podurilor cu tiranţi metalici exteriori tensionaţi se vor respecta cerinţele pentru secţiunile transversale în analiza globală în domeniul elastic de la 4.3.1.3.3 c).

(6) Tablierele metalice cu grinzi cu inimă plină, precomprimate exterior, cu tiranţi metalici, se pot proiecta, de regulă, cu secţiuni de tip *dublu T, casetate închise* sau *casetate deschise (secţiuni □)* având ariile secţiunii tălpilor întinse mai mici decât ariile secţiunii tălpilor comprimate (secţiuni nesimetrice). Raportul dintre aria secţiunii tălpilor comprimate şi aria secţiunii tălpilor întinse la podurile cu grinzi cu inimă plină se va stabili pe baza unui criteriu de optimizare a secţiunii.

(7) Secţiunile tablierelor casetate pot fi asimilate cu secţiuni *dublu T* nesimetrice prin utilizarea prevederilor referitoare la calculul lăţimilor active ale tălpilor de la 4.3.1.3.2 c).

(8) Principiile de calcul şi de verificare stabilite pentru tablierele metalice noi cu grinzi cu inimă plină nesimetrice precomprimate exterior, pot fi utilizate şi pentru calculul şi verificarea tablierelor existente care urmează a fi consolidate prin procedeul precomprimării exterioare, inclusiv pentru cazul particular al tablierelor existente cu grinzi cu inimă plină cu secţiuni *dublu T* simetrice.

(9) În cazul suprastructurilor de poduri cu secţiune compusă (grinzi metalice în conlucrare cu plăci din beton) cu tiranţi metalici tensionaţi exterior, principiile de calcul şi de verificare din

prezentul normativ se completează, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1994-2, cu reglementări specifice precizate în caiete de sarcini,.

(10) Pentru elemente structurale din oțel, convenția de axe utilizată pentru secțiuni transversale este reprezentată în fig. 4.26.

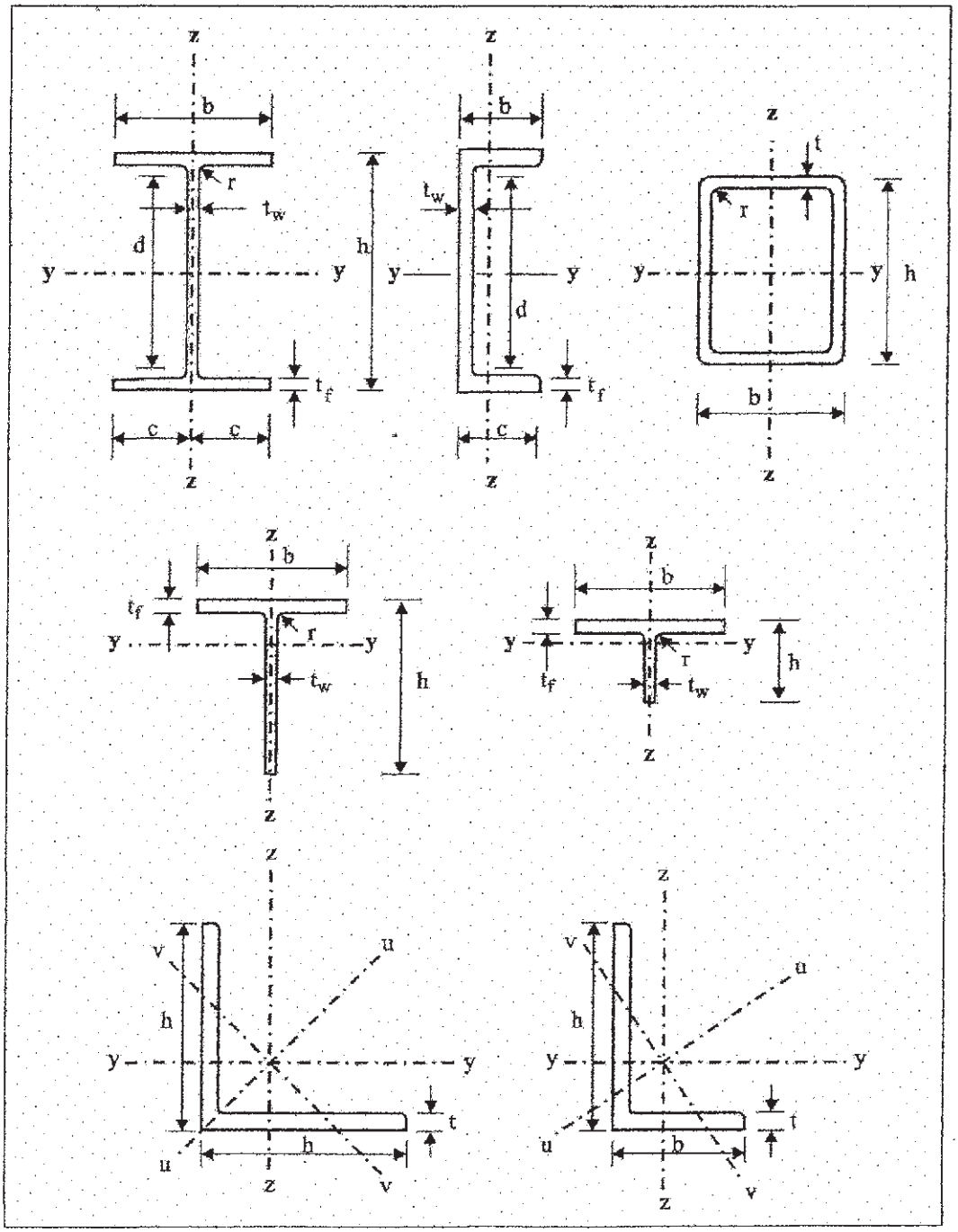


Fig. 4.26 – Convenția axelor

4.3.1 Stări limită ultime (fără oboseală)

4.3.1.1 Generalități

(1)P Componentele din oțel ale suprastructurii podurilor trebuie dimensionate astfel ca cerințele fundamentale de proiectare pentru stările limită ultime, să fie satisfăcute.

(2)P Coeficientul parțial de siguranță privind rezistența și proprietățile oțelului γ_M trebuie adoptat astfel:

- pentru determinarea rezistenței secțiunilor transversale la atingerea limitei de curgere din întindere sau compresiune dacă fenomenul de flambaj general sau local (voalarea) nu este determinant: $\gamma_{M0}=1,00$;
- pentru determinarea rezistenței secțiunilor transversale la atingerea limitei de curgere din compresiune sau determinarea rezistenței elementelor structurale atunci când flambajul general sau local (voalarea) determină starea limită: $\gamma_{M1}=1,10$;
- pentru determinarea rezistenței secțiunilor transversale la ruperea materialului, din întindere (de exemplu în cazul secțiunii datorate găurilor pentru șuruburi sau nituri): $\gamma_{M2}=1,25$;

4.3.1.2 Verificări

(1)P Verificări pentru stările limită ultime se referă la:

- secțiunile transversale (4.3.1.3)
- flambajul elementelor structurale (4.3.1.4);
- îmbinări (4.3.4.);
- stabilitatea podului (4.3.1.7);
- echilibrul static (4.3.1.8) ;

4.3.1.3 Rezistența de proiectare a secțiunilor transversale

4.3.1.3.1 Generalități

(1)P Secțiunile transversale trebuie clasificate așa cum este precizat în 4.3.1.3.3 în conformitate cu rezistența componentelor la compresiune și capacitatea lor de rotire pentru a decide:

- tipul de analiză structurală (analiză plastică sau analiză elastică) ;
- rezistența de proiectare a secțiunii transversale pentru eforturi unitare normale longitudinale (plasticizare totală, comportare perfect elastică sau comportare perfect elastică cu reducerea ariilor efective);

(2) Secțiunile transversale alcătuite din table rigidizate, încadrate în clasa 1 sau clasa 2 trebuie tratate în același fel ca secțiunile din clasa 3, exceptând cazurile când se consideră situații de proiectare accidentale.

(3) Rezistența de proiectare a secțiunilor transversale solicitate de eforturi unitare tangențiale longitudinale se obține luând în considerare:

- lățimea activă în cazul tălpilor cu lățime mare;
- atingerea limitei de curgere în inimi ;
- voalarea inimilor la acțiunea eforturilor unitare de forfecare ;

(4)P Starea limită ultimă de rezistența a secțiunii transversale pentru un element structural trebuie în mod normal limitată la rezistența sa plastică (atingerea limitei de curgere în secțiunea transversală brută). Rezistențe mai mari decât limita de curgere (de exemplu pentru forfecare) se pot folosi numai dacă deformațiile plastice sunt locale. Efectele flambajului (voalării) local(e) şi lățimile active trebuie luate în considerare prin reduceri adecvate ale rezistenței care depind de starea de eforturi unitare, de zvelteţea elementelor plăcii, de imperfecțiuni şi de mărimea deformațiilor specifice plastice.

(5)P Pentru verificarea la starea limită ultimă de rezistență a secțiunilor transversale trebuie luate în considerare următoarele efecte:

a) numai eforturile unitare longitudinale σ_{xEd} considerând lățimea activă şi fenomenul de voalare a plăcii;

b) numai eforturile unitare transversale σ_{zEd} considerând distribuția lor şi fenomenul de voalare a plăcii;

c) numai eforturile unitare de forfecare τ_{Ed} considerând fenomenul de voalare a plăcii;

d) efectele combinate a), b) şi c) acționând în aceeaşi secțiune transversală dacă este relevant;

(6) In general, verificarile trebuie să se realizeze astfel:

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yd}} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed}e_N}{f_{yd}W_{eff}} \le 1,0 \qquad (4.155)$$

$$\eta_2 = \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{ywd}} = \frac{F_{Ed}}{f_{ywd}L_{eff}t} \le 1,0 \qquad (4.156)$$

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{\chi_v f_{ywd}/\sqrt{3}} = \frac{V_{Ed}}{\chi_v f_{ywd} bt/\sqrt{3}} \le 1,0 \qquad (4.157)$$

unde:

A_{eff} aria efectivă (activă) a secțiunii transversale în conformitate cu 4.3.1.3.2-c(8);
F_{Ed} forța de proiectare transversală;
L_{eff} lungimea efectivă pentru rezistența la forțe transversale, în conformitate cu 4.3.1.3.11-c);
M_{Ed} momentul încovoietor de proiectare;
N_{Ed} forța axială de proiectare;
V_{Ed} forța tăietoare de proiectare, incluzând forța tăietoare din torsiune;
W_{eff} modulul de rezistență efectiv (activ) pentru partea relevantă a secțiunii transversale în conformitate cu 4.3.1.3.9-c) (4);
b lățimea plăcii (pentru inimă este distanța dintre talpi h_w);
e_N excentricitatea datorată modificării poziției axei neutre;
f_{yd} limita de curgere de proiectare f_y/γ_{M1} sau f_y/γ_{M0}, ceilalți indici f sau w se referă la talpă sau respectiv, la inimă;
t grosimea tolei;
χ_v o funcție pentru rezistența la forfecare, conform 4.3.1.5.2;

4.3.1.3.2 Proprietăţile secţiunilor transversale

a) Secţiunea transversală brută

(1) Proprietăţile secţiunilor transversale brute trebuie determinate folosind dimensiunile precizate. Găurile pentru îmbinări sau prinderi nu este nevoie să fie scăzute dar reducerea de secţiune trebuie făcută pentru goluri mai mari. Secţiunile ecliselor şi fururilor nu trebuie incluse.

b) Aria netă

(1) Aria netă a secţiunii transversale, pentru un element structural, trebuie obţinută din aria brută din care se scad toate găurile sau alte goluri, din secţiunile caracteristice cele mai defavorabile.

(2) Când se calculează proprietăţile secţiunii nete evaluarea pentru o singură gaură a îmbinării se obţine prin stabilirea ariei brute a găurii în planul axei sale. Pentru găurile niturilor sau şuruburilor cu cap inecat se vor considera reduceri corespunzătoare pentru zonele cu astfel de găuri.

(3) Dacă găurile îmbinărilor nu sunt amplasate în zig-zag aria totală a găurilor trebuie stabilită ca sumă a ariilor secţiunilor găurilor în secţiunile cele mai defavorabile perpendiculare pe axa elementului.

(4) Atunci când găurile sunt amplasate pe element în zig-zag, aria totală a găurilor îmbinării trebuie să fie cea mai mare valoare dintre:

a) considerând slăbirile date de găuri în secţiuni perpendiculare pe axa elementului aşa cum se precizează în (3);

b) considerând slăbirile pe orice traseu diagonal sau în zig-zag extins progresiv pe tot elementul sau a unei părţi din element, (vezi fig. 4.27), unde:

s distanţa între două găuri consecutive măsurată pe o linie paralelă cu axa elementului;

p distanţa dintre două găuri consecutive măsurată pe o linie perpendiculară pe axa elementului;

t grosimea tolei.

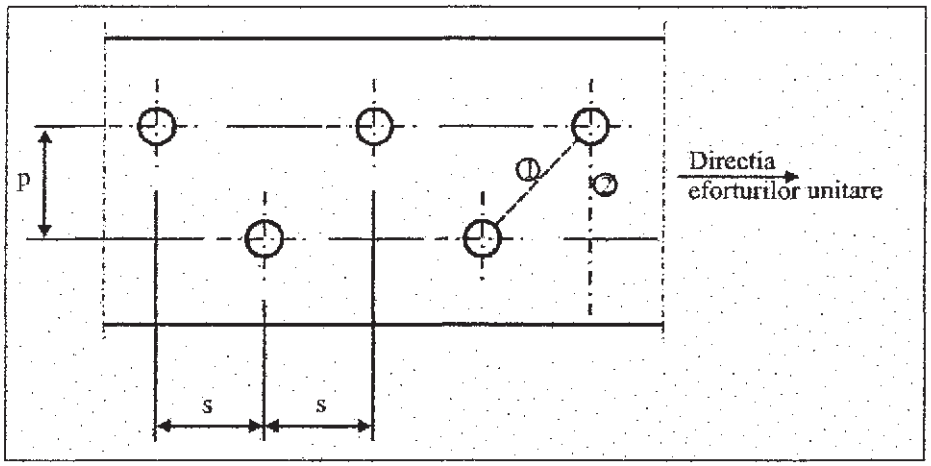


Fig. 4.27 - Calculul ariei slăbirilor

(5) In cazul profilelor cornier sau al altor elemente cu găuri în mai multe planuri, distanța p trebuie măsurată în axul median al grosimii profilului (vezi fig. 4.28).

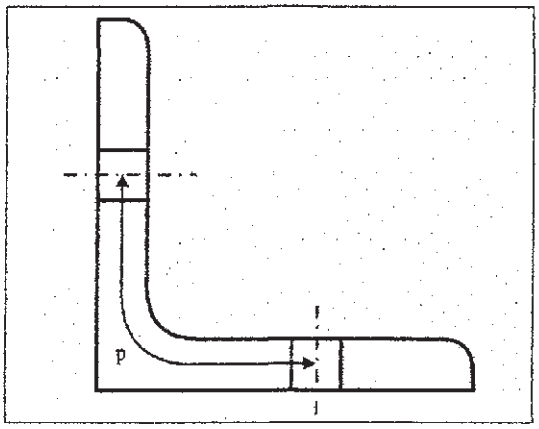


Fig. 4.28 - Profil cornier cu găuri în aceeași secțiune

c) Lățimea efectivă (activă)

(1) Lățimea efectivă (activă) la tălpile grinzilor poate fi neglijată dacă se respectă condiția $b_0 < L_e/20$ unde b_0 este lățimea componentelor în consolă ale tălpilor sau jumătate din lățimea componentelor interioare (fig. 4.29) și L_e este lungimea între două puncte consecutive de moment încovoietor nul, vezi (5).

(2) Când această limită este depășită ($b > L_e/20$) lățimea efectivă (activă) a tălpilor trebuie considerată pentru verificarea stărilor limită de serviciu și de oboseală prin folosirea unei lățimi efective (active) în conformitate cu prevederile din (4) și o distribuție a eforturilor unitare în conformitate cu prevederile din (6) Pentru verificarea stărilor limită ultime se folosește o lățime efectivă (activă) conform prevederilor din (8).

(3) Pentru eforturile unitare rezultate din acțiunea încărcărilor locale, vezi 4.3.1.3.2 c) (7).

(4) Pentru stările limită de serviciu și de oboseală, lățimea efectivă (activă) trebuie determinată cu relația:

$$b_{eff} = \beta b_0 \qquad (4.158)$$

unde, cu notațiile din fig. 4.29 rezultă:

β se determină conform prevederilor din tabelul 4.3.1, în care :

$$\alpha_0 = \left[1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}\right]^{0.5} \qquad (4.159)$$

A_{sl} aria tuturor rigidizărilor longitudinale;
b_o conform precizărilor din fig. 4.29 ;
t grosimea tolei.

(5) Lungimile efective L_e pot fi determinate din fig. 4.30 unde nici o deschidere nu este mai mare de 1,5 ori deschiderea adiacentă şi nici o consolă nu are lungimea mai mare decât jumătate din deschiderea adiacentă ; în alte cazuri L_e trebuie să fie evaluată ca distanța între două puncte consecutive unde momentul încovoietor este nul.

Tabelul 4.9 – Factorii β pentru stabilirea lățimilor efective (active)

$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e}$	Tipul diagramelor de moment încovoietor	Valorile β
≤ 0,02		$\beta = 1,0$
0,02 – 0,70	Diagrame de moment încovoietor fără vârf	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1+6,4k^2}$
	Diagrame de moment încovoietor cu vârf	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1+6,0\left(k-\frac{1}{2500k}\right)+1,6k^2}$
> 0,70	Diagrame de moment încovoietor fără vârf	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9k}$
	Diagrame de moment încovoietor cu vârf	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6k}$
Toate valorile lui k	Momente încovoietoare pe reazeme de capăt	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/k)\,\beta_1$ dar $\beta_0 < \beta_1$
Toate valorile Lui k	Momente încovoietoare pe console	$\beta = \beta_2$ pe reazem, $\beta_0 = 1,0$ la capăt

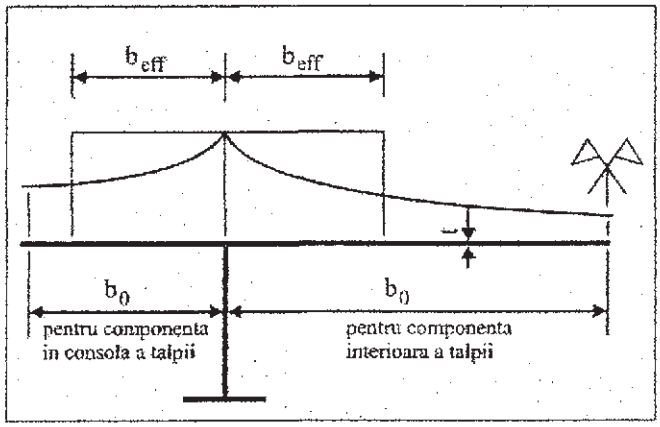


Fig. 4.29 - Definirea b_0 si b_{eff}

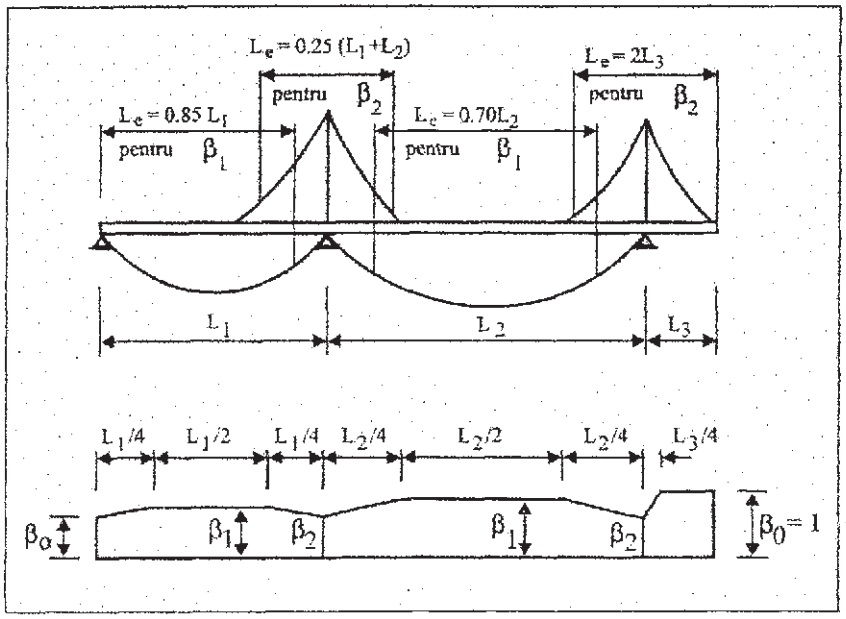


Fig. 4.30 – Lungimea efectiva L_e pentru grinzi continui şi variaţia lăţimilor efective (active)

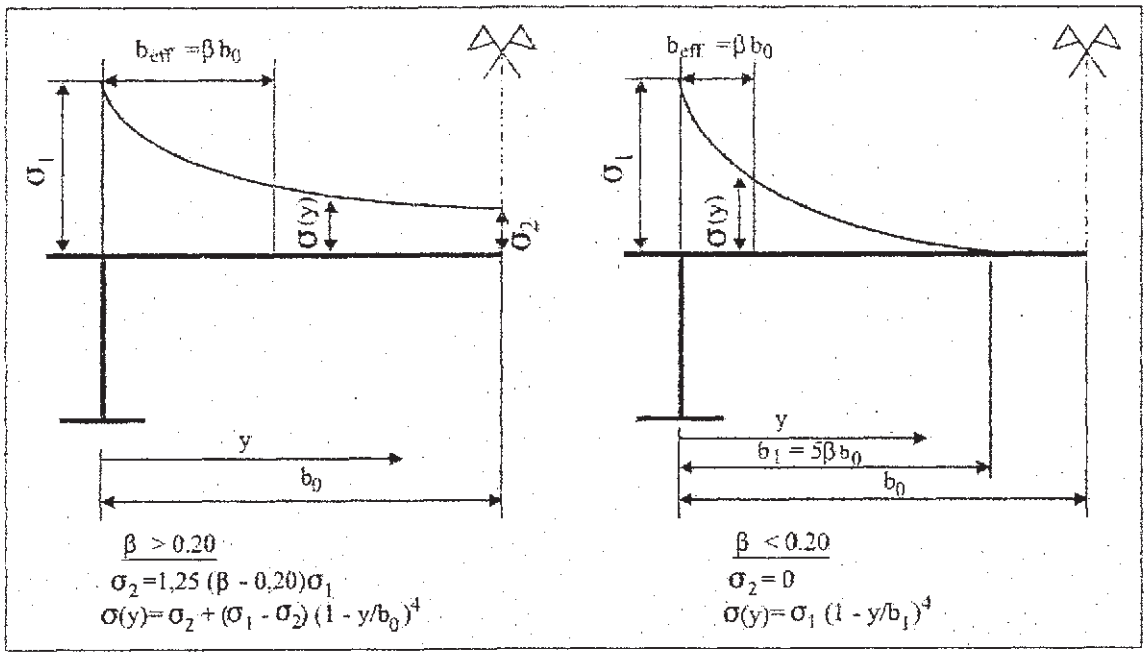


Fig. 4.31 - Distribuţia reală a eforturilor unitare în sens transversal tălpii

(6) Distribuţia transversală reală a eforturilor unitare poate fi considerată în conformitate cu fig. 4.3.5.

(7) Distribuţia eforturilor unitare în stadiul elastic într-o placă nerigidizată sau rigidizată datorită încărcărilor locale poate fi determinată (vezi fig. 4.32), astfel:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff}\,t + A_{st,0}} \tag{4.160}$$

unde:

$$b_{eff} = s_e\left[1+\left(\frac{z}{s_e n}\right)^2\right]^{0,5}$$

$$n = 0,636\left(1+0,878\frac{A_{st,1}}{t}\right)^{0,5} \tag{4.161}$$

$$s_e = l_f + 2\cdot t_f$$

în care:

$A_{st,1}$ aria brută a secțiunii transversale a rigidizărilor pe unitatea de lățime (aria rigidizării împărțită la distanța dintre axele lor).

$A_{st,0}$ aria brută a secțiunii rigidizărilor care sunt direct încărcate, luând în considerare o pantă de distribuție 1:1 pe grosimea tălpii.

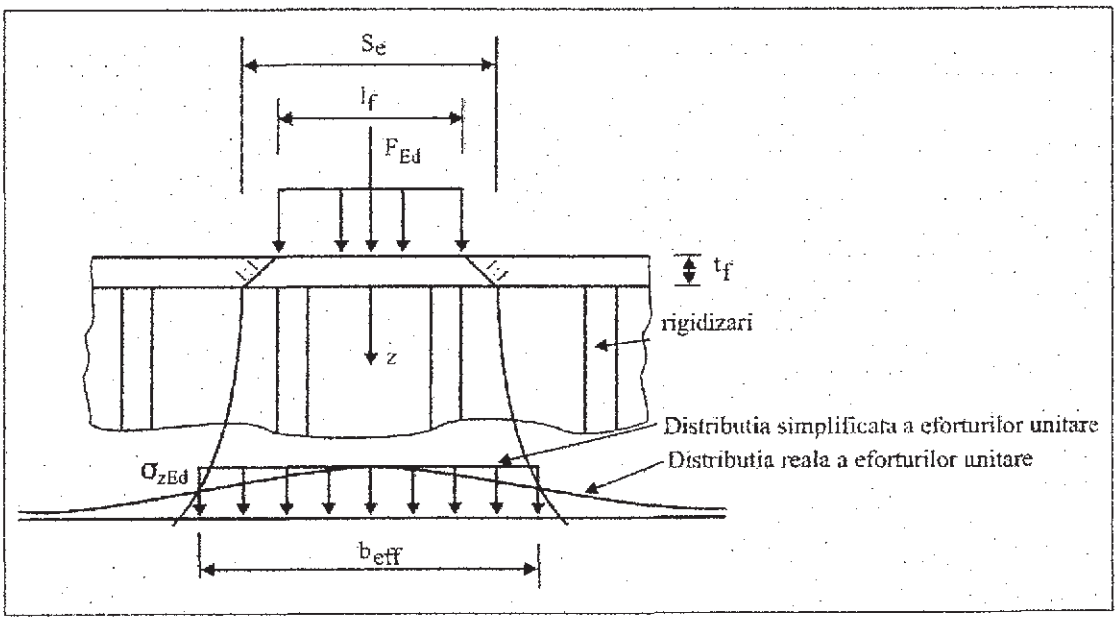


Fig. 4.32 - Distribuția eforturilor unitare din încărcarea locală

(8) La stările limită ultime, lățimile active şi voalarea plăcii trebuie luate în considerare prin aria efectivă (activă):

$$A_{eff} = A_{c,eff}\beta^k \tag{4.162}$$

unde:

$A_{c,eff}$ aria efectivă (activă) a tălpii solicitată la compresiune considerând voalarea plăcii conform prevederilor din 4.3.1.3.3 d);

β factor pentru determinarea lățimii efective active în conformitate cu

4.3.1.3.2 c);

k raportul definit în 4.3.1.3.2 c).

Relația (4.162) se aplică de asemenea pentru tălpile solicitate la întindere, caz în care $A_{c,eff}$ se consideră ca arie brută a tălpii întinse.

4.3.1.3.3 Clasificarea secțiunilor transversale

(1) In cazurile în care se foloseşte analiza globală în domeniul plastic, elementele structurale trebuie să fie capabile să formeze articulații plastice cu suficientă capacitate de rotire pentru a da posibilitatea redistribuției momentelor încovoietoare care se dezvoltă.

(2) In cazurile în care se foloseşte analiza globală în domeniul elastic se poate utiliza orice clasă de secțiuni transversale, cu condiția ca proiectarea elementelor structurale să considere posibile limite ale rezistenței secțiunilor transversale datorită flambajului local (voalării).

a) Clasificarea

(1) Clasificarea secțiunilor transversale depinde de dimensiunile fiecărui element component din alcătuirea lor, solicitat la compresiune (vezi tabelul 4.10).

(2) Elementele solicitate la compresiune includ orice element al secțiunii transversale care este total sau parțial solicitat la compresiune, datorită forței axiale sau momentului încovoietor provenite din gruparea de acțiuni considerată.

(3) Se definesc patru clase de secțiuni transversale astfel:

- Clasa 1 de secțiuni transversale cuprinde acele secțiuni ale elementelor structurale în care se pot forma articulații plastice având capacitatea de rotire necesară pentru analiza în domeniul plastic.
- Clasa 2 de secțiuni transversale cuprinde acele secțiuni ale elementelor structurale în care se pot dezvolta momentele încovoietoare rezistente plastice, dar au capacitate de rotire limitată.
- Clasa 3 de secțiuni transversale cuprinde acele secțiuni ale elementelor structurale în care eforturile unitare de compresiune calculate la fibrele extreme pot atinge limita de curgere, dar flambajul local (voalarea) previne atingerea momentelor încovoietoare rezistente plastice.
- Clasa 4 de secțiuni transversale cuprinde acele secțiuni ale elementelor structurale pentru care este obligatorie asigurarea împotriva fenomenului de flambaj local (voalare) când se determină momentele încovoietoare rezistente sau forțele axiale rezistente de compresiune.

(4) Lățimile efective (active) pot fi folosite pentru secțiunile transversale din clasa 4 pentru a ține seama de reducerile de rezistență ale secțiunilor transversale datorate efectelor flambajului local, vezi 4.3.1.3.3 d).

(5) Diferitele elemente componente ale secțiunilor transversale solicitate la compresiune (cum ar fi inimile sau tălpile grinzilor), în general, pot fi încadrate în diferite clase.

(6) In mod normal o secțiune transversală este clasificată prin menționarea celei mai înalte clase (cea mai defavorabilă) a elementelor sale componente solicitate la compresiune.

(7) Alternativ, clasificarea secţiunilor transversale poate fi definită prin menţionarea atât a clasificării tălpilor cât şi a clasificării inimilor (pereţilor).

(8) Incadrarea elementelor solicitate la compresiune din Clasele 1, 2 şi 3 se obţine din tabelul 4.10. Un element care nu îndeplineşte limitele pentru Clasa 3 trebuie inclus in Clasa 4.

(9) Secţiunile transversale cu rigidizări longitudinale solicitate la compresiune care rezultă în Clasele 1 sau 2, trebuie tratate similar secţiunilor din Clasa 3, cu excepţia situaţiilor de proiectare accidentale.

(10) Tălpile grinzilor în conlucrare cu plăci din beton prin intermediul conectorilor pot fi clasificate ca secţiuni în Clasa 1.

b) Cerinţe pentru secţiunile transversale la analiza globală în domeniul plastic

(1)P Prevederile din b) trebuie folosite numai pentru situaţii de proiectare accidentale.

(2) In zonele articulaţiilor plastice, secţiunea transversală a elementului care conţine articulaţia plastică trebuie să aibă o axă de simetrie în planul încărcării.

(3) In zonele articulaţiilor plastice, secţiunea transversală a elementului care conţine articulaţia plastică trebuie să aibă o capacitate de rotire cel puţin egală cu rotirea necesară în zona cu articulaţie plastică.

(4) Pentru a satisface cerinţele de la (2) şi (3), rotirile necesare trebuie determinate printr-o analiză a rotirilor.

(5) Pentru structuri la care rotirile necesare nu s-au calculat, toate elementele structurale care conţin articulaţii plastice vor avea Clasa 1 de secţiuni transversale în zona articulaţiei plastice.

(6) Dacă secţiunile transversale ale elementelor structurale variază pe lungimea lor trebuie îndeplinite suplimentar şi următoarele criterii:

i) adiacent zonelor cu articulaţii plastice, grosimea inimilor (pereţilor) nu trebuie să se reducă pe o distanţă în lungul elementului structural, de la zona articulaţiei plastice, egală cu cel puţin 2d, unde d este înălţimea totală a inimii în zona articulaţiei plastice;

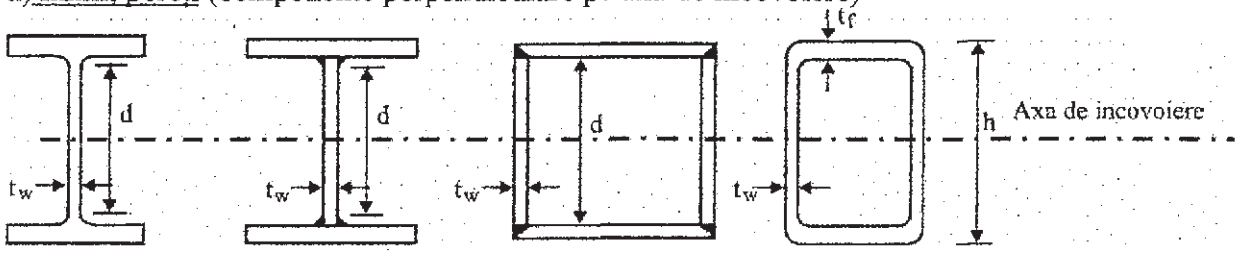
ii) adiacent zonelor cu articulaţii plastice, tălpile solicitate la compresiune trebuie să fie în Clasa 1 de secţiuni transversale pe o distanţă, de la zona articulaţiei plastice în lungul elementului structural, egală cel puţin cu valoarea maximă dintre :
   - 2d, unde d are semnificaţia de la (i)
   - distanţa de la punctul în care momentul încovoietor în elementul structural scade la 0,8 din momentul încovoietor rezistent plastic în punctul care se analizează.

iii) în celelalte zone ale elementelor structurale (diferite de cele precizate la (i) şi (ii)) tălpile solicitate la compresiune trebuie să fie în Clasa 1 sau Clasa 2 iar inimile (pereţii) trebuie să fie în Clasa 1, Clasa 2 sau Clasa 3.

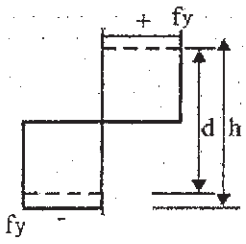
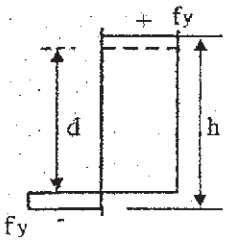
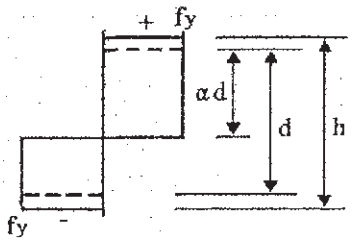
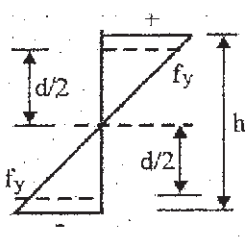
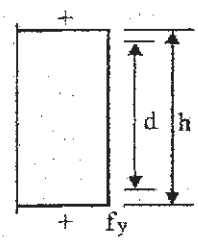
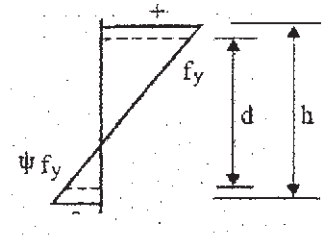
Tabelul 4.10 - Clasificarea secțiunilor - (pagina 1 din 4)

Rapoartele maxime lățime/ grosime pentru componentele comprimate ale secțiunilor transversale

a) Inimi, pereți (componente perpendiculare pe axa de încovoiere)

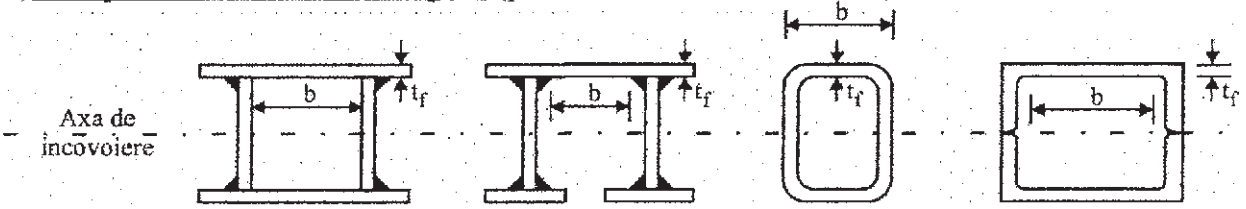
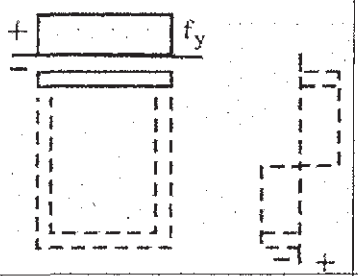
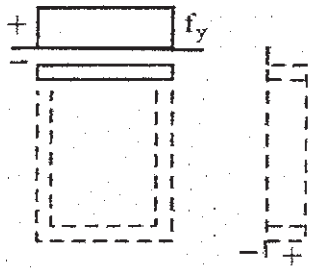
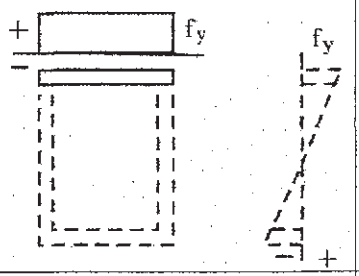
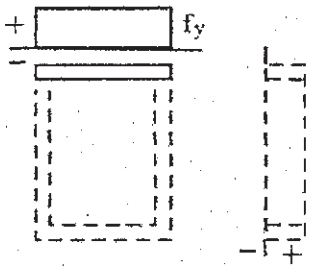


$d = h - 3t$ [$t = t_f = t_w$]

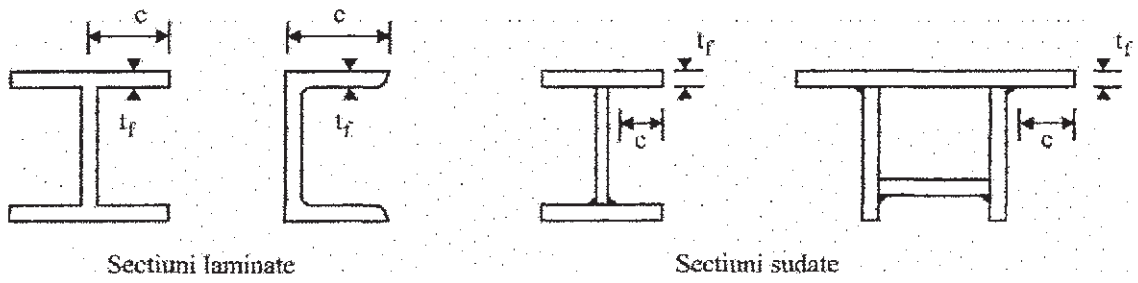
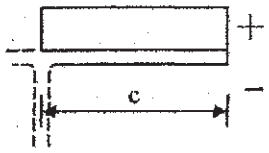
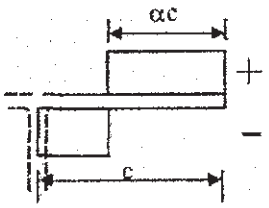
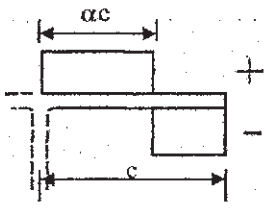
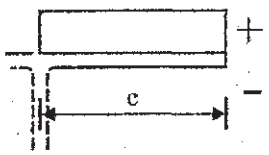
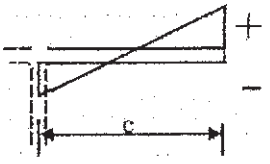
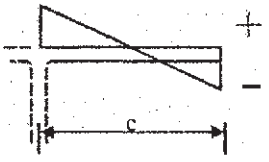
Clasa	Inimă (perete) solicitată la încovoiere	Inimă (perete) solicitată la compresiune	Inimă (perete) solicitată la încovoiere și compresiune
Distribuția eforturilor unitare în element (compresiunea este notată cu +)			
1	$d / t_w \leq 72\varepsilon$	$d / t_w \leq 33\varepsilon$	Când $\alpha > 0,5$: $D / t_w \leq 396\varepsilon / (13\alpha - 1)$ Când $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 36\varepsilon / \alpha$
2	$d / t_w \leq 83\varepsilon$	$d / t_w \leq 38\varepsilon$	Când $\alpha > 0,5$: $D / t_w \leq 456\varepsilon / (13\alpha - 1)$ Când $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 41,5\varepsilon / \alpha$
Distribuția eforturilor unitare în element (compresiunea este notată cu +)			
3	$d / t_w \leq 72\varepsilon$	$d / t_w \leq 72\varepsilon$	Când $\psi > -1$: $d / t_w \leq 42\varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Când $\psi < 0,5$: $d / t_w \leq 62\varepsilon (1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

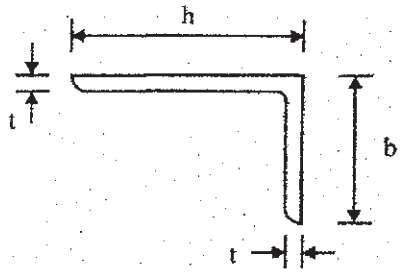
Tabelul 4.10 - Clasificarea secțiunilor - (pagina 2 din 4)

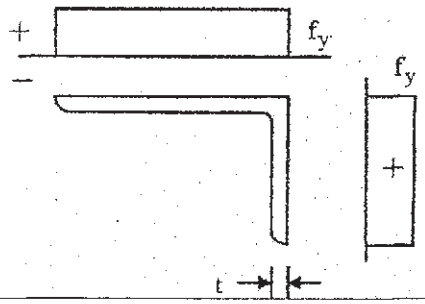
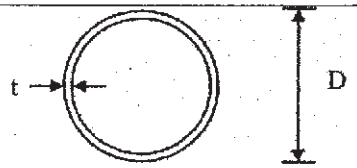
<table>
<tr><td colspan="6">Rapoartele maxime lățime/ grosime pentru componentele comprimate ale secțiunilor transversale</td></tr>
<tr><td colspan="6">b) Componente interioare ale tălpilor (paralele cu axa de încovoiere)

</td></tr>
<tr><td colspan="2">Clasa</td><td>Tipul secțiunii</td><td>Secțiune solicitată la încovoiere</td><td colspan="2">Secțiune solicitată la compresiune</td></tr>
<tr><td colspan="3">Distribuția eforturilor unitare în element și pe întreaga secțiune (compresiunea este notată cu +)</td><td>
</td><td colspan="2">
</td></tr>
<tr><td>1</td><td>Secțiuni laminate cu goluri
Alte secțiuni</td><td></td><td>$(b - 3t_f) / t_f \le 33\varepsilon$
$b / t_f \le 33\varepsilon$</td><td colspan="2">$(b - 3t_f) / t_f \le 42\varepsilon$
$b / t_f \le 42\varepsilon$</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Secțiuni laminate cu goluri
Alte secțiuni</td><td></td><td>$(b - 3t_f) / t_f \le 38\varepsilon$
$b / t_f \le 38\varepsilon$</td><td colspan="2">$(b - 3t_f) / t_f \le 42\varepsilon$
$b / t_f \le 42\varepsilon$</td></tr>
<tr><td colspan="3">Distribuția eforturilor unitare în element și pe întreaga secțiune (compresiunea este notată cu +)</td><td>
</td><td colspan="2">
</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Secțiuni laminate cu goluri
Alte secțiuni</td><td></td><td>$(b - 3t_f) / t_f \le 42\varepsilon$
$b / t_f \le 42\varepsilon$</td><td colspan="2">$(b - 3t_f) / t_f \le 42\varepsilon$
$b / t_f \le 42\varepsilon$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$</td><td>$f_y$</td><td>235</td><td>275</td><td>355</td></tr>
<tr><td>ε</td><td>1</td><td>0,92</td><td>0,81</td></tr>
</table>

Tabelul 4.10 - Clasificarea secțiunilor - (pagina 3 din 4)

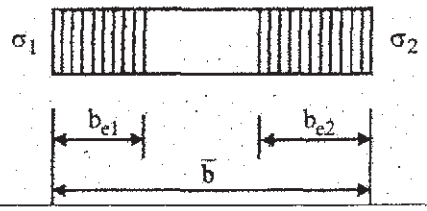
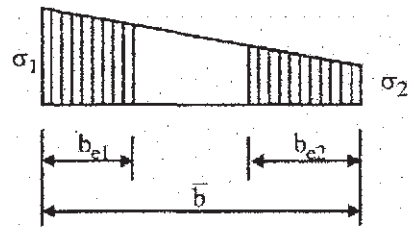
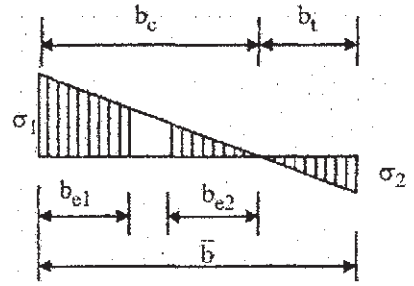
<table>
<tr><td colspan="6">Rapoartele maxime lățime/ grosime pentru componentele comprimate ale secțiunilor transversale</td></tr>
<tr><td colspan="6">c) Componente în consolă ale tălpilor

Secțiuni laminate Secțiuni sudate</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">Clasa / Tipul secțiunii</td><td rowspan="2">Talpă solicitată la compresiune</td><td colspan="3">Talpă solicitată la compresiune și încovoiere</td></tr>
<tr><td>Tip compresiune</td><td colspan="2">Tip întindere</td></tr>
<tr><td colspan="2">Distribuția eforturilor unitare în element (compresiunea este notată cu +)</td><td></td><td></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">1</td><td>Laminate
Sudate</td><td>$c / t_f \le 10\varepsilon$
$c / t_f \le 9\varepsilon$</td><td>$c / t_f \le 10\varepsilon / \alpha$
$c / t_f \le 9\varepsilon / \alpha$</td><td colspan="2">$c / t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
$c / t_f \le \frac{9\varepsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2</td><td>Laminate
Sudate</td><td>$c / t_f \le 11\varepsilon$
$c / t_f \le 10\varepsilon$</td><td>$c / t_f \le 11\varepsilon / \alpha$
$c / t_f \le 10\varepsilon / \alpha$</td><td colspan="2">$c / t_f \le \frac{11\varepsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
$c / t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Distribuția eforturilor unitare în element (compresiunea este notată cu +)</td><td></td><td></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">3</td><td>Laminate
Sudate</td><td>$c / t_f \le 15\varepsilon$
$c / t_f \le 14\varepsilon$</td><td colspan="3">$c / t_f \le 23\varepsilon \sqrt{\kappa_\sigma}$
$c / t_f \le 21\varepsilon \sqrt{\kappa_\sigma}$
Pentru k_σ vezi tabelul 4.12</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$</td><td>$f_y$</td><td>235</td><td>275</td><td>355</td></tr>
<tr><td>ε</td><td>1</td><td>0,92</td><td>0,81</td></tr>
</table>

Tabelul 4.10 - Clasificarea secțiunilor - (pagina 4 din 4)

<table>
<tr><td colspan="5">Rapoartele maxime lățime/ grosime pentru componentele comprimate ale secțiunilor transversale</td></tr>
<tr><td colspan="5">d) Profile cornier


Se referă de asemenea la c) din tabelul 4.10 (pagina 3 din 4) "Tălpi în consolă". Nu se aplică la profile cornier care sunt în contact continuu cu alte componente ale secțiunii</td></tr>
<tr><td>Clasa</td><td colspan="4">Secțiune solicitată la compresiune</td></tr>
<tr><td>Distribuția eforturilor unitare în element (compresiunea este notată cu +)</td><td colspan="4">
</td></tr>
<tr><td>3</td><td colspan="4">$h / t \leq 15\varepsilon$; $\frac{b+h}{2t} \leq 11{,}5\varepsilon$</td></tr>
<tr><td colspan="5">e) Secțiuni circulare

</td></tr>
<tr><td>Clasa</td><td colspan="4">Secțiune solicitată la încovoiere și/sau compresiune</td></tr>
<tr><td>1</td><td colspan="4">$d / t \leq 50\ \varepsilon^2$</td></tr>
<tr><td>2</td><td colspan="4">$d / t \leq 70\ \varepsilon^2$</td></tr>
<tr><td>3</td><td colspan="4">$d / t \leq 90\ \varepsilon^2$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$</td><td>$f_y$</td><td>235</td><td>275</td><td>355</td></tr>
<tr><td>ε</td><td>1</td><td>0,92</td><td>0,81</td></tr>
<tr><td>ε^2</td><td>1</td><td>0,85</td><td>0,66</td></tr>
</table>

Tabelul 4.11 – Ariile efective pentru componente interioare ale secțiunilor

<table>
<tr><td colspan="7">Elemente interioare din zona comprimată a secțiunilor</td></tr>
<tr><td colspan="3">Distribuția eforturilor unitare (compresiunea considerată cu semnul +)</td><td colspan="4">Lățimea activă b_{eff}</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="4">$\psi = 1$:
$b_{eff} = \rho \bar{b}$
$b_{e1} = 0{,}5 b_{eff}$
$b_{e2} = 0{,}5 b_{eff}$</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="4">$1 > \psi \geq 0$:
$b_{eff} = \rho \bar{b}$
$b_{e1} = \frac{2 b_{eff}}{5 - \psi}$
$b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="4">$\psi < 0$:
$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$
$b_{e1} = 0{,}4 b_{eff}$
$b_{e2} = 0{,}6 b_{eff}$</td></tr>
<tr><td>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$</td><td>1</td><td>$1 > \psi > 0$</td><td>0</td><td>$0 > \psi \geq -1$</td><td>-1</td><td>$-1 > \psi \geq -2$</td></tr>
<tr><td>Factorul de voalare k_σ</td><td>4,0</td><td>$\frac{8{,}2}{1{,}05 + \psi}$</td><td>7,81</td><td>$7{,}81 - 6{,}29\psi + 9{,}78\psi^2$</td><td>23,9</td><td>$5{,}98(1 - \psi)^2$</td></tr>
<tr><td colspan="7">Alternativ, pentru $1 \geq \psi \geq -1$:
$k_\sigma = \frac{16}{[(1+\psi)^2 + 0{,}112(1-\psi)^2]^{0{,}5} + (1+\psi)}$</td></tr>
</table>

c) Cerințe pentru secțiunile transversale la analiza globală în domeniul elastic

(1) In analiza globală în domeniul elastic, rolul clasificării secțiunilor transversale este să identifice măsura în care rezistența unei secțiuni transversale este limitată de rezistența sa la flambaj local (voalare).

(2) Atunci când toate elementele solicitate la compresiune ale unei secțiuni transversale sunt în Clasa 2, secțiunea transversală poate fi considerată ca fiind capabilă să atingă momentul încovoietor rezistent plastic.

(3) Atunci când toate elementele solicitate la compresiune ale unei secțiuni transversale sunt în Clasa 3, rezistența lor poate fi determinată cu o distribuție în domeniul elastic a eforturilor unitare pe secțiunea transversală, limitate la fibrele extreme, la limita de curgere.

(4) Dacă limita de curgere se atinge prima dată în zona întinsă, se poate utiliza rezerva de rezistență plastică a zonei întinse la determinarea rezistenței secțiunilor transversale din Clasa 3.

(5) Rezistența unei secțiuni transversale, la care tălpile comprimate sunt în Clasa 2 iar inimile (pereții) în Clasa 3, poate fi determinată, ca alternativă, prin considerarea inimilor în Clasa 2 cu o arie efectivă (activă) redusă în conformitate cu fig. 4.33. Pentru analiza în domeniul plastic partea de inimă solicitată la compresiune trebuie înlocuită prin două zone de inimă având înălțimea $20\varepsilon t_w$, una adiacentă tălpii solicitată la compresiune, cealaltă adiacentă axei neutre.

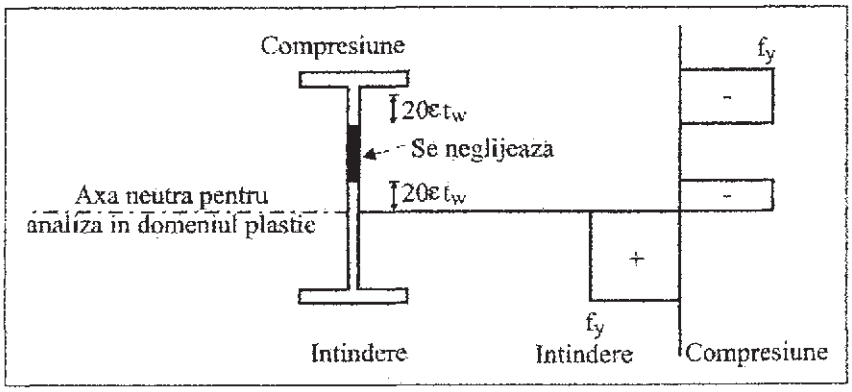


Fig. 4.33 – Determinarea ariei efective (activă) redusă pentru inimă

(6) Când oricare dintre componentele comprimate ale unei secțiuni transversale este în Clasa 4, atunci secțiunea transversală trebuie proiectată ca o secțiune transversală de Clasa 4 (vezi 4.3.1.3.3.-d).

d) Proprietățile efective ale secțiunilor transversale din Clasa 4

(1) Proprietățile efective ale secțiunilor transversale din Clasa 4, trebuie să se bazeze pe ariile efective (active) ale componentelor solicitate la compresiune şi pe poziția lor în cadrul secțiunii transversale efective (active).

(2) Ariile efective (active) şi poziţiile tolelor din alcătuirea secţiunilor transversale se obţin folosind tabelul 4.11 pentru componentele interioare ale secţiunii şi tabelul 4.12. pentru componentele în consolă ale secţiunii. Aria efectivă (activă) a unei tole comprimate sau a unei părţi a acesteia cu aria A_c este:

$$A_{c,eff} = \rho A_c \qquad (4.163)$$

unde:

ρ factor de reducere care ţine seama de voalarea tolei

(3) Ca o aproximare, factorul de reducere ρ poate fi obţinut astfel:

$$\rho = 1 \text{ când } \bar{\lambda}_p \le 0{,}673 \qquad (4.164)$$

$$\rho = \left(\bar{\lambda}_p - 0{,}22\right) / \bar{\lambda}_p^{\,2} \text{ când } \bar{\lambda}_p > 0{,}673$$

unde:

$\bar{\lambda}_p$ zvelteţea relativă a tolei dată de :

$$\bar{\lambda}_p = \left[\frac{f_y}{\sigma_{cr}}\right]^{0,5} = \frac{\frac{b_p}{t}}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \text{ în care :} \qquad (4.165)$$

t grosimea tolei ;

σ_{cr} efortul unitar critic de voalare elastică ;

k_σ factorul de voalare în funcţie de raportul ψ al eforturilor unitare şi se obţine din tabelul 4.11 sau din tabelul 4.12;

b_p lăţimea tolei (definită în tabelul 4.10):

- b_w pentru inimi (pereţi) ;
- b pentru componentele din interiorul secţiunii cu excepţia profilelor laminate ;
- b-3t pentru componentele tălpilor profilelor laminate ;
- c pentru tălpile în consolă ;
- (b+h)/2 pentru profile cornier cu aripi egale ;
- h sau (b+h)/2 pentru profile cornier cu aripi inegale.

(4) Pentru componentele tălpilor, raportul eforturilor unitare ψ, din tabelul 4.11 sau din tabelul 4.12 poate fi determinat utilizând secţiunea transversală brută.

(5) Pentru componentele de tip inimi (pereţi), raportul eforturilor unitare ψ dat în tabelul 4.11 poate fi obţinut folosind aria efectivă (activă) a tălpii comprimate şi aria brută a inimii comprimate.

(6) Exceptând prevederile din (7), zvelteţea tolei $\bar{\lambda}_p$ a unui component poate fi înlocuită cu:

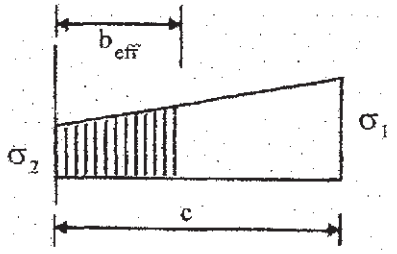
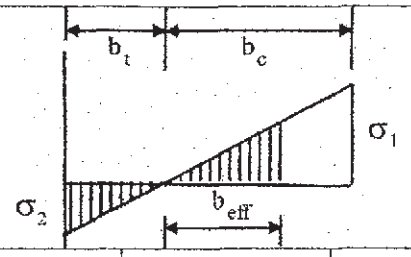
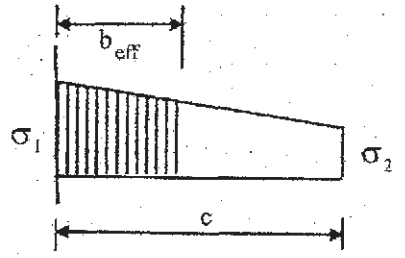
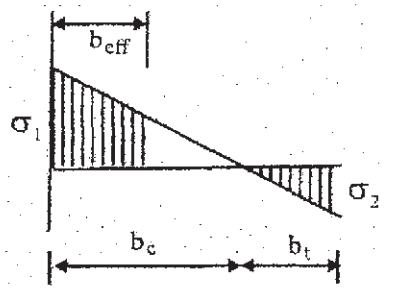
$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\sigma_{com,Ed}/f_{yd}} \qquad (4.166)$$

unde :

$\sigma_{com,Ed}$ efortul unitar de proiectare maxim de compresiune în element determinat pe baza ariilor efective (active) pentru toate componentele comprimate.

Acest procedeu cere în general un calcul iterativ în care ψ se determină din nou la fiecare etapă din eforturile unitare calculate cu secţiunea transversală efectivă (activă) de la sfârşitul etapei anterioare.

Tabelul 4.12 - Ariile efective pentru componente în consolă ale secțiunilor

<table>
<tr><td colspan="6">Elemente în consolă ale secțiunii solicitate la compresiune</td></tr>
<tr><td colspan="3">Distribuția eforturilor unitare
(compresiunea considerată cu semnul +)</td><td colspan="3">Lățimea activă b_{eff}</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="3">$1 > \psi \geq 0$:
$b_{eff} = \rho c$</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="3">$\psi < 0$:
$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$</td></tr>
<tr><td>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$</td><td>1</td><td>0</td><td>-1</td><td colspan="2">$1 \geq \psi \geq -1$</td></tr>
<tr><td>Factorul de voalare k_σ</td><td>0,43</td><td>0,57</td><td>0,85</td><td colspan="2">$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="3">$1 > \psi \geq 0$:
$b_{eff} = \rho c$</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="3">$\psi < 0$:
$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$</td></tr>
<tr><td>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$</td><td>1</td><td>$1 > \psi > 0$</td><td>0</td><td>$0 > \psi \geq -1$</td><td>-1</td></tr>
<tr><td>Factorul de voalare k_σ</td><td>0,43</td><td>$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$</td><td>1,70</td><td>$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$</td><td>23,8</td></tr>
</table>

(7) Când se verifică rezistența de proiectare la voalare a unui element se folosește întotdeauna zvelteţea tolei $\bar{\lambda}_p$.

e) Secţiuni transversale efective (active) cu rigidizări longitudinale din Clasa 4

(1) Proprietăţile secţiunii transversale efective (active) cu rigidizări longitudinale ale secţiunilor din Clasa 4 trebuie să se bazeze pe aria efectivă (activă) a componentelor comprimate, care se determină cu prevederile de la (4) la (14) sau cu prevederile de la (15) la (17) dacă acestea sunt aplicabile. Prevederile din aceste paragrafe sunt valabile dacă grosimile tolelor t sunt constante.

(2) Prevederile de la 4.3.1.3.3 d) (4) la (7) trebuie de asemenea aplicate.

(3) In prima etapă ariile efective (active) ale secţiunii transversale A_{eff} se determină printr-un factor de reducere ρ' pentru fiecare subpanou pentru a ţine seama de voalarea tolei între rigidizări. In etapa a II-a, tola se consideră ca o placă ortotropă echivalentă şi se determină un factor de reducere ρ_c pentru flambajul (voalarea) întregii tole echivalente.

(4) Aria fiecărui subpanou se reduce printr-un factor de reducere ρ' pentru a ţine seama de posibila voalare a tolei între rigidizări, unde ρ' se determină ca ρ după precizările din 4.3.1.3.3 d) (3).

(5) In cazul tolelor cu rigidizări longitudinale multilple, (fig. 4.34) factorul de reducere pentru voalarea întregii tole se determină prin interpolare, în conformitate cu (6), între factorul de reducere pentru volarea tolei determinat conform prevederilor din (6) şi (7) şi factorul de reducere pentru flambajul barelor determinat conform prevederilor din (8), (9) şi (10).

(6) Efortul unitar critic de flambaj elastic (voalare) al unei tole echivalente este:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p}\sigma_E \qquad (4.167)$$

unde :

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 189800\left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ (în MPa)} \qquad (4.168)$$

$k_{\sigma,p}$ factorul de voalare eliminând voalarea între rigidizări, care se obţine din reprezentările grafice pentru factori de voalare existente în literatura de specialitate sau prin simulări relevante pe calculator.

b, t şi a sunt definite în fig. 4.34.

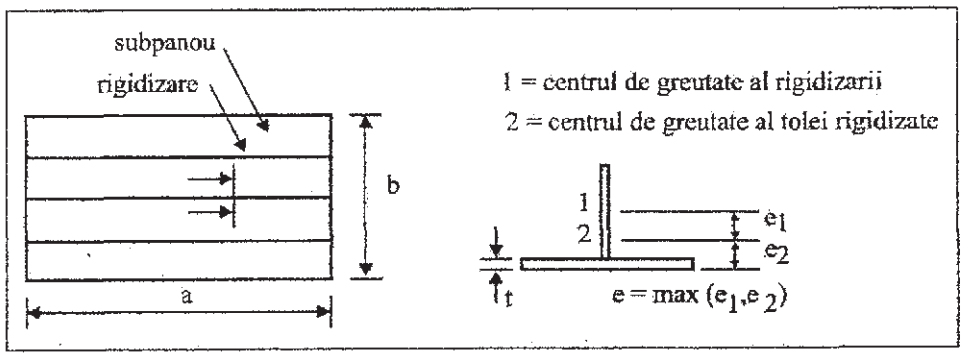


Fig. 4.34 - Notaţii pentru tole cu rigidizari longitudinale

(7) Zvelteţea relativă a plăcii $\bar{\lambda}_p$ pentru o tolă echivalentă se defineşte astfel:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_A f_y}{\sigma_{cr,p}}} \qquad (4.169)$$

unde:

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \qquad (4.170)$$

A aria brută a părţii comprimate din tola rigidizată ;

A_{eff} aria efectivă (activă) a aceleeaşi părţi a tolei luând în considerare voalarea subpanourilor în conformitate cu prevederile din (4);

Factorul de reducere ρ pentru o tolă echivalentă se obţine din 4.3.1.3.3 d) (3).

(8) Eforturile unitare critice de flambaj elastic tip bară pentru o tolă echivalentă sunt asimilate cu eforturile unitare ale aceleeaşi tole cu rezemări libere pe marginile longitudinale. Pentru o solicitare de compresiune uniformă aceste eforturi unitare sunt:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E I_x}{A a^2} \qquad (4.171)$$

unde:

I_x momentul de inerţie al ariei brute pentru încovoierea în direcţie longitudinală a tolei rigidizate din zona comprimată.

(9) Variaţia eforturilor unitare în lungul tolei poate fi luată în considerare prin folosirea lungimii efective. Prevederile din 4.3.1.4.2 d) (8) pot fi folosite considerând $\gamma = 0$. Relaţia 4.171 poate fi folosită şi când eforturile unitare variază pe lăţimea tolei.

(10) Zvelteţea relativă a barei, $\bar{\lambda}_c$, pentru o placă echivalentă se defineşte astfel:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_A f_y}{\sigma_{cr,c}}} \qquad (4.172)$$

(11) Factorul de reducere χ_c se obţine din 4.3.1.4.1-b (1) unde α se înlocuieşte cu:

$$\alpha_e = \alpha_0 + \frac{0.09}{i/e} \qquad \text{unde:} \qquad (4.173)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \qquad (4.174)$$

e cea mai mare distanţă de la centrul de greutate al tolei respectiv centrul de greutate al rigidizării când rigidizarea este prevăzută pe o singură parte a tolei (sau de la centrele de greutate ale ambelor rigidizări când sunt amplasate pe ambele părţi) la axa neutră a tolei rigidizate (vezi fig. 4.34).

$\alpha_0 = 0.34$ pentru secțiuni de rigidizări închise ;
$\alpha_0 = 0.49$ pentru secțiuni de rigidizări deschise ;

NOTA: Factorul α_e ține seama de o imperfecțiune inițială egală cu a/500.

(12) Factorul de reducere final ρ_c se obține din relația:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c \qquad (4.175)$$

unde:

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \quad \text{cu :} \quad 0 \le \xi \le 1 \qquad (4.176)$$

(13) Aria efectivă (activă) a secțiunii transversale pentru zona comprimată a tolei rigidizate este:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_c \qquad (4.177)$$

unde:

A_c se compune din ariile secțiunilor transversale ale tuturor rigidizărilor şi tolei subpanourilor care sunt total sau parțial situate în zona comprimată :

$$A_c = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{pan} b_{c,pan} t \qquad (4\ 178)$$

unde :

$A_{sl,eff}$ aria efectivă a tuturor rigidizărilor longitudinale în confomitate cu prevederile din 4.3.1.3.3 d);

$b_{c,pan}$ lățimea părții solicitate la compresiune a fiecărui subpanou;

ρ_{pan} factorul de reducere pentru fiecare subpanou, conform 4.3.1.3.3 d) (3).

Reducerea ariei părții comprimate prin ρ_c poate fi luată ca o reducere uniformă păstrând geometria de ansamblu.

(14) Aria efectivă (activă) a secțiunii transversale din zona întinsă pentru o placă rigidizată este aria brută a zonei întinse.

(15) In cazul în care o tolă are numai una sau două rigidizări longitudinale procedeul precizat de la (5) la (11) poate fi simplificat prin înlocuirea eforturilor unitare critice de voalare din (6) cu efortul unitar critic pentru o bară fictivă rezemată elastic pe tolă. Secțiunea transversală a barei fictive trebuie obținută conform (16) si (17). Eforturile unitare critice se determină cu relațiile . (4.179) şi (4.180).

(16) Secțiunea transversală a barei fictive (pentru calculul lui A şi I_{sl}) se determină considerând aria brută a rigidizării A_{sl} şi părțile adiacente din placă definite după cum urmează. Dacă subpanoul este în totalitate comprimat jumătate din lățime se ia ca parte a barei fictive. Dacă eforturile unitare se schimbă de la compresiune la întindere pe înălțimea subpanoului, 1/3 din partea comprimată trebuie luată ca parte a barei fictive (vezi fig. 4.35).

$$\sigma_{cr,p} = \frac{1{,}05E\sqrt{I_{sl}t^3b}}{Ab_1b_2} \qquad \text{dacă } a \geq a_c \qquad (4.179)$$

$$\sigma_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI_{sl}}{Aa^2} + \frac{Et^3ba^2}{4\pi^2(1-\nu^2)Ab_1^2b_2 2} \qquad \text{dacă } a < a_c \qquad (4.180)$$

$$a_c = 4{,}33\left[\left(\frac{I_{sl}b_1^2b_2^2}{t^3b}\right)\right]^{0{,}25} \qquad (4.181)$$

unde:

I_{sl} momentul de inerție al ariei secțiunii transversale brute pentru bara fictivă definită în (16);

b_1, b_2 distanțele de la marginile longitudinale ale tolei rigidizate la rigidizare ($b_1 + b_2 = b$), vezi fig. 4.35.

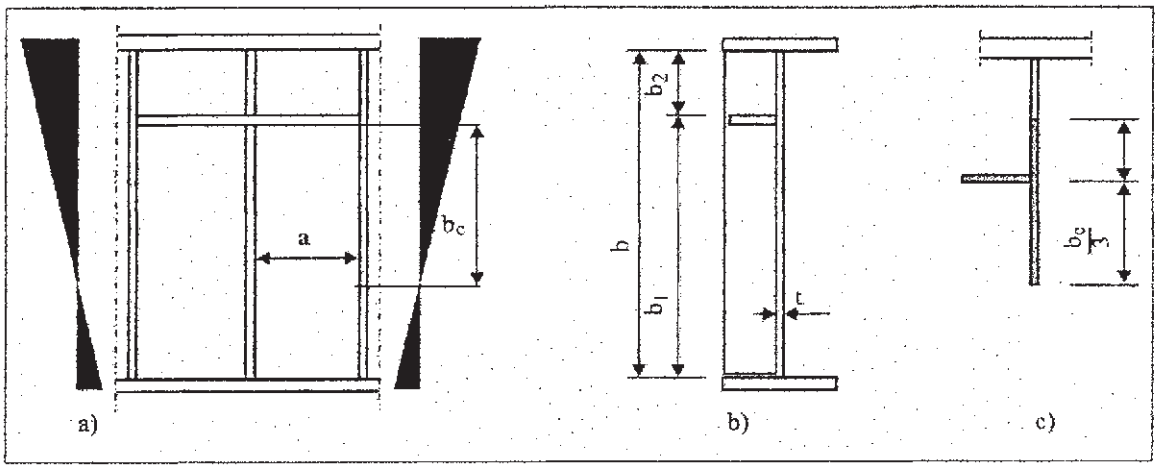


Fig. 4.35 - Notații pentru tola cu o singură rigidizare

(17) Aria efectivă a barei fictive trebuie luată ca secțiunea efectivă a rigidizării, $A_{sl,eff}$ și părțile efective adiacente ale tolei (vezi fig. 4.35). Zvelteţea componentelor tolei din secțiunea barei fictive poate fi determinată în conformitate cu 4.3.1.3.3 d) (6), cu $\sigma_{com,Ed}$ calculat pentru secțiunea transversală brută a tolei.

(18) Dacă $\rho_c \times f_{yd}$, cu ρ_c în conformitate cu 4.3.1.3.3 e) (11) este mai mare decât media eforturilor unitare în bara fictivă $\sigma_{c,Ed}$ nu trebuie considerată nici o reducere a ariei effective a barei fictive. În alte cazuri reducerea dată de expresia (4.177) se înlocuieşte cu:

$$A_{c,eff} = \rho_c f_{yd} A_c / \sigma_{c,Ed} \qquad (4.182)$$

f) Cerințe pentru rigidizările transversale

(1) Rigidizările transversale trebuie să îndeplinească condițiile de rigiditate şi rezistență precizate mai jos pentru a asigura reazeme rigide pentru rigidizările longitudinale.

(2) Secțiunea unei rigidizări transversale cuprinde secțiunea rigidizării propriu-zise și a unei părți active din tolă $b_{eff} = 30\varepsilon t$. Degajările din rigidizări trebuie luate în considerare.

(3) Rigidizarea transversală se consideră în calcul ca o grindă simplu rezemată cu o imperfecțiune inițială sinusoidală w_0 egală cu $\frac{s}{300}$, unde s este cea mai mică valoare dintre a_1, a_2 sau b (vezi fig. 4.36).

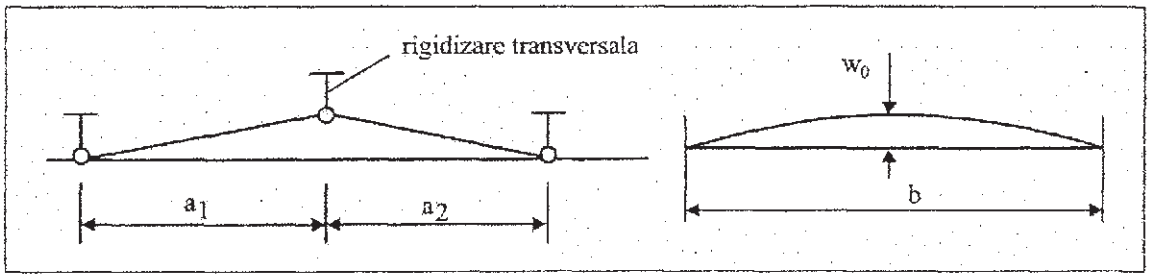


Fig. 4.36 - Model de calcul pentru rigidizările transversale

(4) Rigidizarea transversală trebuie să preia forțele de deviere de la panourile adiacente comprimate în ipoteza în care cele două rigidizări transversale adiacente sunt rigide și rectilinii. Panourile comprimate și rigidizările longitudinale sunt considerate simplu rezemate pe rigidizările transversale.

(5) Trebuie verificată îndeplinirea simultană a următoarelor condiții:

(a) eforturile unitare în rigidizare să nu depășească f_{yd};

(b) săgeata suplimentară să fie mai mică decât b/300.

(6) Cele două condiții din (5) se consideră îndeplinite dacă momentul de inerție I_{st} al rigidizărilor transversale este cel puțin egal cu valoarea dată de (4.183).

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E}\left(\frac{b}{\pi}\right)^4\left[1 + w_0\frac{300}{b}u\right] \qquad (4.183)$$

unde :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}N_{Ed}}{\sigma_{cr,p}\cdot b}\left[\frac{1}{a_1}+\frac{1}{a_2}\right]$$ în care:

N_{Ed} cea mai mare forță axială de proiectare de compresiune pentru panourile adiacente dar nu mai puțin decât cele mai mari eforturi unitare de compresiune multiplicate cu jumătate din aria efectivă (activă) comprimată a panoului incluzând rigidizările.

$\sigma_{cr,c}$; $\sigma_{cr,p}$ sunt definite în 4.3.1.3.3-e (6) și (8).

$$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{f_{yd}\,300b} \geq 1{,}0$$

e_{max} distanța de la fibra extremă a rigidizării la centrul de greutate al rigidizării

g) Cerințe pentru rigidizări longitudinale

(1) Pentru a se evita flambajul prin torsiune al rigidizărilor cu secțiune transversală deschisă, trebuie îndeplinite următoarele criterii:

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 11{,}0\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

$$\frac{I_T}{I_p} \geq \frac{5{,}3 f_y}{E} \qquad (4.184)$$

unde :

I_T constanta de torsiune (St. Venant) pentru rigidizarea fără tolă ;
I_p momentul de inerție polar pentru rigidizare față de marginea fixată de tolă ;
b lățimea tolei între rigidizări ;
t grosimea tolei între rigidizări ;

(2) Rigidizările longitudinale discontinui pot fi folosite la inimi (pereți) dar nu vor fi considerate în secțiunea transversală care preia eforturile unitare longitudinale.

(3) Rigidizările de formă trapezoidală pot fi considerate ca două rigidizări separate sau ca o rigidizare situată la mijlocul rigidizării trapezoidale.

4.3.1.3.4 Elemente solicitate la întindere axială

(1) Pentru elementele structurale solicitate la întindere axială condiția de verificare este:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \qquad (4.185)$$

unde :

N_{Ed} forța axială de întindere de proiectare ;
$N_{t,Rd}$ forța axială de întindere rezistentă de proiectare a secțiunii transversale care se ia cea mai mică valoare dintre:

a) forța axială rezistentă de proiectare determinată în domeniul plastic a secțiunii transversale brute A;

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{Mo}} \qquad (4.186)$$

unde :

f_y limita de curgere nominală a oțelului din tabelele 3.16 și 3.17;
γ_{Mo} coeficient parțial de siguranță conform 4.3.1.1.(2)P.

b) forța axială rezistentă ultimă de proiectare a secțiunii transversale nete considerând slăbirile date de găurile îmbinărilor, A_{net}:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.187)$$

unde :

f_u rezistența ultimă a oțelului conform tabelelor 3.16 şi 3.17;

γ_{M2} coeficient parțial de siguranță conform 4.3.1.1.(2)P.

(2) Pentru îmbinările din categoria C (conform 4.3.4.3 c) (4)) solicitate la lunecare la starea limită ultimă, forța axială rezistentă de proiectare a secțiunii nete A_{net} determinată în domeniul plastic considerând slăbirile date de găurile îmbinărilor $N_{net,Rd}$ nu trebuie să depăşească valoarea:

$$N_{net,Rd} \leq \frac{A_{net}f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (4.188)$$

unde A_{net}, f_y, γ_{Mo} au semnificațiile de la punctul (1).

(3) Atunci când se urmăreşte o comportare ductilă, forța axială de întindere rezistentă determinată în domeniul plastic $N_{pl,Rd}$ trebuie să respecte condiția:

$$N_{u,Rd} \leq N_{pl,Rd} \quad (4.189)$$

Aceasta va fi îndeplinită dacă:

$$0,9\left[\frac{A_{net}}{A}\right] \geq \left[\frac{f_y}{f_u}\right]\left[\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}\right] \quad (4.190)$$

Semnificațiile termenilor sunt precizate în (1)

4.3.1.3.5 Elemente solicitate la compresiune axială

(1) Pentru elemente solicitate la compresiune axială condiția de verificare este:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad (4.191)$$

unde:

N_{Ed} forța axială de compresiune de proiectare;

$N_{c,Rd}$ forța axială de compresiune rezistentă de proiectare care poate fi determinată astfel:

- Pentru Clasele 1 ,2 şi 3 de secțiuni transversale $N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$; (4.192)

- Pentru Clasa 4 de secțiuni transversale $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M1}}$; (4.193)

(2) In cazul secțiunilor nesimetrice din Clasa 4, metoda dată în 4.3.1.3.9 c) trebuie folosită pentru a ține seama de momentele încovoietoare suplimentare ΔM datorate excentricității axei centrului de greutate al secțiunii efective (active), vezi 4.3.1.3.3 d) (7).

(3) Suplimentar trebuie să se verifice şi rezistența la flambaj a elementelor structurale (vezi 4.3.1.4.).

(4) Pentru elementele structurale solicitate la compresiune axială nu este nevoie să se țină seama de găurile pentru mijloacele de îmbinare cu excepția găurilor sau degajărilor de dimensiuni mari.

4.3.1.3.6 Elemente solicitate la încovoiere pură

(1) In absența forței tăietoare, valoarea de proiectare a momentului încovoietor de proiectare M_{Ed}, în orice secțiune transversală a elementului structural trebuie să îndeplinească condiția:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \qquad (4.194)$$

unde :

$M_{c,Rd}$ momentul încovoietor rezistent de proiectare, obținut conform prevederilor din (2).

(2) In cazul încovoierii după o singură axă principală de inerție şi în absența forței tăietoare, momentul încovoietor rezistent de proiectare al secțiunii transversale fără a ține seama de efectul găurilor pentru mijloacele de îmbinare poate fi determinat astfel:

• Pentru Clasele 1 şi 2 de secțiuni transversale $M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$ (4.195)

• Pentru Clasa 3 de secțiuni transversale $M_{c,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$ (4.196)

• Pentru Clasa 4 de secțiuni transversale $M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$ (4.197)

unde :

W_{pl} modulul de rezistență plastic al secțiunii brute ;
W_{el} modulul de rezistență elastic al secțiunii brute ;
W_{eff} modulul de rezistență al secțiunii active (efective).

(3) Nu se va ține seama de găurile pentru mijloacele de îmbinare din talpa întinsă dacă se respectă următoarea condiție:

$$0,9\left[\frac{A_{f,net}}{A_f}\right] \geq \left[\frac{f_y}{f_u}\right]\left[\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}\right] \qquad (4.198)$$

unde:

A_f aria brută a tălpii întinse ;

$A_{f,net}$ aria netă a tălpii întinse ;
f_u rezistența ultimă a oțelului conform tabelelor. 3.16 ; 3.17 ;
f_y limita de curgere a oțelului ;
γ_{M2}, γ_{Mo} coeficienți parțiali de siguranță conform 4.3.1.1 (2)P.

(4) Nu se ține seama de găurile mijloacelor de îmbinare din zona întinsă a inimii dacă condiția din (3) este îndeplinită pentru întreaga zonă întinsă, zonă ce cuprinde talpa întinsă şi zona întinsă din inimă.

(5) Găurile pentru mijloacele de îmbinare din zona comprimată a secțiunii transversale nu se consideră exceptând găurile şi degajările de dimensiuni mari.

(6) Pentru acțiunea simultană a momentului încovoietor şi a forței tăietoare vezi prevederile din 4.3.1.3.8.

(7) Pentru încovoierea după ambele axe principale se folosesc precizările din 4.3.1.3.9 (11) şi (12).

(8) Suplimentar trebuie verificată rezistența elementului structural la flambaj lateral şi din torsiune 4.3.1.4.2.

4.3.1.3.7. Elemente solicitate la forță tăietoare (forfecare)

(1) Forța tăietoare rezistentă de proiectare pentru grinzi trebuie să îndeplinească criteriile precizate în 4.3.1.3.1 (6) care se folosesc dacă $\bar{\lambda}_w$ este mai mic decât $0.48/\eta$ unde:

$\bar{\lambda}_w$ parametrul de sveltețe conform 4.3.1.5 ;
η un coeficient cu semnificația şi valorile precizate în 4.3.1.3.1 (6).

Dacă $\bar{\lambda}_w$ depăşeste limita menționată mai sus trebuie verificată suplimentar rezistența la voalare sub acțiunea eforturilor unitare de forfecare conform precizărilor din 4.3.1.5.

(2) La un element cu secțiunea închisă, în fiecare parte componentă a secțiunii transversale, forța tăietoare trebuie determinată considerând următoarele eforturi unitare de forfecare:

a) eforturile unitare de forfecare $\tau_{V,Ed}$ în ipoteza că rezultanta forțelor exterioare trece prin centrul de răsucire;
b) eforturile unitare de forfecare $\tau_{T,Ed}$ determinate de posibile excentricități ale forțelor exterioare fața de centrul de răsucire.

(3) Valoarea de proiectare a forței tăietoare rezistente în fiecare element se calculează astfel:

$$bt_w(\tau_{V,eff,Ed}+\tau_{T,Ed}) \qquad (4.199)$$

în care $\tau_{V,eff,Ed}$ trebuie luată valoarea cea mai mare dintre valoarea medie a eforturilor unitare $\tau_{V,Ed}$ într-un component al secțiunii sau 50% din valoarile lor maxime.

(4) Dacă grosimea inimii nu este constantă, t_w trebuie considerată valoarea minimă a grosimii inimii, în afară de cazul când se consideră distribuția elastică a forței tăietoare pe înălțimea inimii.

(5) Găurile pentru mijloacele de îmbinare nu trebuie considerate pentru verificările la forță tăietoare dacă este îndeplinită relația:

$$A_{V,net} > \left(\frac{f_y}{0,9f_u}\right)A_V \qquad (4.200)$$

unde :

A_V aria brută a elementului pe direcția forței tăietoare;

$A_{V,net}$ aria netă de forfecare.

(6) Atunci când $A_{V,net}$ este mai mică decât limita dată în (5), poate fi considerată ca o arie de forfecare efectivă având valoarea $\left(\frac{f_u}{0,9f_y}\right)A_{V,net}$. (4.201)

4.3.1.3.8 Elemente solicitate la moment încovoietor și forță tăietoare

(1) Prin prezența forței tăietoare se reduce momentul încovoietor rezistent plastic teoretic. Pentru valori mici ale forțelor tăietoare această reducere este neînsemnată fiind compensată prin ecruisare și poate fi neglijată. Totuși când forța tăietoare depășește jumătate din forța tăietoare rezistentă, determinată în stadiul plastic trebuie să se ia în considerare efectul acesteia asupra momentului încovoietor rezistent plastic.

(2) Dacă forța tăietoare de proiectare V_{Ed} nu depășește 50% din forța tăietoare rezistentă de proiectare în domeniul plastic, $V_{pl,Rd}$ nu este nevoie să se facă nici o reducere a momentelelor încovoietoare rezistente date în 4.3.1.3.6.

(3) Când V_{Ed} depășește 50% din $V_{pl,Rd}$ momentul încovoietor rezistent de proiectare al secțiunii transversale trebuie redus la momentul încovoietor rezistent de proiectare plastic $M_{V,Rd}$, care ține seama de prezența forței tăietoare. Acest moment încovoietor se obține astfel:

a) pentru secțiuni transversale cu tălpi având aceleași dimensiuni și momentul încovoietor acționând față de axa principală pentru care momentul de inerție este maxim:

$$M_{V,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_V^{\,2}}{4t_w}\right]\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \text{ dar } M_{V,Rd} \le M_{c,Rd} \qquad (4.202)$$

unde :

$$\rho = \left(2\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2 \qquad (4.203)$$

b) pentru alte cazuri $M_{V,Rd}$ trebuie luat ca moment încovoietor rezistent de proiectare plastic al secțiunii transversale, calculat prin folosirea unei limite de curgere reduse $(1-\rho)f_y$ pentru aria de forfecare, dar nu mai mare decât $M_{c,Rd}$.

NOTA: Indicațiile din (3) se aplică la secțiunile transversale din Clasele 1, 2, 3, 4. Pentru $M_{c,Rd}$ se vor folosi valorile corespunzătoare acestor clase (vezi 4.3.1.3.6.).

4.3.1.3.9 Elemente solicitate la moment încovoietor şi forţă axială

a) Secţiuni transversale din Clasele 1 şi 2

(1) Pentru secţiunile transversale din Clasele 1 şi 2 criteriul care trebuie îndeplinit în absenţa forţei tăietoare este:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \tag{4.204}$$

unde:

$M_{N,Rd}$ momentul încovoietor rezistent de proiectare plastic redus care ţine seama de prezenţa forţei axiale.

(2) Pentru o tolă fără găuri pentru mijloace de îmbinare, momentul încovoietor rezistent de proiectare plastic este dat de:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}\left[1-\left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)^2\right] \tag{4.205}$$

şi criteriul devine:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}+\left[\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right]^2 \leq 1 \tag{4.206}$$

(3) In cazul secţiunilor cu tălpi, reducerea momentului încovoietor rezistent plastic teoretic datorită forţei axiale mici este compensată prin ecruisare şi poate fi neglijată. Totuşi, pentru încovoierea faţă de axa y-y, luarea în considerare a efectului forţei axiale asupra momentului încovoietor rezistent plastic trebuie făcută când forţa axială depăşeşte jumătate din forţa axială de întindere rezistentă plastică a inimii sau un sfert din forţa axială de întindere rezistentă plastică a secţiunii transversale, alegându-se valoarea mai mică. In mod similar pentru încovoiere după axa z-z se ia în considerare efectul forţei axiale când aceasta depăşeşte forţa axială de întindere rezistentă plastică a inimii.

(4) Pentru secţiuni transversale fără găuri pentru mijloace de îmbinare, se pot folosi următoarele aproximări (simplificări) în cazul profilelor laminate standard I sau H.

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd}\frac{(1-n)}{(1-0{,}5a)} \quad \text{dar} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \tag{4.207}$$

pentru $n \leq a$: $M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

pentru $n > a$: $M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}\left[1-\left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right]$ (4.208)

unde:

$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

$a = (A-2bt_f) / A$ dar $a \leq 0{,}5$

(5) Expresiile date în (4) se pot folosi de asemenea pentru secțiuni sudate I sau H cu tălpi egale.

(6) Aproximările date în (4) pot fi în continuare simplificate, numai pentru profilele I sau H, astfel:

$$M_{Ny,Rd} = 1,11 M_{pl,y,Rd}(1-n) \quad \text{,dar} \quad M_{Ny,Rd} \le M_{pl,y,Rd} \tag{4.209}$$

pentru $n \le 0,2$: $M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

pentru $n > 0,2$: $$M_{Nz,Rd} = 1,56 M_{pl,z,Rd}[(1-n)(n+0,6)] \tag{4.210}$$

(7) Pentru secțiuni transversale fără găuri pentru mijloace de îmbinare, se pot folosi următoarele aproximări în cazul țevilor cu secțiuni standard pătrate sau dreptunghiulare, având secțiunea constantă:

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a_w)} \text{ , dar } M_{Ny,Rd} \le M_{pl,y,Rd} \tag{4.211}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a_f)} \text{ , dar } M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \tag{4.212}$$

unde:

$a_w = (A-2bt)/A$ dar $a_w \le 0,5$

$a_f = (A-2ht)/A$

(8) Expresiile date în (7) pot fi de asemenea folosite pentru secțiuni sudate casetate cu tălpi şi pereți cu dimensiuni egale ale tălpilor şi pereților.

$$a_w = (A-2bt_f)/A \quad \text{dar} \quad a_w \le 0,5 \tag{4.213}$$
$$a_f = (A-2ht_w)/A \quad \text{dar} \quad a_f \le 0,5$$

(9) Pentru țevi cu secțiune standard pătrată şi dreptunghiulară cu grosimi constante relațiile date în (7) pot fi în continuare simplificate, astfel:

- pentru secțiunea pătrată:

$$M_{N,Rd} = 1,26 M_{pl,Rd}(1-n) \quad \text{, dar} \quad M_{N,Rd} \le M_{pl,Rd} \tag{4.214}$$

- pentru secțiunea dreptunghiulară:

$$M_{Ny,Rd} = 1,33 M_{pl,y,Rd}(1-n) \quad \text{dar} \quad M_{Ny,Rd} \le M_{pl,y,Rd} \tag{4.215}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{(1-n)}{\left(0,5+\frac{ht}{A}\right)} \quad \text{dar} \quad M_{Nz,Rd} \le M_{pl,z,Rd} \tag{4.216}$$

(10) Pentru țevi cu secțiune circulară fără găuri pentru mijloacele de îmbinare poate fi utilizată în continuare următoarea relație simplificată:

$$M_{N,Rd} = 1{,}04M_{pl,Rd}\left(1 - n^{1,7}\right) \text{ dar } M_{N,Rd} \le M_{pl,Rd} \qquad (4.217)$$

(11) In cazul încovoierii biaxiale se poate folosi următorul criteriu aproximativ:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}}\right]^{\beta} \le 1 \qquad (4.218)$$

în care α şi β sunt constante, care pot în mod acoperitor fi luate egale cu unitatea sau după cum urmează:

- pentru secțiuni I şi H:
$\alpha = 2$; $\beta = 5n$ dar $\beta \ge 1$
- pentru țevi cu secțiune circulară :
$\alpha = 2$; $\beta = 2$
- pentru țevi cu secțiuni pătrate sau dreptunghiulară :
$\alpha = \beta = 1{,}66 / (1\text{-}1{,}13n^2)$ dar $\alpha = \beta \le 6$.
- pentru secțiuni rectangulare pline sau table groase:
$\alpha = \beta = 1{,}73 + 1{,}8n^3$

unde:
$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

(12) Ca o aproximare acoperitoare se poate folosi şi următorul criteriu:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \le 1 \qquad (4.219)$$

b) Secțiuni transversale din Clasa 3

(1) Se aplică prevederile din 4.3.1.3.10.

c) Secțiuni transversale din Clasa 4

(1) Se aplică prevederile de la 4.3.1.3.10. şi cele ce urmează :

(2) Eforturile unitare longitudinale pot fi afectate de efectul distribuției neuniforme a eforturilor transversale axei elementului structural şi de voalarea tolelor. Aceste efecte se iau în considerare prin folosirea unei lățimi efective (active) în conformitate cu 4.3.1.3.2 c).

(3) Aria efectivă (activă) A_{eff} poate fi determinată numai pentru forța de compresiune N_{Ed}. Pentru secțiuni transversale nesimetrice centrul de greutate pentru A_{eff} poate să se schimbe cu valoarea e_N față de centrul de greutate al secțiunii brute (vezi fig. 4.37). Aceasta conduce la un moment încovoietor suplimentar care trebuie luat în considerare la verificarea secțiunii transversale.

(4) Modulul de rezistență efectiv W_{eff} poate fi determinat în mod obișnuit considerând o secțiune transversală solicitată numai la eforturi unitare datorate numai momentului încovoietor M_{Ed} (vezi fig. 4.38).

(5) Ca alternativă la (3) și (4) secțiunea transversală efectivă (activă) poate fi determinată pentru starea de eforturi unitare rezultată din acțiunea simultană a eforturilor N_{Ed} și M_{Ed}. Efectele execentricității e_N trebuie luate în considerare la fel ca în (3).

(6) Eforturile unitare în tălpi trebuie calculate în planul median al tălpilor folosind modulul de rezistență elastic.

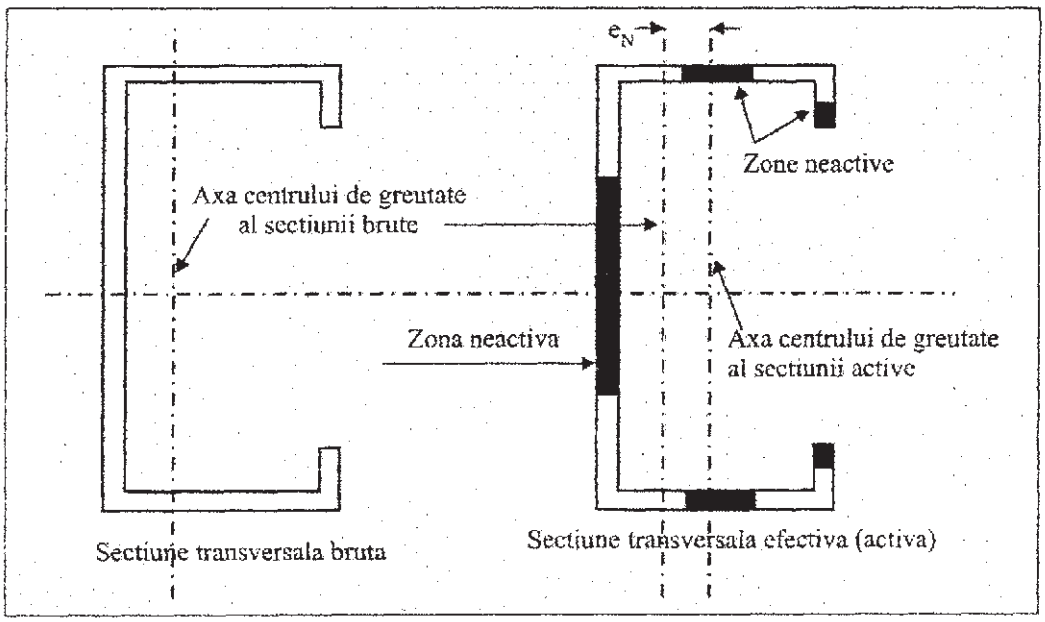


Fig. 4.37 - Secțiune transversală din Clasa 4 solicitată la forță axială

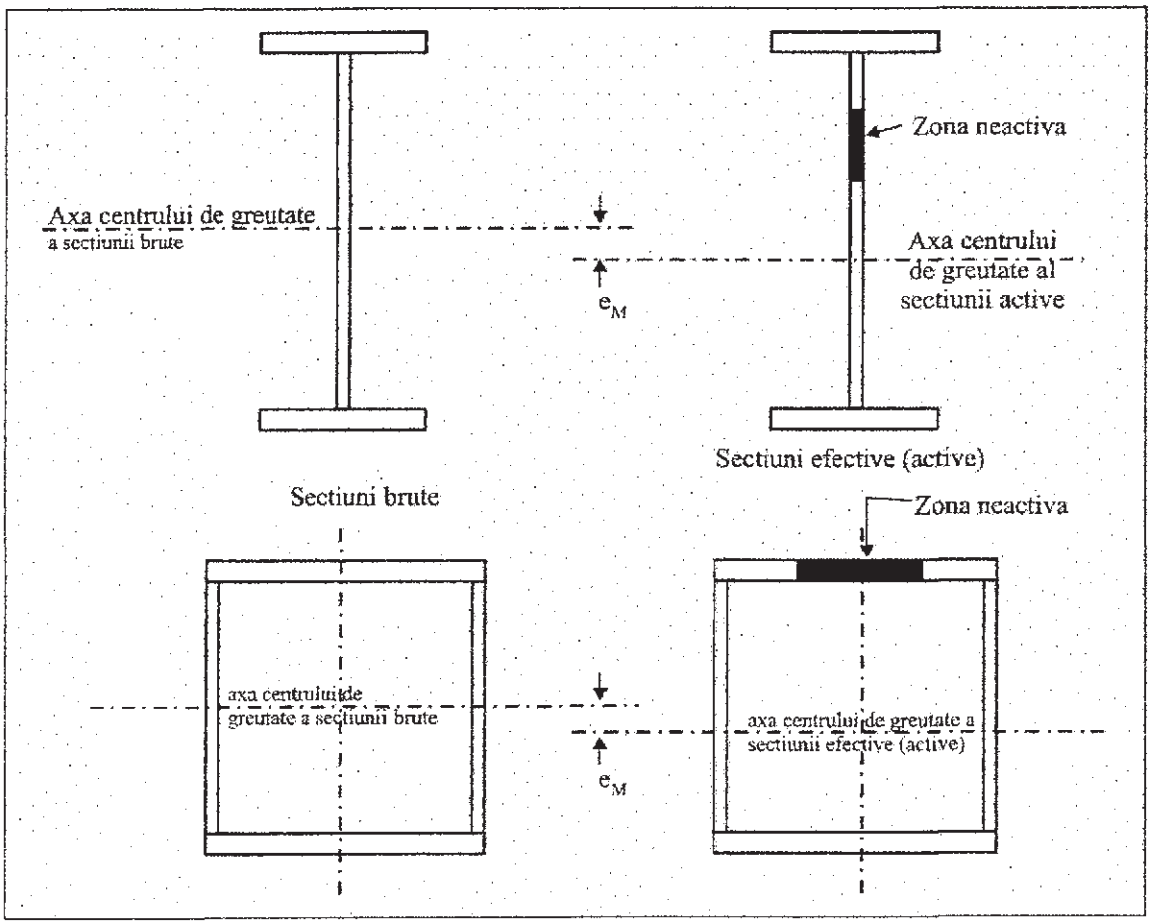


Fig. 4.38 - Secțiuni transversale din Clasa 4 solicitate la moment încovoietor

(7) Grinzile hibride pot avea materialul din tălpi cu limita de curgere f_{yf} de până la $2f_{yw}$ (f_{yw} limita de curgere pentru inimă) respectând însă condițiile:

a) creşterea eforturilor unitare în tălpi determinată de intrarea în curgere a inimii să fie luată în considerare;

c) limita de curgere a materialului din tălpi f_{yf} să fie folosită pentru detereminarea ariei efective a inimii;

(8) Creşterea deformațiilor datorită intrării în curgere a inimii poate fi neglijată în cazul grinzilor hibride, care respectă condițiile din (7) ;.

4.3.1.3.10 Elemente solicitate la moment încovoietor, forță tăietoare şi forță axială.

(1) Dacă se respectă condiția ca η_3 din 4.3.1.3.1.(6) să nu depăşească valoarea 0,5, atunci rezistența de proiectare a secțiunilor transversale pentru acțiunea momentului încovoietor şi forței axiale nu este nevoie să se reducă datorită acțiunii forței tăietoare. Dacă η_3 este mai mare ca 0,5 efectul acțiunii simultane a momentului încovoietor şi forței tăietoare în inima grinzilor I sau casetate poate fi verificat cu relația:

$$\eta_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right]\left[2\eta_3 - 1\right]^2 \le 1,0 \qquad (4.220)$$

unde:

$M_{f,Rd}$ momentul încovoietor rezistent de proiectare plastic al unei secțiuni transversale constând numai din tălpi.

$M_{pl,Rd}$ momentul încovoietor rezistent de proiectare plastic al unei secțiuni transversale, indiferent de clasa secțiunii.

Pentru această verificare η_1 poate fi calculat folosind proprietățile secțiunii brute. Suplimentar trebuie îndeplinite condițiile din 4.3.1.3.1 (6).

(2) Criteriul dat în (1) trebuie verificat în orice secțiune transversală dar nu este necesară verificarea în zonele de capăt ale grinzilor până la o distanță $h_w/2$ de reazem.

(3) Momentul încovoietor rezistent plastic $M_{f,Rd}$ al secțiunii transversale constând numai din tălpi se consideră ca produsul dintre limita de curgere de proiectare și aria efectivă a tălpii cu secțiunea mai mică și distanța între centrele de greutate ale tălpilor.

(4) Dacă se aplică o forță axială N_{Ed}, atunci $M_{pl,Rd}$ trebuie înlocuit cu un moment încovoietor rezistent plastic $M_{N,Rd}$, în conformitate cu prevederile din 4.3.1.3.9 (2) iar $M_{f,Rd}$ trebuie redus în conformitate cu 4.3.1.5.4 (2). Dacă forța axială conduce la compresiune pe întreaga inimă se aplică prevederile din (5).

(5) O talpă la o grindă casetată trebuie verificată cu relația (4.3.67) luând $M_{f,Rd} = 0$ și τ_{Ed} ca medie a eforturilor unitare de forfecare în talpă dar nu mai puțin de jumătate din eforturile unitare maxime de forfecare. Suplimentar subpanourile trebuie verificate folosind media eforturilor unitare de forfecare ale subpanoului și χ_w determinat pentru voalarea din forfecare a subpanoului în conformitate cu prevederile din 4.3.1.5.3 și considerând rigidizările longitudinale ca fiind rigide.

4.3.1.3.11 Elemente solicitate la forțe transversale concentrate în planul inimilor

a) Principii de bază:

(1) Criteriile de verificare la stările limită ultime pentru inimi (pereți) nerigidizate sau rigidizate la acțiunea forțelor transversale transmise prin tălpi sunt date în 4.3.1.3.1 (6), cu lungimea efectivă L_{eff} determinată pe baza următoarelor reguli aplicabile pentru grinzi laminate și sudate. Aceste reguli se aplică dacă tălpile sunt menținute în poziția normală față de planul vertical, prin rigiditatea lor sau prin legături transversale.

(2) Se disting trei cazuri de aplicare a încărcării astfel:

a) Forțe aplicate printr-o talpă și preluate prin rezistența la forfecare a inimii, vezi fig. 4.39 a);

b) Forțe aplicate printr-o talpă și transferate prin inimă la cealaltă talpă, vezi fig. 4.39 b);

c) Forțe aplicate unei tălpi apropiate de un capăt nerigidizat al grinzii, vezi fig. 4.39 c).

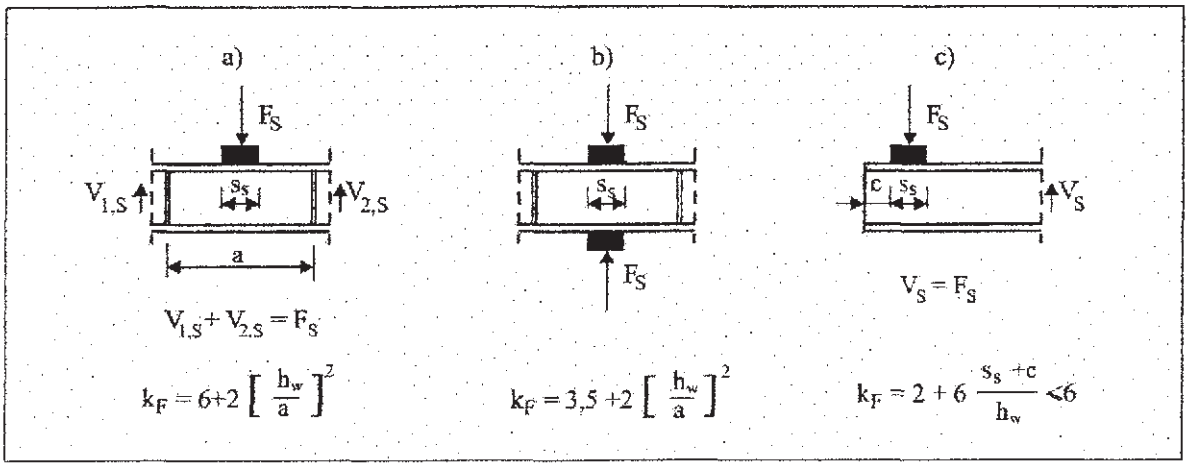


Fig. 4.39 – Factori de voalare (k_F) pentru diferite tipuri de aplicare a încărcărilor transversale.

(3) Pentru grinzi casetate cu inimi înclinate trebuie verificate condițiile la starea limită de rezistență pentru inimă și talpă. Eforturile secționale care se vor lua în considerare sunt componente ale încărcării exterioare, în planul inimii, respectiv al tălpii.

(4) Dacă o grindă este solicitată simultan la o forță concentrată transversală, moment încovoietor și forță axială, verificarea la starea limită ultimă trebuie făcută cu relațiile (4.155) și (4.156) din 4.3.1.3.1 (6) și următoarea relație de interacțiune:

$$\eta_2 + 0{,}8\eta_1 \leq 1{,}4 \qquad (4.221)$$

b) Lungimea de repartiție a încărcării concentrate

(1) Lungimea de repartiție a încărcării concentrate, s_s, pe talpă este distanța pe care se distribuie efectiv forța concentrată aplicată și poate fi determinată prin considerarea unei repartiții cu panta 1:1 conform fig. 4.40. Totuși s_s nu trebuie să fie luată mai mare decât h_w.

(2) Dacă mai multe forțe concentrate sunt apropiate, verificarea inimii se va face atât pentru fiecare forță individuală cât și pentru forța totală (rezultanta), caz în care s_s trebuie considerat ca distanța dintre axele forțelor extreme.

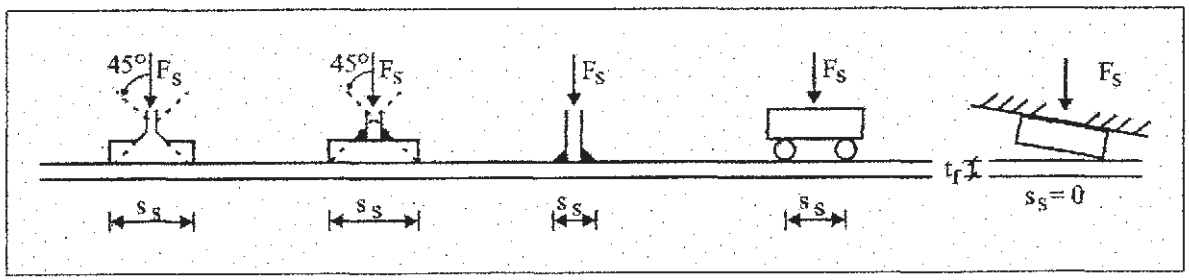


Fig. 4.40 - Lungimea de repartiție a forței concentrate

c) Lungimea efectivă pentru starea limită ultimă

(1) Lungimea efectivă pentru starea limită ultimă este dată de relația:

$$L_{eff} = \chi_F l_y \tag{4.222}$$

unde

$$\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_F} \le 1 \tag{4.223}$$

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} \tag{4.224}$$

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \tag{4.225}$$

(2) Pentru determinarea lui l_y vezi (d), iar pentru valoarea lui k_F vezi fig. 4.39.

d) Lungimea încărcată efectivă

(1) Lungimea încărcată efectivă, l_y, se calculează folosind doi parametri adimensionali:

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} \tag{4.226}$$

$$m_2 = 0,02\left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \quad \text{dacă } \lambda_F > 0,5\text{, dacă nu, } m_2 = 0 \tag{4.227}$$

Pentru grinzi casetate, b_f din ecuația (4.3.73) se limitează la $25 t_f$ de fiecare parte a inimii.

(2) Pentru determinarea lungimii efective l_y din (1) în cazurile a) şi b) din fig. 4.39, se foloseşte relația:

$$l_y = s_s + 2t_f\left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right) \tag{4.228}$$

(3) Pentru cazul c) l_y este cea mai mică valoare dată de relațiile (4.228), (4.230), (4.231). Dacă sistemul de încărcare nu urmăreşte suprafața elementului de rezemare a grinzii, atunci $s_s = 0$ (vezi fig. 4.40).

$$l_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \le s_s + c \tag{4.229}$$

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_{ef}}{t_f}\right)^2 + m_2} \qquad (4.230)$$

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \qquad (4.231)$$

e) Rigidizări transversale

(1) Dacă rezistența de proiectare a unei secțiuni cu inimi nerigidizate este insuficientă trebuie prevăzute rigidizări transversale. La o articulație plastică, localizată în grindă, rigidizările trebuie prevăzute întotdeauna dacă η_2 din relația (4.3.2) este mai mare decât 0,5.

(2) Când se verifică rezistența la flambaj, secțiunea transversală efectivă (activă) a unei rigidizări poate fi luată cu o parte a inimii egală cu $30\varepsilon t_w$, simetric câte $15\ \varepsilon t_w$ de o parte și alta a rigidizării, vezi fig. 4.41. La capetele elementelor (sau goluri în inimă) dimensiunea de $15\varepsilon t_w$ trebuie limitată la dimensiunea reală disponibilă.

(3) Rezistența la flambaj perpendicular pe planul inimii trebuie determinată din 4.3.1.4.1, folosind curba de flambaj c și o lungime de flambaj *l* mai mare de $0{,}75h_w$. O valoare mai mare a lungimii de flambaj trebuie folosită în funcție de legăturile de la capete.

(4) Dacă se folosesc rigidizări nesimetrice sau pe o singură parte a inimii, excentricitatea rezultată trebuie avută în vedere folosind prevederile din 4.3.1.4.4.

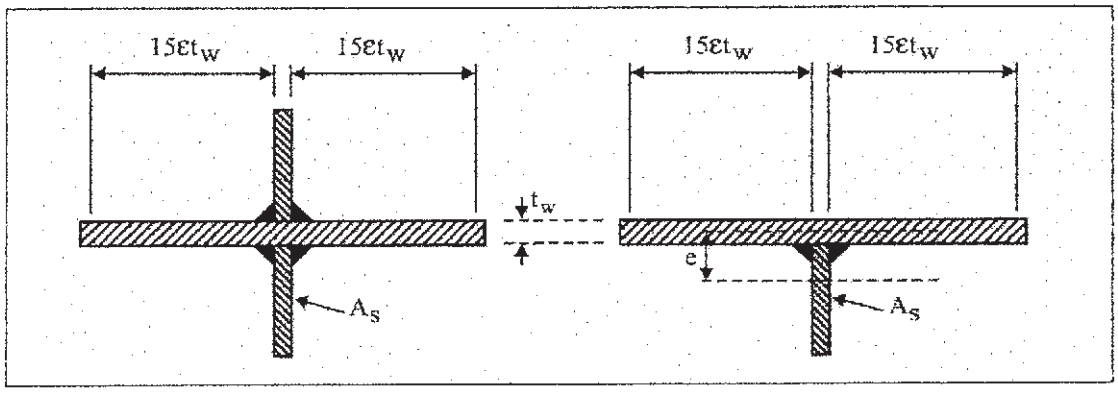


Fig. 4.41 – Secțiunea transversală efectivă a rigidizărilor transversale

(5) Suplimentar verificării rezistenței la flambaj, trebuie verificată și rezistența secțiunii transversale a rigidizărilor de pe rezeme în zonele adiacente tălpii încărcate. Lățimea inimii care se include în secțiunea transversală efectivă trebuie limitată la l_y (vezi d) și se ține seama de orice degajări (goluri) din rigidizare care se prevăd pentru asigurarea continuității sudurilor ce prind inima de talpă.

f) Flambajul tălpilor în planul inimii

(1) Pentru a preveni posibilitatea flambajului tălpii în planul inimii, raportul h_w/t_w al inimii trebuie să îndeplinească următorul criteriu:

$$\frac{h_w}{t_w} \le k\left(\frac{E}{f_{yf}}\right)\sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \qquad (4.232)$$

unde:

A_w aria inimii;
A_{fc} aria tălpii comprimate;

Valoarea coeficientului k trebuie considerată astfel:
- dacă se foloseşte procedeul articulaţiilor plastice k = 0,3;
- dacă se foloseşte momentul încovoietor rezistent plastic k = 0,4;
- dacă se foloseşte momentul încovoietor rezistent elastic k = 0,55.

(2) Când grinda este curbă în elevaţie, cu talpa comprimată pe faţa concavă, trebuie folosit suplimentar şi următorul criteriu:

$$\frac{h_w}{t_w} \le \frac{k\left(\frac{E}{f_{yf}}\right)\sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1+\frac{h_w E}{3rf_{yf}}}} \qquad (4.233)$$

unde:

r raza de curbură a tălpii comprimate

(3) Când grinda are atât rigidizări transversale cât şi longitudinale pe inimă, valoarea limită pentru h_w/t_w (dată de relaţiile (4.232) şi (4.233)) poate fi sporită.

4.3.1.4 Flambajul elementelor structurale

4.3.1.4.1 Elemente solicitate la forţe axiale de compresiune

a) Forţa axială rezistentă de proiectare la flambaj

(1) Forţa axială rezistentă de proiectare la flambaj pentru un element solicitat la compresiune se evaluează astfel:

$$N_{b,Rd} = \chi\beta_A A\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (4.234)$$

unde:

$\beta_A = 1$ pentru secţiuni transversale din Clasele 1, 2 sau 3;
$\beta_A = A_{eff}/A$ pentru Clasa 4 de secţiuni transversale;
χ factorul de reducere pentru modul relevant de flambaj.

(2) Pentru elemente structurale din oţel laminate la cald cu tipuri de secţiuni transversale folosite curent pentru elemente solicitate la forţe axiale de compresiune, modul relevant de flambaj este în general flambajul prin încovoiere.

(3) In anumite cazuri, modurile de flambaj prin torsiune sau încovoiere-torsiune pot fi determinante.

b) Elemente structurale cu secțiune constantă

(1) Pentru elemente structurale cu secțiune transversală constantă și solicitate la forțe axiale de compresiune constante, valoarea factorului de reducere la flambaj χ corespunzătoare zvelteței adimensionale ($\bar{\lambda}$) poate fi determinată din:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \left[\varphi^2 - \bar{\lambda}^2\right]^{0,5}} \qquad \text{dar } \chi \leq 1 \tag{4.235}$$

unde:

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \tag{4.236}$$

α factor de imperfecțiune (din tabelul 4.13) ;

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}}\right]^{0,5} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right)\left[\beta_A\right]^{0,5} \tag{4.237}$$

λ zvelteța pentru modul relevant de flambaj (se determină cu relația 4.239).

$$\lambda_1 = \pi\left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0,5} \quad (f_y \text{ în } N/mm^2) \tag{4.238}$$

N_{cr} forța critică elastică pentru modul relevant de flambaj.

(2) Factorul de imperfecțiune α corespunzător curbelor de flambaj se obține din tabelul 4.13.

Tabelul 4.13 - Factorii de imperfecțiune α

Curba de flambaj	a	b	c	d
Factorul de imperfecțiune α	0,21	0,34	0,49	0,76

(3) Valorile factorului de reducere χ pentru zvelteți adimensionale $\bar{\lambda}$ pot fi obținute din tabelul 4.14.

(4) Elementele structurale cu secțiune constantă pot fi verificate folosind și calculul de ordinul al II-lea, vezi 4.3.1.4.1 c) (4) și (6).

Tabelul 4.14 - Factorii de reducere χ

$\overline{\lambda}$	Curba de flambaj			
	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

c) Elementele structurale cu secțiune variabilă

(1) Elementele structurale de formă tronconică sau cu secțiunea transversală variabilă pe lungimea lor pot fi verificate la flambaj folosind calculul de ordinul doi, vezi (4) și (6).

(2) Metode simplificate de calcul pot fi bazate pe modificările procedeului folosit pentru elemente structurale cu sectiune constantă. In acest caz, produsul $\beta_A \cdot A \cdot f_y$ se ia pe zona în care eforturile unitare de compresiune sunt maxime și N_{cr} este forța critică elastică, în această zonă, pentru modul relevant de flambaj.

(3) Orice metodă recunoscută poate fi utilizată dacă se poate demonstra că este acoperitoare.

(4) Calculul de ordinul doi al unui element structural va include imperfecțiunea inițială echivalentă și adecvată dată în fig. 4.42 corespunzătoare curbei relevante de flambaj, aceasta depinzând de metoda de calcul și tipul de verificare a secțiunii transversale.

(5) Imperfecțiunile echivalente inițiale date în fig. 4.42 vor fi de asemenea folosite atunci când este necesar pentru a include imperfecțiunile elementelor structurale în analiza globală, în conformitate cu prevederile din 4.3.1.9.

(6) Atunci când se folosesc imperfecțiunile date în fig. 4.42 rezistența secțiunilor transversale trebuie verificată așa cum este prevăzut în 4.3.1.3, dar folosind coeficientul de siguranță parțial γ_{M1} în loc de γ_{M0}.

d) Flambajul prin încovoiere

(1) Pentru flambajul prin încovoiere trebuie aleasă curba corespunzătoare din tabelul 4.15.

(2) Secțiunile care nu sunt incluse în tabelul 4.15 vor fi clasificate prin analogie.

(3) Zvelțețea λ va fi determinată astfel:

$$\lambda = l/i \qquad (4.239)$$

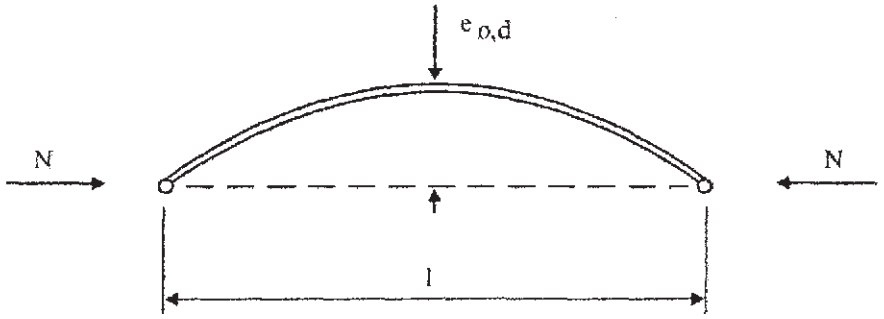
unde :

i raza de girație față de axa relevantă, determinată folosind proprietățile secțiunii brute.

(4) Secțiunile elementelor structurale executate la rece vor fi verificate folosind fie:

a) limita de curgere de bază f_{yb} a tablei subțiri din care elementul structural este fabricat la rece și folosind curba de flambaj b.

b) limita de curgere medie f_{ya} a elementului structural după execuția la rece, determinată în conformitate cu precizările date în tabelul 4.16 și folosind curba de flambaj c.



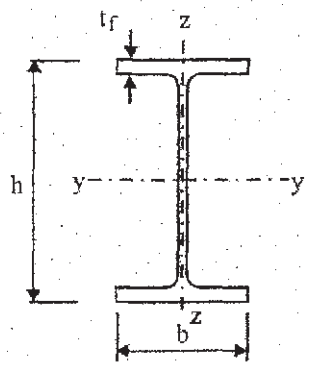
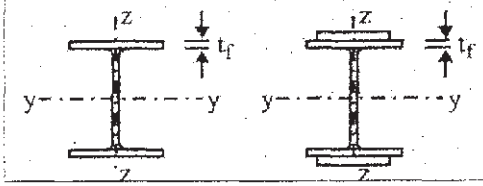
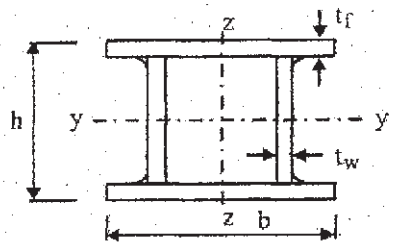
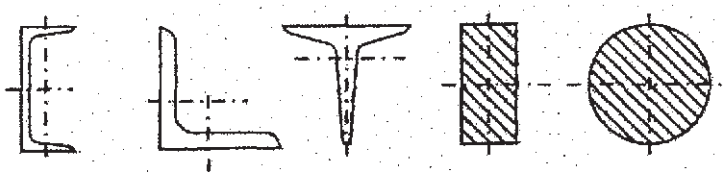
Secţiune transversală		Metoda de analiză globală	
Metoda folosită pentru verificarea rezistenţei	Tipul secţiunii şi axa	Elastică sau Rigid – Plastică sau Elastică – Perfect plastică	Elasto – plastică (metoda zonei plastice)
Elastică	Oricare	$\alpha(\bar{\lambda}-0,2)k_\gamma W_{el}/A$	-
Liniar plastică	Oricare	$\alpha(\bar{\lambda}-0,2)k_\gamma W_{pl}/A$	-
Neliniar plastică	Secţiune I axa y - y	$1,33\,\alpha(\bar{\lambda}-0,2)k_\gamma W_{pl}/A$	$\alpha(\bar{\lambda}-0,2)k_\gamma W_{pl}/A$
	Secţiune I axa z - z	$2,0k_\gamma e_{eff}/\varepsilon$	$k_\gamma e_{eff}/\varepsilon$
	Secţiune rectangulară cu goluri	$1,33\,\alpha(\bar{\lambda}-0,2)k_\gamma W_{pl}/A$	$\alpha(\bar{\lambda}-0,2)k_\gamma W_{pl}/A$
	Secţiune circulară cu goluri	$1,5k_\gamma e_{eff}/\varepsilon$	$k_\gamma e_{eff}/\varepsilon$
$k_\gamma=(1-k_\delta)-2k_\delta\bar{\lambda}$ dar $k_\gamma \geq 1,0$			

Curba de flambaj	α	e_{eff}	k_δ			
			γ_{M1}= 1,05	γ_{M1}=1,10	γ_{M1}=1,15	γ_{M1}= 1,20
A	0,21	1 / 600	0,12	0,23	0,33	0,42
B	0,34	1 / 380	0,08	0,15	0,22	0,28
C	0,49	1 / 270	0,06	0,11	0,16	0,20
D	0,76	1 / 180	0,04	0,08	0,11	0,14

Elemente structurale cu secţiune variabilă :
Se foloseşte valoarea W_{el}/A sau W_{pl}/A în mijlocul lungimii de flambaj l.

Fig. 4.42 - Valori de proiectare ale imperfecţiunii iniţiale echivalente $e_{0,d}$

Tabelul 4.15 - Alegerea curbei de flambaj pentru o secțiune transversală

Secțiunea transversală	Limite	Flambaj față de axa	Curba de flambaj
Secțiuni I laminate 	$h/b > 1.2$ $t_f \leq 40$ mm	y – y z – z	**a** **b**
	40 mm < t_f □ 100 mm	y – y z – z	**b** **c**
	$h/b \leq 1.2$ $t_f \leq 100$ mm	y – y z – z	**b** **c**
	$t_f > 100$ mm	y – y z – z	**d** **d**
Secțiuni I sudate 	$t_f \leq 40$ mm	y – y z – z	**b** **c**
	$t_f > 40$ mm	y – y z – z	**c** **d**
Tevi 	Laminate la cald	oricare	**a**
	Executate la rece	oricare	**b** sau **c**
Secțiuni sudate casetate 	în general (cu excepția cazurilor de mai jos)	oricare	**b**
	Suduri cu grosime mare și $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y – y z – z	**c** **c**
U, L, T, și secțiuni pline 		oricare	**c**

Tabelul 4.16 - Limita de curgere medie f_{ya} la secţiuni de ţevi solicitate la forţa axială de compresiune executate la rece

Limita de curgere medie f_{va} poate fi determinată prin încercări pe modele la scara 1:1 sau astfel: $f_{ya} = f_{yb} + (knt^2 / A_g)(f_u - f_{yb})$ unde: f_{yb} limita de curgere la întindere a materialului de bază definit mai jos (N/mm^2) f_u rezistenţa ultimă la întindere a materialului de bază (N/mm^2) t grosimea materialului (mm) A_g aria brută a secţiunii transversale (mm^2) k coeficient care depinde de tipul de fabricare (execuţie): - pentru laminare la rece k = 7 - pentru alte metode de fabricare k = 5 n numărul de îndoiri la 90^0 în secţiune cu o rază interioară < 5t (fracţiunile îndoirilor la 90^0 trebuie măsurate ca fracţiuni ale lui n) (f_{ya} nu trebuie să depăşească f_u sau 1,2 f_{yb}) Creşterea limitei de curgere datorată fabricării la rece nu trebuie considerată pentru elemente care sunt sudate, care au tratament termic de revenire, care sunt galvanizate (după execuţia la rece) sau supuse unui tratament termic după fabricare (recoacere parţială).
Materialul de bază: este materialul tablei subţiri din care sunt fabricate la rece secţiunile elementelor structurale.

(5) Lungimea de flambaj l a unui element structural solicitat la forţe axiale de compresiune, cu ambele capete efectiv fixate lateral, poate fi apreciată ca acoperitoare dacă se consideră egală cu lungimea teoretică L. Precizări şi detalii pentru determinarea lungimii de flambaj la elementele structurale de poduri se găsesc în anexa K.

(6) Pentru verificarea la flambaj a tălpilor comprimate ale grinzilor de poduri cu secţiunea deschisă se aplică prevederile din 4.3.1.4.2 d).

4.3.1.4.2 Flambajul lateral cu torsiune al grinzilor

a) Rezistenţa la flambaj lateral cu torsiune

(1)P Momentul rezistent de proiectare la flambaj lateral cu torsiune trebuie determinat utilizând un model de calcul, ce ia în considerare imperfecţiunile relevante cum ar fi săgeata iniţială, eforturile unitare din torsiune şi reziduale ţinând seama de grupările de acţiuni, condiţiile de rezemare şi comportarea materialului. Dacă este relevant se va considera

deformarea secțiunii transversale. Dacă talpa solicitată la compresiune este menținută în poziția ei normală, cu legături transversale corespunzătoare, nu este nevoie de nici o verificare la flambaj lateral și torsiune.

(2)P Momentul rezistent de proiectare la flambaj lateral cu torsiune poate fi considerat și ca o încărcare corespunzătoare atingerii pentru prima oară a limitei de curgere în fibre ale secțiunii transversale, efectuând calcul de ordinul doi și utilizând un model cu o imperfecțiune de tipul săgeții inițiale. Modelul va avea, dacă este relevant, condițiile de margine corespunzătoare oricăror flexibilități ale legăturilor și flexibilități ale secțiunii transversale.

(3) Momentul rezistent de proiectare la flambaj $M_{b,Rd}$ al unei grinzi poate fi evaluat astfel:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT}\beta_w \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (4.240)$$

unde:

$\beta_w = 1$ pentru secțiunile transversale din Clasele 1 sau 2;

$\beta_w = W_{ml,y}/W_{pl,y}$ pentru Clasa 3 de secțiuni transversale;

$\beta_w = W_{eff,y}/W_{pl,y}$ pentru Clasa 4 de secțiuni transversale;

χ_{LT} factorul de reducere pentru flambajul lateral cu torsiune, vezi 4.3.1.4.2 b) (1);

$W_{eff,y}$ modulul de rezistență minim al secțiunii efective față de axa y – y, determinat în centrele de greutate ale tălpilor;

$W_{ml,y}$ modulul de rezistență elastic minim față de axa y – y determinat în centrul de greutate al tălpilor;

$W_{pl,y}$ modulul de rezistență plastic față de axa y – y.

b) Elemente structurale cu secțiune constantă

(1) Pentru un element structural cu secțiune constantă, valoarea lui χ_{LT} pentru o zveltețe adimensională $\bar{\lambda}_{LT}$ poate fi determinată astfel:

$$\chi_{LT} = 1 \quad \text{pentru } \bar{\lambda}_{LT} \le 0{,}4 \qquad (4.241)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left(\varphi_{LT}^{\,2} - \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}\right)^{0.5}} \le 1{,}0 \quad \text{pentru } \bar{\lambda}_{LT} > 0{,}4 \qquad (4.242)$$

unde:

$$\varphi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}4\right) + \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}\right] \qquad (4.243)$$

(2) Valorile pentru factorul de imperfecțiune α_{LT} la flambajul lateral cu torsiune trebuie luate astfel:

$\alpha_{LT} = 0{,}21$ pentru secțiuni laminate;

$\alpha_{LT} = 0{,}49$ pentru secțiuni sudate;

(3) Valoarea lui $\bar{\lambda}_{LT}$ poate fi determinată din:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}\right]^{0,5} \quad (4.244)$$

unde:

M_{cr} momentul critic elastic de flambaj lateral cu torsiune calculat cu proprietățile secțiunii brute.

NOTA: Precizări pentru calculul lui M_{cr} sunt în anexa J.

c) Elemente structurale cu secțiune variabilă

(1) Pentru un element cu secțiune variabilă, variația proprietăților secțiunii transversale se va lua în considerare când se calculează M_{cr}. Acoperitor se poate folosi cea mai mică secțiune transversală.

(2) Procedeul de proiectare 4.3.1.4.2 b) poate fi aplicat în locul unui calculul de ordinul 2 în cazul în care calculul se referă la secțiunea transversală cu cele mai mari eforturi unitare de compresiune obținute din analiza de ordinul 1.

(3) Dacă momentul încovoietor M_y are o valoare maximă M_1,în dreptul unui reazem lateral, proiectarea conform pct. 4.3.1.4.2 b) se poate efectua în secțiunea 0,2L măsurată de la secțiunea unde momentul încovoietor este maxim, unde L este distanța dintre două reazeme laterale consecutive dar nu mai mult decât distanța dintre punctele cu moment maxim şi punctul cel mai apropiat cu moment zero (vezi fig. 4.43). Dacă momentul încovoietor descreşte liniar de la M_1 la M_2 între două rezemări laterale consecutive, momentul încovoietor în secțiunea analizată va fi $0,8M_1 + 0,2M_2$ dar nu trebuie să fie mai mic decât $0,8M_1$. Suplimentar verificării de stabilitate, în această secțiune, momentul încovoietor de proiectare nu trebuie să depăşească valoarea momentului încovoietor rezistent, în conformitate cu 4.3.1.3.8.

d) Stabilitatea laterală a tălpilor comprimate ale grinzilor

(1) Tălpile grinzilor cu zăbrele solicitate la compresiune, care pot ceda prin flambaj lateral pot fi verificate prin modelarea acestor tălpi ca bare cu o forță de compresiune N_{Ed} şi rezemate continuu sau discret pe resoarte elastice.

NOTA: Precizări despre determinarea rigidității cadrelor, în formă de U se dau în anexa K.

(2) Modul de flambaj şi forța critică de flambaj elastic N_{cr} pot fi determinate dintr-o analiză de valori proprii. Dacă reazemele elastice sunt discrete, încărcarea critică de flambaj nu trebuie luată mai mare decât cea corespunzătoare flambajului, în ipoteza cu noduri în secțiunile reazemelor elastice.

(3) Verificarea siguranței poate fi realizată în conformitate cu prevederile din 4.3.1.4.2 b), folosind relația:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_A A_f f_y}{N_{crit}}} \quad (4.245)$$

unde:

A_f aria brută a tălpii;

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A_f}. \quad (4.246)$$

(4) Pentru tălpile comprimate, imperfecțiunile inițiale din efectele de ordinul al II-lea asupra reazemelor elastice pot fi luate în considerare prin aplicarea unei forțe laterale adiționale F_{Ed} în punctele de legătură ale tălpii cu reazemele elastice. Forța F_{Ed} este dată de relația:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{100} \text{ dacă } l_k \le 1{,}2\, l \quad (4.247)$$

$$F_{Ed} = \frac{l}{l_k}\frac{N_{Ed}}{80}\frac{1}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} \text{ dacă } l_k > 1{,}2\, l \quad (4.248)$$

unde:

$$l_k = \pi\sqrt{\frac{EI}{N_{crit}}} \quad (4.249)$$

l distanța între reazemele elastice.

(5) Dacă forța de compresiune N_{Ed} este constantă pe lungimea tălpii, forța axială critică de flambaj N_{cr} poate fi stabilită astfel:

$$N_{cr} = mN_E \quad (4.250)$$

unde :

$$N_E = \pi^2\frac{EI}{L^2} \quad (4.251)$$

$$m = \frac{2}{\pi^2}\sqrt{\gamma} \quad (4.252)$$

$$\gamma = \frac{cL^4}{EI} \quad (4.253)$$

$$c = \frac{C_d}{l} \quad (4.254)$$

unde:

L distanța între reazemele de capăt rigide;

l distanța între reazemele elastice ale tălpii (resoarte);

C_d rigiditatea reazemelor elastice, vezi (1).

(6) Dacă N_{Ed} nu este constant pe lungimea tălpii se pot aplica prevederile din 4.3.1.4.2 c) (3) dacă L se înlocuieşte cu l_k din 4.3.1.4.2 d) (4).

(7) Procedeul dat de la (1) la (6) poate fi de asemenea aplicat la tălpile grinzilor cu inimă plină solicitate la compresiune când A_f din (3) se înlocuieşte cu $A_f+A_{wc}/3$, unde A_{wc} este aria zonei comprimate a inimii.

(8) Pentru talpa inferioară a podurilor cu grinzi cu inimă plină continui, cu reazeme laterale rigide la distanța L, factorul m dat în (5) poate fi de asemenea determinat din cea mai mică valoare a următoarelor două:

$$m = 1+0{,}44(1+\mu)\Phi^{1,5}+\frac{(3+2\Phi)\gamma}{(350-50\mu)} \qquad (4.255)$$

$$m = 1+0{,}44(1+\mu)\Phi^{1,5}+\left[0{,}195+\left(0{,}05+\frac{\mu}{100}\right)\Phi\right]\gamma^{0,5} \qquad (4.256)$$

unde:

$\mu = V_2/V_1$, vezi fig. 4.43 ;

$$\Phi = 2\frac{\left(1-\frac{M_2}{M_1}\right)}{1+\mu} \text{ pentru } M_2 > 0. \qquad (4.257)$$

NOTA: Această relație este valabilă pentru zone de pod cu lungimea L între cadrele transversale rigide, de exemplu între zonele de la reazeme, pentru care semnul momentului încovoietor nu se schimbă. Variația momentului încovoietor între M_1 şi M_2 este o parabolă, cum se arată în fig. 4.43.

(9) Pentru talpa inferioară cu lățimea b, zvelțețea relativă poate fi luată astfel:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1{,}1\frac{L}{b}\left\{\frac{f_y}{(E\cdot m)^{0,5}}\left[1+\frac{A_{wc}}{3A_f}\right]\right\}^{0,5} \qquad (4.258)$$

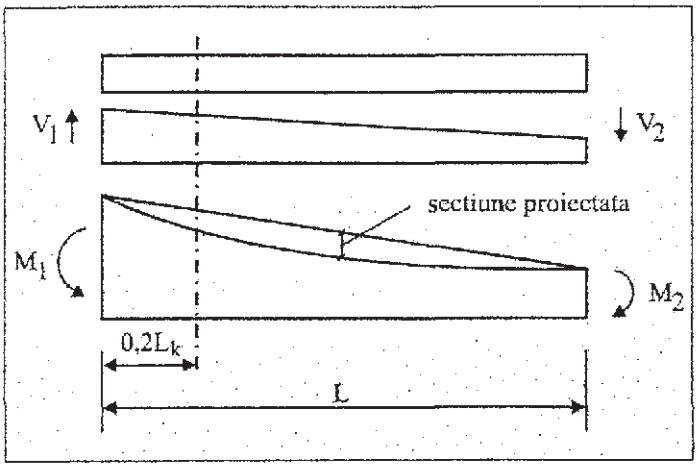


Fig. 4.43 - Variația momentului încovoietor într-o zonă a grinzii cuprinsă între reazeme rigide.

(10) Factorul de reducere χ_{LT} pentru flambajul lateral cu torsiune poate fi calculat în conformitate cu prevederile 4.3.1.4.2 b) şi verificarea realizată în conformitate cu prevederile 4.3.1.4.2 a).

4.3.1.4.3 Flambajul lateral cu torsiune pentru grinzi solicitate la încovoiere şi forţa axială de întindere

(1) Elementele structurale solicitate simultan la încovoiere şi întindere axială vor fi verificate pentru rezistenţa la flambaj lateral cu torsiune tratând forţa axială şi momentul încovoietor ca un efect vectorial.

(2) Atunci când forţa axială şi momentul încovoietor pot varia independent, valoarea de proiectare a forţei axiale de întindere trebuie redusă cu factorul: $\psi_{vect} = 0,8$.

(3) Eforturile unitare (calculate considerând aria secţiunii nete) $\sigma_{com,Ed}$ (care pot depăşi f_y) în fibrele extreme solicitate la compresiune, ca urmare a efectelor vectoriale, se calculează astfel:

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{com}} - \psi_{vect} \frac{N_{t,Ed}}{A} \qquad (4.259)$$

unde:

W_{com} modulul de rezistenţă elastic determinat în fibrele extreme solicitate la compresiune;

$N_{t,Ed}$ forţa axială de întindere de proiectare.

(4) Verificarea se va efectua folosind un moment efectiv de proiectare $M_{eff,Sd}$ obţinut astfel:

$$M_{eff,Ed} = W_{com} \sigma_{com,Ed} \qquad (4.260)$$

(5) Momentul încovoietor rezistent de proiectare la flambaj, $M_{b,Rd}$, se va obţine folosind prevederile din 4.3.1.4.2 a) (3).

4.3.1.4.4. Flambajul lateral cu torsiune pentru grinzi solicitate la încovoiere şi forţă axială de compresiune.

a) Elemente generale

(1) Dacă nu se efectuează un calcul de ordinul doi folosind imperfecţiunile, se pot folosi metodele de mai jos, de la punctele b), c), c_1), c_2) prezentate în continuare, făcându-se distincţie între:

- elementele structurale care nu sunt susceptibile la deformaţii din torsiune (de exemplu secţiunile închise, tubulare) - rigide la torsiune;

- elementele structurale care sunt susceptibile la deformaţii din torsiune (de exemplu secţiuni deschise) – flexibile la torsiune.

b) Elemente structurale rigide la torsiune (cu secțiuni închise)

(1) Elementele structurale cu secțiuni transversale din Clasele 1 și 2 solicitate simultan la moment încovoietor și forță axială de compresiune trebuie să îndeplinească condiția:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \qquad (4.261)$$

unde:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y} \text{ dar } k_y \leq 1,5 \qquad (4.262)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \text{ dar } \mu_y \leq 0,90 \qquad (4.263)$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Ed}}{\chi_z A f_y} \text{ dar } k_z \leq 1,5 \qquad (4.264)$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right] \text{ dar } \mu_z \leq 0,90 \qquad (4.265)$$

Valoarea χ_{min} este cea mai mică valoare dintre χ_y și χ_z, care sunt factorii de reducere din 4.3.1.4.1 pentru axa Y-Y respectiv Z-Z și β_{My} și β_{Mz} sunt factorii momentelor încovoietoare echivalente uniforme pentru flambajul prin încovoiere, vezi (4).

(2) Elementele structurale cu secțiuni transversale din Clasa 3 trebuie să îndeplinească condiția:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,Ed}}{W_{el,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{el,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \qquad (4.266)$$

unde:

k_y, k_z și χ sunt dați în (1).

$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4)$ dar $\mu_y \leq 0,90$

$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4)$ dar $\mu_z \leq 0,90$

(3) Elementele structurale cu secțiuni transversale din Clasa 4 trebuie să indeplinească condiția:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny})}{W_{eff,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz})}{W_{eff,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \qquad (4.267)$$

unde:

k_y, k_z şi χ_{min} sunt ca la (1), dar folosind A_{eff} în loc de A, vezi 4.3.1.3.3 d);
μ_y şi μ_z sunt ca la (2), dar adăugând $N_{Ed}\, e_N$ la M_{Ed} când se determină β;
A_{eff}, $W_{eff,y}$, $W_{eff,z}$, e_{Ny} şi e_{Nz} sunt conform 4.3.1.3.9 c).

(4) Factorii momentelor încovoietoare uniforme echivalente β_{My} şi β_{Mz} se vor obţine din tabelul 4.17, în funcţie de forma diagramei de moment încovoietor între secţiunile relevante cu legături laterale, astfel:

Factor	Moment încovoietor după axa	Secţiuni cu legături laterale în direcţia
β_{My}	Y - Y	Z - Z
β_{Mz}	Z - Z	Y - Y

c) Elemente structurale flexibile la deformaţii din torsiune (secţiuni deschise)

(1) Elementele structurale cu secţiuni transversale din Clasele 1 şi 2 pentru care flambajul lateral cu torsiune este un mod posibil de cedare, vor satisface condiţia:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \le 1 \qquad (4.268)$$

unde:

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Ed}}{\chi_z A f_y} \quad \text{dar } k_{LT} \le 1 \qquad (4.269)$$

$$\mu_{LT} = 0{,}15\bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 0{,}15 \quad \text{dar } \mu_{LT} \le 0{,}90$$

$\beta_{M,LT}$ factorul momentului uniform echivalent pentru flambajul lateral cu torsiune, vezi (4).

(2) Elementele structurale cu secţiuni transversale din Clasa 3 pentru care flambajul lateral este un mod posibil de cedare, vor satisface condiţia:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{el,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{el,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \le 1 \qquad (4.270)$$

(3) Elementele structurale cu secţiuni transversale din Clasa 4 pentru care flambajul lateral cu torsiune este un mod posibil de cedare, vor satisface condiţia:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT}\left(M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}\right)}{\chi_{LT} W_{eff,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z\left(M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}\right)}{W_{eff,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \le 1 \qquad (4.271)$$

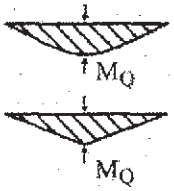
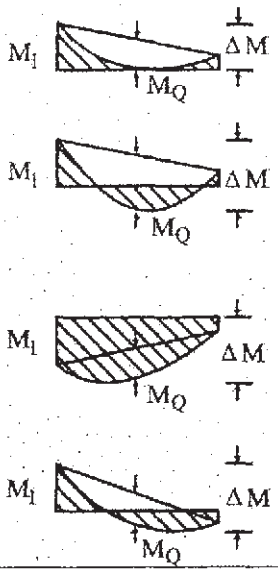
unde:

k_{LT} este ca în (1), dar folosind A_{eff} în loc de A, vezi 4.3.1.3.3 – (d)
μ_{LT} este ca în (1), dar adăugând $N_{Ed}\, e_{Ny}$ la $M_{y,Ed}$ pentru determinarea lui $\beta_{M,LT}$.

(4) Factorul momentelor încovoietoare uniforme echivalente $\beta_{M,LT}$ se va obține din tabelul 4.17, în funcție de forma diagramei de momente încovoietoare între secțiunile relevante cu legături laterale astfel:

Factor	Moment încovoietor după axa	Secțiuni cu legături laterale în direcția
$\beta_{M,LT}$	Y - Y	Y - Y

Tabelul 4.17 – Factori pentru momentele încovoietoare uniforme echivalente

Diagrame de momente încovoietoare	Factorul momentelor încovoietoare Uniforme echivalente β_M
Momente încovoietoare de capat  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Momente încovoietoare datorate încarcarilor în plan lateral 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Momente încovoietoare datorate incarcarilor in plan lateral plus momente incovoietoare de capat 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \lvert\max M\rvert$ datorat numai încărcării laterale $\Delta M = \lvert\max M\rvert$ pentru diagrame de momente încovoietoare care nu schimbă semnul $\Delta M = \lvert\max M\rvert - \lvert\min M\rvert$ pentru diagrame de momente încovoietoare care schimbă semnul

c_1) Incovoiere monoaxială și compresiune axială

(1) Pentru acțiunea simultană a momentelor încovoietoare monoaxiale și compresiunii axiale de proiectare, verificarea siguranței poate fi realizată astfel:

a) Determinarea multiplicatorului γ_{crit} pentru încărcările de proiectare la atingerea rezistenței critice elastice a elementului structural, considerând deplasările laterale;
b) Determinarea multiplicatorului γ_u pentru încărcările de proiectare la atingerea rezistenței caracteristice a elementului structural, fără a considera deplasările laterale.
c) Zvelteţea relativă

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\gamma_u}{\gamma_{crit}}} \qquad (4.272)$$

se va folosi la determinarea factorului de reducere χ_{LT} utilizând curba de flambaj c.

d) Coeficientul parțial de siguranță γ_M poate fi luat astfel:

$$\gamma_M = \chi_{LT}\gamma_u$$

e) γ_M va satisface condiția:

$$\gamma_M \geq \gamma_{M1}$$

(2) Alternativ la (1) verificarea poate fi realizată prin aplicarea relației de interacțiune din 4.3.1.4.4 b) şi c), pentru cazul $M_{z,Ed} = 0$.

c_2) Incovoiere biaxială şi compresiune axială

(1) Pentru structuri de poduri se aplică condițiile (4.268), (4.270) şi (4.271).

4.3.1.5 Voalarea componentelor elementelor structurale solicitate la forfecare

4.3.1.5.1 Principii de bază

(1)P Tolele cu raportul b_w/t mai mare decât $72\varepsilon/\eta$ în cazul inimilor nerigidizate sau $31\varepsilon\sqrt{k_\tau}/\eta$ în cazul inimilor rigidizate, vor fi verificate la voalare din forfecare şi vor fi prevăzute cu rigidizări transversale pe reazeme. Pentru semnificația lui η vezi 4.3.1.5.3 (1) iar pentru k_τ vezi 4.3.1.5.3 (3).

4.3.1.5.2 Forța rezistentă de voalare la forfecare

(1) Pentru inimi cu sau fără rigidizări, voalarea datorită forfecării trebuie luată în considerare folosind relația:

$$V_{cRd} = \frac{\chi_v \cdot f_{ywd} \cdot b \cdot t}{\sqrt{3}} \qquad (4.273)$$

$\chi_v = \chi_w + \chi_f$ dar mai mic decât η.

unde:

χ_w contribuția inimii;

χ_f contribuția tălpilor determinate conform 4.3.1.5.3 respectiv 4.3.1.5.4;

$f_{ywd} = f_{yw} / \gamma_{M1}$.

Pentru simplificare se poate neglija contribuția tălpilor (χ_f).

(2) Rigidizările trebuie să corespundă cerințelor din 4.3.1.5.5 iar sudurile cerințelor din 4.3.1.5.6.

4. 3. 1. 5. 3 Contribuția inimii

(1) Pentru inimi cu rigidizări transversale numai pe reazeme şi pentru inimi cu rigidizări intermediare transversale şi/sau longitudinale, contribuția inimii la grosimea efectivă pentru forfecare, χ_w se poate obține din tabelul 4.18 şi fig. 4.45.

Tabelul 4.18 - Contribuția inimii prin factorul χ_w la voalarea din forfecare

$\bar{\lambda}_w$	Capăt rigid	Capăt nerigid
$< 0,83 / \eta$	η	η
$0,83 / \eta \le \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\eta = 1,20\,\gamma_{M1}/\gamma_{M0}$ pentru oțel de tipul S235, S275 şi S355 $\eta = 1,05\,\gamma_{M1}/\gamma_{M0}$ pentru oțel de tipul S420 şi S460		

(2) Trebuie să se facă distincție între:

a) capăt rigid de grindă în conformitate cu precizările din 4.3.1.5.5 a). Acest caz se aplică de asemenea pentru panourile din zonele reazemelor intermediare ale grinzilor continui.

b) Capăt nerigid de grindă, în conformitate cu punctul 4.3.1.5.5 b).

(3) Parametrul de zveltețe $\bar{\lambda}_w$ din tabelul 4.18 şi fig. 4.45 trebuie determinat cu relația:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76\left(\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}\right)^{0,5} \qquad (4.274)$$

unde:

τ_{cr} efortul unitar de forfecare critic la voalare obținut cu relația:

$$\tau_r = k_\tau \cdot \sigma_E, \qquad (4.275)$$

σ_E trebuie luat din 4.3.1.3.3 e) (6);

k_τ stabilit conform precizărilor din (5) sau (6).

(4) Pentru inimi care au numai rigidizări transversale pe reazeme, parametrul de zveltețe este:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} \qquad (4.276)$$

(5) Pentru inimi cu rigidizări transversale pe reazem şi rigidizări intermediare transversale şi/sau longitudinale, parametrul de zvelteţe $\bar{\lambda}_w$ se determină cu relaţia:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_w}{37{,}4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \qquad (4.277)$$

unde:

k_τ cel mai mic factor de voalare pentru panoul de inimă mărginit de rezemări rigide (tălpi sau rigidizări transversale).

(6) Momentul de inerţie al rigidizărilor trebuie redus cu o treime faţă de valoarea reală atunci când se calculează k_τ. Pentru calculul lui k_τ, luând în considerare această reducere se pot utiliza relaţiile:

$$k_\tau = 5{,}34 + 4(h_w / a)^2 + k_{\tau st} \quad \text{când } a / h_w \geq 1 \qquad (4.278)$$

$$k_\tau = 4{,}0 + 5{,}34(h_w / a)^2 + k_{\tau st} \quad \text{când } a / h_w < 1 \qquad (4.279)$$

unde:

$$k_{\tau,st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^{\frac{3}{4}}, \qquad (4.280)$$

$$\text{dar cel puţin } \frac{2{,}1}{t}\left(\frac{I_{sl}}{h_w}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad (4.281)$$

în care:

a distanţa dintre două rigidizări transversale (fig. 4.46);

I_{sl} momentul de inerţie al secţiunii rigidizării longitudinale faţă de axa z (fig. 4.46).

NOTA: Această reducere se foloseşte pentru $\bar{\lambda}_w > 1{,}3$ şi rigidizările se pot considera în totalitate efective pentru $\bar{\lambda}_w < 0{,}83/\eta$. Calculul se face prin iteraţii.

(7) Pentru inimi cu rigidizări longitudinale, $\bar{\lambda}_w$ nu trebuie să fie mai mică decât valoarea dată de expresia:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_{w1}}{37{,}4 \cdot \varepsilon \cdot t\sqrt{k_{\tau 1}}} \qquad (4.282)$$

unde:

$k_{\tau 1}$ se referă la cel mai mare subpanou cu înălţimea b_{w1} şi lungimea a. Pentru calculul lui $k_{\tau 1}$ se pot folosi relaţiile de la (6) cu $k_{\tau\, st} = 0$.

4.3.1.5.4 Contribuţia tălpilor

(1) Dacă tălpile nu sunt complet utilizate pentru preluarea momentului încovoietor ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$), atunci poate fi inclusă o contribuţie a tălpilor χ_f la forţa rezistenţă de voalare la forfecare. Aceasta se obţine din:

$$\chi_f = \frac{b_f t_f^2 f_{yf} \sqrt{3}}{c t h_w f_{yw}} \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right] \tag{4.283}$$

$$c = \left[0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}} \right] \cdot a \tag{4.284}$$

unde:

b_f, t_f se iau pentru talpa cu dimensiunile cele mai mici.

(2) Atunci când se aplică şi o forţă axială N_{Ed}, valoarea lui $M_{f,Rd}$ se reduce cu factorul:

$$\left[1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) f_{yfd}} \right] \tag{4.285}$$

unde A_{f1} şi A_{f2} sunt ariile secţiunilor tălpilor.

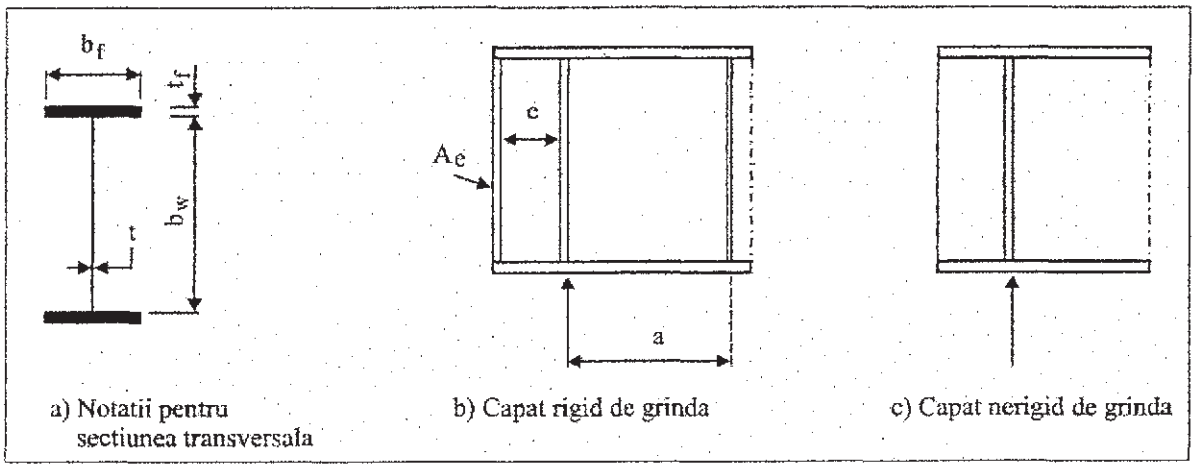


Fig. 4.44 – Rigidităţile capetelor de grinzi

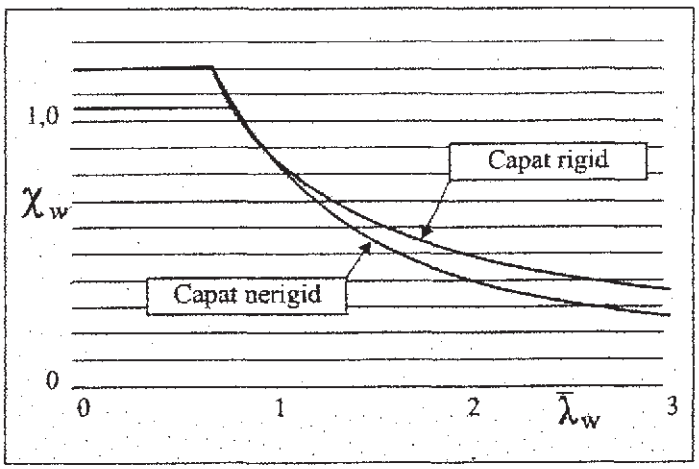


Fig. 4.45 – Contribuţia inimii χ_w pentru rezistenţa la voalare din forfecare

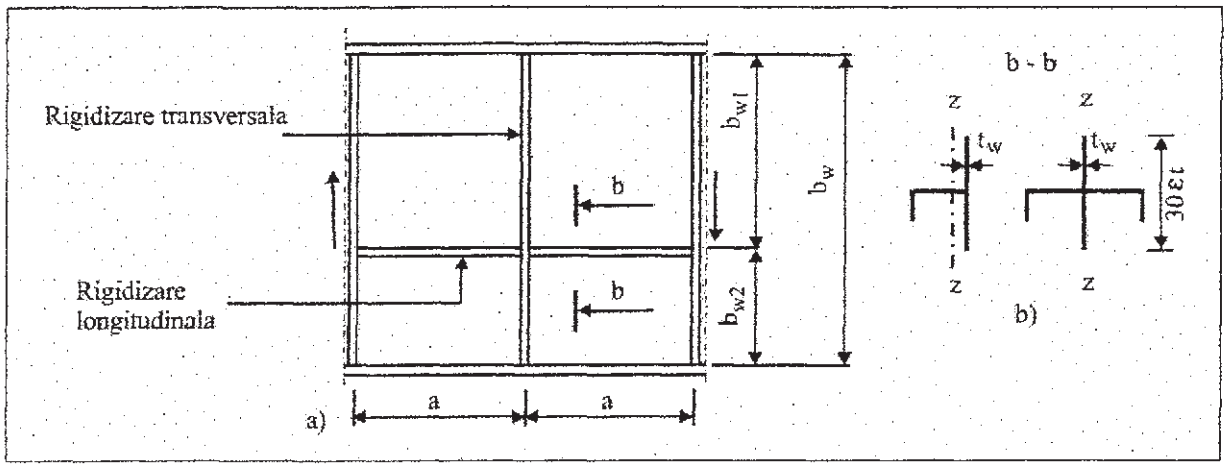


Figura 4.46 – Inimă cu rigidizari transversale şi longitudinale.

4.3.1.5.5 Rigidizările

a) Capăt rigid de grindă

(1) Capetele rigide de grinzi trebuie să acționeze ca o rigidizare de reazem pentru preluarea reacțiunilor şi ca o grindă scurtă care preia eforturile unitare longitudinale de tip membrană din planul inimii.

(2) Un capăt rigid de grindă poate conține două grupe de rigidizări transversale (sau rigidizările transversale din axul de rezemare şi platbanda de tiv) care formează tălpile grinzii scurte de lungime h_w, vezi fig. 4.44 b). Porțiunea din inima grinzii dintre rigidizări formează inima grinzii scurte.

(3) Fiecare rigidizare trebuie să aibă o secțiune transversală cu o arie de cel puțin $4h_wt^2/e$, unde e este distanța între rigidizări şi $e > 0,1\ h_w$, vezi fig. 4.44 b). In cazul în care capătul rigid nu este realizat cu elemente plate, modulul de rezistență al secțiunii capătului rigid nu trebuie să fie mai mic de $4h_wt^2$ pentru încovoiere față de o axă orizontală perpendiculară pe inimă.

b) Capăt nerigid de grinzi

(1) Capetele de grinzi nerigide sunt alcătuite din rigidizările de la reazem (fără platbandă de tiv), cum este arătat în figura 4.44 c). Aceste rigidizări preiau doar reacțiunile grinzii.

c) Rigidizări transversale intermediare

(1) Rigidizările intermediare se comportă ca reazeme rigide pentru panourile interioare ale inimii şi trebuie verificate din punctul de vedere al rezistenței şi rigidității.

(2) Alte rigidizări transversale intermediare pot fi considerate flexibile, rigiditatea lor considerându-se în calculul factorului de voalare k_τ din 4.3.1.5.3 (4).

(3) Rigidizările intermediare care se comportă ca reazeme rigide pentru panoul unei inimi trebuie să aibă un moment de inerție care să îndeplinească condițiile următoare:

$$I_{st} \geq 1{,}5\frac{h_w^{\ 3}t^3}{a^2} \quad \text{dacă} \quad \frac{a}{h_w} < \sqrt{2} \tag{4.286}$$

$$I_{st} \geq 0{,}75h_w t^3 \quad \text{dacă} \quad \frac{a}{h_w} \geq \sqrt{2} \tag{4.287}$$

Verificarea rigidizărilor intermediare rigide se face pentru o forță axială de proiectare egală cu:

$N_{Ed} = V_{Ed} - \chi_w f_{ywd} h_w t/\sqrt{3}$, calculul presupunând că rigidizarea considerată este separată de inimă.

d) Rigidizările longitudinale

(1) Rigidizările longitudinale pot fi fie rigide, fie flexibile. In ambele cazuri rigiditatea lor trebuie luată în considerare când se determină zvelțeța $\overline{\lambda}_w$ din 4.3.1.5.3.

(2) Dacă valoarea $\overline{\lambda}_w$ este determinată de subpanou atunci rigidizarea poate fi considerată ca rigidă.

4.3.1.5.6 Sudurile

(1) Sudurile pot fi proiectate pentru efortul unitar de forfecare nominal V_S/h_w dacă V_S nu depășește $\chi_w f_{yw} h_w t/\sqrt{3}$. Pentru valori mai mari, sudura dintre tălpi și inimă trebuie proiectată pentru un efortul unitar de forfecare $\eta f_{yw} t/\sqrt{3}$, în afară de cazul când starea de eforturi unitare se investighează în detaliu.

4.3.1.6 Rezistența inimilor la forțe transversale

(1) Pentru rezistența inimilor grinzilor la forțe transversale vezi 4.3.1.3.11.

4.3.1.7 Stabilitatea podului

(1) Stabilitatea structurilor de poduri sau a părților lor componente trebuie stabilită (evaluată) în general printr-o analiză dc ordinul al II-lea a structurii luând în considerare efectele imperfecțiunilor, sau prin verificări de stabilitate a elementelor structurale individuale.

(2)P Stabilitatea structurilor de poduri trebuie asigurată în toate etapele critice de execuție și montaj și în perioada de exploatare.

(3)P Stabilitatea structurilor de poduri sau a părților lor componente din punctul de vedere al efectelor dinamice din acțiunea vântului vor fi de asemenea luate în considerare.

4.3.1.8 Echilibrul static

(1)P Echilibrul static trebuie îndeplinit pentru toate etapele de execuție, suplimentar condițiilor care se cer pentru exploatare.

(2) Ipotezele de încărcare şi coeficienţii parţiali de siguranţă sunt în conformitate cu prevederile din capitolul 2.

(3)P Coeficienţii parţiali de siguranţă, pentru distribuţia neuniformă a greutăţii proprii, care se folosesc pentru verificările echilibrului static, trebuie să se aplice şi pentru starea limită de ridicare în amplasamentul definitiv al structurii pe aparatele de reazem, atunci când această ridicare poate prezenta riscuri.

4.3.1.9 Imperfecţiuni admise

4.3.1.9.1 Generalităţi

(1)P Trebuie stabilite valori admisibile pentru imperfecţiuni care să acopere efectele imperfecţiunilor reale, incluzând eforturile reziduale şi imperfecţiunile geometrice care sunt abaterile de la verticalitate sau planeitate, abateri inevitabile la îmbinări, cum sunt micile excentricităţi sau nepotriviri la elementele îmbinate.

(2) Se pot folosi imperfecţiuni geometrice echivalente adecvate, cu valori care să reflecte efectele posibile ale tuturor tipurilor de imperfecţiuni, în afară de cazul când aceste efecte se includ în relaţiile care dau rezistenţa de proiectare a elementelor structurale, vezi 4.3.1.4 şi 4.3.1.5.

(3)P Efectele imperfecţiunilor trebuie luate în considerare în următoarele cazuri:
- analiza globală, vezi 4.3.1.9.3;
- analiza sistemelor de contravântuiri, vezi 4.3.1.9.4;
- proiectarea elementelor structurale, vezi 4.3.1.9.5.

4.3.1.9.2 Metoda de aplicare

(1)P Imperfecţiunile folosite în analizele globale ale sistemelor de poduri trebuie aplicate în mod adecvat pentru a include efectele lor în determinarea efectelor acţiunilor asupra elementelor structurale, solicitate la compresiune, incluzând imperfecţiunile de neplaneitate, imperfecţiunile de oblicitate şi abaterile de la rectiliniaritate.

(2) Imperfecţiunile elementelor structurale trebuie luate în considerare când proiectarea elementelor structurale se efectuează folosind teoria de ordinul 2 ca o alternativă la verificările elementelor structurale cu relaţii pentru rezistenţă care includ astfel de imperfecţiuni, sau pentru elemente structurale care nu au secţiunile transversale constante.

(3) Pentru elemente structurale individuale calculele de ordinul 2 nu se vor efectua decât atunci când zvelteţea relativă în planul acestora $\bar{\lambda}$ (vezi 4.3.1.4.1 b)), calculată folosind lungimea de flambaj egală cu lungimea sistemului, îndeplineşte condiţia de mai jos:

$$\bar{\lambda} > 0{,}5\left[\frac{Af_y}{N_{sd}}\right]^{0{,}5} \qquad (4.288)$$

(4) Acţiunile aplicate asupra sistemelor de contravântuiri trebuie determinate prin aplicarea imperfecţiunilor la elementele structurale pe care ele le solicită..

4.3.1.9.3. Imperfecțiuni pentru analiza globală

(1)P Sistemul imperfecțiunilor trebuie folosit în analiza globală atunci când efectele de ordinul al II-lea nu pot fi neglijate.

(2) Forma sistemului imperfecțiunilor poate fi obținută din modul de flambaj elastic al structurii considerând flambajul în planul structurii. În această etapă ambele posibilități de flambaj trebuie luate în considerare, flambajul în planul strcuturii şi perpendicular pe planul structurii cu forme de flambaj simetrice şi nesimetrice.

(3) Modul de flambaj elastic trebuie determinat astfel:

a) Elementele structurale trebuie considerate încărcate cu forțele axiale care rezultă din analiza elastică a structurii cu încărcările de proiectare. Momentele încovoietoare în planul de flambaj pot fi neglijate pentru elementele structurale.

b) Pentru configurația acestor forțe trebuie determinată forma critică de flambaj şi factorul de amplificare al forței γ_{crit} pentru flambajul critic în domeniul elastic.

c) Trebuie determinat în consecință factorul minim de amplificare al forței γ_u pentru configurația forțelor care ating rezistența caracteristică a secțiunilor transversale ale elementelor structurale fără a lua în considerare flambajul. Zvelțeța relativă a structurii este atunci:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\gamma_u}{\gamma_{crit}}} \qquad (4.289)$$

d) Forma critică de flambaj poate fi aplicată ca o imperfecțiune cu amplitudinea maximă de:

$$e_{0d} = \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right)\frac{W_{el}}{A}\frac{1-\chi\cdot\bar{\lambda}^2\frac{1}{\gamma_{M1}}}{1-\chi\bar{\lambda}^2} \qquad \text{pentru } \bar{\lambda} > 0{,}2 \qquad (4.290)$$

unde:

$\alpha = \alpha_0$ factorul de imperfecțiune pentru curba de flambaj relevantă;

χ factorul de reducere pentru curba de flambaj relevantă care depinde de tipul secțiunii transversale;

W_{el}/A caracteristica secțiunii transversale pentru γ_u minim.

4.3.1.9.4. Imperfecțiuni pentru analiza sistemelor de contravântuiri

(1) De efectele imperfecțiunilor trebuie să se țină seama la analiza sistemelor de contravântuiri care asigură stabilitatea laterală pe lungimea grinzilor sau a elementelor structurale solicitate la compresiune. Aceasta se poate face utilizând o imperfecțiune geometrică echivalentă pentru elementul structural contravântuit sub forma unei imperfecțiuni inițiale din încovoiere:

$$e_0 = k_n \frac{L}{500} \qquad (4.291)$$

unde:

$$k_n = \frac{1}{\sqrt{n}}$$

L deschiderea elementului structural contravântuit;
n numărul elementelor structurale contravântuite.

(2) In punctele (secțiunile) unde grinzile şi elementele structurale solicitate la compresiune sunt îmbinate, trebuie în plus să se verifice că sistemul de contravântuiri poate prelua o forță locală egală cu $k_n \frac{N}{100}$ aplicată acestuia prin fiecare grindă sau element structural solicitat la compresiune care este îmbinat în acel punct (secțiune), şi să transmită această forță la punctele (secțiunile) adiacente în care grinda sau elementul structural solicitat la compresiune este fixat de sistemul de contravântuiri, vezi fig. 4.47.

(3) Atunci când se face verificarea pentru această forță locală , se includ de asemenea orice alte acțiuni (încărcări) exterioare care se aplică sistemului de contravântuiri dar acțiunea care rezultă din imperfecțiunea prevăzută la (1) poate fi omisă.

4.3.1.9.5. Imperfecțiunile elementelor structurale

(1) Alternativ folosirii relației adecvate pentru flambaj la verificarea elementelor structurale solicitate la compresiune, vezi 4.3.5, se poate include o analiză de ordinul 2 a elementului structural solicitat la compresiune cu o imperfecțiune inițială de încovoiere în conformitate cu 4.3.1.9.3.

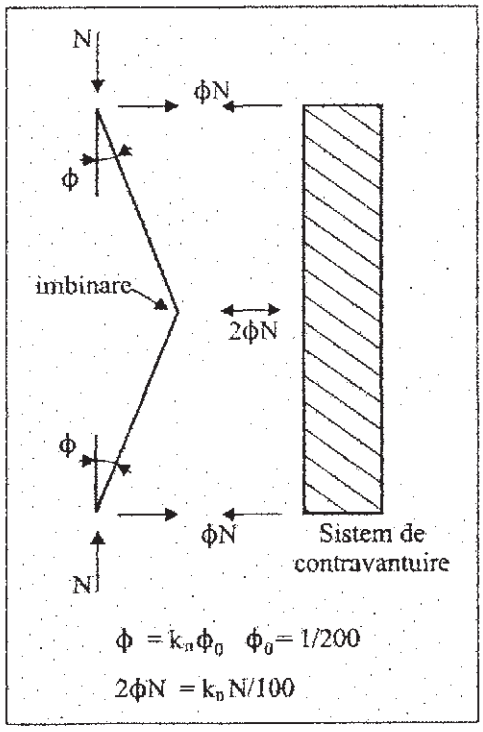


Fig. 4.47 - Forțele concentrate locale pentru verificarea elementelor structurale solicitate la compresiune

4.3.2 Stări limită de serviciu (fără oboseală)

4.3.2.1 Generalități

(1)P Un pod va fi proiectat şi executat astfel încât să satisfacă toate stările limită de serviciu relevante.

(2) In general următoarele recomandări privind starea limită de serviciu vor fi luate în considerare:

a) restricții privind garantarea comportării elastice, pentru a preveni:
- plasticizarea excesivă, vezi 4.3.2.3 (1);
- devieri de la geometria prescrisă prin deplasări reziduale 4.3.2.3 (1);
- producerea săgeților excesive, vezi 4.3.2.3 (6).

b) limitarea săgeților şi a curburilor pentru a preveni:
- impactul dinamic nedorit cauzat de trafic (de asemenea limitele săgeților şi frecvențelor de oscilație proprii), vezi 4.3.2.7 şi 4.3.2.8;
- nerespectarea gabaritului cerut, vezi 4.3.2.5 şi 4.3.2.6;
- fisurarea sistemului rutier, vezi 4.3.2.8;
- deteriorarea sistemului de evacuare a apelor de suprafață, vezi 4.3.2.12.

c) limitarea frecvențelor proprii conform prevederilor din 4.3.2.8 şi 4.3.2.9 pentru:
- excluderea vibrațiilor datorate traficului sau vântului, inacceptabile pietonilor sau pasagerilor auto care utilizează podul;
- limitarea defectelor din oboseală cauzate de fenomenul de rezonanță;
- limitarea zgomotelor excesive.

d) limitarea zvelteței tolelor, în vederea prevenirii (vezi 4.3.2.4):
- voalării vizibile a tolelor;
- respirației tolelor (în vederea evitării fenomenului de oboseală);
- reducerii rigidității structurii datorită voalării tolelor, fapt ce conduce la mărirea săgeții.

e) obținerea unei durabilități suficiente prin utilizarea unor detalii corespunzătoare, care conduc la reducerea coroziunii şi a uzurii excesive, vezi 4.3.2.11.

f) accesibilitate în vederea întreținerii şi reparațiilor, vezi (4.3.2.11).
- accesibilitatea la elementele constructive pentru a permite realizarea lucrărilor de inspecție, întreținere şi înlocuire (de exemplu refacerea protecției anticorozive şi înlocuirea îmbrăcămintii asfaltice);
- înlocuirea aparatelor de reazem, a ancorajelor, a tiranților metalici exteriori, a dispozitivelor de racordare şi compensare a căii ş. a., care pot avea o durată de exploatare limitată, cu o întrerupere minimă a exploatării podului.

(3) Aspectele privind exploatarea normală se referă atât la concepțiile generale de proiectare, cât şi de alcătuire a detaliilor constructive. Totuşi în unele cazuri date, starea limită de serviciu va fi verificată prin calcul.

(4) In afară de cazul în care alte condiții referitoare la starea limită de serviciu sunt recomandate de autoritatea competentă, prescripțiile date în 4.3.2.2 până la 4.3.2.12 vor fi aplicate.

4.3.2.2 Modele de calcul

(1) Săgeţile vor fi determinate printr-un calcul elastic liniar, folosind proprietăţile secţiunii transversale cu lăţime activă, conform 4.3.1.3.2 c).

(2) In aprecierea distribuţiei încărcărilor permanente şi a rigidităţii suprastructurii unui pod trebuie să se ţină seama de distribuţia neuniformă a acestora dată de variaţia grosimii tolelor, de consolidări, etc.

(3) Eforturile unitare rezultate în starea limită de serviciu trebuie determinate printr-un calcul liniar elastic, utilizând proprietăţile brute ale secţiunilor transversale, conform precizărilor din 4.3.1.3.2. Eforturile unitare vor fi obţinute folosind proprietăţile secţiunilor transversale, luând în considerare lăţimea activă.

(4) Modele de calcul simplificate pot fi utilizate pentru calculul eforturilor unitare cu asigurarea că efectele simplificărilor sunt acoperitoare.

4.3.2.3 Limitarea eforturilor unitare

(1) Valoarea nominală a eforturilor unitare în toate elementele podului, rezultate din grupările de acţiuni caracteristice (cu frecvenţă redusă), $\sigma_{Ed,ser}$ şi $\tau_{Ed,ser}$ stabilite cu luarea în considerare a efectelor eforturilor unitare tangenţiale în tălpile late şi efectele secundare datorate deformaţiilor (de exemplu momentele secundare în barele grinzilor cu zăbrele), se vor limita precum urmează:

$$\sigma_{Ed,ser} \le \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{4.292}$$

$$\tau_{Ed,ser} \le \frac{f_y}{\sqrt{3}\,\gamma_{M,ser}} \tag{4.293}$$

$$\sqrt{\left(\sigma_{Ed,ser}\right)^2 + 3\left(\tau_{Ed,ser}\right)^2} \le \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{4.294}$$

(2) Pentru stări biaxiale de eforturi unitare, eforturile unitare echivalente, $\sigma_{e,Ed}$, trebuie determinate cu expresia:

$$\sigma_{e,Ed} = \left(\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2\right)^{0,5} \tag{4.295}$$

Eforturile unitare trebuie să fie introduse cu semnul lor, în relaţia (4.3.144).

(3) Eforturile unitare echivalente, $\sigma_{e,Ed}$, trebuie să satisfacă relaţia:

$$\sigma_{e,Ed} \le \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{4.296}$$

unde:

$\gamma_{M,ser}$ coeficientul parțial de siguranță pentru starea limită de serviciu.

(4) Coeficientul parțial de siguranță pentru starea limită de serviciu poate fi luat: $\gamma_{M,ser} = 1,0$.

(5) Zonele locale plasticizate (de exemplu vârful buclei unei tole voalate) pot fi acceptate.

(6) Valorile nominale ale ecartului de eforturi unitare $\Delta\sigma_{fre}$ date de acțiunile variabile specifice grupărilor de acțiuni frecvente vor fi limitate la: $1,5f_y / \gamma_{M,ser}$.

(7) Pentru îmbinări cu şuruburi nepretensionate supuse la lunecare, forța de proiectare din şurub generată de grupările de acțiuni caracteristice (cu frecvență redusă, rară) vor fi limitate la: $F_{b,Rd,ser} \leqq 0,7\ F_{b,Rd}$, unde $F_{b,Rd}$ reprezintă valoarea rezistenței de proiectare la presiune pe gaură pentru verificările la stările limită ultime.

(8) Pentru şuruburi pretensionate din îmbinările de categoria B (rezistente la lunecare în starea limită ultimă de serviciu, conform 4.3.4.3 f), aprecierea pentru exploatarea normală se face folosind gruparea caracteristică de acțiuni (cu frecvență redusă, rară).

4.3.2.4. Limitarea respirației inimii

(1) Zvelțeța inimii grinzilor rigidizate sau nerigidizate va fi limitată pentru a se evita fenomenul de respirație excesivă care poate conduce la degradări din oboseala la inimi şi la îmbinările lor cu tălpile şi rigidizările.
(2) Metoda simplificată de calcul dată în (3) şi (6) poate fi folosită dacă nu se utilizează un calcul mai exact.

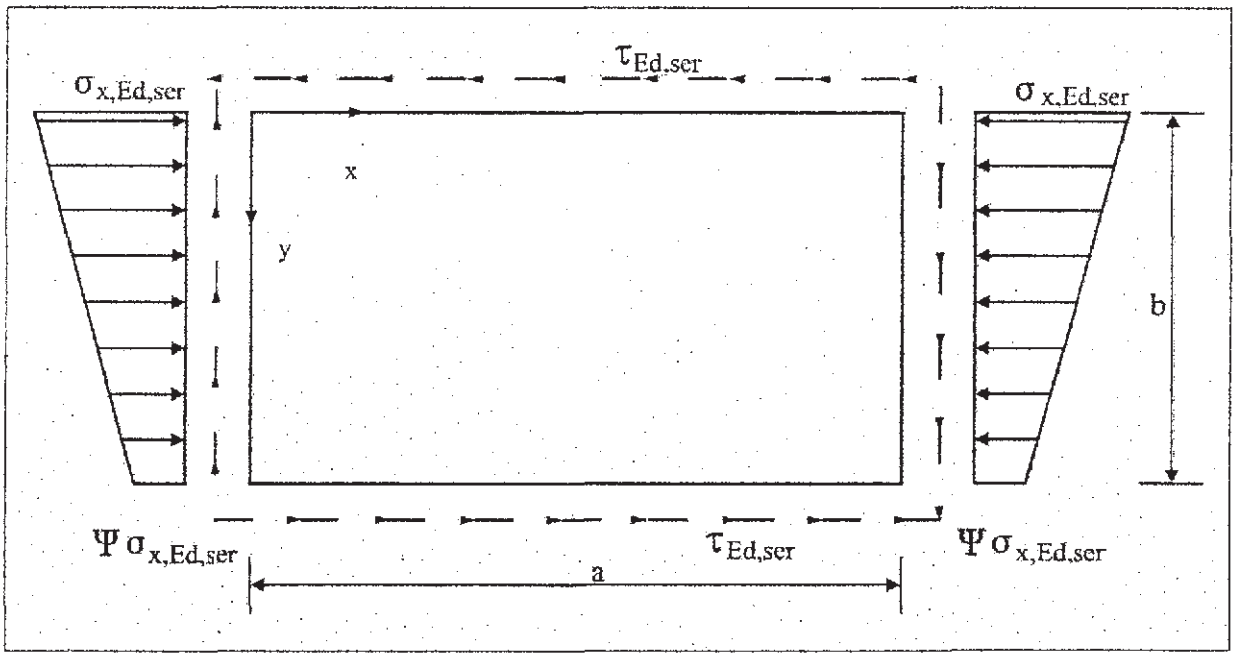


Figura 4.48 – Starea de eforturi unitare într-un panou

(3) Eforturile unitare $\sigma_{Ed,ser}$ şi $\tau_{Ed,ser}$ într-un panou de inimă, vezi fig. 4.48, vor fi calculate folosind grupări de acţiuni frecvente.

(4) Dacă aceste eforturi unitare variază în lungul panoului, valoarea de proiectare se va alege ca valoare maximă dintre:
- valoarea efortului unitar determinat la distanţa cea mai mică dintre a/2 sau b/2, măsurată de la rigidizare, unde a este dimensiunea longitudinală a panoului şi b cea transversală (fig. 4.48);
- jumătate din valoarea maximă a efortului unitar de pe lungimea panoului.

(5) Pentru un subpanou, dimensiunile $a_{i,k}$ şi $b_{i,k}$ vor fi folosite în locul a şi b.

(6) Relaţia următoare trebuie îndeplinită:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed,ser}}{k_\tau \cdot \sigma_E}\right)^2} \le 1{,}1 \qquad (4.297)$$

unde:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b_p}\right)^2 \approx \frac{189800}{(b_p/t)^2} \quad [N/mm^2] \qquad (4.298)$$

în care k_τ şi k_σ se vor adopta după cum urmează:
- pentru inimi nerigidizate:
  k_σ este dat în tabelul 4.3.3;
  $k_\tau = 5{,}34$.
- pentru inimi rigidizate: vezi 4.3.1.3.3 e) şi 4.3.1.5.3.
  b_p reprezintă cea mai mică valoare dintre a şi b.

4.3.2.5 Limite pentru gabaritele de liberă trecere

(1) Gabaritele de liberă trecere vor fi menţinute fără a fi încălcate de nici o parte a suprastructurii sub efectele grupărilor de acţiuni caracteristice (cu frecvenţă redusă, rară).

4.3.2.6 Limite privind impresia vizuală

(1) In vederea evitării impresiei vizuale defavorabile produse de deformarea suprastructurii se va lua în considerare realizarea unei contrasăgeţi.

(2) Pentru îmbinări cu nituri şi şuruburi calibrate (păsuite) va fi acceptată o lunecare, a elementelor îmbinate, de 0,2 mm. Pentru îmbinări cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate nu se va considera nici o deplasare.

4.3.2.7 Criterii de performanţă pentru podurile de cale ferată

(1) Criteriile specifice pentru deformaţiile şi vibraţiile podurilor de cale ferată vor fi stabilite conform precizărilor anexei C.

(2) Exigenţele privind limitarea zgomotului vor fi precizare în caiete de sarcini.

4.3.2.8 Criterii de performanţă pentru podurile de şosea

a) Generalităţi

(1) Deformaţiile excesive vor fi evitate dacă acestea vor:
- pune în pericol siguranţa circulaţiei dacă suprafaţa de rulare este îngheţată;
- contribui la creşterea acţiunilor dinamice pe pod;
- afecta comportarea dinamică ce conduce la disconfortul utilizatorilor;
- conduce la fisurarea sistemului rutier;
- afecta negativ sistemul de evacuare a apelor de suprafaţă de pe calea podului.

(2) Calculul deformaţiilor se va efectua folosind grupări de acţiuni frecvente.

(3) Pentru a reduce deformaţiile sistemului rutier de pe platelajele metalice, rigiditatea relativă dată de nervurile longitudinale în cazul în care nu există alte prevederi, va fi luată în considerare. Rigidităţile minime ale nervurilor longitudinale sunt indicate în figura 4.49.

(4) Frecvenţele proprii şi deformaţiile structurilor podului vor fi limitate astfel încât să se evite disconfortul participanţilor la trafic. Dacă este necesar, criteriile de limitare de mai sus vor fi precizate în caiete de sarcini.

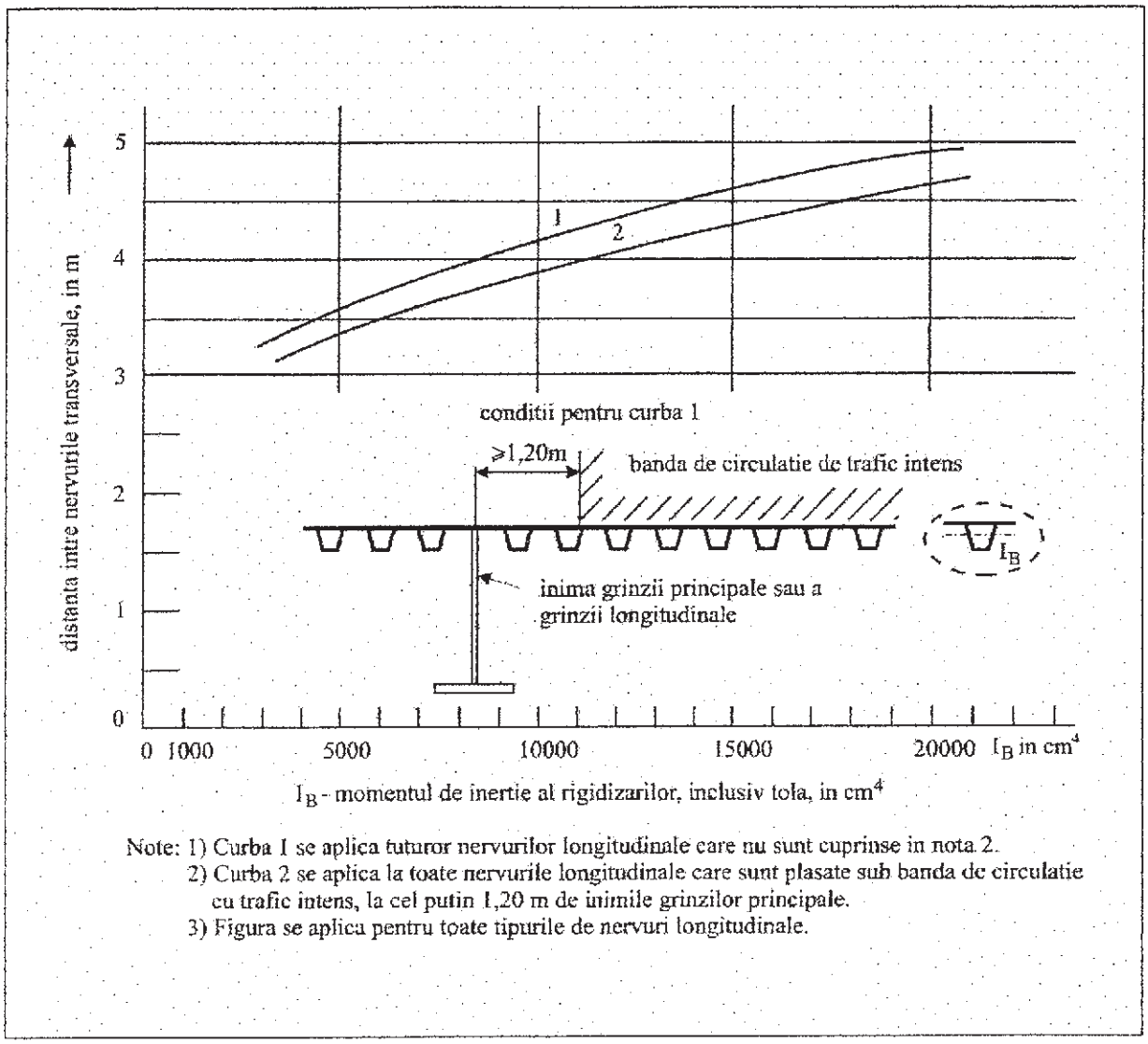


Figura 4.49 - Rigiditatea minimă a nervurilor longitudinale

b) Deformaţii limită pentru evitarea impactului excesiv din trafic

(1) Sistemul rutier trebuie proiectat astfel încât să prezinte suprafaţă de rulare netedă fără modificări bruşte ale planeităţii care să conducă la impact. Schimbările bruşte de pantă ale suprafeţei căii şi denivelărilor la rosturile de racordare şi compensare a căii trebuie eliminate. Elementele structurale ale podului trebuie calculate în aşa fel încât deformaţia să nu depăşească:

- săgeata limită precizată pentru funcţionarea adecvată a rostului de dilataţie;
- 5 mm sub acţiunile frecvente.

NOTA: Prevederi privind săgeţile limită ale rosturilor de racordare şi compensare a căii vor fi stabilite prin caiete de sarcini.

(2) Când platelajul structurii este rezemat discontinuu (de exemplu prin contravântuiri suplimentare în zona pilelor), suprafaţa platelajului învecinată acestor reazeme suplimentare trebuie proiectată pentru coeficienţi de impact majoraţi, care sunt precizaţi în anexa B, pentru zona alăturată rosturilor de racordare şi compensare a căii.

c) Efectele rezonanței

(1) Rezonanța mecanică trebuie luată în considerare când este relevantă. Când elementele de contravântuire ușoare, tiranții metalici tensionați sau alte elemente structurale similare au frecvențe proprii de vibrații apropiate de frecvența oricărei excitații mecanice (de exemplu trecerea vehiculelor peste rosturile căii) se va lua în considerare amortizarea vibrațiilor elementelor de construcție (de exemplu prin intermediul amortizoarelor de oscilație).

NOTA: Date referitoare la elementele care susțin rosturile de racordare și compensare a căii sunt precizate în anexa I.

4.3.2.9 Criterii de performanță pentru poduri pietonale

(1) Pentru poduri pietonale și pentru ciclişti, vibrațiile care produc disconfort utilizatorilor trebuie eliminate fie prin proiectarea corespunzătoare a structurii, fie prin asigurarea unor dispozitive de amortizare adecvate.

4.3.2.10 Criterii de performanță pentru efectele vântului

(1) Vibrațiile elementelor zvelte induse de acțiunile vântului trebuie limitate pentru a preveni eforturile unitare variabile și repetate de o intensitate suficientă ca să producă oboseala.

4.3.2.11 Accesibilitatea la detaliile și la suprafețele de îmbinare

(1)P Toate piesele de oțel vor fi proiectate și alcătuite pentru a reduce riscul coroziunii și pentru a permite inspecția și întreținerea.

(2) Toate piesele vor fi proiectate pentru a fi accesibile inspecțiilor, curățirii si vopsirii. Acolo unde un astfel de acces nu este prevăzut, fie toate piesele vor fi protejate efectiv împotriva coroziunii (de exemplu interiorul secțiunilor casetate sau tubulare), fie vor fi executate din oțel cu rezistență sporită la coroziune. In toate cazurile, în zonele cu agresivitate sporită sau acolo unde accesul pentru întreținere este împiedicat, astfel încât coroziunea poate apărea pe durata de viață normată a unui pod, se vor prevedea rezerve la dimensionarea componentelor structurale.

(3) Prevederile de mai sus nu vor fi aplicate în cazul podurilor provizorii sau pentru cele proiectate pentru o durată de viață normată redusă.

4.3.2.12 Sistemul de colectare și evacuare a apelor

(1) Partea carosabilă și trotuarele vor fi etanșate pentru a preveni infiltrarea apei de suprafață.

(2) Sistemul de colectare și evacuare a apelor de suprafață trebuie astfel conceput încât evacuarea apei să nu deterioreze elementele construcției.

(3) Pentru amplasarea gurilor de scurgere se va ține seama de panta tablierului podului, de diametrul, poziția și pantele spre gurile de scurgere, de condițiile din amplasament ale rosturilor de racordare și compensare a căii și de posibilitățile de evacuare a apei uzate.

(4) Apa din precipitații va fi condusă spre zone bine definite la fața inferioară a suprastructurii astfel încât nici un element structural sau al infrastructurii să nu fie expuse apei în orice condiții de vânt sau alte intemperii.

(5) Conductele de evacuare trebuie proiectate în așa fel încât să poată fi ușor demontate pentru curățare. Distanța dintre gurile pentru curățire va fi stabilită prin caiete de sarcini.

(6) Când se folosesc guri de scurgere la poduri cu secțiunea transversală casetată se vor lua măsuri pentru evitarea acumulării apei, în cazul unor scurgeri din conductele care străbat secțiunea casetată.

(7) Pentru podurile de șosea, colectarea și evacuarea apelor trebuie să se realizeze în exteriorul fiecărui rost de racordare și compensare a căii pe ambele părți ale rostului, dacă este necesar.

(8) Se vor lua măsuri pentru colectarea și evacuarea apei în cazul secțiunilor transversale închise dacă ele nu sunt complet etanșate prin sudură.

4.3.3 Starea limită de oboseală

4.3.3.1 Generalități

(1)P Scopul verificării unei suprastructuri la starea limită de oboseală constă în asigurarea unui nivel de probabilitate acceptabil pentru ca ruperea prin oboseală să nu se producă sau, pentru ca să nu fie necesare reparații pentru remedierea unor degradări din oboseală pe toată durata normată de viață (de exploatare) impusă.

(2) In mod normal verificarea la oboseala nu este necesară pentru:

- pasarelele pietonale sau alte tipuri de poduri încărcate predominant static, în afara de cazul în care pentru aceste poduri sau pentru anumite elemente ale lor, există posibilitatea de a fi solicitate dinamic la acțiuni din vânt sau la acțiunile pietonilor;
- elemente ale podurilor de cale ferată sau șosea care nu sunt solicitate la acțiuni din trafic sau la acțiuni din vânt.

4.3.3.2 Acțiuni care produc fenomenul de oboseală

4.3.3.2.1 Elemente generale

(1)P Acțiunile care produc fenomenul de oboseală rezultă din documentația proiectului şi din prevederile capitolului 2 şi anexele B, C, F.

(2) Prevederile din documentația proiectului trebuie să definească acțiunile care produc fenomenul de oboseală astfel încât verificarea să se poată efectua pe baza ecartului echivalent de eforturi unitare (vezi 4.3.3.5.1).

4.3.3.2.2 Model simplificat al acțiunilor de oboseală pentru podurile de șosea

(1) Pentru verificarea simplificată la oboseală a componentelor suprastructurilor din oțel la podurile de șosea, conform precizărilor din 4.3.3.5, poate fi aplicat modelul 1 sau modelul 2 de încărcare la oboseală, dat în anexa B, în concordanță cu datele referitoare la trafic, specificate de către autoritățile competente.

(2) Numărul de camioane pe an pe un fir de circulație lent N_{obs} se poate obtine din documentația proiectului sau din tabelul B.7.

4.3.3.2.3 Model simplificat al acțiunilor de oboseală pentru podurile de cale ferată

(1) Pentru verificarea simplificată la oboseală a podurilor de cale ferată, conform precizărilor din 4.3.3.5, se folosesc valorile carcteristice ale Modelului de Incărcare 71, incluzând coeficientul dinamic Φ_2 conform precizărilor din C.4.3.2, în concordanță cu datele referitoare la trafic specificate de către autoritățile competente.

4.3.3.3 Coeficienți parțiali de siguranță pentru verificarea la oboseală

(1)P Dacă în proiect este altfel specificat, coeficientul parțial de siguranță pentru acțiunile de oboseală are valoarea :

$\gamma_{Ff} = 1,0$

(2) Cu excepția cazului în care este altfel specificat de către autoritățile competente, coeficientul parțial de siguranță pentru rezistența la oboseală γ_{Mf} se poate lua după cum urmează :

$\gamma_{Mf} = 1,0$ pentru elemente structurale secundare (redundante) ;
$\gamma_{Mf} = 1,15$ pentru elementele structurale principale ;

NOTA: Un element structural poate fi considerat element secundar (redundant) când: ruperea elementului nu va conduce la cedarea (colapsul) suprastructurii. Elementele structurale principale sunt acele elemente a căror cedare ar conduce la cedarea (colapsul) suprastructurii.

4.3.3.4 Spectrul de eforturi unitare constante pentru oboseală

(1) Pentru încărcarea simplificată de oboseală precizată în 4.3.3.2.2 sau 4.3.3.2.3 se poate folosi procedeul de mai jos pentru a determina spectrul eforturilor unitare pentru oboseală, în cazul în care nu este specificat altfel de autoritățile competente.

(2) Efortul unitar maxim $\sigma_{P,max}$ și efortul unitar minim $\sigma_{P,min}$ se determină pentru un detaliu constructiv cu ajutorul suprafețelor de influență. Pentru podurile de șosea se folosește Modelul de Incărcare la oboseală 1 sau 2 (vezi anexa B), iar pentru podurile de cale ferată Modelul 71 (vezi anexa C).

(3) Ecartul de eforturi unitare de referință $\Delta\sigma_P$ pentru determinarea efectelor vătămărilor datorate spectrului ecarturilor de eforturi unitare, se obține cu:

$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{P,max} - \sigma_{P,min}| \qquad (4.299)$$

(4) Vătămările datorate spectrului ecarturilor de eforturi unitare, pot fi reprezentate de vătămările produse de un ecart echivalent de eforturi unitare pentru 2×10^6 cicluri :

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda\Phi_2\Delta\sigma_P \qquad (4.300)$$

unde:

λ factor de echivalență al vătămărilor definit în 4.3.3.5;
Φ_2 coeficientul dinamic.

(5) Pentru podurile de cale ferată valoarea lui Φ_2 se poate obține din C.4.3.2. Pentru podurile de șosea valoarea lui Φ_2 se poate considera egală cu 1.

4.3.3.5 Procedee de verificare la oboseală

4.3.3.5.1 Verificarea la oboseală

(1) Verificarea la oboseală se realizează cu relaţiile:

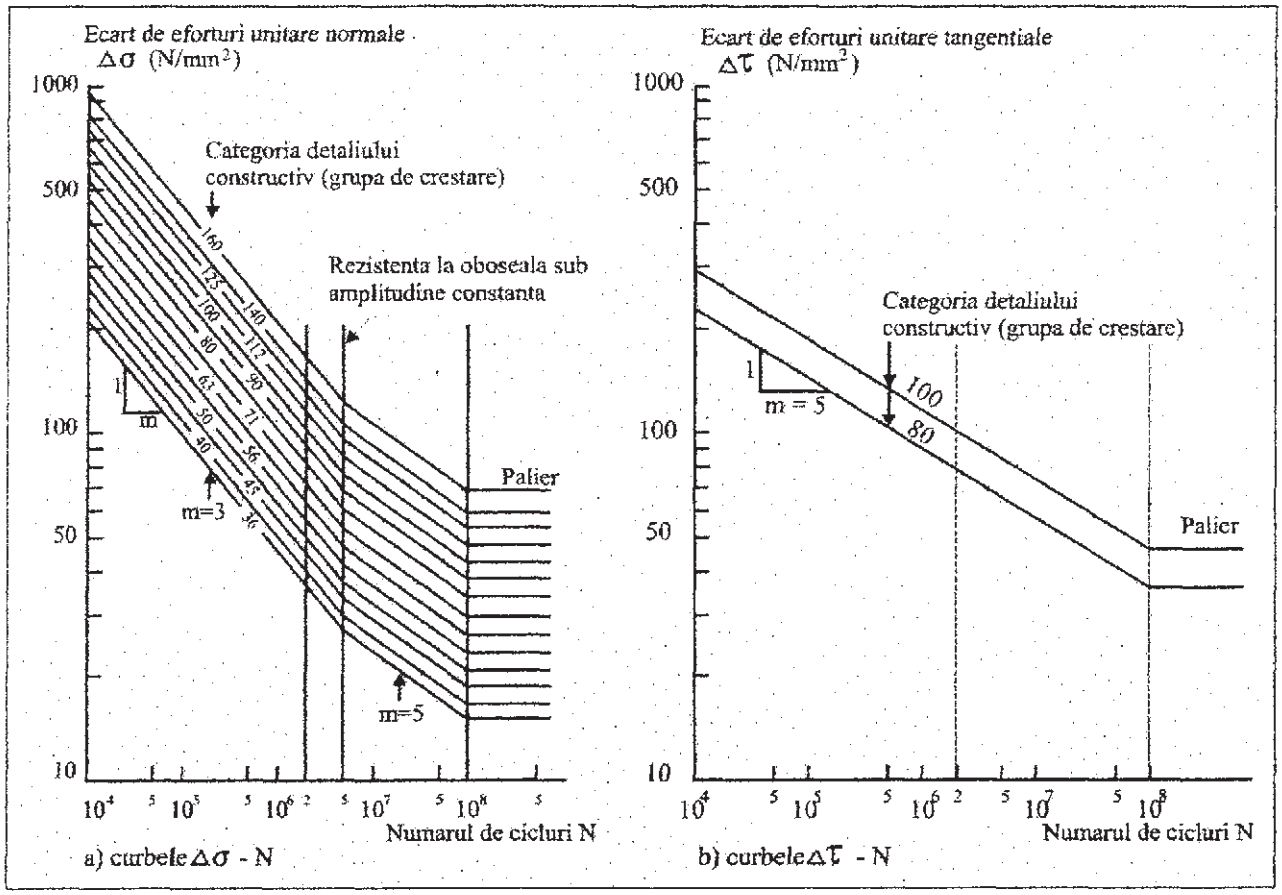
- $\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E2} \le \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$ (4.301)
- $\gamma_{Ff}\,\Delta\tau_{E2} \le \Delta\tau_C / \gamma_{Mf}$ (4.302)

(2) Pentru stările plane de eforturi se foloseşte criteriul de verificare:

$$\left[\frac{\gamma_{Ff}\cdot\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}}\right]^3+\left[\frac{\gamma_{Ff}\cdot\Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_C\cdot\gamma_{Mf}}\right]^5\le 1 \qquad (4.303)$$

unde:

$\Delta\sigma_C$, $\Delta\tau_C$ valorile de referinţă ale rezistenţei la oboseală la 2 x 10^6 cicluri pentru detaliul constructiv relevant (grupă de crestare relevantă), vezi fig. 4.50 şi anexa J.



a) curbele Δσ - N **b) curbele Δτ - N**

Fig. 4.50 - Curbele rezistenţelor la oboseală pentru ecarturi de eforturi unitare normale

4.3.3.5.2 Factorul de echivalență al vătămărilor, λ pentru poduri de șosea

(1) Factorul de echivalență al vătămărilor λ pentru poduri de șosea cu deschiderea de până la 80 m se obține cu relația:

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \qquad \text{însă:} \quad \lambda \le \lambda_{max} \qquad (4.304)$$

unde :

λ_1 factor definit în funcție de schema statică, care ține cont de vătămarea produsă de trafic și depinde de lungimea încărcată (deschiderea) a liniei sau suprafeței de influență;

λ_2 factor care ține cont de volumul traficului;

λ_3 factor care ține cont de durata de viață normată a podului;

λ_4 factor care ține cont de traficul greu de pe celelalte benzi de circulație;

λ_{max} valoarea maximă a lui λ ținând cont de rezistența la oboseală, vezi (8).

(2) In funcție de tipul liniei de influență și de secțiunea considerată, factorul λ_1 este dat în fig. 4.51 și 4.52.

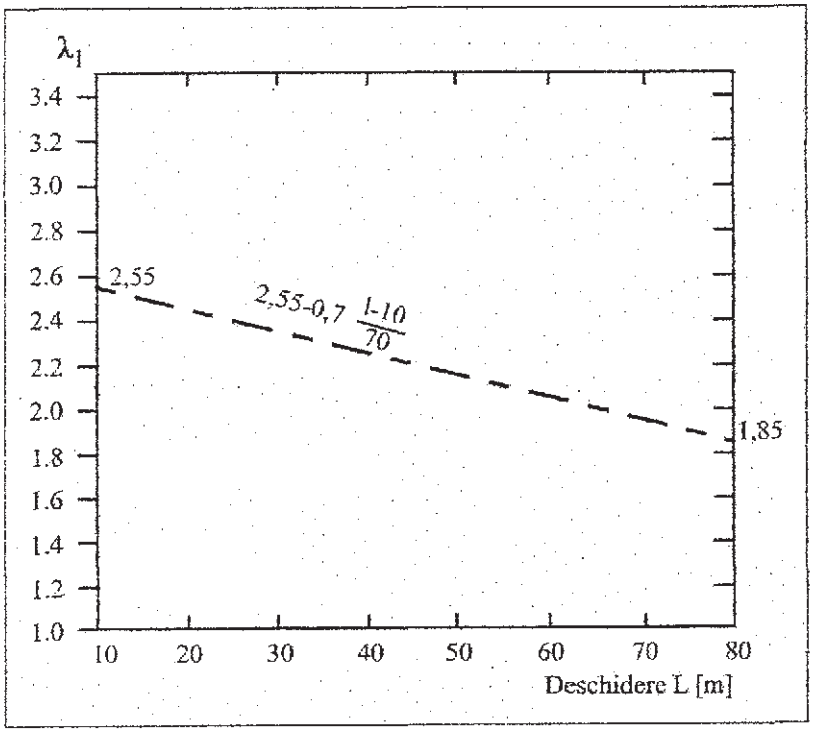


Fig. 4.51 - Factorul λ_1 pentru momente încovoietoare în zonele din câmp ale podurilor de șosea

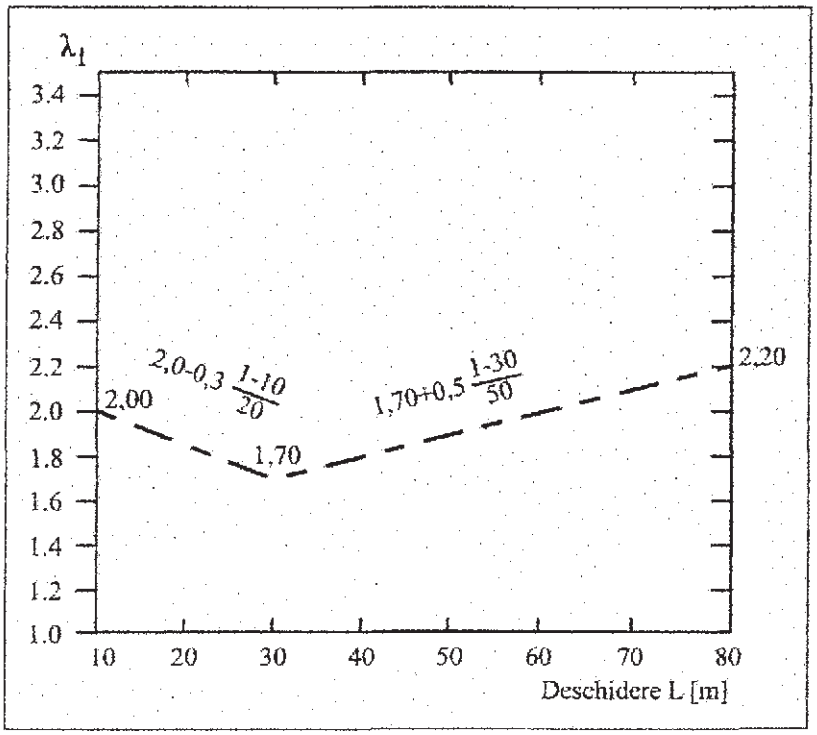


Fig. 4.52 - Factorul λ_1 pentru momente încovoietoare în zonele reazemelor intermediare ale grinzilor continui la podurile de şosea

(3) La determinarea lui λ_1 lungimea l se consideră după cum urmează :

- Pentru momente încovoietoare :
  - pentru grinda simplu rezemată, din deschiderea i, lungimea $l = L_i$;
  - pentru grinda continuă, în cazul secţiunilor din câmp, se consideră $l = L_1$ (sau $l = L_2$) respectiv pentru secţiunile de pe reazem, media deschiderilor adiacente reazemului, $l=(L_1+L_2)/2$, vezi fig. 4.55.
  - pentru nervurile transversale (antretoazele) ale platelajelor ortotrope care susţin nervuri longitudinale, lungimea încărcată l este suma deschiderilor nervurilor adiacente unei antretoaze ;
- Pentru forţe tăietoare, la o grindă simplu rezemată (şi în mod aproximativ şi pentru o grindă continuă) :
  - pentru zonele de reazem (fig. 4.55) se ia $l = L_i$;
  - pentru zonele din câmp, se ia $l = 0,4 \times L_i$;
- în alte cazuri :
  - l se consideră la fel ca pentru momente încovoietoare.

(4) Coeficientul λ_2 se calculează folosind relaţia :

$$\lambda_2 = \frac{Q_{ml}}{Q_0}\left(\frac{N_{Obs}}{N_0}\right)^{\frac{1}{5}} \qquad (4.305)$$

unde:

Q_{ml} reprezintă greutatea brută medie a camioanelor (kN) considerate pe o bandă de circulație lentă, așa cum este specificată de către autoritățile competente și se obține din relația :

$$Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i \cdot Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (4.306)$$

$Q_0 = 480$ kN

$N_0 = 0,5 \times 10^6$

N_{Obs} numărul total de camioane pe o bandă de circulație lentă, vezi tabelul B.7.

Q_i greutatea brută a camionului în kN, considerată pe o bandă de circulație lentă, așa cum este specificată de către autoritățile competente ;

n_i numărul de camioane cu greutatea brută Q_i pe o bandă de circulație lentă, așa cum este specificat de către autoritățile competente ;

(5) Pentru valori date ale lui Q_{ml} și N_{obs}, coeficientul λ_2 se poate obține din tabelul 4.19.

Tabelul 4.19 – Factorul λ_2

Q_{ml}	N_{Obs} (milioane)							
	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
200	0,362	0,417	0,452	0,479	0,500	0,519	0,535	0,50
300	0,544	0,625	0,678	0,712	0,751	0,779	0,803	0,825
400	0,725	0,833	0,904	0,957	1,001	1,038	1,071	1,100
500	0,907	1,042	1,130	1,197	1,251	1,298	1,338	1,374
600	1,088	1,250	1,356	1,436	1,501	1,557	1,606	1,649

(6) Factorul λ_3 (tabelul 4.20) se calculează după cum urmează :

$$\lambda_3 = (t_{Ld} / 100)^{1/5} \quad (4.307)$$

unde:

t_{Ld} durata de viață normată a podului în ani așa cum este ea specificată de către autoritățile competente.

Tabelul 4.20 – Factorul λ_3

Durata de viață Normată în ani	50	60	70	80	90	100	120
Factorul $_3$	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

(7) Factorul λ_4 se poate calcula din :

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \ldots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{\frac{1}{5}} \quad (4.308)$$

unde:

k numărul benzilor de circulație cu trafic greu așa cum este specificat de către autoritățile competente;

N_j numărul anual de camioane pe banda de circulație j, așa cum este specificat de către autoritățile competente;

Q_{mj} greutatea brută medie a camioanelor pe banda de circulație j, așa cum este specificat de către autoritățile competente;

η_j valoarea ordonatei liniei de influență a efortului secțional care produce ecartul de eforturi unitare, - în axul firului de circulație j.

(8) Factorul λ_{max} se poate obține din fig. 4.53 și 4.54.

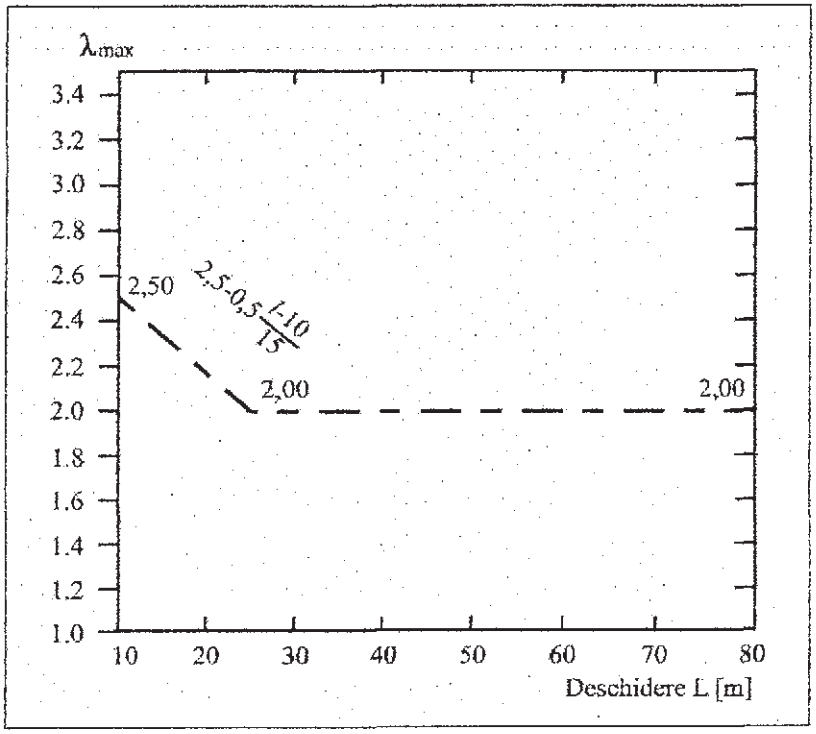


Fig. 4.53 – Factorul λ_{max} pentru momente încovoietoare în zonele din câmp ale podurilor de șosea

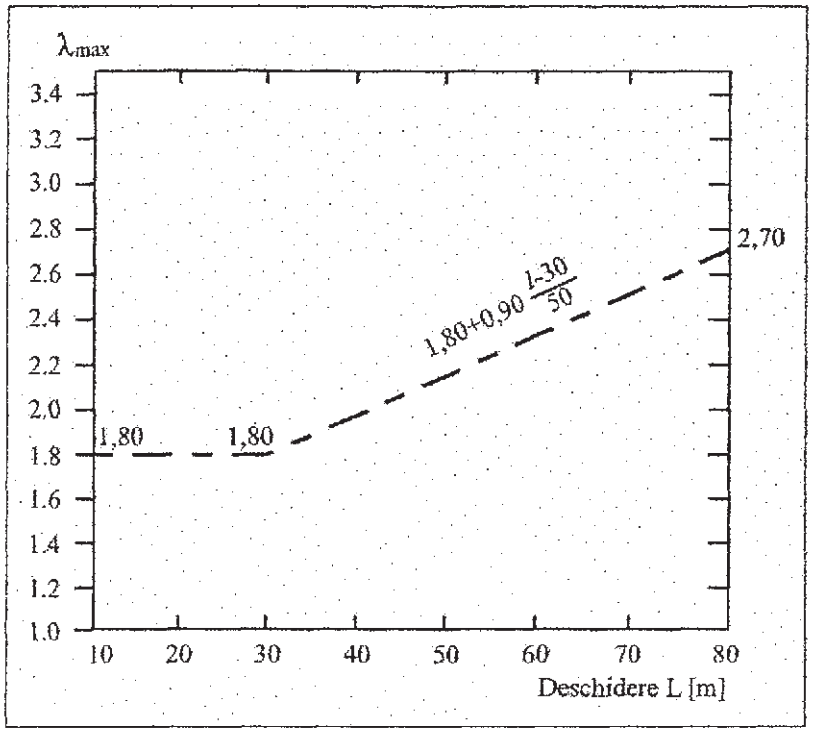


Fig. 4.54 – Factorul λ_{max} pentru momente încovoietoare în zonele reazemelor intermediare ale grinzilor continui la podurile de şosea

4.3.3.5.3 Factorul de echivalenţă a vătămărilor λ pentru poduri de cale ferată

(1) Factorul de echivalenţă a vătămărilor λ pentru poduri de cale ferată cu deschiderea de până la 100 m se poate determina din :

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \qquad \text{însă } \lambda \leq \lambda_{max} \qquad (4.309)$$

unde:

- λ_1 factor stabilit în funcţie de schema statică, ţine cont de vătămarea produsă de trafic şi depinde de lungimea încărcată a liniei sau suprafeţei de influenţă ;
- λ_2 factor care ţine seama de volumul traficului;
- λ_3 factor care ţine seama de durata de viaţă normată a podului;
- λ_4 factor care ia în considerare existenţa mai multor linii de cale ferată pe pod;
- λ_{max} valoarea maximă a lui λ ţinând seama de limita rezistenţei la oboseală, vezi (9).

(2) Valoarea factorului λ_1 se poate obţine din tabelele 4.21, 4.22, 4.23, în funcţie de deschiderea L şi de traficul considerat.

NOTA: Valorile subliniate in tabelele 4.21, 4.22, 4.23, reprezintă valorile înfăşurătoarei tuturor tipurilor de trenuri prezentate în anexa F (respectiv trenuri de marfă, trenuri de călători şi trenuri de mare viteză în orice combinaţie) şi acoperă efectul cel mai defavorabil pentru deschiderea dată. Valorile date pentru traficul mixt corespunde combinaţiei de trenuri caracteristice date în anexa F .

(3) Pentru linii cu combinaţii de tipuri de trenuri altele decât cele luate în considerare (de exemplu linii industriale), autoritatea competentă trebuie să specifice direct valoarea lui $\square_1$, aşa cum este arătată în tabelele 4.21, 4.22 şi 4.23.

(4) La determinarea lui λ_1 valoarea deschiderii se ia după cum urmează:

- Pentru momente încovoietoare:
  - pentru grinda simplu rezemată, din deschiderea i, lungimea $l = L_i$;
  - pentru grinda continuă, pentru secţiunile din câmp, se consideră $l = L_1$ (sau $l = L_2$) respectiv, pentru secţiunile de reazem media deschiderilor adiacente reazemului, $l=(L_1+L_2)/2$, vezi fig. 4.55.
  - pentru antretoazele care susţin lonjeroni sau nervuri longitudinale se consideră lungimea l este suma deschiderilor nervurilor (lonjeronilor) aferenţi acestei antretoaze;
  - pentru platelajele susţinute de nervuri transversale (antretoaze), fără elemente longitudinale, se ia în considerare lungimea liniei de influenţă (eliminând zonele favorabile), ţinând cont în mod corespunzător de rigiditatea şinelor la distribuţia încărcărilor. Pentru elementele portante transversale, distanţate la cel mult 750 mm unul de celălalt, pe lungimea deschiderii se poate adopta l = 2 x (distanţa dintre elementele transversale) + (3 metri).
- Pentru forţe tăietoare : la o grindă simplu rezemată (şi aproximativ pentru o grindă continuă) :
  - pentru zonele de reazem (fig. 4.55) se ia $l = L_i$;
  - pentru zonele din câmp, se ia $l = 0{,}4 \times L_i$.
- In alte cazuri :
  - l se ia la fel ca pentru momente încovoietoare.

Tabelul 4.21 – Valorile factorului λ_1 pentru traficul standard şi uşor mixt de cale ferată

L	Tipul 1	Tipul 2	Tipul 3	Tipul 4	Tipul 5	Tipul 6	Tipul 7	Tipul 8	EC Mix
0.5	1.38	1.27	1.31	1.50	1.62	1.65	1.69	1.65	1.60
1.0	1.38	1.27	1.31	1.50	1.62	1.65	1.69	1.65	1.60
1.5	1.38	1.27	1.31	1.50	1.62	1.65	1.69	1.65	1.60
2.0	1.37	1.26	1.31	1.49	1.35	1.46	1.53	1.64	1.46
2.5	1.17	1.23	1.28	1.46	1.29	1.39	1.44	1.60	1.38
3.0	1.05	1.19	1.25	1.42	1.25	1.35	1.40	1.56	1.35
3.5	0.94	1.02	1.12	1.16	1.12	1.18	1.17	1.40	1.17
4.0	0.81	0.82	0.96	1.00	1.15	1.08	1.05	1.20	1.07
4.5	0.77	0.73	0.88	0.91	1.14	1.07	1.04	0.97	1.02
5.0	0.86	0.69	0.80	0.86	1.16	1.07	1.05	0.93	1.03
6.0	0.97	0.63	0.79	0.79	1.12	1.07	1.07	0.78	1.03
7.0	0.98	0.57	0.79	0.82	0.96	1.04	1.07	0.79	0.97
8.0	0.92	0.55	0.77	0.83	0.85	1.01	1.06	0.73	0.92
9.0	0.88	0.56	0.74	0.83	0.77	0.96	1.05	0.68	0.88
10.0	0.85	0.56	0.72	0.83	0.66	0.91	1.04	0.65	0.85
12.5	0.79	0.55	0.73	0.78	0.52	0.89	1.00	0.60	0.82
15.0	0.75	0.56	0.73	0.77	0.51	0.81	0.91	0.59	0.76
17.5	0.74	0.56	0.73	0.68	0.53	0.72	0.80	0.58	0.70
20.0	0.74	0.55	0.68	0.66	0.55	0.72	0.70	0.58	0.67
25.0	0.76	0.59	0.56	0.58	0.59	0.69	0.68	0.60	0.66
30.0	0.77	0.60	0.50	0.53	0.60	0.65	0.69	0.63	0.65
35.0	0.76	0.58	0.49	0.51	0.63	0.62	0.68	0.65	0.64
40.0	0.73	0.56	0.47	0.50	0.66	0.62	0.68	0.65	0.64
45.0	0.70	0.53	0.45	0.49	0.68	0.61	0.68	0.65	0.64
50.0	0.68	0.51	0.43	0.48	0.70	0.60	0.69	0.65	0.63
60.0	0.64	0.47	0.41	0.47	0.73	0.57	0.68	0.64	0.63
70.0	0.61	0.45	0.40	0.45	0.75	0.56	0.67	0.63	0.62
80.0	0.57	0.43	0.38	0.42	0.76	0.53	0.67	0.62	0.61
90.0	0.53	0.40	0.36	0.41	0.77	0.52	0.67	0.62	0.61
100	0.51	0.38	0.36	0.39	0.77	0.51	0.67	0.62	0.60

Tabelul 4.22 – Valorile factorului λ_1 pentru trenuri expres cu mai multe vagoane sau metrouri

L	Tipul 9	Tipul 10
0.5	0.97	1.00
1.0	0.97	1.00
1.5	0.97	1.00
2.0	0.97	0.99
2.5	0.95	0.97
3.0	0.85	0.94
3.5	0.76	0.85
4.0	0.65	0.71
4.5	0.59	0.65
5.0	0.55	0.62
6.0	0.58	0.63
7.0	0.58	0.60
8.0	0.56	0.60
9.0	0.56	0.55
10.0	0.56	0.51
12.5	0.55	0.47
15.0	0.50	0.44
17.5	0.46	0.44
20.0	0.44	0.43
25.0	0.40	0.41
30.0	0.37	0.42
35.0	0.36	0.44
40.0	0.35	0.46
45.0	0.35	0.47
50.0	0.36	0.48
60.0	0.39	0.48
70.0	0.40	0.49
80.0	0.39	0.49
90.0	0.39	0.48
100	0.40	0.48

Tabelul 4.23 – Valorile factorului λ_1 pentru traficul greu de cale ferată cu 250 kN pe osie

L	Tipul 5	Tipul 6	Tipul 11	Tipul 12	25t Mix
0.5	1.62	1.65	1.83	1.79	1.65
1.0	1.62	1.65	1.83	1.79	1.65
1.5	1.62	1.65	1.83	1.79	1.65
2.0	1.35	1.46	1.81	1.78	1.64
2.5	1.29	1.39	1.56	1.74	1.55
3.0	1.25	1.35	1.51	1.69	1.51
3.5	1.12	1.18	1.21	1.57	1.31
4.0	1.15	1.08	1.04	1.30	1.16
4.5	1.14	1.07	1.05	1.05	1.08
5.0	1.16	1.07	1.07	1.00	1.07
6.0	1.12	1.07	1.10	0.87	1.04
7.0	0.96	1.04	1.15	0.77	1.02
8.0	0.85	1.01	1.14	0.71	0.99
9.0	0.77	0.96	1.13	0.67	0.96
10.0	0.66	0.91	1.12	0.64	0.93
12.5	0.52	0.89	1.07	0.60	0.90
15.0	0.51	0.81	0.99	0.59	0.92
17.5	0.53	0.72	0.85	0.58	0.73
20.0	0.55	0.72	0.76	0.58	0.68
25.0	0.59	0.69	0.67	0.59	0.65
30.0	0.60	0.65	0.68	0.62	0.64
35.0	0.63	0.62	0.68	0.65	0.65
40.0	0.66	0.62	0.68	0.65	0.65
45.0	0.68	0.61	0.69	0.65	0.65
50.0	0.70	0.60	0.70	0.65	0.66
60.0	0.73	0.57	0.69	0.65	0.66
70.0	0.75	0.56	0.69	0.65	0.66
80.0	0.76	0.53	0.70	0.65	0.66
90.0	0.77	0.52	0.70	0.65	0.66
100	0.77	0.51	0.70	0.65	0.66

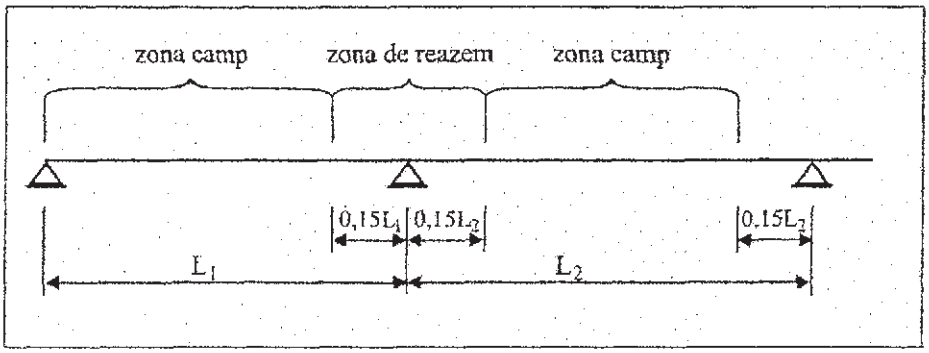


Figura 4.55 - Considerarea zonelor din câmp respectiv ale zonelor de reazem pentru determinarea lungimii încărcate *l*

(5) Valorile factorului λ_2 se obțin din tabelul 4.24.

Tabelul 4.24 – Valorile factorului λ_2 în funcție de volumul anual al traficului

Traficul pe an pe o cale ferată [10^6 t]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

(6) Valorile lui λ_3 se obțin din tabelul 4.25.

Tabelul 4.25 - Valorile factorului λ_3 pe baza duratei de viață normată

Durata de viață normată [ani]	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04

(7) Valorile lui λ_4 se obțin din tabelul 4.26.

Tabelul 4.26 - Valorile factorului λ_4

$\Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
λ_4	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71

unde :

$\Delta\sigma_1$ ecartul de eforturi unitare în secțiunea de verificat, corespunzător Modelului de Incărcare 71 pe o cale ferată;

$\Delta\sigma_{1+2}$ ecartul de eforturi unitare în aceeași secțiune, corespunzător Modelului de Incărcare 71, pe două căi ferate.

(8) Valorile factorului λ_4 din tabelul 4.26 ţin cont de faptul că 12 % din traficul total pe cele două linii ale podului se produc simultan pe pod. Valoarea coeficientului λ_4 poate fi adaptată pentru diferitele procente ale traficului simultan folosind relaţia :

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1-n][a^5 + (1-a)^5]} \qquad (4.310)$$

unde:

$a = \Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$

n procentul de trafic care se desfăşoară simultan pe pod.

(9) Tinând cont de limita rezistenţei la oboseală, valoarea factorului λ nu trebuie să depăşească valoarea lui $\lambda_{max} = 1{,}4$.

4.3.3.5.4. Combinarea vătămărilor provenite din ecartul de eforturi unitare datorat efectelor locale cu cele provenite din ecartul de eforturi unitare datorat efectelor globale

(1) In cazul în care un element structural este supus unei variaţii a eforturilor datorată combinării efectelor din incovoierea grinzii principale (efecte globale) şi a celor din încovoierea platelajului (efecte locale), aceste efecte separate se combină utilizând relaţia :

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_{loc} \times \Phi_{loc} \times \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} \times \Phi_{glo} \times \Delta\sigma_{glo} \qquad (4.311)$$

unde semnificaţiile termenilor λ, Φ, $\Delta\sigma$ sunt date în 4.3.3.4 (4) şi indicele « loc » se referă la efectele locale iar indicele « glo » se referă la efectele globale.

4.3.4 Elemente de prindere şi îmbinări.

4.3.4.1 Generalităţi

(1)P Toate îmbinările vor fi astfel proiectate încât structura să corespundă exigenţelor precizate în 4.3.1, 4.3.2 şi 4.3.3.

(2)P Coeficientul parţial de siguranţă γ_M se adoptă după cum urmează :

- pentru calculul îmbinărilor cu şuruburi : $\gamma_{Mb} = 1,25$
- pentru calculul îmbinărilor cu nituri : $\gamma_{Mr} = 1,25$
- pentru calculul îmbinărilor cu bolţuri : $\gamma_{Mp} = 1,25$
- pentru calculul îmbinărilor sudate : $\gamma_{Mw} = 1,25$
- pentru calculul îmbinărilor rezistente la lunecare : γ_{Mb} = vezi 4.3.4.3. (f).

(3) Rezistenţa unei îmbinări trebuie determinată pe baza rezistenţelor individuale ale elementelor de prindere, care compun îmbinarea.

(4) In general, la calculul îmbinărilor se foloseşte analiza liniar-elastică. Se poate folosi şi o analiză neliniară a îmbinărilor, cu condiţia să ţină cont de caracteristicile încărcare – deformare (relaţia P - Δ) pentru toate componentele îmbinării.

(5) Modelul de calcul bazat pe principiile de cedare plastică (limita de curgere) poate fi de asemenea folosit, cu condiţia ca acesta să se bazeze pe concluzii rezultate din încercări detaliate experimentale.

4.3.4.2 Imbinările solicitate la forfecare variabilă datorită traficului

(1)P Dacă la structura metalică a unui pod o îmbinare este supusă la o solicitare variabilă de forfecare datorită fluctuaţiilor traficului, care pot produce deplasări relative inadmisibile ale pieselor îmbinării, respectiv săgeţi inacceptabile, se vor folosi următoarele mijloace de îmbinare:

- şuruburi calibrate (păsuite);
- şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate;
- şuruburi injectate;
- nituri;
- sudură.

(2) Contravântuirile prevăzute pentru acţiunile orizontale sau/şi pentru stabilitate vor fi considerate de asemenea solicitate la efecte din trafic şi se vor îmbina conform prevederilor punctului (1)P.

4.3.4.3 Imbinări cu şuruburi, nituri sau bolţuri

a) Prevederi constructive

(1) Poziţia găurilor pentru şuruburi şi nituri va fi astfel stabilită încât să prevină coroziunea şi voalarea locală a elementelor asamblate şi să faciliteze montajul pieselor de îmbinare.

(2) Poziţia găurilor va corespunde de asemenea principiilor care au stat la baza determinării rezistenţelor de proiectare a şuruburilor, niturilor şi a bolţurilor.

(3) Distanța minimă, e_1, de la centrul găurii la capătul elementului, pe direcția solicitării, va fi mai mare de $2d_0$, iar distanța minimă e_2 de la centrul găurii la marginea elementului pe direcție perpendiculară pe direcția de solicitare va fi mai mare de $1,5d_0$, unde d_0 este diametrul găurii (fig. 4.56).

(4) Distanțele minime între centrele găurilor curente, pe direcția solicitării, p_1 și perpendicular pe direcția de solicitare p_2, vor fi mai mari de $3,5d_0$ (fig. 4.56).

(5) Distanțele maxime între șuruburi și nituri de la centrul găurii până la capătul elementului, e_1 și până la marginea elementului, e_2, precum și distanțele maxime p_1 și p_2 între centrele găurilor, vor respecta următoarele condiții:

- distanțe e_1 și e_2 $\quad e_1$ și $e_2 \leq 3d_0$ sau $8t$
- distanțe p_1 și p_2 $\quad p_1$ și $p_2 \leq 5d_0$ sau $14t_{min}$,

unde:

t grosimea minimă a elementului exterior al îmbinării;

t_{min} grosimea celui mai subțire element al îmbinării.

(6) La elementele solicitate la compresiune, distanțele p_1 ale găurilor în fiecare șir pe direcția solicitării și distanțele p_2 între șiruri adiacente, perpendicular pe direcția de solicitare, nu vor depăși $14t$ sau $5d_0$ mm, fig. 4.57, șirurile adiacente ale elementelor de prindere (respectiv ale găurilor) pot fi plasate alternant.

(7) Distanțele p_1 și p_2 între două găuri adiacente vor satisface condițiile de voalare locală conform prevederilor din 4.3.1.

(8) La elementele solicitate la întindere, distanțele între două găuri consecutive p_1, într-un șir interior pot fi duble față de cele prescrise la elemente comprimate în (7) cu condiția ca distanțele p_1 din șirurile marginale să respecte aceleași cerințe ca și cele prevăzute pentru elemente comprimate în (7), fig. 4.58.

(9) La poduri nu se admite ștanțarea găurilor decât la elementele secundare cum sunt parapeți, glisiere, etc.

(10) In cazul în care o față exterioară a îmbinării prezintă o pantă față de planul perpendicular al axului șurubului, se vor prevedea șaibe pană. Se recomandă evitarea acestor situații.

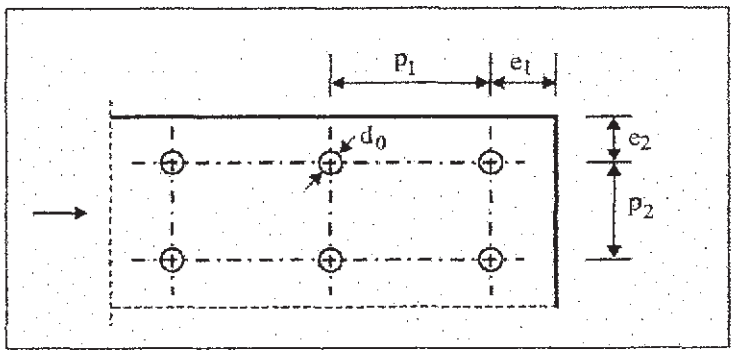


Fig. 4.56 – Simboluri pentru distanțe între găurile elementelor de îmbinar

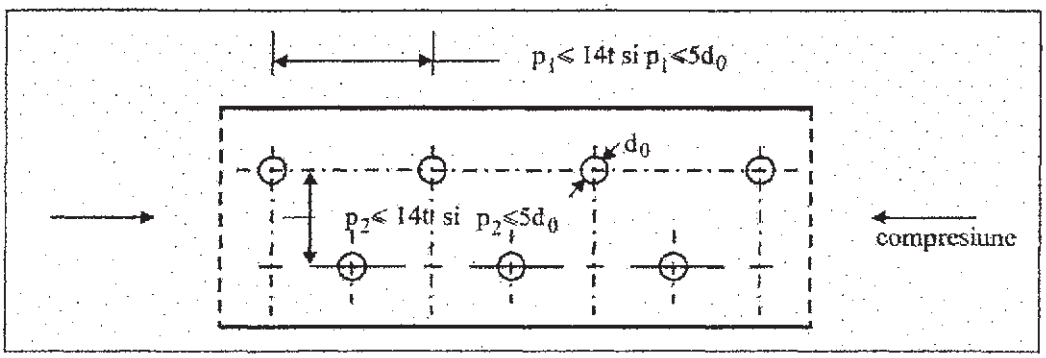


Fig. 4.57 – Amplasarea alternantă a găurilor la îmbinarile solicitate la compresiune

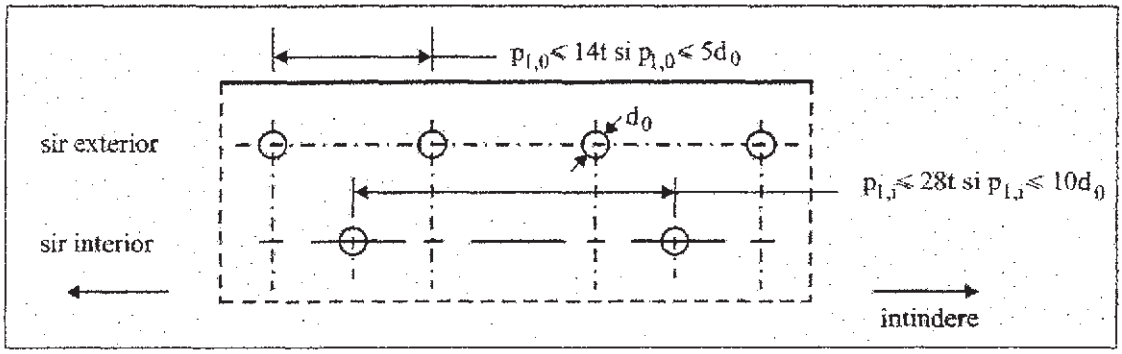


Fig. 4.58 – Distanțe între găurile îmbinărilor solicitate la întindere

b) Reducerea ariei secțiunilor transversale datorită prezenței găurilor

(1) La proiectarea îmbinărilor solicitate la compresiune nu se va efectua nici o reducere a secțiunii elementului îmbinat.

(2) La proiectarea elementelor solicitate la forță axială de întindere, moment încovoietor sau forță tăietoare, se vor respecta cerințele din 4.3.1.

(3) Ruperea prin forfecarea secțiunii nete "forfecarea în bloc" pe traseul unui grup de găuri dispuse la extremitatea inimii unei grinzi trebuie prevenită, impunând o distanță corespunzătoare între găuri. Modul de cedare constă din ruperea de-a lungul liniei găurilor din zona întinsă, însoțită de plasticizarea materialului în jurul găurilor din efectul presiunii locale, fig. 4.59.

(4) Forța rezistentă la "forfecare în bloc" se determină cu relația:

$$V_{eff.Rd} = \frac{f_y \cdot A_{v.eff}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \qquad (4.312)$$

unde:

$A_{v.eff}$ aria efectivă (activă) în secțiunea de rupere.

(5) Aria efectivă (activă) $A_{v.eff}$ se determină astfel:

$$A_{v.eff} = t\, L_{v.eff} \qquad (4.313)$$

unde:

$L_{v.eff} = L_v + L_1 + L_2$, însă: $L_{v.eff} \leq L_3$

$L_1 = a_1$ însă: $L_1 \leq 5d$

$L_2 = (a_2 - kd_{o,t})(f_u / f_y)$

$L_3 = L_v + a_1 + a_3$ însă: $L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 - nd_{o,v})(f_u / f_y)$

în care:

a_1, a_2, a_3 şi L_v sunt indicate în fig. 4.59;

d diametrul nominal al elementului de prindere;

$d_{o,t}$ mărimea găurii pe direcţie orizontală, care in general este diametrul găurii, dar la găuri ovalizate pe orizontală se foloseşte dimensiunea reală;

$d_{o,v}$ mărimea găurii pe direcţie verticală, care in general este diametrul găurii, dar la găuri ovalizate pe verticală se foloseşte dimensiunea reală;

n numărul de găuri în secţiunea de forfecare;

t grosimea inimii sau a consolei;

k un coeficient cu următoarele valori:

- pentru un singur şir de şuruburi: k = 0,5;
- pentru două şiruri de şuruburi: k = 2,5.

(6) In cazul nesimetriei îmbinării sau elementelor de prindere nesimetrice, cum sunt profilele cornier prinse numai pe o aripă, excentricitatea elementelor de prindere la elementele de capăt şi efectele distanţelor între elementele de îmbinare şi a distanţelor faţă de margini vor fi luate în considerare când se determină forţa rezistentă de proiectare.

(7) Cornierele îmbinate cu un singur şir de şuruburi, amplasate numai pe o aripă, vezi fig. 4.60, pot fi considerate ca fiind solicitate fără excentricitate, iar forţa rezistentă ultimă de proiectare a secţiunii nete se determină după cum urmează:

- cu un şurub: $$N_{u.Rd} = \frac{2{,}0(e_2 - 0{,}5d_0)}{\gamma_{M2}} t.f_u \qquad (4.314)$$

- cu două şuruburi: $$N_{u.Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \qquad (4.315)$$

- cu trei şuruburi: $$N_{u.Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \qquad (4.316)$$

unde:

β_2 şi β_3 coeficienţi de reducere depinzând de distanţele p_1, după cum sunt date în tabelul 4.27; pentru valori intermediare ale lui p_1, valorile coeficientului β se determină prin interpolare liniară.

A_{net} aria netă a cornierei; pentru o cornieră cu aripi inegale, îmbinată cu aripa sa mică, A_{net} se va lua egală cu aria secţiunii nete a unei corniere echivalente cu aripi egale; aripile cornierei echivalente vor fi egale cu aripa mică a cornierei iniţiale.

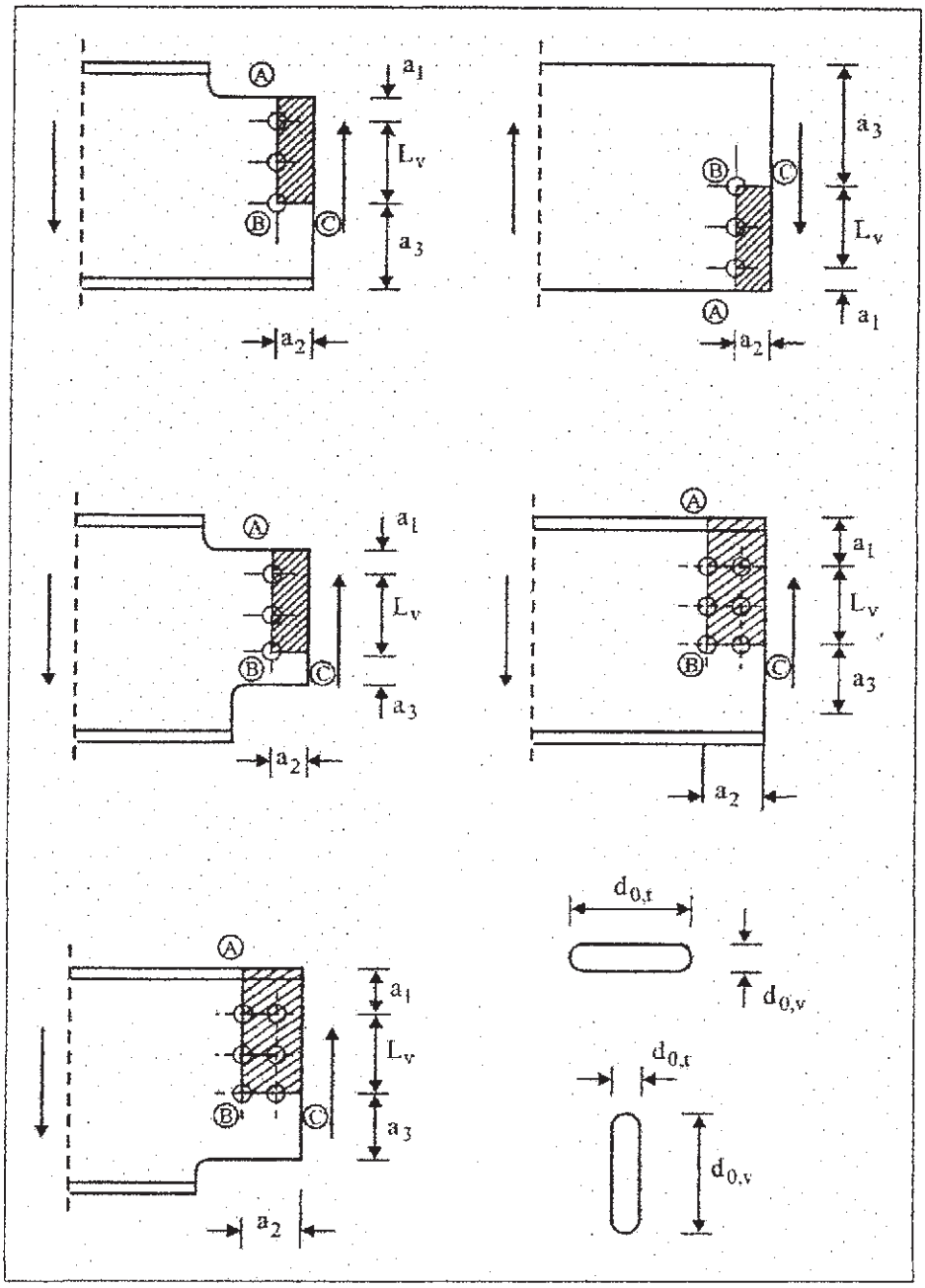


Fig. 4.59 – "Forfecare în bloc" – aria efectivă (activă) de forfecare

(8) Forța rezistentă de proiectare la flambaj a elementelor comprimate, conform prevederilor din 4.3.1 se deduce luând în considerare aria brută a elementului, însă fără a depăşi valorile precizate în (7).

Tabelul 4.27 – Valorile coeficienților de reducere β_2 şi β_3

Distanțe	p_1	$\geq 3{,}5d_0$	$\leq 5{,}0d_0$
2 şuruburi	β_2	0,4	0,5
3 şuruburi sau mai multe	β_3	0,5	0,7

(9) Cornierele ureche îmbinate cu profile cornier sau cu alte elemente suport, vor fi dimensionate la o forță cu 20% mai mare decât forța din aripa exterioară a profilului cornier.

(10) Elementele de îmbinare care prind cornierele ureche de aripa exterioară a unui profil cornier vor fi dimensionate la o forță cu 40% mai mare decât forța din aripa exterioară a profilului cornier.

(11) Cornierele ureche îmbinate cu un profil U ori alte elemente similare, vor fi dimensionate la o forță cu 10% mai mare decât forța corespunzătoare părții elementului indirect prins prin corniera ureche.

(12) Elementele de îmbinare, dintre o cornieră ureche şi un profil U ori alte elemente similare, vor fi dimensionate la o forță cu 20% mai mare decât forța corespunzătoare părții elementului indirect prins.

(13) Cornierele ureche se vor prinde de guseu sau de alte elemente suport cu cel puțin două şuruburi sau două nituri.

(14) Prinderea cornierelor ureche de guseu sau de alte elemente suport se va termina la capătul elementului îmbinat. Imbinarea cornierei ureche de elementul structural va începe de la capătul elementului şi se va prelungi până dincolo de îmbinarea lui directă de guseu sau de alte elemente suport.

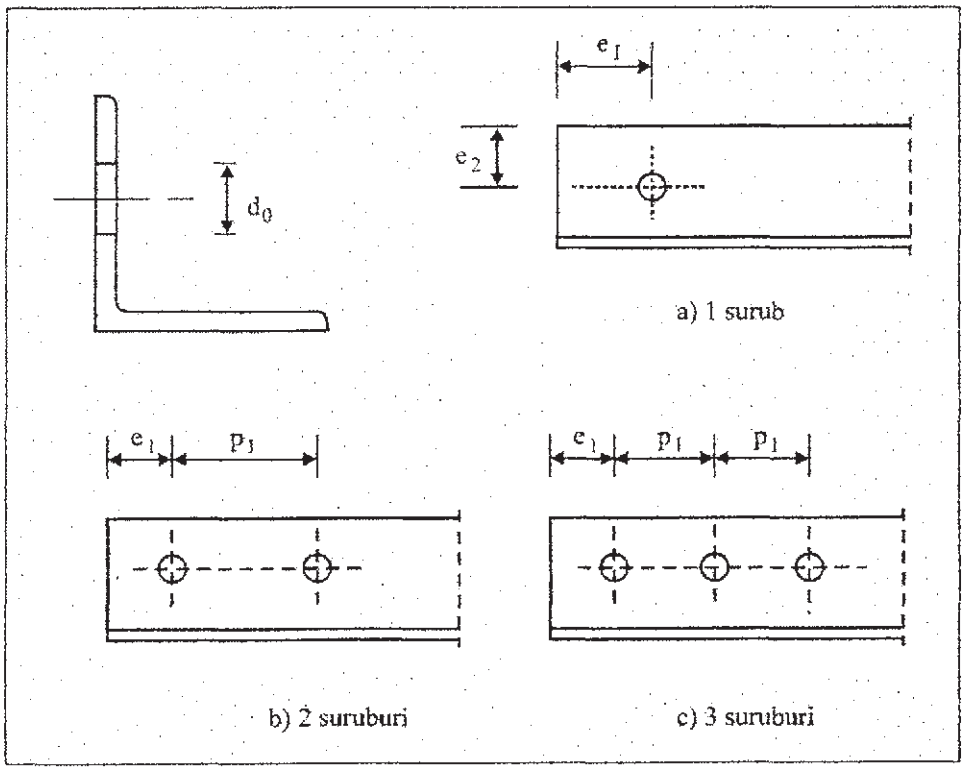


Fig. 4.60 – Dispunerea găurilor la prinderile cornierelor

c) Tipuri de îmbinări cu şuruburi

(1) Imbinările cu şuruburi solicitate la forfecare se clasifică în mai multe categorii. In tabelul 4.28 sunt prezentate schematic tipurile îmbinărilor după modul de cedare şi criteriile de verificare.

(2) **Categoria A:** Imbinări cu şuruburi calibrate (păsuite):

In această categorie pot fi folosite şuruburi obişnuite (executate din oţel carbon moale) sau şuruburi de înaltă rezistenţă din grupele de caracteristici mecanice de la 4.6 la 10.9. Nu se cer măsuri speciale de strângere sau de pregătire a suprafeţei de contact. Valoarea de proiectare a forţei ultime de forfecare nu trebuie să depăşească forţa rezistentă la forfecare sau la presiune locală a şurubului sau a componentelor elementului îmbinat. In această categorie intră şuruburile calibrate, în care planul de forfecare trece prin zona nefiletată a tijei.

(3) **Categoria B:** Imbinări rezistente la lunecare pentru starea limită de serviciu:
In această categorie se folosesc şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate cu strângere controlată. Nu se admit lunecări pentru starea limită de serviciu. Gruparea acţiunilor se va face corespunzător cazului de încărcare în care se cere rezistenţa la lunecare. Forţa de lunecare de proiectare pentru starea limită de serviciu nu va depăşi forţa rezistentă de lunecare obţinută conform prevederilor din f). Forţa de lunecare ultimă de proiectare nu va depăşi forţa rezistentă la forfecare şi nici forţa rezistentă la presiune locală a şuruburilor conform prevederilor din d).

(4) **Categoria C:** Imbinări rezistente la lunecare pentru starea limită ultimă
In această categorie se folosesc şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate cu strângere controlată. Lunecarea nu trebuie să se producă în starea limită ultimă. Forţa de lunecare ultimă de proiectare nu trebuie să depăşească forţa rezistentă de lunecare obţinută conform prevederilor din f) şi nici forţa rezistentă la presiune locală conform prevederilor din d). In plus, pentru starea limită ultimă, forţa rezistentă plastică de proiectare a secţunii nete din zona găurilor, vezi 4.3.1.3.4 (2), trebuie considerată ca fiind:

$$N_{net.Rd} = A_{net} f_y / \gamma_{M0} \qquad (4.317)$$

(5) Proiectarea îmbinărilor supuse la întindere în tijă se va face în funcţie de tipul îmbinării (vezi tabelul 4.28).

(6) **Categoria D:** Imbinări cu şuruburi nepretensionate, cu solicitări de întindere în tijă.
In această categorie pot fi folosite şuruburi obişnuite (executate din oţel carbon moale) sau şuruburi de înaltă rezistenţă din grupe de caracteristici mecanice până la 10.9. Nu se cere pretensionarea. Această categorie de şuruburi nu va fi folosită la poduri, în cazul în care îmbinările sunt solicitate frecvent la solicitări de întindere variabile. Totuşi ele pot fi folosite la îmbinări ale elementelor secundare precum parapeţi, bariere de siguranţa, glisiere, etc.

(7) **Categoria E:** Imbinări cu şuruburi de inaltă rezistenţă pretensionate, solicitate la întindere în tijă
In această categorie se vor folosi şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate la care se controlează pretensionarea. Pretensionarea îmbunătăţeşte comportarea îmbinării la oboseală; aceasta însa depinde în mare măsură de detaliile de execuţie şi de toleranţele admise.

(8) Pentru îmbinările din categoriile D şi E, nu este necesară prelucrarea specială a suprafeţelor de contact, în afară de cazul îmbinărilor din categoria E solicitate atât la întindere cât şi la forfecare (combinaţiile categoriilor E-B sau E-C).

(9) Eforturile secționale de proiectare în elementele de îmbinare la starea limită ultimă se distribuie liniar proporțional cu distanțele lor față de centrul de rotație al îmbinării, vezi fig. 4.61.

Tabelul 4.28 – Tipuri de îmbinări cu șuruburi

Modul de cedare	Criterii de verificare	Observații
Imbinări solicitate la forfecare		
A Presiune pe gaură	$F_{v.Ed} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Ed} \leq F_{b.Rd}$	Nu se cere pretensionarea. Se folosesc șuruburi din grupele de caracteristici mecanice de la 4.6 la 10.9.
B La lunecare la starea limită de serviciu	$F_{v.Ed.ser} \leq F_{s.Rd.ser}$ $F_{v.Ed} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Ed} \leq F_{b.Rd}$	Se folosesc șuruburi de înaltă rezistență pretensionate la care se controlează pretensionarea. Nu se admit lunecări la starea limită de serviciu.
C La lunecare la starea limită ultimă	$F_{v.Ed} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Ed} \leq F_{b.Rd}$	Se folosesc șuruburi la care se controlează pretensionarea. Nu se admit lunecări la starea limită ultimă.
Imbinări solicitate la întindere		
D Nepretensionate	$F_{t.Ed} \leq F_{t.Rd}$	Nu se cere pretensionarea. Se folosesc șuruburi din grupele de caracteristici mecanice de la 4.6 la 10.9.
E Pretensionate	$F_{t.Ed} \leq F_{t.Rd}$	Se folosesc șuruburi la care se controlează pretensionarea.

$F_{v.Ed.ser}$ forța de proiectare la forfecare a unui șurub pentru starea limită de serviciu;
$F_{v.Ed}$ forța de proiectare la forfecare a unui șurub, pentru starea limită ultimă;
$F_{v.Rd}$ forța rezistentă de proiectare la forfecare a tijei unui șurub;
$F_{b.Rd}$ forța rezistentă de proiectare la presiune pe gaură, pentru un șurub;
$F_{v.Rd.ser}$ forța rezistentă de proiectare la lunecare pentru un șurub pentru starea limită de Serviciu;
$F_{s.Rd}$ forța rezistentă de proiectare la lunecare pentru un șurub, pentru starea limită Ultimă;
$F_{t.Ed}$ forța de proiectare la întindere în tijă a șurubului, pentru starea limită ultimă;
$F_{t.Rd}$ forța rezistentă de proiectare la întindere în tijă, pentru un șurub, pentru starea limită ultimă;

(10) In cazul îmbinărilor prin suprapunere se admite că rezistența la presiune locală după o direcție dată este aceeași pentru fiecare element din îmbinare.

d) Forţele rezistente de proiectare pentru şuruburi

(1) Forţele rezistente de proiectare prezentate mai jos se aplică la şuruburi executate standard, din grupele cu caracteristici mecanice de la 4.6 la 10.9. Piuliţele şi şaibele trebuie să aibă aceleaşi caracteristici cu cele ale şuruburilor folosite, conform standardelor de produs.

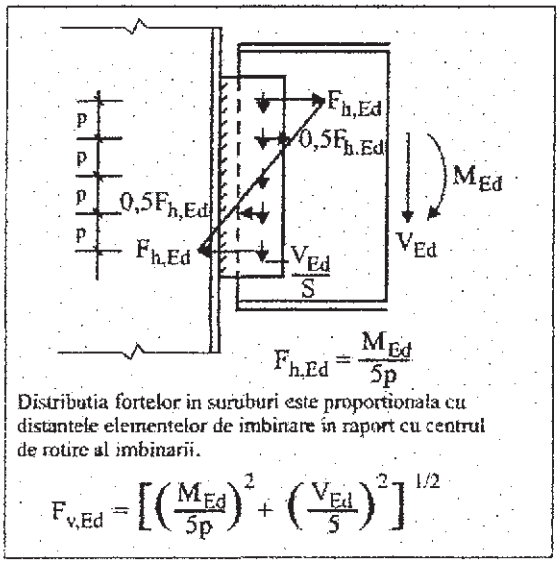


Fig. 4.61 – Distribuţia efectelor încărcărilor la elementele îmbinării

(2) Pentru starea limită ultimă, valoarea de proiectare a forţei de forfecare $F_{v.Ed}$ aplicată unui şurub nu trebuie să depăşească cea mai mică dintre următoarele valori:

- forţa rezistentă de proiectare la forfecare $F_{v.Rd}$;
- forţa rezistentă de proiectare la presiune locală $F_{b.Rd}$, (vezi tabelul 4.29).

(3) Valoarea de proiectare a forţei de întindere $F_{t.Ed}$ inclusiv toate forţele suplimentare din efectul de pârghie, nu vor depăşi valoarea de proiectare a forţelor rezistente de întindere $B_{t.Rd}$ a ansamblului placă - şurub.

(4) Forţa rezistentă de proiectare la întindere pentru ansamblul placă - şurub, se va lua cea mai mică dintre următoarele valori:

- forţa rezistentă de proiectare la întindere $F_{t.Rd}$ din tabelul 4.29;
- forţa rezistentă de proiectare la forfecare prin poansonare $B_{p.Rd}$, sub capul şurubului sau sub piuliţă,

$$B_{p.Rd} = 0{,}6\,\pi\, d_m\, t_p\, f_u / \gamma_{Mb} \qquad (4.318)$$

unde:

t_p grosimea plăcii de sub capul şurubului sau de sub piuliţă;

d_m valoarea minimă între diametrul mediu (între cercul înscris şi cel circumscris) al capului şurubului sau al piuliţei.

(5) Surubul solicitat la efectul combinat de forfecare şi de întindere în tijă va trebui să îndeplinească în plus şi următoarea condiţie:

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1{,}4F_{t.Rd}} \le 1{,}0 \qquad (4.319)$$

Tabelul 4.29 – Forţe rezistente de proiectare pentru şuruburi

Forţa rezistentă la forfecare pentru un plan (o secţiune) de forfecare:

- dacă planul de forfecare trece prin zona filetului tijei şurubului :
  - pentru grupele de caracteristici mecanice 4.6, 5.6, 8.8:

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

  - pentru grupele de caracteristici mecanice 4.8, 5.8, 10.9:

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- dacă planul de forfecare nu trece prin zona tijei şurubului:

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Forţa rezistentă la presiune locală: *)

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \cdot a \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

unde a este valoarea minimă dintre următoarele valori:

$$\frac{e_1}{3d_0}; \quad \left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}\right); \quad \frac{f_{ub}}{f_u} \quad \text{sau} \quad 1,0$$

Forţa rezistentă la întindere în tijă:

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

A aria brută a secţiunii tijei şurubului;
A_s aria efectivă de rezistenţă la întindere în tijă;
d diametrul şurubului;
d_0 diametrul găurii.

*) Vezi şi tabelul 4.30 pentru valorile forţei rezistente de proiectare la presiune locală, definite în funcţie pe diametrul şurubului.

(6) Forţa rezistentă de proiectare la întindere în tija şurubului, în zona filetată, dată în tabelul 4.3.21 se aplică numai la şuruburile precise, standard. Pentru alte tipuri de şuruburi, de exemplu pentru şuruburile de ancorare sau pentru tiranţii executaţi din bare de oţel rotund, unde filetarea se execută de către constructor şi nu de către o unitate autorizată, valorile indicate în tabelul 4.29 vor fi reduse cu un factor de reducere egal cu 0,85.

(7) Valorile forței rezistente de proiectare la forfecare $F_{v.Rd}$ date în tabelul 4.29 se aplică numai atunci când șuruburile se folosesc în găuri unde spațiul dintre perete și tijă nu depășește valorile corespunzătoare găurilor standard.

(8) Valorile forței rezistente de proiectare la presiune locală, date în tabelul 4.29 se aplică numai când distanța șurubului până la marginea elementului e_2 este mai mare decât $1,5d_0$ și distanțele între elementele de prindere p_2, măsurate normal pe direcția încărcării, sunt mai mari decât $3,0d_0$.

(9) Pentru șuruburi amplasate în găuri cu spațiul standard între pereți și tijă, valorile acoperitoare ale forțelor rezistente la presiune locală $F_{b.Rd}$, în funcție de diametrul șurubului (d), pot fi obținute din tabelul 4.30.

Tabelul 4.30 – Forța rezistentă de proiectare la presiune locală în funcție de diametrul șurubului.

Valori acoperitoare pentru șuruburi în găuri standard (cu spațiu standard între pereți și tijă) cu $\gamma_{Mb} = 1,25$			
Clasa nominală a presiunii locale	Dimensiuni minime		Forța rezistentă de proiectare la presiune locală $F_{b.Rd}$
	e_1	p_1	
joasă	1,7d	2,5d	$1,0\ f_u\ d\ t$ *)
medie	2,5d	3,4d	$1,5\ f_u\ d\ t$ *)
înaltă	3,4d	4,3d	$2,0\ f_u\ d\ t$ *)
*) însă $F_{b.Rd} \leq 2\ f_{ub}\ d\ t$			

e) Forțele rezistente de proiectare ale niturilor

(1) Pentru starea limită ultimă, forța de proiectare de forfecare $F_{v.Ed}$ care acționează asupra unui nit nu trebuie să depășească valoarea minimă dintre:

- forța rezistentă de proiectare la forfecare $F_{v.Rd}$;
- forța rezistentă de proiectare la presiune locală $F_{b.Rd}$,

ale căror valori sunt date în tabelul 4.31.

(2) Îmbinările nituite vor fi proiectate preponderent pentru transmiterea forțelor prin forfecare. Dacă este necesară o forță de întindere în tijă pentru realizarea echilibrului, forța de întindere $F_{t.Ed}$ nu va depăși forța rezistentă de proiectare la întindere $F_{t.Rd}$, dată în tabelul 4.31.

(3) Pentru niturile solicitate simultan la forfecare și la întindere în tijă trebuie să se verifice suplimentar și condiția:

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1,4F_{t.Rd}} \leq 1,0 \qquad (4.320)$$

(4) Valorile de proiectare ale forței rezistente la presiune locală $F_{b.Rd}$ din tabelul 4.31 se aplică numai în cazul în care distanța la marginea elementului, e_2 este mai mare decât $1,5d_0$, iar dimensiunea p_2, dintre două nituri, măsurate perpendicular pe direcția solicitării, este mai mare decât $3,0d_0$.

Tabelul 4.31 – Forțele rezistente de proiectare pentru nituri

Forța rezistentă la forfecare pentru un plan (o secțiune) de forfecare: $F_{v.Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{Mr}}$
Forța rezistentă la presiune locală: $F_{b.Rd} = \frac{2,5 \cdot a \cdot f_u \cdot d_0 \cdot t}{\gamma_{Mr}}$ unde a este valoarea minimă dintre următoarele: $\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}\right); \frac{f_{ur}}{f_u}$ sau 1,0
Forța rezistentă la întindere în tijă: $F_{t.Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{Mr}}$
A_0 aria găurii de nit; d_0 diametrul găurii de nit; f_{ur} rezistența ultimă la întindere a nitului.

(5) La niturile din oțel OL 34 rezistența ultimă la întindere în tijă (după nituire) poate fi considerată de 340 N/mm^2.

(6) In general lungimea de strângere a nitului nu are voie să depășească 4,5d pentru nituirea manuală și 6,5d pentru nituirea hidraulică (pneumatică).

(7) Ca un principiu general, o îmbinare nituită va fi alcătuită din cel puțin două nituri plasate în linie, pe direcția de acțiune a forței.

(8) Forța rezistentă de proiectare la întindere în tijă $F_{t.Rd}$ a șuruburilor și niturilor cu cap înecat se va lua egală cu 0,7 din forța rezistentă de proiectare la întindere dată în tabelul 4.29 respectiv în tabelul 4.31.

(9) Unghiul şi adâncimea de frezare a locaşului pentru capetele şuruburilor şi niturilor cu cap înecat trebuie să respecte condiţiile date în documentaţia proiectului.

(10) Forţa rezistentă de proiectare la presiune locală $F_{b.Rd}$ a şuruburilor cu cap înecat se va calcula cu ajutorul tabelului 4.31, respectiv 4.33, reducându-se din grosimea pieselor îmbinate jumătate din adâcimea de frezare.

f) Suruburi de înaltă rezistenţă pretensionate în îmbinări rezistente la lunecare

(1) Forţa rezistentă de proiectare la lunecare a unui şurub de înaltă rezistenţă pretensionat se va determina cu relaţia:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{Ms}} F_{p.Cd} \qquad (4.321)$$

unde:

$F_{p.Cd}$ valoarea de proiectare a forţei de pretensionare care se calculează cu relaţia:

$$F_{p.Cd} = 0{,}7 f_{ub} A_s$$

μ coeficient de frecare, conform (7);

n numărul feţelor de lunecare;

f_{ub} rezistenţa ultimă a şuruburilor în funcţie de grupa de caracteristici mecanice a oţelului din care este confecţionat;

A_s aria de calcul a tijei surubului.

(2) Coeficientul k_s se va considera astfel:

- dacă gaura, în tot pachetul de strângere, are spaţiul dintre pereţi şi tijă în toleranţele nominale normale:
  $k_s = 1{,}0$
- dacă găurile depăşesc valorile nominale şi pentru găuri accentuat ovalizate:
  $k_s = 0{,}7$

(3) Pentru şuruburi amplasate in găuri cu spaţiul dintre pereţi şi tijă cu toleranţe normale, coeficientul parţial de siguranţă pentru forţa rezistentă la lunecare γ_{Ms} va fi considerat astfel:

$\gamma_{Ms.ult} = 1{,}25$ pentru starea limită ultimă;

$\gamma_{Ms.ser} = 1{,}10$ pentru starea limită de serviciu.

(4) Pentru şuruburi amplasate in găuri ovalizate sau cu diametrul peste toleranţele normale în lungul direcţiei de acţiune a forţelor, coeficientul parţial de siguranţă pentru forţa rezistentă la lunecare, se va lua astfel:

$\gamma_{Ms.ult} = 1{,}40$

$\gamma_{Ms.ser} = 1{,}20$

(5) Aceste tipuri de găuri nu vor fi folosite la îmbinările cu şuruburi din categoria B.

(6)P La îmbinări rezistente la lunecare, găuri cu dimensiuni mai mari decât cele nominale şi găuri ovalizate nu se vor folosi decât cu aprobarea autorităţilor competente.

(7) Valoarea de proiectare a coeficientului de frecare μ depinde de tratamentul iniţial (prelucrarea) al suprafeţelor pieselor în contact. Coeficientul de frecare se va considera astfel:

μ = 0,50 pentru suprafeţe de clasa A;
μ = 0,40 pentru suprafeţe de clasa B;
μ = 0,30 pentru suprafeţe de clasa C;
μ = 0,20 pentru suprafeţe de clasa D.

(8) Clasificarea pe clase a suprafeţelor în contact se va face pe baza unor încercări pe probe, ale căror suprafeţe au suferit un tratament iniţial astfel:

Clasa A:
- suprafeţe curăţate (decapate) cu jet de alice sau nisip granulat, până la îndepărtarea tuturor petelor de grăsime şi de rugină;
- suprafeţe curăţate cu jet de alice sau nisip granulat şi metalizate cu spray de aluminiu;
- suprafeţe curăţate cu jet de alice sau nisip granulat şi metalizat cu ajutorul unui produs pe bază de zinc, tratamentul garantând un coeficient de frecare de cel puţin 0,5.

Clasa B:
- acoperirea suprafeţei (decapate cu alice sau nisip granulat) cu un strat de silicat de zinc alcalin cu o grosime de 50 – 80 μm.

Clasa C:
- suprafaţa curăţată prin frecare cu peria de sârmă sau cu flacăra până la îndepărtarea tuturor petelor neaderente şi rugină.

Clasa D:
- suprafaţă netratată.

NOTE:
- Pentru poduri se folosesc numai clasele A şi B.
- Coeficientul de frecare al suprafeţelor galvanizate depinde de durata de încărcare; pentru acţiunile de lungă durată se va alege clasa D; pentru acţiunile de scurtă durată clasa poate fi superioară.

(9) Dacă îmbinarea rezistentă la lunecare este solicitată şi la o forţă de întindere în tijă F_t, peste care se suprapune o forţă de forfecare F_v, care tinde să producă lunecarea, atunci forţa rezistentă de lunecare a unui şurub se va calcula cu relaţiile:

- Categoria B: Imbinări care nu permit lunecarea pentru starea limită de serviciu:

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p.Cd} - 0{,}8F_{t.Ed.ser})}{\gamma_{Ms.ser}} \qquad (4.322)$$

- Categoria C: Imbinări care nu permit lunecarea pentru starea limită ultimă:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p.Cd} - 0{,}8F_{t.Ed})}{\gamma_{Ms.ult}} \qquad (4.323)$$

g) Forţe din efectul de pârghie

(1) In cazul în care elementele de îmbinare sunt acţionate de o forţă de întindere, ele vor fi dimensionate să reziste şi la un efort adiţional din efectul de pârghie, dacă acesta poate apărea, vezi fig. 4.62.

(2) Forţele produse de efectul de pârghie depind de rigiditatea relativă şi de dimensiunile elementelor care alcătuiesc îmbinarea, vezi fig. 4.63.

(3) La determinarea momentului rezistent în secţiunea 2 – 2 (vezi fig. 4.63 b), lungimea secţiunii poate fi determinată considerând o distribuţie a efectului de pârghie de la elementul de îmbinare sub un unghi $\theta < 60^0$, în raport cu o normală dusă pe linia şuruburilor până la secţiunea 2 – 2, dar mai mică decât jumătatea distanţei dintre două şuruburi adiacente în lungul direcţiei de acţiune a forţei. Aceeaşi lungime se poate lua în considerare dacă se calculează momentul rezistent în secţiunea 1- 1.

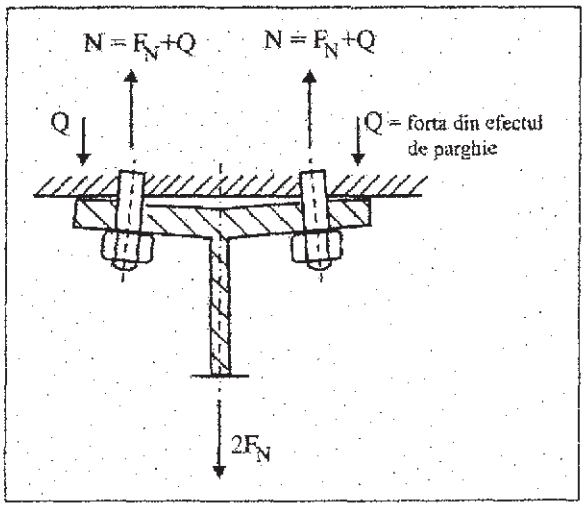


Fig. 4.62 – Forţe din efectul de pârghie

h) Imbinări cu lungimi mari

(1) Dacă într-o îmbinare distanţa L_j între axele primului şi ultimului element de îmbinare, măsurată în direcţia transmiterii forţei (vezi fig. 4.64), este mai mare de 15d, unde d este diametrul tijei şurubului sau nitului, forţa de forfecare limită $F_{v,rd}$ a tuturor elementelor de îmbinare, calculată conform prevederilor din d) şi respectiv e), se va diminua cu un coeficient de reducere β_{Lf}. Coeficientul de reducere se va calcula cu următoarea relaţie:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \qquad (4.324)$$

tinându-se seama de următoarele condiţii:

$$\beta_{Lf} \leq 1,0$$
$$\beta_{Lf} \geq 0,75$$

(2) Această prevedere nu este valabilă dacă, pe lungimea îmbinării, rezultă o distribuţie uniformă pentru transmiterea forţei, de exemplu la transmiterea forţelor de forfecare (lunecare) între inimă şi tălpi.

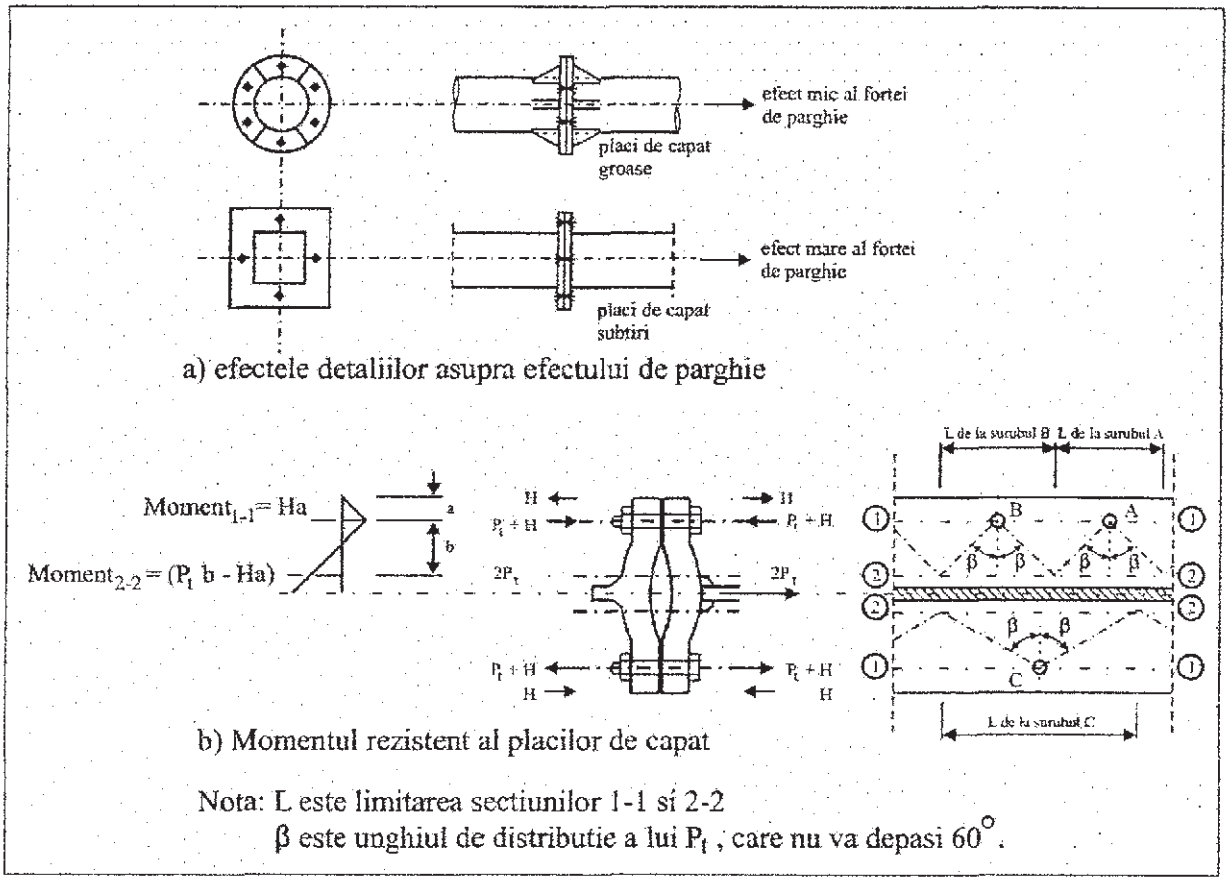


Fig. 4.63 - Imbinări solicitate la întindere în tijă

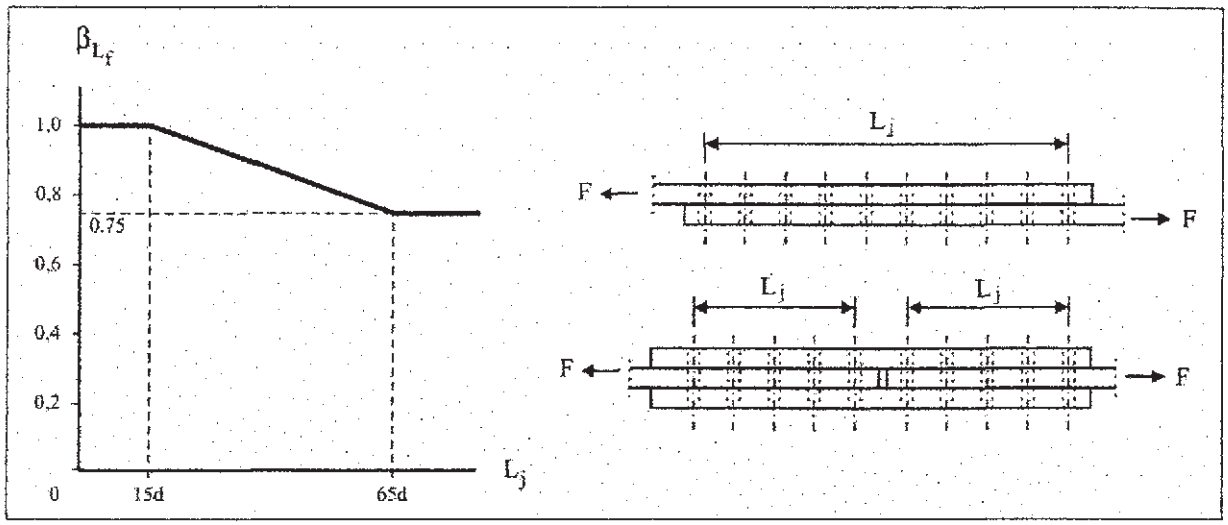


Fig. 4.64 – Imbinări cu lungime mare – definirea parametrilor β_{Lf} şi L_j

i) Imbinări cu fururi

(1) In cazul în care şuruburile sau niturile transmit eforturi de forfecare şi presiune locală prin intermediul fururilor cu o grosime totală t_p mai mare decât o treime din diametrul nominal d, forţa rezistentă $F_{v.Rd}$ se va calcula conform prevederilor din d) sau e) prin micşorarea cu un coeficient de reducere β_p. Acest coeficient se va calcula cu următoarea relaţie:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \qquad (4.325)$$

ţinându-se seama de următoarea condiţie: $\beta_p \leq 1$.

(2) La îmbinările cu două suprafeţe de forfecare şi cu fururile pe ambele părţi ale îmbinării, t_p trebuie să fie egal cu grosimea fururii mai groase.

(3) Toate elementele de îmbinare suplimentare, necesare din cauza aplicării coeficientului de reducere β_p, vor fi plasate în prelungirea fururii.

j) Imbinări cu bolţuri

(1) Imbinările cu bolţuri oferă elementelor asamblate o libertate totală de rotaţie. Imbinările cu bolţ, in care rotirea nu este cerută, se pot calcula ca simple îmbinări cu un singur şurub, vezi prevederile din d).

(2) Geometria plăcilor îmbinate cu bolţuri va respecta prevederile din tabelul 4.32.

(3) La starea limită ultimă, forţa de proiectare F_{Ed} în placă, nu va depăşi forţa rezistentă la presiune locală, conform tabelului 4.33.

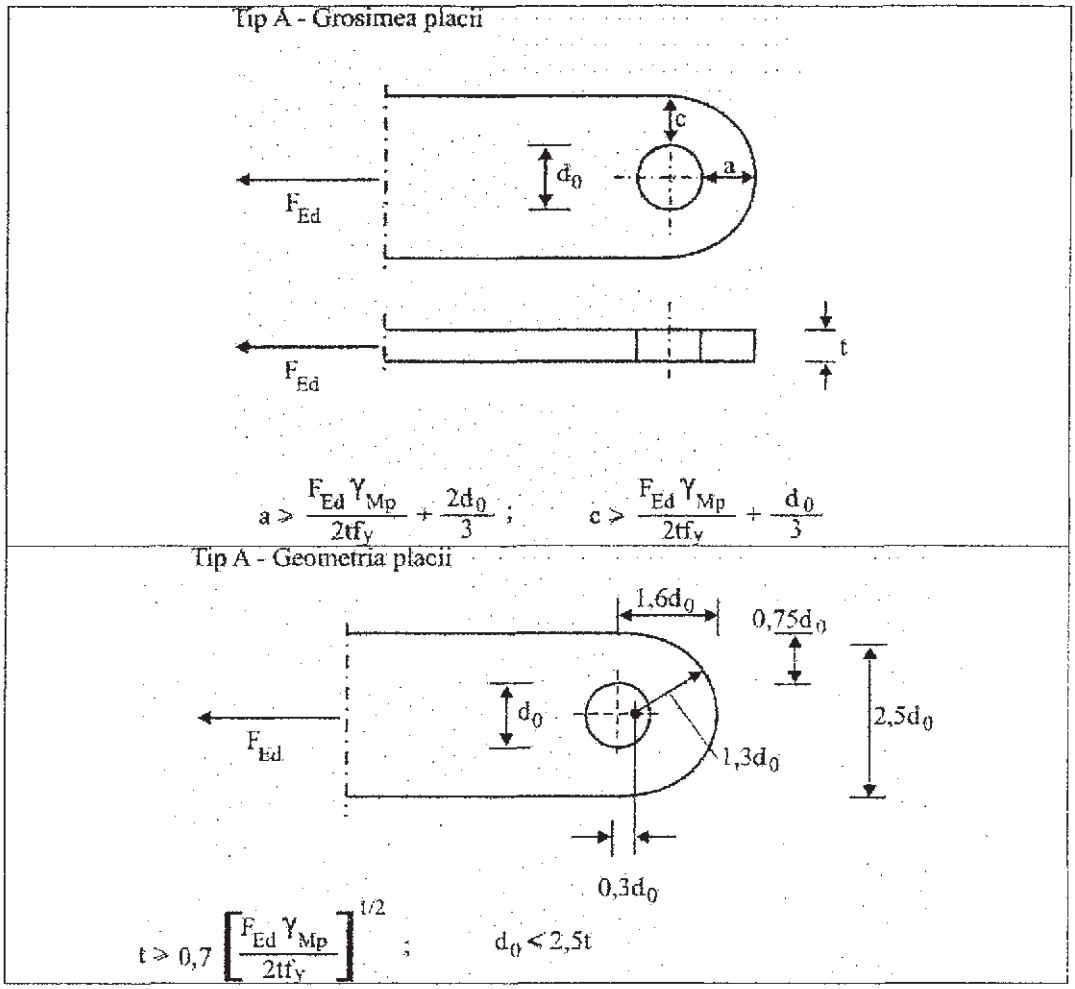
(4) Plăcile îmbinărilor cu bolţ vor avea dimensiunile necesare – grosimea şi lăţimea – astfel încât, aria netă să asigure transferul forţei de proiectare de la element la bolţ şi de asemenea să asigure verificările elementelor îmbinate la presiunea locală şi forfecare.

(5) Dacă există riscul deplasarii în lung a bolţului, acesta se va asigura prin blocarea acestei deplasări.

(6) Momentul încovoietor de proiectare în bolţ se va calcula conform fig. 4.65.

(7) La starea limită ultimă, valorile de proiectare ale forţelor şi momentelor nu vor depăşi valorile din tabelul 4.33.

Tabelul 4.32 – Geometria plăcii la îmbinări cu bolț



Tabelul 4.33 – Forțe și momente încovoietoare rezistente de proiectare pentru îmbinări cu bolțuri

Criterii	**Forțe și momente încovoietoare reyistente**
Forfecare în bolț	$F_{v.Rd} = 0,6\ A\ f_{up} / \gamma_{Mp}$
Incovoiere în bolț	$M_{Rd} = 0,8\ W_{el}\ f_{yp} / \gamma_{Mp}$
Combinația încovoierii și forfecării în bolț	$[M_{Ed} / M_{Rd}]^2\ [F_{v.Sd} / F_{v.Ed}]^2 \leq 1$
Presiune locală în bolț	$F_{b.Rd} = 1,5\ t\ d\ f_y / \gamma_{Mp}$
Presiunea locală în bolț va satisface și condiția: $\sigma_{h.Ed} \leq f_{h.Rd}$ unde: $\sigma_{h.Ed} = 0,591\sqrt{\frac{EF_{Ed.ser}\cdot(d_0 - d)}{d^2 \cdot t}}$ $f_{h.Rd} = 2,5\ f_y / \gamma_{Mp.ser}$ în care: d diametrul bolțului; d_0 diametrul găurii; $F_{Ed.ser}$ valoarea de proiectare a forței transmisă prin presiune pe tijă, din grupări de Acțiuni cu frecvență redusă pentru starea limită de serviciu; $\gamma_{Mp.ser} = 1$	

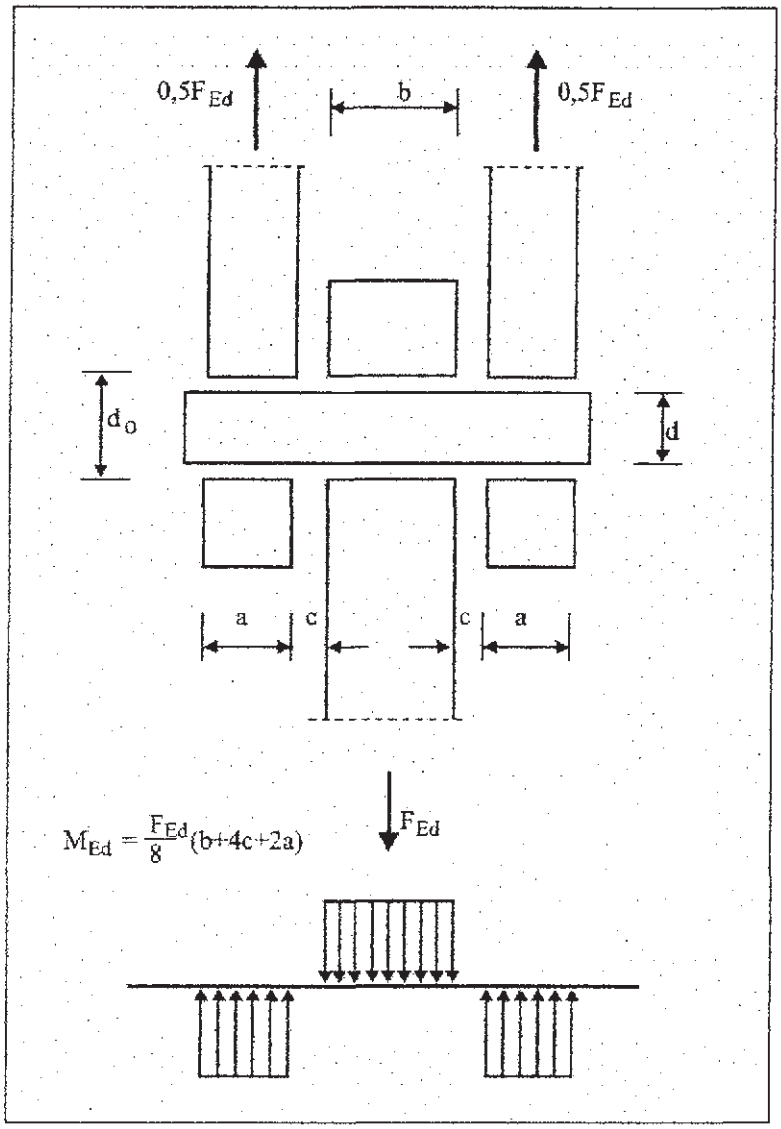


Fig. 4.65 – Momentul încovoietor în bolț

4.3.4.4 Imbinări sudate

a) Generalități

(1) Imbinările executate cu sudură trebuie să fie în conformitate cu cerințele relevante privind materialele şi execuția precizate în capitolul 3.

(2) Prevederile din 4.3.4.4 se aplică la:
- oțeluri structurale sudabile corespunzătoare cerințelor din capitolul 3;
- sudura executată printr-un procedeu cu arc electric, omologat;
- grosimea minimă a materialului sudat va fi de cel puțin 4 mm;
- materialele de adaos compatibile cu materialul de bază al pieselor îmbinate.

(3) Imbinările sudate supuse fenomenului de oboseală vor satisface cerințele din 4.3.3.

b) Tipuri de sudură

(1) In cadrul dispozițiilor cuprinse în acest normativ, sudurile se clasifică după cum urmează:
- suduri de colț;
- suduri cap la cap;

(2) Sudurile cap la cap se vor executa numai cu penetrație completă.

(3) Clasificarea sudurilor este prezentată în tabelul 4.34.

c) Suduri de colț

(1) Sudurile de colț se pot folosi pentru asamblarea unor elemente ale căror fețe sudate formează între ele un unghi cuprins între 60^0 și 120^0.

(2) Se recomandă ca sudurile de colț să nu se termine la capetele elementelor îmbinate. Este importantă întoarcerea cordonului de sudură.

(3) Intoarcerile cordoanelor de sudură vor fi indicate în documentația proiectului.

(4) Sudurile de colț vor fi continui dacă structura este exploatată în medii corozive și în cazul acțiunilor care conduc la oboseală.

d) Imbinări sudate cap la cap

(1) Prin sudură cap la cap cu penetrație completă este definit acel cordon de sudură cap la cap cu o pătrundere completă la care fuziunea materialului sudurii cu cel al materialului de bază se face complet pe întreaga grosime a îmbinării.

e) Destrămarea lamelară

(1) Se vor evita detalii de îmbinari sudate în care apar tensiuni remanente pe direcția grosimii, datorită bridării.

(2) In cazul în care astfel de detalii sunt inevitabile se vor lua măsuri corespunzătoare, pentru a minimaliza riscul destrămării lamelare, vezi capitolul 3.

f) Distribuția forțelor

(1) Distribuția forțelor într-o îmbinare sudată poate fi stabilită în ipoteza comportării elastice.

(2) In mod normal se acceptă ipoteza simplificată a distribuției încărcărilor în interiorul cordoanelor de sudură.

(3) Tensiunile reziduale și eforturile, care nu participă la transmiterea incărcării, nu vor fi incluse în verificarea de rezistență a cordonului de sudură. Cele de mai sus sunt valabile în special pentru eforturi unitare normale paralele cu axa cordonului.

(4) Imbinările sudate vor fi proiectate astfel încât să aibă o capacitate adecvată de deformație.

(5) La îmbinări la care există posibilitatea apariției unor deformații importante, de exemplu din încărcări accidentale, cordoanele de sudură trebuie să posede o rezistență suficientă pentru a nu se rupe înainte de plasticizarea completă a materialului de bază adiacent.

Tabelul 4.3.4 – Tipuri uzuale de îmbinări sudate pentru poduri

Tipuri sudurii	Imbinare cap la cap	Imbinare în T	Imbinare prin suprapunere
Sudură de colț fără penetrație completă			
Sudură cap la cap și în T cu penetrație completă	 Imbinare în V  Imbinare în X  Imbinare în U  Imbinare în U pe ambele părți	 Imbinare în 1/2 V  Imbinare în K  Imbinare în 1/2 U  Imbinare în 1/2 U pe ambele părți	

g) Forța rezistentă de proiectare a sudurii de colț

(1) Lungimea efectivă a unui cordon de sudură de colț va fi egală cu lungimea totală a cordonului de sudură executat continuu, inclusiv capetele de întoarcere. In cazul în care cordoanele de sudură de colț sunt executate continuu, pe întreaga lungime, nu mai este necesară reducerea lungimii efective nici pentru începutul, nici pentru sfârșitul cordonului de sudură.

(2) Cordoanele de sudură a căror lungime efectivă este mai mică de 40 mm sau de 6 ori grosimea sudurii (se ia valoarea minimă), nu se vor lua în calculul pentru transmiterea eforturilor.

(3) In cazul în care distribuția efortului în lungul cordonului de sudură este influențată în mod semnificativ de rigiditatea elementelor structurale sau a elementelor îmbinate, neuniformitatea distribuției efortului poate fi neglijată dacă rezistența de proiectare este redusă corespunzător.

(4) Lățimea efectivă a îmbinărilor sudate proiectate să transmită încărcări transversale tălpilor nerigidizate ale profilelor I, H sau a secțiunilor casetate, se va reduce după cum este indicat în (i).

(5) Forțele rezistente de proiectare ale cordoanelor de sudură în îmbinări lungi se vor reduce după cum este indicat în (j).

(6) Grosimea cordoanelor de sudură de colț -a- se va lua egală cu înălțimea triunghiului isoscel inscris intre fețele conturului cordonului, măsurată de la rădăcina teoretică a sudurii, vezi fig. 4.66.

(7) Grosimea minimă a cordonului de sudură de colț va fi de 3 mm.

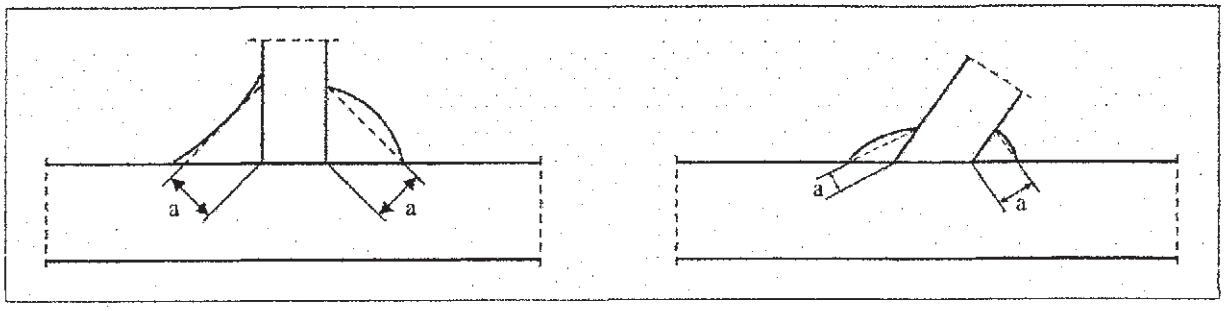


Fig. 4.66 – Grosimea cordonului de sudură de colț

(8) Valoarea forței rezistente de proiectare pe unitatea de lungime a unui cordon de sudură de colț se va determina folosind metoda prezentată mai jos.

(9) Forța rezistentă de proiectare unui cordon de sudură de colț va fi considerată corespunzătoare, dacă în orice punct al ei, rezultanta tuturor eforturilor pe unitatea de lungime, transmisă prin sudură, nu depășește forța rezistentă de proiectare $F_{w.Rd}$.

(10) Indiferent de orientarea cordonului de sudură, forța rezistentă de proiectare pe unitatea de lungime $F_{w.Rd}$ se va determina cu relația:

$$F_{w.Rd} = f_{vw.d} \cdot a \qquad (4.326)$$

unde:

$f_{vw.d}$ rezistența de proiectare la forfecare a sudurii (4.327);
a grosimea de calcul a sudurii.

(11) Valoarea rezistenței de proiectare la forfecare a sudurii se va determina cu relația:

$$f_{vw.d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} \qquad (4.327)$$

unde:

f_u valoarea nominală a rezistenței ultime la întindere în materialul de bază;

γ_w factor de corelare funcție de rezistența ultimă a oțelului din piesele îmbinate conform tabelului 4.35.

Tabelul 4.35 – Factorul de corelare β_w pentru suduri de colț

Rezistența ultimă la întindere a oțelului f_u [N / mm^2]	Factor de corelare β_w
$f_u \leq 390$	0,8
$400 \leq f_u \leq 460$	0,85
$470 \leq f_u \leq 510$	0,9
$f_u \geq 520$	1,0

h) Valoarea forței rezistente de proiectare a cordoanelor de sudură cap la cap

(1) Forța rezistentă de proiectare a cordoanelor de sudură cap la cap, cu penetrație completă va fi egală cu valoarea forței rezistente minime din zonele îmbinării (sudură, material de bază, ZIT), cu condiția ca sudura să fie executată corespunzător. Valoarea minimă a limitei de curgere, cât şi rezistența minimă la întindere, obținute prin încercări de laborator pe epruvete extrase din cordoanele de sudură nu trebuie să fie mai mici decât cele ale materialului de bază.

i) Imbinări de tălpi nerigidizate

(1) La îmbinarea în T a unei tole de o talpă nerigidizată a unui profil I, H sau a unei secțiuni casetate, lățimea efectivă a cordonului de sudură, b_{eff}, se va considera redusă, atât pentru materialul de bază, cât şi pentru cordonul de sudură (vezi fig. 4.67).

(2) Pentru profilele laminate I şi H lățimea cordonului b_{eff} va fi:

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f \quad \text{însă} \quad b_{eff} \leq t_w + 2r + 7(t^2_f / t_p)(f_y / f_{yp}) \qquad (4.328)$$

unde:

f_y limita de curgere de proiectare a oțelului din elementul structural îmbinat prin sudură;

f_{yp} rezistența de proiectare a oțelului din tola sudată.

(3) Dacă b_{eff} este mai mică decât 0,7 din lățimea tălpii, îmbinarea trebuie rigidizată.

(4) Pentru o secțiune casetată, lătimea efectivă b_{eff} va fi:

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f \text{ însă } b_{eff} \leq 2\, t_w + 5(t^2_f / t_p)(f_y / f_{yp}) \qquad (4.329)$$

(5) Cordonul de sudură care asamblează o tolă de o talpă, va avea forța rezistentă de proiectare pe unitatea de lungime mai mare decât forța rezistentă de proiectare pe unitatea de lungime a tolei sudate.

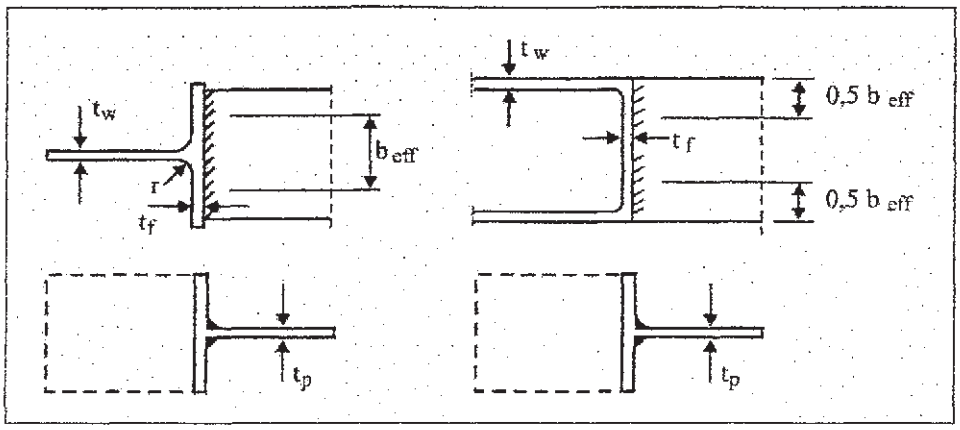


Fig. 4.67 – Lățimea efectivă b_{eff} la îmbinarea în T a unei tole de o talpă nerigidizată

j) Imbinări sudate cu lungime mare

(1) La îmbinările sudate cu lungime mare executate prin suprapunere, valoarea forței rezistente de proiectare a cordoanelor de sudură, va fi redusă printr-un coeficient subunitar β_{Lw}, pentru a putea ține cont de efectul repartiției neuniforme a efortului în lungul cordonului.

(2) Această prevedere nu se aplică în cazul în care, distribuția eforturilor unitare în lungul cordonului corespunde cu distribuția eforturilor unitare în metalul de bază adiacent, de exemplu al unui cordon de sudură ce îmbină talpa de inimă la o grindă cu inimă plină.

(3) In general într-o îmbinare prin suprapunere mai lungă decât 150a se va aplica un factor de reducere $\beta_{Lw.1}$ conform relației:

$$\beta_{Lw.1} = (1,2 - 0,2L_j) / 150a, \quad \text{însă} \quad \beta_{Lw.1} \leqslant 1,0 \qquad (4.330)$$

unde:

L_j lungimea totală de suprapunere pe direcția transmiterii efortului.

(4) Pentru sudurile de colț, mai lungi de 1,7 m, care îmbină nervurile transversale la platelajele ortotrope, factorul de reducere $\beta_{Lw.2}$ se va determina cu relația:

$$\beta_{Lw.2} = (1,1 - L_w) /17, \quad \text{însă} \quad \beta_{Lw.2} \leqslant 1,0 \quad \text{și} \quad \beta_{Lw.2} \geqslant 0,6 \qquad (4.331)$$

unde:

L_w lungimea cordonului de sudură în m.

k) Corniere îmbinate cu o singură aripă

(1) La îmbinările sudate ale profilelor cornier executate pe o singură aripă, efectul excentricității îmbinării de capăt, prin suprapunere, poate fi luat în considerare prin adoptarea unei arii efective a secțiunii ei transversale; în această ipoteză corniera va fi considerată solicitată axial.

(2) Pentru o cornieră cu aripi egale sau o cornieră cu aripi inegale, îmbinată cu aripa mare, aria efectivă va fi considerată egală cu aria brută a întregii corniere.

(3) Pentru o cornieră cu aripi inegale îmbinată cu aripa sa mică, aria efectivă se va considera egală cu o arie brută a unei corniere cu aripi egale, având dimensiunile aripilor egale cu dimensiunea aripii mici, a cornierei inițiale. Pentru determinarea valorii forței rezistente de proiectare a secțiunilor transversale vezi prevederile din 4.3.1. Pentru determinarea valorii forței rezistente de proiectare la flambaj a unui element structural solicitat la compresiune (vezi prevederile din 4.3.1), se va considera aria brută.

4.4 Verificarea tiranților metalici tensionați

4.4.1 Forța de pretensionare a tiranților metalici

(1)P Pentru tiranții metalici, ale căror traiectorii în lungul elementelor structurale se înscriu între limitele înălțimii acestora, forța de tensionare se determină conform 2.1.6.

(2)P Pentru tiranții metalici, ale căror traiectorii în lungul elementelor structurale sunt în afara limitei înălțimii acestora și cînd sub gruparea frecventă de acțiuni efortul unitar în secțiunea transversală a elementului structural din beton nu depășește 50 MPa, efortul unitar în tirant la tensionarea acestuia nu va depăși $0,6f_{pk}$. Altfel, efortul unitar în tirant la pretensionare va fi considerat și calculat asemănător tiranților podurilor hobanate.

4.4.2 Calcul structural

(1) Prevederi privind modalitățile de determinarea a eforturilor secționale în tiranții metalici sunt precizate în 2.1.6.4, 2.1.6.5 și 2.3.

(2) Contactele dintre tiranții metalici și elementul structural din beton sau oțel prin deviatori trebuie să fie realizate într-un număr suficient de mare, pentru limitarea deformațiilor de ordinul al II-lea.

(3) Se recomandă luarea în considerație, la calculul eforturilor secționale, a unei diferențe de temperatură de $\pm 10\ ^0K$ între tirantul metalic și elementul structural din beton. Pentru elemente structurale metalice și compuse oțel beton se aplică diferențe de temperatură conform E.2.

4.4.3 Verificarea tiranților metalici tensionați la stări limită ultime

(1) Predimensionarea la starea limită ultimă de rezistență a ariei secțiunii transversale a tiranților metalici tensionați se poate face pe baza curbelor de interacțiune M-N trasate în secțiunile cele mai solicitate ale elementului structural, atât în faza de execuție (de exemplu, la pretensionare), cât și în exploatare, rezultînd forța axială care trebuie introdusă corespunzătoare momentelor încovoietoare rezistente.

(2) Relațiile privind verificarea tiranților metalici la stările limită ultime:
- starea limită ultimă de rezistență:
  a) tiranți metalici alcătuiți din sârme sau toroane paralele:
  $$N_{Ed} \le A_{tirant} \cdot f_{yd} \qquad (4.332)$$
  b) tiranți metalici alcătuiți din bare de tip Macalloy sau Dywidag:
  $$N_{Ed} \le A_{net,tirant} \cdot f_{yd} \qquad (4.333)$$
- starea limită ultimă la oboseală pentru tirantul cel mai solicitat, în gruparea frecventă de acțiuni:

a) tiranți metalici alcătuiți din fascicule de sârme sau toroane paralele:

$$\gamma_F \cdot \gamma_{Ed} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq 0{,}85 \cdot \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,fat} \quad (4.334)$$

b) tiranți metalici alcătuiți din bare de tip Macalloy sau Dywidag:

$$\gamma_F \cdot \gamma_{Ed} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,fat} \quad (4.335)$$

unde:

N_{Ed} forța axială din tirantul metalic rezultat din:

$$N_{Ed} = \gamma_P \cdot P_{m,0 \text{ sau } t} + \gamma_{\Delta XGsup/inf} \cdot \Sigma X_{Gi} + \gamma_{\Delta XQsup/inf} \cdot \Sigma X_{Qi}$$

γ_P coeficientul parțial de siguranță pentru forța de pretensionare din tirantul metalic (vezi 2.1.6.4, 2.1.6.5);

$P_{m,0}$ sau $P_{m,t}$ forța de tensionare inițială, respectiv finală;

$\gamma_{\Delta XGsup/inf}$, $\gamma_{\Delta XQsup/inf}$ coeficienții parțiali de siguranță superiori/ inferiori pentru fortele axiale de autotensionare ale tiranților metalici din acțiuni permanente, G_i și variabile, Q_i aplicate pe elementul structural ulterior pretensionării tirantilor metalici (vezi 2.1.6.5 (3) și (4));

ΣX_{Gi}, ΣX_{Qi} forțele axiale de autotensionare din tiranții metalici urmare aplicării încărcărilor ulterioare pretensionării tiranților metalici cu alte acțiuni permanente, G_i, respectiv variabile Q_i;

A_{tirant} aria secțiunii transversale a tirantului metalic alcătuit din sârme sau toroane paralele din oțel pretensionat;

f_{yd} rezistența de proiectare a oțelului pretensionat, rezultată din împărțirea rezistenței caracteristice limită de curgere, $f_{p0,1k}$ (vezi 3.2.2.1) la coeficientul parțial de siguranță γ_s (tabelul 3.1)

$A_{net,tirant}$ aria netă a secțiunii transversale a tirantului metalic alcătuit din bare din oțel de tip Macalloy sau Dywidag

$\gamma_F = 1{,}0$ coeficientul parțial de siguranță al acțiunilor (vezi 4.2.1.7.2 (1)P);

$\gamma_{Ed} = 1{,}0$ coeficientul parțial de siguranță al modelului de încărcare (vezi 4.2.1.7.2 (1)P);

$\gamma_{s,fat} = 1{,}15$ coeficientul parțial de siguranță la oboseală al oțelului pretensionat (tabelul 3.2);

$\Delta\sigma_{s,equ}$ ecartul echivalent de eforturi unitare, definit ca ecartul constant de eforturi unitare aplicat de $N^* = 2 \cdot 10^6$ cicluri, care determină degradări echivalente cu ale spectrului eforturilor unitare rezultat din acțiunile traficului (modelul de încărcare 2 la oboseală, pentru poduri de șosea, respectiv 71, pentru poduri de cale ferată); $\Delta\sigma_{s,equ}$ se calculează cu relația (4.300);

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ ecartul de efort unitar pentru $N^* = 2 \cdot 10^6$ cicluri; pentru tiranții metalici alcătuiți din fascicule de sârme sau toroane paralele din oțel pretensionat valorile corespund tabelului 3.11, iar pentru tiranții metalici alcătuiți din bare de oțel pretensionat tip Macalloy sau Dywidag valorile corespund grupei de crestare 50^* (tabelul M1).

4.4.4 Verificarea tiranților metalici tensionați care asigură prinderea boselor de ancorare de elementul structural

(1)P Bosele de ancorare (fig. 1.1) sunt elemente structurale din beton sau din oțel care prin asamblarea, în anumite condiții, cu elementul principal structural pot asigura ancorarea unui tirant metalic pe lungimea acestuia.

(2)P Pregătirea suprafeței elementului structural unde se amplasează bosele de ancorare trebuie realizată cu deosebită grijă:

- dacă bosa de ancorare este un element prefabricat din beton care urmează să vină în contact cu suprafața elementului structural realizată din beton întărit se va îndepărtata stratul de acoperire cu beton dezvelindu-se armătura elementului structural;
- dacă bosa de ancorare este din oțel suprafața betonului existent va fi sablată şi va avea striații, interpunându-se în toate cazurile un strat de poză din răşină epoxidică sau mortar de ciment;
- dacă bosa de ancorare este turnată direct în amplasamentul definitiv, suprafața betonului din elementul structural cu care vine în contact va fi sablată şi spălată cu jet sub presiune; dispozitivele de strângere şi montare ale cofrajelor vor fi solidarizate obligatoriu cu elementul structural, pentru a preveni deplasarea sau dezlipirea boselor de ancorare, în timpul şi după turnare, în raport cu sau de elementul structural.

(3) Solidarizarea boselor de ancorare cu elementul structural din beton se realizează prin intermediul unor armături exterioare, sub forma unor tiranți metalici realizați din fascicule de sârme sau toroane paralele din oțel pretensionat sau din bare de oțel de tip Macalloy sau Dywidag, cu lungime, de regulă, redusă, cu pierderi de tensiune importante datorate curgerii lente locale a betonului de sub ancoraj sau denivelărilor de calare, fiind necesar un control foarte strict forței de pretensionare. Compensarea pierderilor de tensiune se realizează prin reluarea tensionării, în câteva etape, la intervale de câteva zile.

(4) În absența armăturilor din oțel beton care să asigure legătura dintre bosele de ancorare şi elementul structural, tiranții metalici de solidarizare se verifică cu relațiile:

- la starea limită ultimă de rezistență:

$$\gamma_p \cdot P_{m0} \cdot \frac{\varphi}{\gamma_\varphi} \geq 1{,}35 \cdot N_{Ed} \qquad (4.336)$$

- la starea limită de serviciu:

$$\gamma_p \cdot P_{m0} \cdot \varphi \geq N_{Ed} \qquad (4.337)$$

unde:

γ_p coeficient de siguranță care ține seama de incertitudinea realizării efortului de strângere (pretensionare); poate fi adoptată o valoare pentru γ_p=0,85;

φ coeficientul de frecare dintre suprafețele în contact, valorile din tabelul 4.36 fiind curent utilizate pentru diverse suprafețe de frecare în contact

γ_φ un coeficient de siguranță care ține seama de incertitudinea coeficientului de frecare φ, putând fi adoptat cu valoarea de 1,2;

P_{m0} forța normală, rezultată din pretensionarea tiranților de solidarizare a bosei;

N_{Ed} forța axială în tirantul ancorat de bosă (inclusiv forțele de autotensionare din acesta).

(5) În lipsa unor calcule exacte sau a unor studii experimentale, privind tiranții metalici de fixare a boselor de ancorare cu elementul structural, aria secțiunii transversale a tiranților metalici va fi dispusă în proporție de 2/ 3 în apropierea ancorajului tirantului metalic tensionat şi 1/ 3 la capătul opus ancorajului.

(6) Forța inițială de pretensionare a tiranților metalici pentru solidarizarea bosei de ancorare cu elementul structural va fi limitată la 75% din forța de rupere, pentru tiranții de fixare alcătuiți din fascicule de sârme sau toroane paralele din oțel pretensionat, respectiv de 70% pentru cei alcătuiți din bare de tip Macalloy sau Dywidag.

Tabelul 4.36 – Valori ale coeficientului de frecare φ

Tipul suprafețelor de contact	Coeficientul de frecare φ
Bosă de ancorare turnată direct în amplasamentul definitiv în contact cu betonul întărit al elementului structural, după ce a fost îndepărtat cu grijă stratul de acoperire cu beton până la dezvelirea armăturii existente	1,00
Bosă de ancorare turnată direct în amplasamentul definitiv în contact cu betonul întărit al elementului structural, după ce acesta a fost numai spălat	0,75
Bosă de ancorare prefabricată aplicată pe betonul întărit a elementului structural prin interpunerea unui strat de răşină epoxidică	0,50
Bosă de ancorare din oțel pentru elemente structurale, cu suprafața de contact prevăzută cu striații, aplicată pe betonul prospăt al elementului structural	0,45
Bosă de ancorare din oțel pentru elemente structurale, cu suprafața de contact prevăzută cu striații, aplicată pe betonul existent al elementului structural, prin intermediul unui strat de răşină epoxidică sau a unui mortar de poză	0,37

5. PRESCRIPŢII PRIVIND ALCĂTUIREA ELEMENTELOR PRECOMPRIMATE EXTERIOR

5.1 Prescripţii privind alcătuirea elementelor din beton armat şi din beton precomprimat

5.1.1 Generalităţi

(1)P Prevederile date mai jos se aplică armăturilor, plaselor din oţel beton şi armăturilor din oţel pretensionat solicitat predominant la acţiuni statice; ele nu se aplică la betoane cu agregate uşoare şi la acţiuni predominat dinamice. Aceste prevederi sunt aplicate podurilor, dar nu sunt suficiente pentru elemente solicitate la seisme şi pentru elemente care utilizează armături sub formă de bare învelite cu un strat subţire de răşină epoxidică sau de zinc (prin galvanizare).

(2) Prevederile se aplică de asemenea structurilor supuse la acţiuni care produc oboseală.

(3)P Cerinţele, de mai jos, privind acoperirea minimă cu beton trebuie îndeplinite.

(4)P Acoperirea cu beton este distanţa dintre suprafaţa exterioară a armăturii (inclusiv a armăturilor transversale) şi cea mai apropiată suprafaţă a betonului.

(5)P O acoperire minimă cu beton va trebui să asigure:
- transmiterea sigură a eforturilor unitare de aderenţă;
- eliminarea exfolierilor;
- o rezistenţă la foc adecvată, în special în cazul pasajelor (până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-2, se vor lua măsuri suplimentare precizate în caiete de sarcini)
- protecţia la coroziune a oţelului (vezi (6)P de mai jos şi EN 206, după adoptarea versiunii în limba română a acestuia)

(6)P Protecţia armăturii împotriva coroziunii depinde de prezenţa continuă a unui mediu înconjurător alcalin, asigurat de o grosime adecvată a betonului de bună calitate şi bine tratat. Grosimea acoperirii cu beton necesară depinde de condiţiile de expunere şi de calitatea betonului.

(7)P Acoperirea minimă cerută pentru criteriul (6)P, de mai sus, trebuie determinată iniţial. Această valoare trebuie apoi majorată cu Δh (vezi (11)), care depinde de tipul şi dimensiunea elementului structural, de tipul construcţiei, de nivelul de calitate al execuţiei, de controlul calităţii şi de modul de realizare. Rezultatul este acoperirea minimă necesară care trebuie prevăzută în planşele de execuţie.

(8) Pentru transmiterea eforturilor unitare de aderenţă şi pentru a asigura o compactare adecvată, acoperirea armăturiilor din oţel beton sau din oţel pretensionat nu va fi mai mică decât:

ϕ sau ϕ_a (≤ 40 mm)

sau (ϕ + 5 mm) sau (ϕ_a + 5 mm) dacă $d_g > 32$ mm

unde:

ϕ diametrul barei sau al canalului, în cazul armăturilor postîntinse;

ϕ_a diametrul echivalent al unui grup (mănunchi) de bare;

d_g dimensiunea maximă nominală a agregatului (se va ţine seama de EN 206, după adoptarea versiunii în limba română).

(9) Acoperirea minimă corespunzătoare tuturor armăturilor, inclusiv a armăturilor transversale (etrierilor) nu trebuie să fie mai mică decît valorile date în tabelul 5.1, pentru clasele de expunere corespondente definite în anexa L, respectiv NE 012-99.

Tabelul 5.1 - Cerinţe de acoperire minimă cu beton de greutate normală[1)]

		Clasele de expunere, în conformitate cu prevederile anexei L								
		X0	XC2	XC4	XF1 ...4, XD3	XS2	XS4	XA1	XA2	XA3 [3)]
Acoperirea minimă cu beton[2)] (mm)	Armătură din oţel beton	15	25	25	40	40	40	25	30	40
	Armătură din oţel pretensionat	20	30	35	50	50	50	35	40	50

[1)] În scopul respectării prevederilor de la (2)P, aceste valori minime pentru acoperire trebuie asociate cu calităţile de beton determinate în EN 206.

[2)] Pentru plăci, o reducere de 5 mm poate fi făcută pentru valorile din tabel. O reducere de 5 mm poate fi realizată de asemenea când se utilizează betoane de clasă C40/ 50 şi cu clase mai mari pentru betonul armat şi beton precomprimat corespunzător claselor de expunere din tabel, mai puţin pentru XA3. În nici un caz acoperirea cu beton nu va fi mai mică decît cea din tabel pentru clasa X0 de expunere.

[3)] Pentru clasa de expunere XA3 trebuie asigurată utilizarea unui strat de protecţie, pentru prevenirea contactului direct cu mediul agresiv.

(10) Unde se foloseşte o armare de suprafaţă (vezi 5.1.4.2.4) acoperirea cu beton trebuie să îndeplinească fie prevederile din (9) şi din tabelul 5.1 sau trebuie luate măsuri speciale de protecţie (de exemplu, învelişuri de protecţie); în orice caz, acoperirea minimă nu trebuie să fie mai mică decât 20 mm.

(11) Toleranţa Δh, pentru elemente prefabricate va fi, în mod uzual, între valorile $0 \text{ mm} < \Delta h < 5 \text{ mm}$, dacă controlul la execuţie poate garanta aceste valori şi dacă sunt verificate printr-un control de calitate. Pentru elemente din beton armat monolit, toleranţa se va înscrie în domeniul $0 \text{ mm} < \Delta h < 10 \text{ mm}$. Reguli suplimentare pentru execuţie (inclusiv toleranţele) sunt date în capitolul 6.

(12) Pentru betoane turnate pe suprafeţe neregulate, acoperirile minime date în tabelul 5.1 vor fi în general mărite prin aplicare de toleranţe mai mari. De exemplu, pentru betonul turnat direct pe pământ, acoperirea minimă trebuie să fie de cel puţin 75 mm; pentru betonul turnat pe un teren egalizat (inclusiv în cazul existenţei unui beton de egalizare) acoperirea minimă cu beton va fi de cel puţin 40 mm. Suprafeţele care au aspect decorativ cer de asemenea o acoperire mai mare.

(13) Acoperirea minimă prevăzută în tabelul 5.1, modificată prin adăugarea toleranţelor, poate fi insuficientă pentru protecţia la foc. Cerinţele particulare pentru rezistenţa la foc vor fi precizate în caiete de sarcini, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-2).

(14) Pentru elemente din beton precomprimat cu armături preîntinse, acoperirea minimă trebuie să fie cel puțin 2ϕ, unde ϕ este diametrul unei armături pretensionate. Unde se folosesc sârme amprentate, acoperirea minimă cu beton trebuie să fie cel puțin 3ϕ.

(15) Pentru elemente cu armătură postîntinsă, acoperirea minimă se referă la acoperirea canalului. Acoperirea cu beton trebuie să aibă grosimea cel puțin egală cu diametrul canalului. Pentru canale dreptunghiulare, acoperirea cu beton trebuie să fie cel puțin egală cu dimensiunea cea mai mică a secțiunii transversale a canalului sau cu jumătatea dimensiunii celei mai mari.

(16) În general, acoperirea minimă cu beton a canalului va fi de cel puțin 50 mm. În cazul betonului impermeabil de clasă C40 /50 (vezi EN 206) şi deasupra suprafețelor de beton acoperite cu straturi subțiri aderente şi impermeabile, acoperirea minimă cu beton a fasciculelor pretensionate va fi cel puțin 40 mm. Dacă fasciculele sunt amplasate sub suprafața plăcii părții carosabile şi suprafața este expusă direct agenților de dezghețare, acoperirea minimă cu beton a fasciculelor şi a canalelor va fi cel puțin 80 mm.

(17) Acoperirea minimă cu beton a oțelului beton va fi cel puțin 30 mm. Unde suprafața betonului este expusă direct agenților de dezghețare saturați cu sare, acțiunii abrazive a apei de mare sau a agenților chimici (de exemplu podurile peste linii neelectrificate) acoperirea minimă cu beton a oțelului beton va fi cel puțin 50 mm.

(18) Pentru medii cu agresivitate foarte intensă, clasa de expunere XA3, măsuri de protecție specifice vor fi luate la contactul direct cu mediul agresiv.

(19) Acoperirea cu beton a armăturilor amplasate în placa părții carosabile, prevăzută la (16), respectiv (17) va fi majorată cu 15 mm.

5.1.2 Armături pentru elemente structurale din beton armat

5.1.2.1 Alcătuire generală

5.1.2.1.1 Distanțe între bare

(1)P Distanța între bare va fi astfel stabilită încât betonul să poată fi turnat şi compactat satisfăcător pentru a se asigura o aderență adecvată.

(2) Dimensiunea maximă a agregatului, d_g trebuie aleasă astfel încât să permită o compactare adecvată a betonului care înconjoară barele.

(3) Lumina (orizontală sau verticală) dintre bare paralele individuale sau rânduri orizontale de bare paralele trebuie să fie egală cu cel puțin diametrul barei sau 20 mm. Dacă diametrul maxim al agregatelor $d_g > 32$ mm lumina pe orizontală sau pe verticală trebuie să fie cel puțin ($d_g + 5$ mm).

(4) Când barele sunt dispuse pe rânduri orizontale, barele din fiecare rând trebuie amplasate pe verticală una peste alta, iar distanța pe orizontală dintre armături trebuie să permită accesul unui vibrator de interior.

(5) Barele care se petrec pot fi în contact pe lungimea de suprapunere.

5.1.2.1.2 Îndoiri admise

(1)P Diametrul minim al dornului după care o bară poate fi îndoită trebuie să fie astfel ales încât să se evite distrugerea sau exfolierea betonului şi apariţia fisurilor din îndoirea barei.

(2) Pentru bare sau sârme, diametrul minim al dornului utilizat nu trebuie să fie mai mic decât valorile din tabelul 5.2.

Tabelul 5.2 - Diametre minime ale dornului pentru îndoirea barelor

Tipul oţelului	Ciocuri, bucle (vezi fig. 5.2)		Armături înclinate sau alte bare îndoite		
	Diametrul barei		Valoarea acoperirii minime cu beton măsurată perpendicular pe planul de îndoire		
	$\phi < 20$ mm	$\phi \geq 20$ mm	>100 mm şi > 7ϕ	> 50 mm şi > 3ϕ	≤ 50 mm şi ≤ 3ϕ
Bare netede S 220	2,5ϕ	5ϕ	10ϕ	10ϕ	15ϕ
Bare cu înaltă aderenţă S 400, S 500	4ϕ	7ϕ	10ϕ	15ϕ	20ϕ

(3) Pentru armături sudate şi plase îndoite după sudare, diametrele minime ale dornurilor sunt date în tabelul 5.3.

Tabelul 5.3 - Diametre minime ale dornului pentru îndoirea armăturilor sudate

Diametrul minim de îndoire	
Suduri în afara porţiunilor îndoite	Suduri înăuntrul porţiunilor îndoite
	
d < 4ϕ: 20ϕ d ≥ 4ϕ: Se aplică tabelul 5.2	20ϕ

5.1.2.2 Aderenţă

5.1.2.2.1 Condiţii de aderenţă

(1)P Calitatea aderenţei depinde de profilul barei, de dimensiunile elementului, de poziţia şi înclinarea armăturii în timpul betonării.

(2) Pentru betonul de greutate normală, condiţiile de aderenţă sunt considerate bune pentru:

a) toate barele, cu o înclinare de 45^0....90^0 faţă de orizontală, în timpul betonării (fig. 5.1 a));

b) toate barele, cu o înclinare de 0^0....45^0 față de orizontală, în timpul betonării și care sunt:
   - fie amplasate în elemente a căror înălțime în direcția de betonare nu depășește 250 mm, fig. 5.1 b));
   - fie înglobate în elemente cu o înălțime mai mare de 250 mm, când betonarea este completă, fie în jumătatea inferioară a elementului (fig. 5.1 c)), fie la cel puțin 300 mm de suprafața superioară (fig. 5.1 d)).

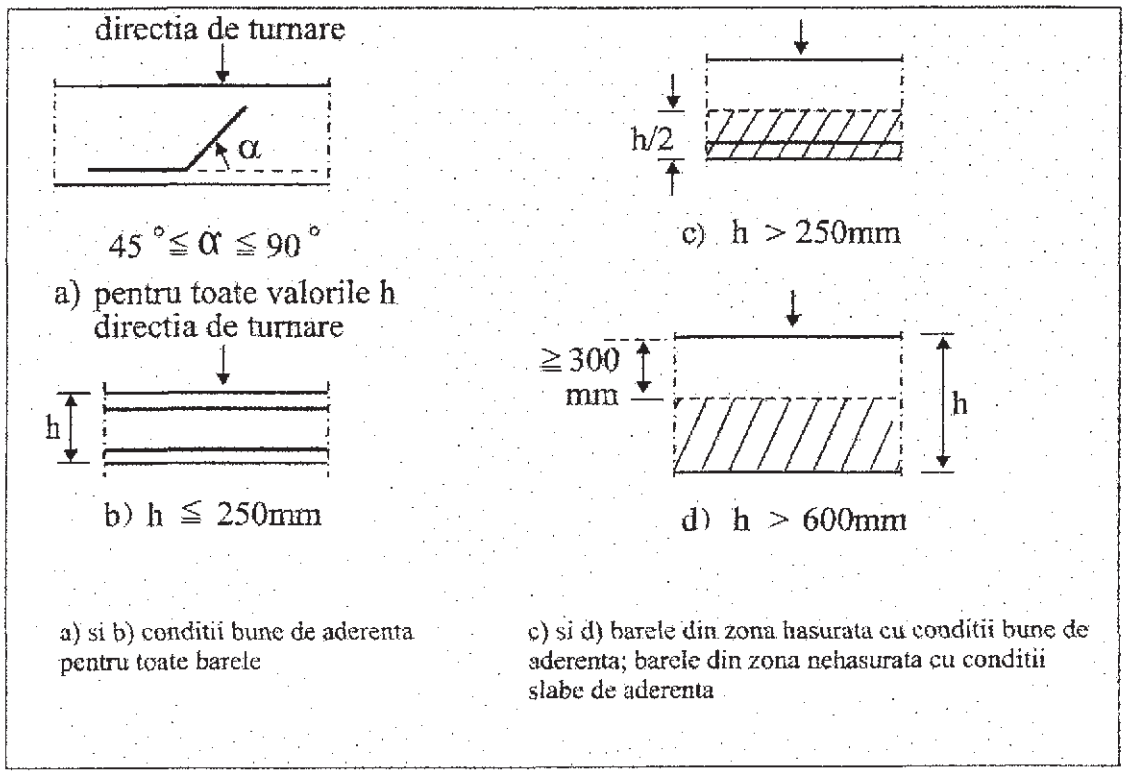


Fig. 5.1 - Definirea condițiilor de aderență bună

(3) Toate celelalte condiții de aderență sunt considerate slabe.

5.1.2.2.2 Efortul unitar limită de aderență

(1)P Efortul unitar limită de aderență trebuie să fie astfel încât să nu apară nici o deplasare relativă semnifivativă între armătură și beton sub acțiunile de serviciu și să existe o rezervă de siguranță corespunzătoare la cedarea prin piederea aderenței.

(2) În condiții de aderență bună, valorile de proiectare pentru efortul unitar limită de aderență f_{bd} sunt date în tabelul 5.4. În alte cazuri, valorile din tabelul 5.4 trebuie multiplicate cu un coeficient subunitar egal cu 0,7.

(3) În cazul presiunii transversale p, în MPa (presiunea medie transversală pe un plan posibil de despicare), valorile din tabelul 5.4 trebuie multiplicate cu $1/(1-0{,}04p) \leq 1{,}4$.

Tabelul 5.4 - Valori de proiectare ale efortului unitar limită de aderență, f_{bd}, (MPa) pentru condiții de aderență bună (aceste valori includ valoarea coeficientului parțial de siguranță $\gamma_c = 1,5$)

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Bare netede	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Bare de înaltă aderență cu $\phi \leq 32$ mm sau plase realizate din sârme profilate	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3

Valori din tabelul 5.4 rezultă din următoarele relații:

- pentru bare netede,

$$f_{bd} = (0,36\sqrt{f_{ck}})/\gamma_c \quad (5.1)$$

- pentru bare de înaltă aderență

$$f_{bd} = (2,25 \cdot f_{ctk0,05})/\gamma_c \quad (5.2)$$

5.1.2.2.3 Lungimea de ancorare de bază

(1)P Lungimea de ancorare de bază este lungimea necesară pentru ancorarea unei bare solicitată la o forță de întindere, $(A_s \cdot f_{yd})$, considerând efortul unitar de aderență constant, egal cu f_{bd}; la stabilirea lungimii de ancorare de bază vor fi luate în considerare tipul armăturii și proprietățile de aderență ale barelor.

(2) Lungimea de ancorare de bază necesară pentru ancorarea unei bare de diametrul ϕ este:

$$l_b = (\phi/4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) \quad (5.3)$$

Valorile lui f_{bd} sunt date în tabelul 5.4.

(3) Pentru plase sudate (cu bare pe ambele direcții), diametrul ϕ din relația (5.3) trebuie înlocuit cu diametrul echivalent $\phi_a = \phi\sqrt{2}$.

5.1.2.3 Ancorarea armăturilor

5.1.2.3.1 Generalități

(1)P Armăturile sub formă de bare, sârme sau plase trebuie să fie astfel ancorate încât eforturile unitare la care ele sunt supuse să fie transmise betonului, să fie evitată fisurarea longitudinală și despicarea betonului. Dacă este necesar va fi prevăzută și armătură transversală.

(2)P Când se utilizează dispozitive mecanice de ancorare, eficacitatea lor va fi demonstrată prin încercări și va fi examinată cu deosebită atenție capacitatea lor de a transmite forțe concentrate.

5.1.2.3.2 Metode de ancorare

(1) Metodele obișnuite de ancorare sunt arătate în fig. 5.2.

(2) Ancorarea fără cioc sau cu ciocurile îndoite în unghi drept (fig. 5.2 a) sau c)) nu se utilizează la ancorarea barelor netede cu diametre mai mari de 8 mm.

(3) Ciocurile îndoite în unghi drept, ciocurile semicirculare şi buclele nu se recomandă în zonele comprimate, cu excepţia barelor netede care pot fi solicitate la întindere, în zonele de ancorare pentru anumite cazuri de încărcare.

(4) Despicarea betonului poate fi prevenită prin respectarea prevederilor din tabelul 5.2 şi evitarea concentrării de ancorări.

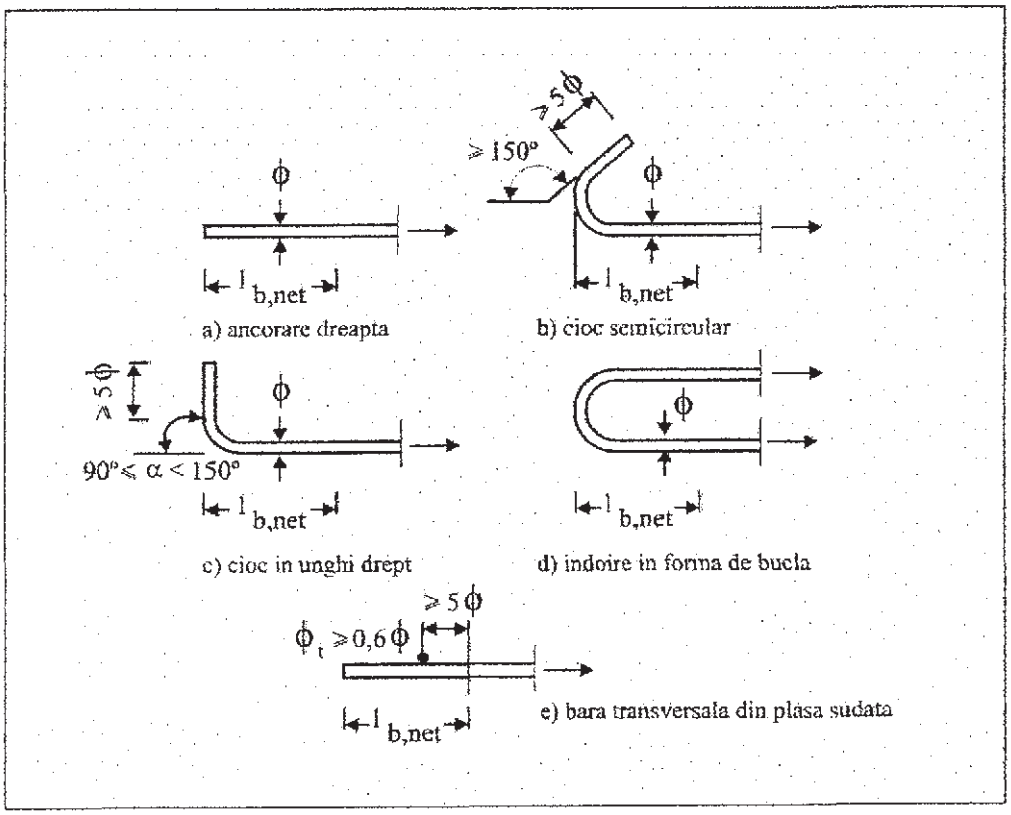


Fig. 5.2 - Lungimea de ancorare necesară

5.1.2.3.3 Armătura transversală paralelă cu suprafaţa betonului

(1) În grinzi trebuie prevăzută armătură transversală:

- pentru armături ancorate în zona întinsă, dacă nu există o compresiune transversală datorită reacţiunii reazemului (de exemplu în cazul reazemelor indirecte)
- pentru armături ancorate în zona comprimată.

(2) Aria secţiunii transversale totală minimă a armăturii transversale (ramurile perpendiculare pe planul armăturii longitudinale) este de 25% din aria unei bare ancorate (fig. 5.3)

$$\Sigma A_{st} = n \cdot A_{st}$$

unde:

n numărul de bare dispuse pe lungimea de ancorare;

A_{st} aria secţiunii transversale a unei bare a armăturii transversale.

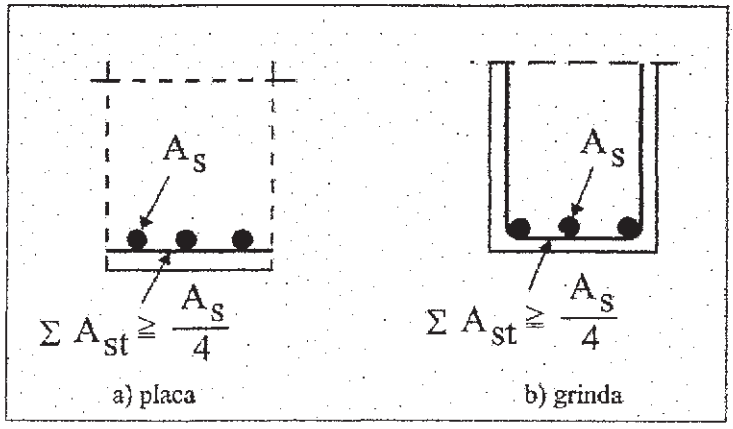


Fig. 5.3 Armătură transversală din zona barelor ancorate

(3) Armătura transversală trebuie să fie distribuită uniform pe lungimea de ancorare. Cel puțin o bară trebuie amplasată, în sens transversal, în regiunea ciocurilor sau a buclelor de ancorare ale barelor.

(4) Pentru barele comprimate, armătura transversală trebuie să înconjoare barele şi să se concentreze la capetele barelor ancorate, extinzându-se dincolo de acestea, pe o distanță de cel puțin patru ori diametrul barei ancorate (vezi fig. 5.5 b)).

5.1.2.3.4 Lungimea de ancorare necesară

5.1.2.3.4.1 Bare şi sârme

(1) Lungimea de ancorare necesară, $l_{b,net}$, poate fi calculată cu relația,

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min} \qquad (5.4)$$

unde (vezi fig. 5.2):

l_b lungimea de ancorare de bază, calculată cu (5.3);

$A_{s,req}$, $A_{s,prov}$ aria de armătură necesară, respectiv efectivă;

$l_{b,min}$ lungimea de ancorare:

- pentru ancorare în zona întinsă:
  $l_{b,min} = \max\{0,3 \cdot l_b;\ 10\phi;\ 100\ mm\}$ (5.5)
- pentru ancorare în zona comprimată:
  $l_{b,min} = \max\{0,6 \cdot l_b;\ 10\phi;\ 100\ mm\}$ (5.6)

α_a coeficient, cu următoarele valori:

- $\alpha_a = 1$, pentru bare drepte
- $\alpha_a = 0,7$, pentru bare întinse prevăzute cu ciocuri (vezi fig. 5.2), dacă acoperirea cu beton pe direcția perpendiculară planului îndoirii este cel puțin 3ϕ în zona ciocurilor sau a buclelor.

5.1.2.3.4.2 Plase sudate realizate din sârmă de înaltă aderență

(1) Pentru calculul lungimii de ancorare necesară, se poate aplica relația (5.4).

(2) Dacă în zona de ancoraj există bare transversale sudate, valorile date de relația (5.4) sunt multiplicate cu un coeficient subunitar egal cu 0,7.

5.1.2.3.4.3 Plase sudate realizate din sârme netede

(1) Acestea pot fi utilizate conform standardelor corespunzătoare.

5.1.2.3.5 Ancorarea armăturilor cu ajutorul dispozitivelor mecanice

(1)P Utilizarea dispozitivelor mecanice de ancorare trebuie demonstrată printr-un certificat de agrementare.

(2) Pentru transmiterea forțelor concentrate din ancoraje la beton, vezi anexa C din STAS 10111/2-87.

5.1.2.4 Înnădiri

P(1) Alcătuirea înnădirilor dintre bare se va face astfel încât:
- să asigure transmiterea forțelor între barele înnădite;
- să nu apară exfolierea betonului în vecinătatea înnădirilor;
- deschiderea fisurilor la capătul zonei de înnădire să nu depășească, valorile date în 4.2.2.3 (8).

5.1.2.4.1 Înnădiri prin suprapunere ale barelor sau sârmelor

5.1.2.4.1.1 Dispunerea îmbinărilor prin suprapunere

(1) Pe cât este posibil:
- suprapunerile barelor trebuie să fie decalate şi să nu se amplaseze în zone cu eforturi unitare ridicate;
- suprapunerile din orice secțiune trebuie să fie dispuse simetric şi paralel cu fața exterioară a elementului.

(2) Prevederile 5.1.2.3.2 (1)...(4) se aplică şi la înnădirile prin suprapunere.

(3) Lumina între două bare înnădite prin petrecere într-o zonă de înnădire trebuie să fie în conformitate cu valorile arătate în fig. 5.4.

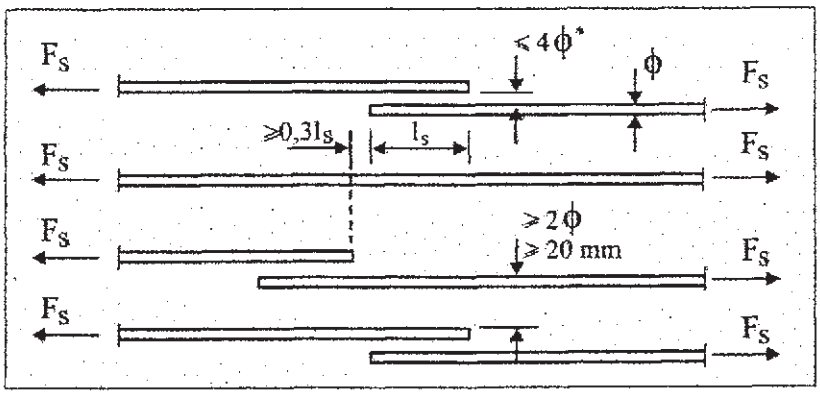


Fig. 5.4 - Bare învecinate înnădite prin suprapunere

*) În caz contrar, lungimea de suprapunere se majorează cu o cantitate egală cu cât lumina depășește 4ϕ.

5.1.2.4.1.2 Armătură transversală în zona înnădirilor

(1) Dacă diametrul ϕ al barelor suprapuse este mai mic de 16 mm sau dacă procentul armăturilor înnădite, în aceeaşi secţiune, este mai mic de 20%, atunci armătura transversală minimă prevăzută (de exemplu, armătură pentru preluarea forţei tăietoare, bare de repartiţie) este considerată suficientă.

(2) Dacă $\phi \geq 16$ mm atunci armătura transversală trebuie:

- să aibă o arie a secţiunii transversale totală (suma tuturor ramurilor paralele cu planul armăturii înnădite, vezi fig. 5.3) cel puţin aria A_s a unei bare înnădite ($\Sigma A_{st} \geq 1{,}0 A_s$);
- să fie prevăzută cu cioc dacă $a \leq 10\phi$ (vezi fig. 5.6) şi să fie dreaptă în celelalte cazuri;
- amplasată între armătura longitudinală şi suprafaţa betonului.

(3) Pentru distribuţia armăturii transversale se aplică 5.1.2.3.3 (3) şi (4).

5.1.2.4.1.3 Lungimea de înnădire prin suprapunere

(1) Lungimea necesară de înnădire prin suprapunere se calculează cu relaţia:

$$l_s = l_{b,net} \cdot \alpha_1 \geq l_{s,min} \qquad (5.7)$$

unde:

$l_{b,net}$ conform relaţiei (5.1.4)

$$l_{s,min} \geq 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_l \cdot l_b \geq 15\phi \geq 200 \text{ mm} \qquad (5.8)$$

Valorile lui α_a sunt date în 5.1.2.3.4.1.

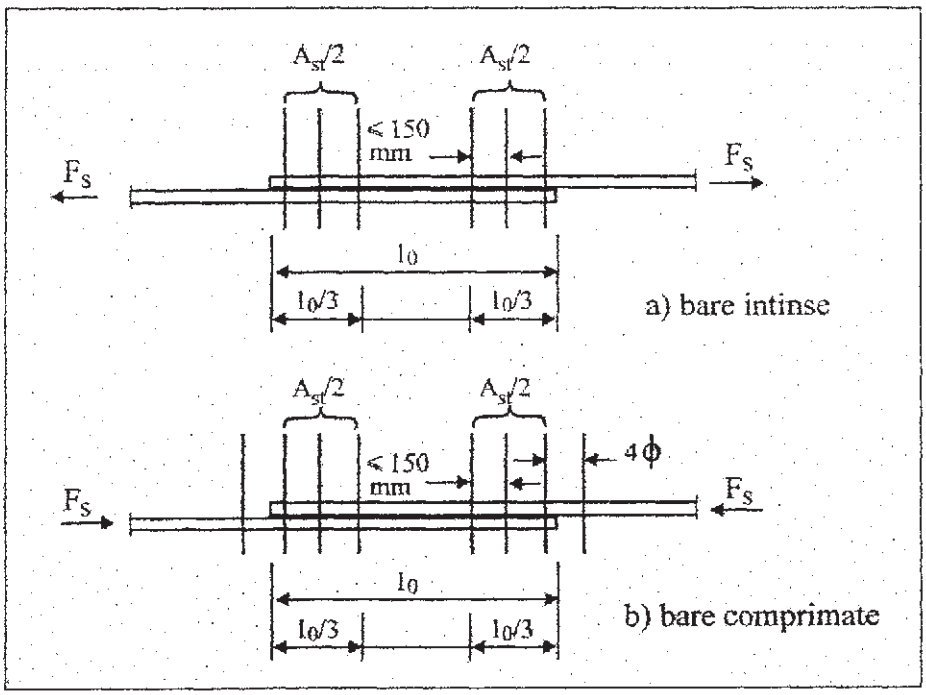


Fig. 5.5 - Armătură transversală pentru înnădiri prin suprapunere

Coeficientul α_l are următoarele valori:

- α_l=1, pentru lungimi de suprapunere ale barelor comprimate şi întinse, când mai puţin de 30% din barele din secţiune sunt înnădite şi conform cu fig. 5.6 acolo unde lumina dintre bare, a, depăşeşte 10ϕ şi acoperirea cu beton depăşeşte 5ϕ;
- α_l=1,4, pentru lungimi de suprapunere ale barelor întinse unde:
  (i) fie 30% sau mai multe dintre barele dintr-o secţiune sunt suprapuse;
  (ii) sau conform cu fig. 5.6, lumina dintre bare, a, este mai mică; decât 10ϕ sau acoperirea cu beton, b, este mai mică decât 5ϕ, dar nu ambele condiţii concomitent.
- α_l=2, pentru lungimi de suprapunere ale barelor întinse dacă atât (i) cît şi (ii) de mai sus sunt îndeplinite.

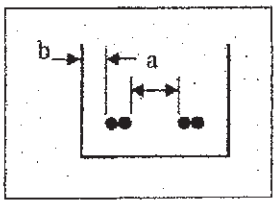


Fig. 5.6 – Elemente pentru evaluarea lui α_1 (vezi 5.1.2.4.1.3(1))

5.1.2.4.2 Înnădiri prin suprapunere pentru plase sudate realizate din sârmă de înaltă aderenţă

5.1.2.4.2.1 Înnădiri ale armăturilor principale

(1) Următoarele prevederi se referă doar la cazurile cele mai obişnuite, unde înnădirile sunt realizate prin petrecerea plaselor. Prevederile privind suprapunerea cu plase întrepătrunse sunt date separat în acest normativ.

(2) Înnădirile trebuie să fie în general situate în zone unde efectele acţiunilor din gruparea seismică nu depăşesc 80% din momentul încovoietor rezistent al secţiunii.

(3) Dacă condiţia (2) nu este îndeplinită, înălţimea utilă a secţiunii pentru armătura considerată în calcul, conform 4.2.1, se consideră armătura cea mai îndepărtată de fibra întinsă.

(4) Procentul admis al armăturilor principale care pot fi înnădite în aceeaşi secţiune în raport cu aria secţiunii transversale totală a armăturii este:
- 100%, dacă aria secţiunii transversale specifică a plasei (A_s / s) este mai mică sau egală cu 1200 mm^2/ m;
- 60%, dacă A_s/ s > 1200 mm^2/ m şi numai pentru plase din interiorul secţiunii (când sunt mai multe rânduri).
  Înnădirile pentru straturi multiple de plase trebuie decalate la 1,3l_0 (l_0 din relaţia 5.9).

(5) Lungimea de înnădire prin suprapunere este definită prin:

$$l_0 = \alpha_2 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{0,min} \qquad (5.9)$$

$$\alpha_2 = 0,4 + (A_s/ s)/ 800 \geq 1,0$$
$$\leq 2,0$$

unde:

l_b lungimea de ancorare de bază, se calculează cu relația (5.3), utilizând f_{bd} pentru bare cu aderență înaltă;

$A_{s,req}$, $A_{s,prov}$ aria de armătură necesară, respectiv efectivă;

A_s/ s în mm^2/ m;

$l_{0,min} = 0,3 l_b \geq \max(200 \text{ mm}; s_t)$

s_t distanța dintre sârmele sudate transversal.

(6) Armătura transversală suplimentară nu este necesară în zona de suprapunere.

5.1.2.4.2.2 Înnădiri prin suprapunere ale armăturii transversale

(1) Toată armătura transversală poate fi suprapusă în aceeași secțiune
Valorile minime ale lungimii de suprapunere l_s sunt date în tabelul 5.5; cel puțin două bare transversale trebuie să fie pe lungimea de suprapunere (o plasă).

Tabelul 5.5 - Lungimi de suprapunere recomandate pentru armăturile traansversale

	Diametrele sârmelor (mm)		
	$\phi \leq 6$	$6 < \phi \leq 8,5$	$8,5 < \phi \leq 12$
Sârme cu aderență înaltă	$\geq s_1$ ≥ 150 mm	$\geq s_1$ ≥ 250 mm	$\geq s_1$ ≥ 350 mm

s_1 este distanța între sârmele longitudinale.

5.1.2.5 Ancorarea etrierilor și a armăturii pentru preluarea forței tăietoare

(1)P Ancorarea etrierilor și a armăturii pentru preluarea forței tăietoare trebuie să fie realizată în mod normal prin intermediul ciocurilor sau cu armătură transversală sudată. Barele sau sârmele cu aderență înaltă pot fi de asemenea ancorate prin îndoiri. Înăuntrul unui cioc sau a unei îndoituri se va prevedea o bară transversală.

(2) Pentru raza de îndoire a ciocurilor sau a îndoirilor, vezi 5.1.2.1.2, (2).

(3) Ancorarea etrierilor este considerată satisfăcătoare când:

- curbura unui cioc sau a unei îndoiri este continuată cu o porțiune dreaptă mai mare de: 5ϕ sau 50 mm dacă este o continuare a unui arc cu unghiul la centru de 135^0 sau mai mult (fig. 5.7 a)), respectiv 10ϕ sau 70 mm dacă este o continuare a unui arc cu unghiul la centru de 90^0 (fig. 5.7 b)).
- lângă capătul unei ramuri drepte se află: fie două bare transversale sudate (vezi fig. 5.7 c)), fie o singură bară transversală, al cărei diametru este mai mare decât 1,4 ori diametrul etrierului (vezi fig. 5.7 d)).

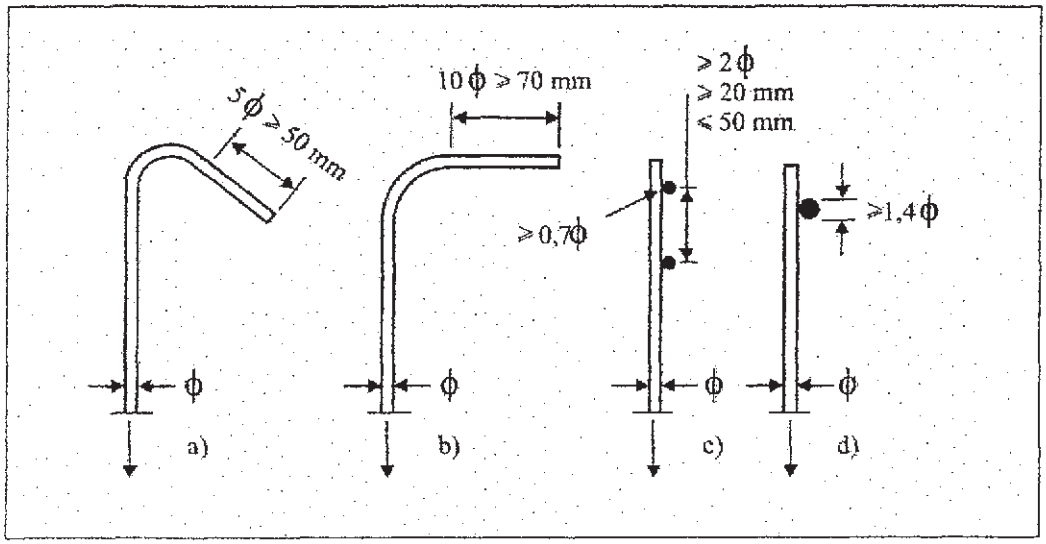


Fig. 5.7 Ancorarea etrierilor

5.1.2.6 Prevederi suplimentare pentru bare cu aderență înaltă ce depășesc diametrul de 32 mm

5.1.2.6.1 Prevederi constructive

(1)P Barele cu $\phi > 32$ mm trebuie utilizate doar în elemente a căror înălțime minimă este mai mare decât 15ϕ.

(2)P Dacă sunt utilizate bare cu diametru mare, se va asigura un control adecvat al fisurilor fie prin utilizarea armăturii de suprafață (vezi 5.1.4.2.4), fie prin calcul (vezi 4.2.2.3.3).

(3) Acoperirea minimă cu beton trebuie să fie $c \geq \phi$.

(4) Lumina (orizontală şi verticală) între barele individuale paralele şi rândurile de armături orizontale trebuie să fie mai mare decât diametrul maxim al barei sau $d_g + 5$ mm, unde d_g este dimensiunea maximă a agregatului.

5.1.2.6.2 Aderența

(1)P Pentru diametrul barei $\phi > 32$ mm, valorile lui f_{bd} din tabelul 5.4 (vezi 5.1.2.2.2) trebuie multiplicate cu un coeficient egal cu $(32 - \phi)/ 100$, unde ϕ se introduce în mm.

5.1.2.6.3 Ancoraje şi înnădiri

(1)P Barele de diametre mari trebuie ancorate ca bare drepte sau prin intermediul unor dispozitive mecanice de ancorare. Ele nu se ancorează în zone întinse.

(2)P Pentru bare întinse sau comprimate nu se utilizează înnădiri prin suprapunere.

(3) Prevederile de mai jos sunt complementare la cele date în 5.1.2.3. Ele nu se aplică, totuşi, la anumite tipuri de betoane cu agregate uşoare.

(4) În absența unor presiuni (compresiuni) transversale, armătura transversală suplimentară este necesară în zone de ancorare în grinzi și plăci, în plus față de armătura pentru preluarea forței tăietoare.

(5) Pentru ancoraje drepte (vezi notația utilizată în fig. 5.8) armătura suplimentară din (4) de mai sus trebuie să fie mai mare decât:

- în direcția paralelă cu fața inferioară:

$$A_{st} = n_1 \cdot 0{,}25 \cdot A_s \qquad (5.10)$$

- în direcția perpendiculară pe fața inferioară:

$$A_{sv} = n_2 \cdot 0{,}25 \cdot A_s \qquad (5.11)$$

unde:

A_s aria secțiunii transversale a unei bare ancorate;
n_1 numărul de rânduri de bare ancorate în aceeași secțiune;
n_2 numărul de bare ancorate din fiecare rând.

(6) Armătura transversală suplimentară trebuie să fie uniform distribuită în zona de ancorare la distanțe care să nu depășească aproximativ de cinci ori diametrul armăturii longitudinale.

(7) Pentru armătura de suprafață se aplică 5.1.4.2.4, dar aria armăturii de suprafață trebuie să fie mai mare decît $0{,}01\ A_{ct,ext}$, în direcția perpendiculară pe barele de diametre mari și $0{,}02A_{ct,ext}$ paralel cu aceste bare (pentru notații vezi fig. 5.15).

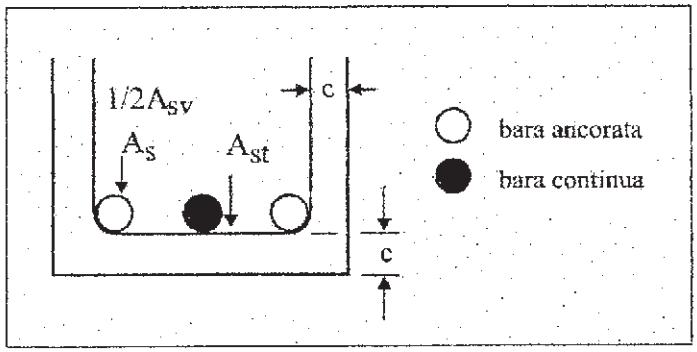


Fig. 5.8 - Armătură suplimentară într-o zonă de ancorare unde diametrul barei este mai mare decât 32 mm și nu există compresiune transversală

5.1.2.7 Bare de înaltă aderență grupate (în mănunchi)

5.1.2.7.1 Generalități

(1)P Dacă nu se specifică altfel, prevederile pentru barele individuale se aplică și la bare grupate. Într-un grup, toate barele trebuie să aibă același diametru și aceleași caracteristici (tip și clasă de oțel).

(2) În calcul, un grup de bare este înlocuit cu o bară ce are aceeași secțiune și același centru de greutate ca și grupul. Diametrul echivalent al acestei bare, ϕ_n se calculează cu relația,

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \qquad (5.12)$$

unde, n_b este numărul de bare dintr-un grup și este limitat astfel:

$n_b \leq 4$ pentru bare verticale comprimate sau pentru bare într-o înnădire prin suprapunere;
$n_b \leq 3$, pentru celelalte cazuri.

(3) Pentru un grup, se aplică 5.1.2.1.1 (2) cu utilizarea diametrului echivalent ϕ_n, dar măsurând lumina dintre bare de la conturul exterior al grupului de bare. Acoperirea cu beton măsurată de la conturul exterior al grupului de bare, c trebuie să fie mai mare decât diametrul echivalent,ϕ_n.

5.1.2.7.2 Ancorare şi înnădiri

(1)P Ancorarea sau înnădirea prin suprapunere a unui grup de bare trebuie să fie realizată prin ancorarea sau suprapunerea barelor individuale. Se permite ancorarea barelor drepte; ele vor fi decalate.

(2) Pentru grupuri de 2, 3 sau 4 bare, distanţa de decalare a ancorărilor trebuie să fie lungimea de decalare a barelor individuale multiplicată cu 1,2, respectiv 1,3 şi 1,4.

(3) Barele trebuie înnădite prin suprapunere una câte una. În orice caz nu trebuie să existe mai mult de 4 bare în aceeaşi secţiune. Înnădirile barelor individuale trebuie să fie decalate ca în (2) de mai sus.

5.1.3 Armături pretensionate

5.1.3.1 Dispunerea în secţiune a armăturilor pretensionate

(1)P În cazul utilizării armăturilor preîntinse, armăturile trebuie dispuse distanţate, cu o anumită lumină.

(2)P În cazul armăturilor postîntinse nu sunt admise canale în contact (lipite sau adiacente).

(3) Se pot utiliza două canale amplasate vertical, unul deasupra celuilalt, dacă se iau măsuri adecvate pentru pretensionare şi injectare. O atenţie deosebită se va acorda armăturilor al căror traseu are o curbură după două direcţii.

5.1.3.2 Acoperirea cu beton

(1)P Acoperirea cu beton dintre suprafaţa interioară a cofrajului şi o armătură preîntinsă sau un canal trebuie stabilită ţinând seama de dimensiunea armăturilor sau a canalului. Acoperirile minime cu beton vor fi în conformitate cu prevederile din 5.1.1.

5.1.3.3 Lumina orizontală şi verticală între armături

(1)P Lumina dintre canale (armături postîntinse) sau dintre armăturile preîntinse vor fi astfel stabilite încât să se asigure ca turnarea şi compactarea betonului să se efectueze satisfăcător şi să se obţină o bună aderenţă între beton şi armătură.

5.1.3.3.1 Armături preîntinse

(1) Lumina minimă orizontală şi verticală a armăturilor individuale este dată în fig. 5.9.

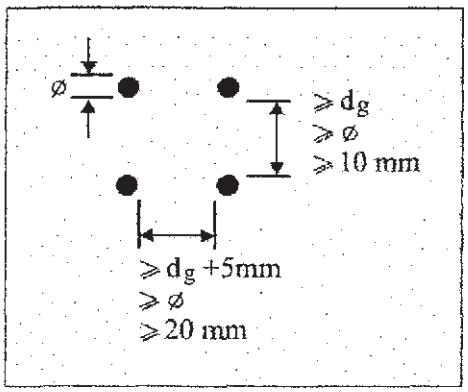


Fig. 5.9 - Lumina minimă între armăturile preîntinse

5.1.3.3.2 Armături postîntinse

(1) Cu excepția canalelor pereche (vezi 5.1.3.1 (3)) lumina minimă între canalele individuale trebuie să fie:

- pe orizontală: $\phi \geq 40$ mm
- pe verticală: $\phi \geq 50$ mm

unde, ϕ este diametrul canalului.

5.1.3.4 Ancoraje şi dispozitive de cuplare pentru armături pretensionate

(1)P Dispozitivele de ancorare utilizate pentru armăturile posîntinse şi lungimile de ancorare, în cazul armăturilor preîntinse trebuie să fie astfel stabilite încât să permită atingerea forței maxime de pretensionare de proiectare, luând în considerare posibila repetabilitate sau modificare rapidă a efectelor acțiunilor.

(2)P În cazul utilizării dispozitivelor de cuplare, acestea vor fi astfel amplasate (ținând seama de interferența produsă de aceste dispozitive) încât să nu afecteze rezistența elementului structural şi orice ancorare temporară care poate fi necesară în timpul execuției să poată fi introdusă în mod satisfăcător.

(3) Calculele pentru efectele locale în beton şi pentru armătura transversală trebuie să se facă luând în considerare:

-echilibrul global al tuturor forțelor care acționează în zona considerată;

-efectele transversale de întindere datorate ancorajelor individuale şi ansamblului acestora;

-bare fictive de beton comprimate (biele), care apar în zona de ancorare a elementelor postîntinse şi eforturi locale de compresiune sub acțiunea ancorajelor; astfel de zone în elementele postîntinse pot fi calculate cu metodele date în 4.2.1.5 sau metoda grinzii cu zăbrele cu diagonale comprimate cu înclinare variabilă.

Metodele tridimensionale pot fi considerate unde dimensiunile suprafeței de rezemare sunt mici în comparație cu secțiunea transversală a zonei de ancorare.

(4) În general dispozitivele de cuplare vor fi amplasate departe de reazemele intermediare ale grinzilor continue.

(5)P Dacă în secțiune nu este dispusă aria minimă de armătură, determinată conform 4.2.2.3.2.3 sau nu rezultă un efort unitar de compresiune de minim 3 MPa în gruparea frecventă de acțiuni, pentru ca betonul să reziste local la eforturi unitare de întindere transversală, se va evita amplasarea a mai mult de 50% dintre cuplaje în aceeaşi secțiune. Fasciculele care nu sunt înnădite prin dispozitive de cuplare într-o singură secțiune nu vor putea fi înnădite la o distanță mai mică de aceasta decât cea din tabelul 5.6.

Tabelul 5.6 - Distanța dintre dispozitivele de cuplare a armăturilor postîntinse

Înălțimea secțiunii, h	Distanța dintre cuplaje, a
≤ 2,0 m	1,5 m
≥ 2,0 m	3,0 m

(6)P Dacă placa părții carosabile este precomprimată transversal, se va asigura o distribuție uniformă a eforturilor unitare de compresiune.

(7) Distribuția uniformă a eforturilor unitare de compresiune poate fi asigurată dacă fiecare al doilea dispozitiv de ancorare este amplasat la marginea plăcii.

(8) Într-un mediu agresiv deschis, execuția degajărilor necesare pretensionării fasciculelor va fi evitată, pe cît posibil acestea să se facă de pe partea superioară a plăcii carosabile.

5.1.3.5 Cerințe privind tecile armăturilor postîntinse

(1)P Tecile vor fi confecționate din materiale care nu prezintă risc de coroziune a armăturii.

(2)P Nu se va folosi tablă zincată deoarece aceasta poate produce fenomene de coroziune la contactul cu armătura.

(3)P Rigiditatea transversală a tecilor va trebui să fie în concordanță cu solicitările provenite din etapele de execuție.

(4)P Grosimea tablei va fi de minim 0,2mm pentru tecile de diametru mic şi se va spori până la 0,6mm pentru diametre mari. De asemenea, modul de realizare (cu falț sau sudură) va trebui să fie verificat în ceea ce priveşte rezistența la unele solicitări locale ale tecilor, inerente punerii lor în lucrare, precum şi la betonare.

(5)P Nu se vor utiliza teci din material plastic insuficient de rigide transversal, grosimea peretelui trebuind să fie de minim 2 mm.

(6)P Raportul dimensional între teacă şi armătură trebuie să permită introducerea armăturii şi injectarea în bune condiții a pastei de ciment.

(7)P Se recomandă următoarele condiții minimale:

- diametrul interior al tecii să fie cu minim 10 mm mai mare ca al armăturii;

- aria secțiunii interioare a tecii să fie de cel puțin două ori mai mare ca a armăturii; la condiții mai grele de circulație a pastei de ciment (lungimi mari, trasee cu înclinări mari ş.a), raportul va fi sporit.

(8)P În cazul canalelor necăptuşite, la care circulația pastei de ciment se face mai greu, valorile indicate la (7)P vor fi substanțial mărite. De asemenea, acoperirile cu beton şi

distanțele între canale vor fi mai mari (cu minim 50%) în comparație cu cele utilizate la canalele căptușite.

5.1.4 Elemente structurale

5.1.4.1 Stâlpi

(1) Prevederile de mai jos se aplică și în cazul elementelor de grinzi precomprimate exterior cu tiranți metalici tensionați (comprimate excentric, din beton armat și din beton precomprimat).

5.1.4.1.1 Dimensiuni minime

(1) Dimensiunea minimă transversală permisă este de 200 mm pentru secțiuni pline turnate in situ în poziție verticală și 140 mm pentru elemente prefabricate turnate orizontal

5.1.4.1.2 Armătura longitudinală și transversală

5.1.4.1.2.1 Armătura longitudinală

(1) Barele trebuie să aibă un diametru de cel puțin 12 mm.

(2) Cantitatea minimă de armătură longitudinală, $A_{s,min}$ se determină din următoarele condiții:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c \qquad (5.13)$$

unde:

f_{yd} rezistența limită de curgere a armăturii de proiectare;
N_{Ed} forța de compresiune axială de proiectare;
A_c aria secțiunii transversale a betonului.

(3) Aria de armătură efectivă nu trebuie să depășească limita superioară 0,08 A_c, chiar și acolo unde apar înnădiri prin suprapunere.

(4) Barele longitudinale trebuie să fie distribuite de-a lungul perimetrului secțiunii. În cazul stâlpilor sau elementelor cu secțiunea transversală poligonală trebuie amplasată cel puțin o bară la fiecare colț. Pentru stâlpii cu secțiunea transversală circulară numărul minim de bare este 6.

5.1.4.1.2.2 Armătură transversală

(1) Diametrul armăturii transversale (etrieri, agrafe sau frete) trebuie să fie cel puțin 6 mm sau 1/ 4 din diametrul maxim al barelor longitudinale (se alege valoarea cea mai mare); diametrul sârmelor din plasele sudate pentru armătura transversală trebuie să fie cel puțin 5 mm.

(2) Armătura transversală trebuie să fie ancorată corespunzător.

(3) Distanța dintre armăturile transversale pe înălțimea stâlpului sau de-a lungul elementului comprimat excentric trebuie să nu depășească cea mai mică dintre următoarele distanțe:

- de 12 ori diametrul minim al barelor longitudinale;
- cea mai mică dimensiune a stâlpului sau elementului comprimat excentric;
- 300 mm

(4) Distanța prevăzută la (3) va fi redusă cu 60%:
- în secțiunile de deasupra sau sub grindă sau placă pe o înălțime egală cu dimensiunea cea mai mare a secțiunii stâlpului;
- în apropierea înnădirilor prin suprapunere, dacă diametrul maxim al barelor longitudinale este mai mare decât 14 mm.

(5) Unde se schimbă direcția barelor longitudinale (de exemplu, în zona schimbării dimensiunii stâlpului sau a elementului comprimat excentric), distanța dintre armăturile transversale trebuie calculată ținând cont de forțele tăietoare din secțiunea considerată.

(6) Fiecare bară longitudinală (sau grup de bare longitudinale) amplasată într-un colț al secțiunii de beton trebuie să se afle, obligatoriu, în colțul unui etrier.

(7) Pentru cel mult 5 bare amplasate în colțurile secțiunii sau aproape de fiecare colț se vor prevedea armături transversale (etrieri) pentru a preveni flambajului acestora.

5.1.4.2 Grinzi

5.1.4.2.1 Armătura longitudinală

5.1.4.2.1.1 Procent minim și maxim de armare

(1) Aria secțiunii transversale efective a armăturii întinse longitudinale trebuie să fie mai mare decât aria necesară pentru controlul fisurării (vezi 4.4.2.3) și cel puțin:

$$0{,}6 \cdot b_t \cdot d / f_{yk} \geq 0{,}0015 \cdot b_t \cdot d, \quad (f_{yk} \text{ în MPa}) \qquad (5.14)$$

unde, b_t este lățimea medie a zonei întinse; pentru grinzile în formă de T cu tălpi comprimate, numai lățimea inimii este luată în considerare în calculul lui b_t; secțiunile care conțin mai puțină armătură decât cea calculată cu relația (5.14) trebuie considerate ca nearmate (beton simplu).

(2) În afara zonelor de înnădire prin suprapunere ariile secțiunii transversale a armăturilor întinse și a armăturilor comprimate trebuie să nu fie mai mari decât $0{,}04A_c$,.

5.1.4.2.1.2 Alte alcătuiri constructive

(1) În cazul grinzilor executate monolit, chiar și atunci când din calcul s-au considerat reazeme simple, aria armăturilor longitudinale trebuie dimensionată la momentul încovoietor datorat încastrării parțiale, cu valoare cel puțin 25% din momentul maxim de încovoire din deschidere.

(2) La reazemele intermediare ale grinzilor continue, cantitatea totală a armăturii întinse, A_s a unei secțiuni transversale în formă de T poate fi împărțită, în mod aproximativ egal, între placa aferentă inimii și părțile exterioare inimii (aferente zonelor active de placă - vezi fig. 5.10).

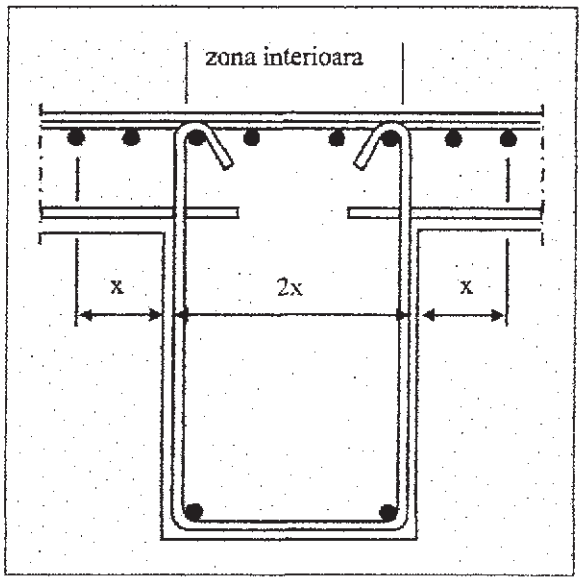


Fig. 5.10 - Împărţirea armăturii în placa grinzii în formă de T, în zona reazemelor intermediare ale unei grinzi continue

5.1.4.2.1.3 Lungimile de ancorare ale armăturii longitudinale întinse

(1) Diagrama deplasată a forţei de întindere din armătura întinsă (dedusă din înfăşurătoarea momentelor încovoietoare de proiectare) este obţinută printr-o deplasare (dilatare) pe orizontală a acesteia cu a_l. Dacă armătura pentru preluarea forţei tăietoare este calculată conform metodei standard (vezi 4.2.1.2.4.3), $a_l = z \cdot (1 - \text{ctg}\,\alpha)/2 \geq 0$, α fiind unghiul armăturii pentru preluarea forţei tăietoare cu axa longitudinală. Dacă armătura pentru preluarea forţei tăietoare este calculată în conformitate cu metoda grinzii cu zăbrele cu diagonale cu înclinare variabilă (vezi 4.2.1.2.4.5), $a_l = z \cdot \text{ctg}\,\theta - \text{ctg}\,\alpha)/2 \geq 0$, θ fiind unghiul diagonalelor comprimate de beton şi axa longitudinală. În mod normal $z = 0{,}9d$.
Pentru armătura din placă, amplasată în afara inimii (vezi 5.1.4.2.1.2, (2)), a_l trebuie mărit cu distanţa pe orizontală de la bară la limita inimii (distanţa x din fig. 5.10).

(2) Barele trebuie ancorate pe o lungime $l_{b,net} \geq d$ din punctul din care ele nu mai sunt necesare (pentru $l_{b,net}$ vezi relaţia (5.4)), d fiind înălţimea utilă a secţiunii elementului).
Diagrama forţei de întindere rezistente la starea limită ultimă trebuie să se situeze în afara diagramei forţei de întindere deplasată (dilatată) cu a_l (vezi fig. 5.11).

(3) Lungimile de ancorare ale barelor înclinate care contribuie la preluarea forţei tăietoare de proiectare nu trebuie să fie mai mici decât $1{,}3l_{b,net}$, în zona întinsă, respectiv $0{,}7l_{b,net}$ în zona comprimată.

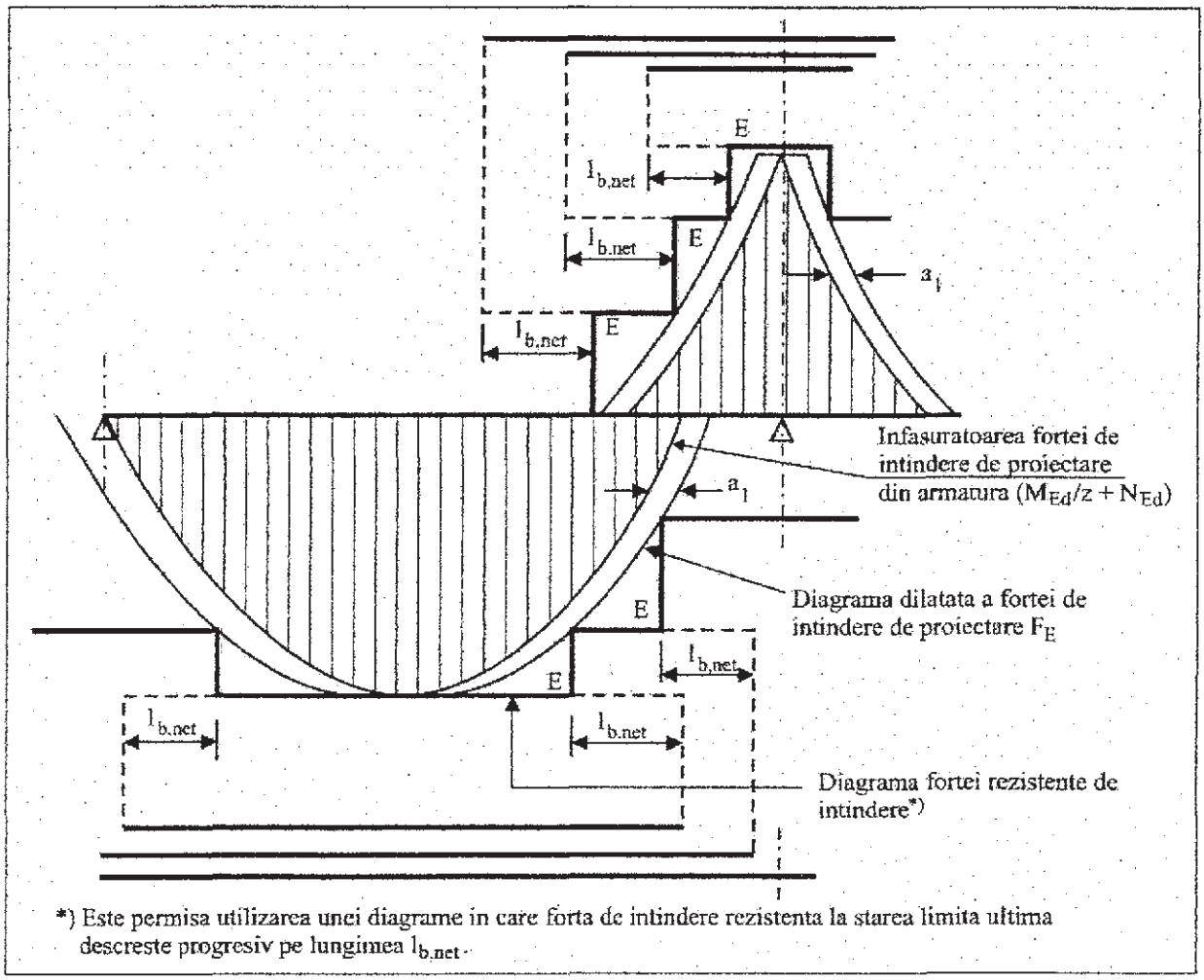


Fig. 5.11 - Diagrama înfăşurătoare, diagrama dilatată şi diagrama capabilă a forţelor de întindere din armături. Lungimi de ancorare, $l_{b,net}$

5.1.4.2.1.4 Ancorarea armăturii inferioare la un reazem de capăt

(1) Peste reazemele de capăt cu încastrări reduse sau fără încastrări este necesară păstrarea a cel puţin o pătrime din aria secţiunii de armătură dispusă în deschidere.

(2) Ancorarea armăturii trebuie să asigure o forţă de întindere rezistentă de:

$$F_s = V_{Ed} \cdot a_l / d + N_{Ed} \qquad (5.15)$$

unde:

N_{Ed} forţa axială de proiectare;
V_{Ed} forţa tăietoare de proiectare.

(3) Lungimea de ancorare se măsoară de la faţa reazemului grinzii sau de la marginea plăcii superioare a aparatului de reazem şi se adoptă astfel:

- pentru o rezemare directă: 2/ 3 $l_{b,net}$, (vezi fig. 5.12 a));
- pentru o rezemare indirectă: $l_{b,net}$ (vezi fig. 5.12 b)), cu $l_{b,net}$ conform relaţiei (5.4).

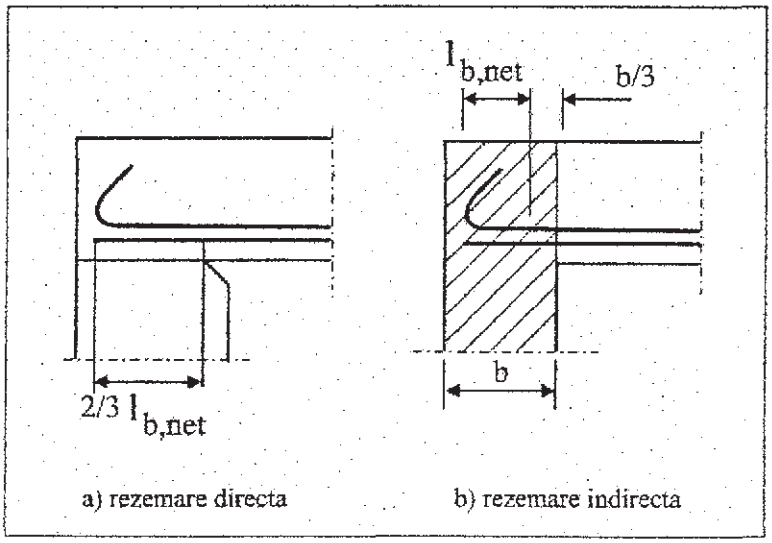


Fig. 5.12 - Ancorarea armăturii inferioare pe reazemele de capăt

5.1.4.2.1.5 Ancorarea armăturii inferioare pe reazemele intermediare

(1) Pentru cantitatea de armătură ancorată pe reazemele intermediare se aplică 5.1.4.2.1.4(2).

(2) O astfel de ancorare trebuie să aibă o lungime de cel puțin 10ϕ (pentru bare drepte) sau cel puțin diametrul dornului (pentru ciocuri şi îndoituri) – vezi fig. 5.13 a)).

(3) Suplimentar, se recomandă ca armătura utilizată să fie continuă şi capabilă să preia momente pozitive accidentale (tasări de reazeme, explozie, etc. vezi fig. 5.13 b))

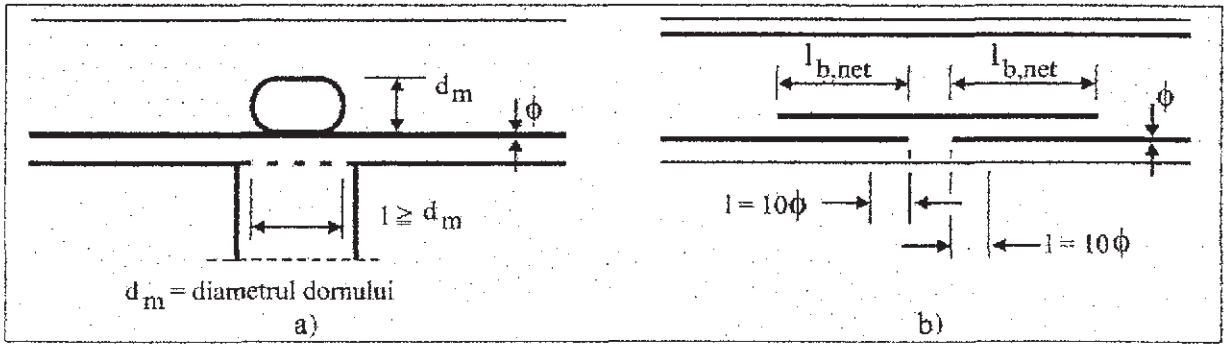


Fig. 5.13 - Ancorare pe reazeme intermediare

5.1.4.2.2 Armătura pentru preluarea forței tăietoare

(1) Armătura pentru preluarea forței tăietoare trebuie să formeze un unghi între 90^0 şi 45^0 cu planul median al elementului structural.

(2) Armătura pentru preluarea forței tăietoare rezultă dintr-o combinație de:

- etrieri ce înconjoară armătura întinsă longitudinală şi zona comprimată;
- bare înclinate;

- armături transversale sub formă de rame, scărițe, etc. din bare de înaltă aderență care nu include armătura longitudinală (vezi fig. 5.14), dar trebuie să fie ancorate corespunzător în zonele comprimate şi întinse.

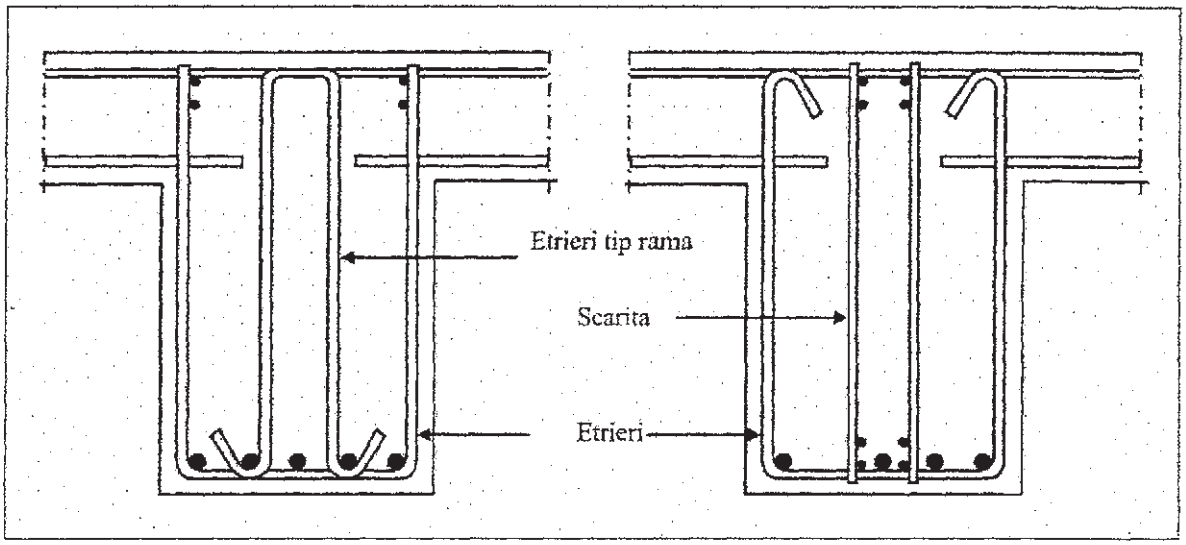


Fig. 5.14 Exemple de combinații de etrieri şi alte armături pentru preluarea forței tăietoare

(3) Etrierii trebuie să fie ancorați corespunzător. O înnădire prin suprapunerea ramurilor adiacente feței inimii grinzii este permisă doar pentru barele de înaltă aderență.

(4) Cel puțin 50% din armătura pentru preluarea forței tăietoare trebuie să fie sub formă de etrieri.

(5) Coeficientul de armare transversal se calculează cu relația:

$$\rho_w = A_{sw}/ s \cdot b_w \cdot \sin \alpha \qquad (5.16)$$

unde:

- ρ_w coeficientul de armare transversal;
- A_{sw} aria secțiunii transversale a armăturii pentru preluarea forței tăietoare pe lungimea s;
- s distanța între armăturile pentru preluarea forței tăietoare;
- b_w lățimea nominală inimii elementului;
- α unghiul dintre armătura pentru preluarea forței tăietoare şi armătura longitudinală; (pentru etrieri verticali $\alpha = 90^0$ şi $\sin \alpha = 1$).

Valorile minime pentru ρ_w sunt date în tabelul 5.7.

Tabelul 5.7 - Valori minime pentru ρ_w

Clasa de rezistență a betonului, considerată la proiectare	Clasa de oțel		
	S220	S400	S500
C12/15 şi C20/ 25	0,0016	0,0009	0,0007
C25/ 30 şi C35/ 45	0,0024	0,0013	0,0011
C40/ 50 şi C50/ 60	0,0030	0,0016	0,0013

(6) Diametrul armăturii transversale (etrieri) pentru preluarea forței tăietoare trebuie să nu depășească 12 mm, când se utilizează bare netede.

(7) Distanța maximă longitudianală între etrierii pentru forță tăietoare, s_{max} este definită prin următoarele condiții:

- dacă $V_{Ed} \leq V_{Rd2}/5$: $s_{max} = 0,8d$ (5.17)
- dacă $V_{Rd2}/5 < V_{Ed} \leq 2V_{Rd2}/3$: $s_{max} = 0,6d$ (5.18)
- dacă $V_{Ed} > 2V_{Rd2}/3$: $s_{max} = 0,3d$ (5.19)

Pentru determinarea lui V_{Rd2} vezi relațiile (4.58) și (4.59), V_{Ed} fiind forța tăietoare de proiectare.

(8) Distanța longitudinală dintre barele înclinate nu trebuie să depășească:

$$s \leq 0,6d \cdot (1 + \operatorname{ctg} \alpha) \quad (5.20)$$

(9) Distanța transversală dintre ramurile etrierilor simpli, dubli sau multipli nu trebuie să depășească:

- dacă $V_{Ed} \leq V_{Rd2}/5$: $s_{max} = d$ sau 800 mm (se adoptă valoarea cea mai mică)
- pentru $V_{Ed} > V_{Rd2}/5$: se aplică relațiile (5.19) și (5.18)

(10) Fisurarea datorită efectelor eforturilor unitare tangențiale ale acțiunilor poate fi prevenită dacă se respectă distanțele dintre etrieri, date în tabelul 5.8, nefiind necesară verificarea elementelor structurale la care nu rezultă, din calcul, armătură pentru preluarea forței tăietoare.

Tabelul 5.8 – Distanțe maxime între etrierii din grinzi pentru controlul fisurării

$(V_{Ed} - V_{cd}) / (\rho_w \cdot b_w \cdot d)$, în MPa	Distanța maximă îmtre etrieri, în mm
200	350
250	250
300	200
350	150
400	100

În tabelul 5.8 semnificațiile notațiilor sunt:

- V_{Ed} forța tăietoare de proiectare corespunzătoare stării limită ultime;
- V_{cd} forța tăietoare de proiectare preluată de betonul zonei comprimate, la limită fiind egală cu forța tăietoare rezistentă, V_{Rd1} determinată cu relația (4.51), când nu rezultă necesară armătură pentru preluarea forței tăietoare ;
- ρ_w coeficientul de armare transversal, determinat cu relația (5.16);
- b_w lățimea nominală a inimii elementului structural;
- d înălțimea utilă a secțiunii.

5.1.4.2.3 Armătura pentru torsiune

(1) Etrierii pentru torsiune trebuie închiși și ancorați prin suprapuneri sau în conformitate cu fig. 5.7 a) și formează un unghi de 90^0 cu axa elementului structural.

(2) Sunt valabile și prevederile 5.1.4.2.2(3)...(6) pentru barele longitudinale și pentru etrierii grinzilor solicitate la torsiune.

(3) Distanța longitudinală dintre etrierii pentru torsiune nu trebuie să depășească $u_k/8$ (pentru notații vezi 4.2.1.3, fig. 4.10).

(4) Distanța din (3) de mai sus trebuie să satisfacă și cerințele din 5.1.4.2.2(7) pentru distanța maximă dintre etrieri.

(5) Barele longitudinale trebuie dispuse în secțiune astfel încât să existe cel puțin o bară în fiecare colț, celelalte fiind distribuite uniform pe perimetrului interior al etrierilor, la distanțe de cel mult de 250 mm între axele lor.

5.1.4.2.4 Armătura de suprafață

(1) În anumite cazuri poate fi necesară prevederea de armătură de suprafață, fie pentru controlul fisurilor, fie pentru a asigura o rezistență adecvată la exfoliere a acoperirii cu beton.

(2) Armătura de suprafață pentru controlul fisurilor trebuie, în mod normal, să fie prevăzută în grinzi cu înălțimi mai mari de 1,00 m (vezi 4.2.2.3)

(3) Armătura de suprafață necesară pentru a rezista la apariția exfolierii (de exemplu, din foc sau în cazul utilizării de grupuri de bare sau bare cu diametrul mai mare de 32 mm) constă din plase sudate sau bare de înaltă aderență cu diametre mici, amplasate în afara etrierilor, așa cum se arată în fig. 5.15.

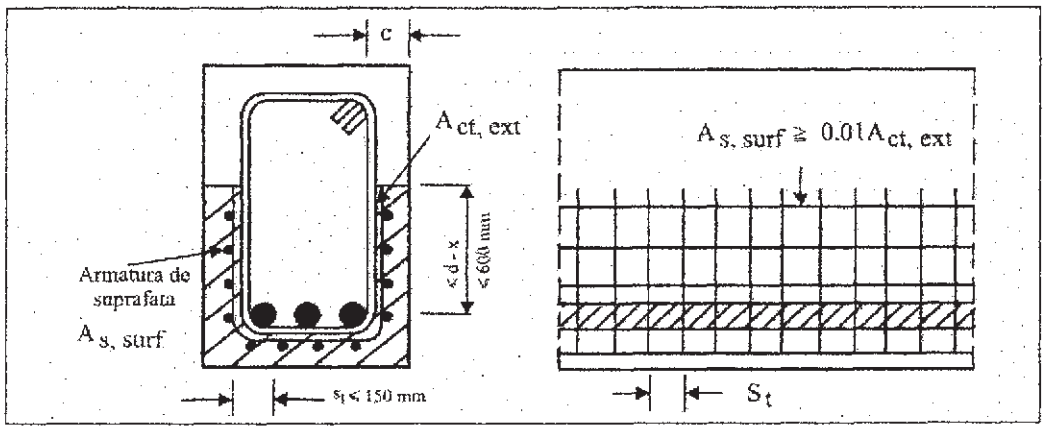


Fig. 5.15 Armătură de suprafață

(4) Acoperirea minimă necesară pentru armătura de suprafață este dată în 5.1.1 și în tabelul 5.1.

(5) Aria secțiunii transversale a armăturii de suprafață, $A_{s,surf}$, trebuie să fie mai mare decât $0,01A_{ct,ext}$, în direcția paralelă cu armătura întinsă din grindă, unde $A_{ct,ext}$ este aria betonului întins, exterior etrierilor, definită în fig. 5.15.

(6) Barele longitudinale ale armăturii de suprafață pot fi luate în considerație ca armături longitudinale pentru preluarea momentelor încovoietoare, iar barele transversale ca armătură pentru preluarea forței tăietoare, cu condiția ca ele să satisfacă cerințele de amplasare și ancorare a acestor tipuri de armături.

(7) Orice armătură de suprafață în grinzi precomprimate poate fi luată în considerare ca în (5) şi (6) de mai sus.

5.1.4.3 Plăci pline (fără goluri) executate monolit (turnate în amplasamentul definitiv)

(1) Prevederile care urmează se aplică atât plăcilor armate pe două direcții, cât şi dalelor armate pe o direcție la care b ≥ 4h (unde b şi h sunt lățimea, respectiv grosimea dalei).

5.1.4.3.1 Grosimea minimă

(1) Pentru plăci executate monolit grosimea minimă este de 80 mm pentru trotuare, 100 mm pentru partea carosabilă şi 120 mm pentru cuva de balast (piatră spartă).

5.1.4.3.2 Armătura pentru preluarea momentelor încovoietoare

5.1.4.3.2.1 Generalități

(1) Pentru detalierea alcătuirii armăturii principale, se aplică 5.1.4.2.1 cu a_l = d din 5.1.4.2.1.3.

(2) Trebuie prevăzută armătură transversală secundară paralelă cu direcția lungă.

(3) Raportul dintre aria secțiunii transversale a armăturii secundare (paralelă cu direcția lungă de rezemare) şi cea a armăturii principale (paralelă cu direcția scurtă de rezemare) trebuie să fie mai mare decât 0,2.

(4) Prevederile 5.1.4.2.1.1(1) şi (2) dau procentele minime şi maxime al armăturii dispuse paralel cu direcția principală.

(5) Distanța maximă dintre bare este:

- pentru armătura principală, 1,5h ≤ 200 mm, unde h este grosimea totală a plăcii;
- pentru armătura secundară, 2,5h ≤ 330 mm.

(6) Se aplică de asemenea prevederile 5.1.4.2.1.3(1)...(3), 5.1.4.2.1.4(1)...(3) şi 5.1.4.2.1.5(1) şi (2).

5.1.4.3.2.2 Armătura din plăci dispusă în zona reazemelor

(1) În plăci, jumătate din armătura calculată în deschidere trebuie continuată peste reazem şi ancorată pe reazem.

(2) În zonele încastrate parțial, de-a lungul unei laturi a plăcii, neluate în considerare în calcul, armătura superioară trebuie să preia cel puțin o pătrime din momentul maxim aferent deschiderii adiacente; această armătură trebuie prevăzută pe o lungime de cel puțin 1/ 5 din deschiderea adiacentă, măsurată de la fața interioară a rezemării.

5.1.4.3.2.3 Armătura de la colţurile plăcii

(1) Dacă alcătuirea constructivă la un reazem este astfel realizată încât ridicarea plăcii la un colţ este împiedicată, atunci pe faţa superioară trebuie prevăzută o armătură corespunzătoare.

5.1.4.3.2.4 Armătura de pe marginile libere

(1) De-a lungul unei margini libere (nerezemate) o placă trebuie, în mod normal, să conţină armătură longitudinală şi transversală dispusă ca în fig. 5.16.

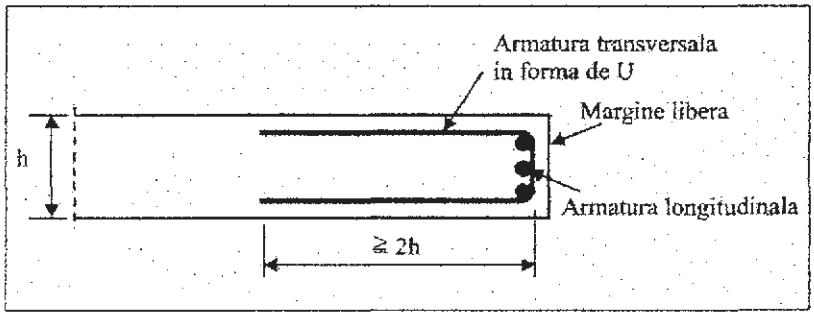


Fig. 5.16 - Armătură de margine pentru o placă

(2) Armătura obişnuită prevăzută pentru o placă poate fi considerată, în cele mai multe cazuri şi ca armătură de margine.

5.1.4.3.3 Armătura pentru preluarea forţei tăietoare

(1) O placă în care este prevăzută armătură pentru preluarea forţei tăietoare trebuie să aibă cel puţin o grosime de 200 mm.

(2) La alcătuirea armăturii transversale pentru preluarea forţei tăietoare se aplică 5.1.4.2.2, cu excepţia cazurilor în care se modifică prin următoarele prevederi. Dacă armătura pentru preluarea forţei tăietoare este necesară, aceasta va fi cel puţin 60% din valorile precizate în tabelul 5.6 pentru grinzi.

(3) În plăci, dacă $V_{Ed} \geq V_{Rd2}/3$ (vezi 4.2.1.2) armătura pentru preluarea forţei tăietoare poate fi constituită în întregime din bare înclinate sau armături transversale speciale.

(4) Distanţa maximă longitudinală dintre armăturile transversale este dată de relaţiile (5.17)...(5.19), neluând în considerare limitele, date în mm de la 5.1.4.2.2 (9). Distanţa maximă longitudinală dintre barele înclinate este $s_{max} = d$.

(5) Distanţa longitudinală dintre faţa interioară a unui reazem sau circumferinţa unei suprafeţe încărcate şi cea mai apropiată armătură pentru preluarea forţei tăietoare considerate în calcul nu trebuie să depăşească d/ 2 pentru bare înclinate. Această distanţă trebuie luată la nivelul armăturii pentru preluarea momentelor încovoietoare; dacă se prevede numai un singur plan cu armături înclinate, înclinarea armăturii poate fi redusă la 30^0 (fig. 5.17 b)).

(6) Se poate presupune că o bară înclinată preia forţă tăietoare pe o lungime de 2d.

(7) Ca armătură pentru străpungere pot fi luate în considerare numai următoarele bare:

- armătura longitudinală localizată într-o zonă mărginită de o linie de contur situată la o distanță ce nu depășește valoarea cea mai mică dintre: 1,5d sau 800 mm, măsurată de la perimetrul suprafeței încărcate; această condiție se aplică în toate direcțiile;
- barele înclinate care trec peste suprafața încărcată (fig. 5.17 b)) sau la o distanță ce nu depășește d/4 de la perimetrul acestei suprafețe (fig. 5.17 c)).

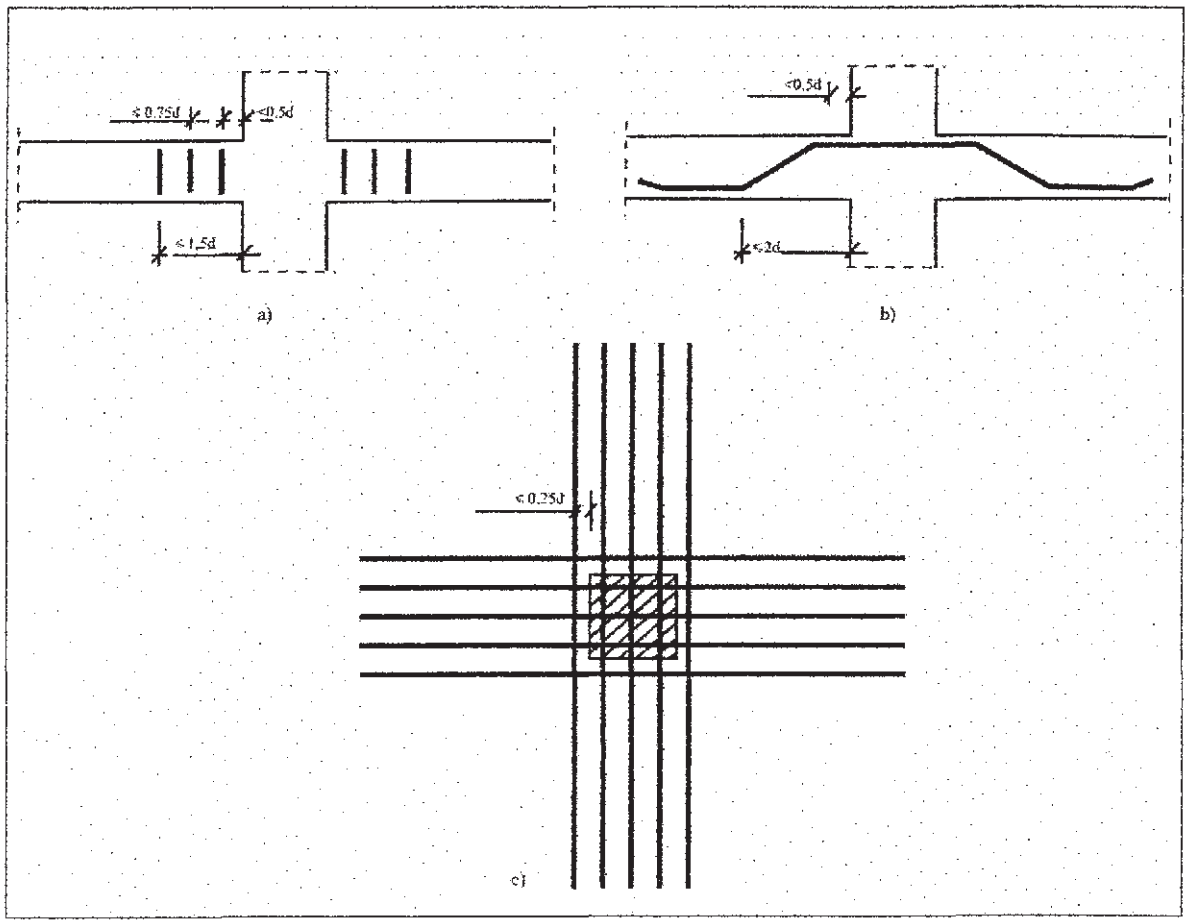


Fig. 5.17 - Armătura din plăci pentru preluarea forțelor tăietoare lângă un reazem

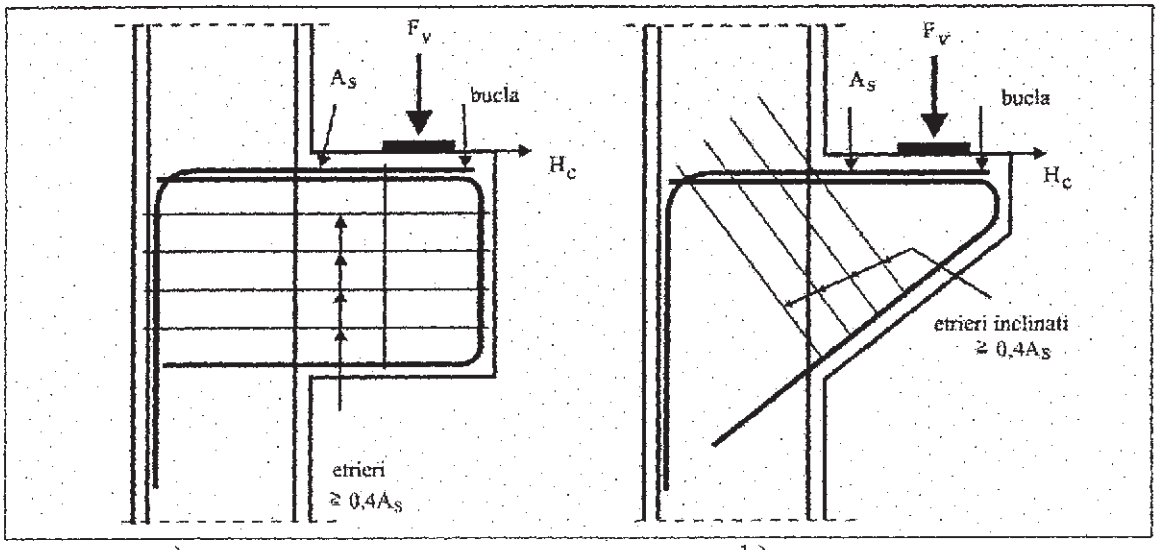
5.1.4.4 Console scurte

(1) Armăturile pentru preluarea eforturilor unitare de întindere considerate în modelul de calcul, trebuie să fie complet ancorate dincolo de nod, sub placa de rezemare, prin utilizare de bucle U închise sau dispozitive de ancorare, în afara cazului în care este disponibilă o lungime $l_{b,net}$ între nod și partea din față a consolei ($l_{b,net}$ se măsoară din punctul în care eforturile unitare de compresiune își schimbă direcția.

(2) În console scurte cu $h_c \geq 300$ mm, când aria secțiunii transversale a primei armături orizontale A_s respectă condiția:

$$A_s \geq 0{,}4A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} \qquad (5.21)$$

(unde A_c este aria secțiunii betonului din consolă de la fața stâlpului) atunci se prevăd etrieri închiși, având o arie a secțiunii transversale cel puțin $0{,}4A_s$, distribuiți pe înălțimea utilă d, în scopul de a reduce forțele de despicare în diagonala comprimată de beton. Ei pot fi dispuși orizontal (fig. 5.18 a)) sau înclinat (fig. 5.18 b)).



a) b)

Fig. 5.18 - Armare console scurte: a) cu etrieri orizontali; b) cu etrieri înclinați

5.1.4.5 Zone de ancorare pentru armături interioare (postîntinse) şi exterioare (tiranți metalici tensionați)

(1) Zonele de ancorare trebuie să fie întotdeauna prevăzute cu armătură distribuită imediat sub ancoraje sub forma unor plase ortogonale.

(2) În cazul în care grupuri de armături postîntinse sau din tiranți metalici tensionați sunt amplasate la o anumită distanță unul de celălalt, trebuie să se prevadă armături transversale între ancoraje, pentru prevenirea despicării.

(3) În orice parte a zonei de ancorare procentul de armare pe cele două direcții ortogonale trebuie să fie cel puțin 0,15%.

(4) Toate armăturile trebuie să fie ancorate corespunzător.

(5) În cazul în care, pentru determinarea forței de întindere transversale de proiectarea fost utilizat ca model de calcul grinda cu zăbrele trebuie respectate următoarele prevederi de alcătuire:

- aria secțiunii transversale a armăturii necesare pentru preluarea forței de întindere transversale de proiectare trebuie să fie distribuită în conformitate cu distribuția eforturilor unitare reale de întindere, adică pe o lungime a zonei de ancorare aproximativ egală cu dimensiunea transversală cea mai mare;
- în scopul asigurării ancorării se utilizează etrieri închişi;
- toată armătura din zona de ancorare trebuie să fie formată ca o rețea ortogonală tridimensională.

(6) O atenție specială trebuie acordată zonelor de ancorare ce au o secțiune transversală de formă diferită de cea a secțiunii transversale generale a grinzii.

5.1.4.6 Elemente prefabricate

5.1.4.6.1 Considerații generale

(1)P Până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-3 cu modificările de la (2), elementele din beton prefabricat vor fi proiectate şi detaliate respectând prevederile seriei de STAS 6657/1,2,3-89.

(2) După adoptarea versiunii în limba română a EN 1992-1-3, în prezentul normativ se vor aplica numai capitolele, subcapitolele şi articolele referitoare la poduri.

5.1.4.6.2 Rosturi între elemente prefabricate

5.1.4.6.2.1 Starea limită ultimă la forță tăietoare

(1) Rosturile dintre elementele prefabricate, incluzînd şi elementele tronsonate, vor fi proiectate în concordanță cu 4.5.3 din EN 1992-1-3. Prevederea 4.5.3.2, (106) nu va fi aplicat.

5.1.4.6.2.2 Stări limtă de serviciu

(1)P Decomprimarea rosturilor nearmate va fi permisă sub gruparea de acțiuni cu frecvență redusă, incluzând şi perioada de execuție.

(2) În cazul rosturilor matate cu mortar de ciment, sub gruparea frecventă de acțiuni, eforturile unitare normale în în mortarul de ciment din rosturi vor fi de compresiune cu o valoare de cel puțin 1,5 MPa.

(3) În faza de execuție, în mortarul de ciment sau răşina din rost efortul unitar de compresiune va fi de cel puțin 0,15 MPa oriunde în secțiunea rostului, iar efortul unitar mediu va fi de cel puțin 0,25 MPa.

5.1.4.6.3 Elemente compozite

5.1.4.6.3.1 Generalități

(1) Prevederile de mai jos se aplică elementelor încovoiate, cu sau fără forță axială de compresiune, se referă la elemente prefabricate în contact cu elemente de beton turnate la fața locului, iar prevederea se referă la transferul forței tăietoare (de lunecare) în rostul de contact. Elementele prefabricate pot fi atât din beton armat cât şi din beton precomprimat.

(2)P O atenție deosebită va fi acordată influenței metodei de execuție asupra stării de eforturi unitare şi de deformație. Structura va fi verificată în fiecare etapă de execuție.

(3) Diferențele de contracție între betonul turnat la fața locului şi cel din elementele prefabricate vor fi luate în considerație la analiza elementelor compozite la stările limită de serviciu (vezi 5.1.4.7.3.2), fără a fi luată în considerație la starea limită ultimă.

5.1.4.6.3.2 Stări limită ultime

(1)P Rigiditatea elementelor compozite va fi determinată ținînd seama de diferitele proprietăți elastice ale elementului prefabricat şi ale betonului turnat la fața locului.

(2) Efectele contracției diferențiate şi al curgerii lente vor fi luate în considerare ținînd seama de criteriile de proiectare din 4.2.2, contracția diferențiată calculându-se cu relațiile din 3.1.3.

(3) Pentru elemente compozite alcătuite din elemente prefabricate precomprimate şi betoane turnate la fața locului, cu o zona comprimată restrânsă în elementul prefabricat, valoarea maximă a efortului unitar de compresiune în elementul prefabricat va putea fi sporită de la valorile cerute în 4.2.2.2 la $0,75f_{ck}$.

5.2 Prescripții privind alcătuirea elementelor structurale din oțel

5.2.1 Poduri rutiere cu platelaje ortotrope

5.2.1.1 Tola platelajului

5.2.1.1.1 Criterii de rigiditate şi rezistență

(1) Pentru a se evita fisurile în tola căii şi fisurarea sistemului rutier, grosimea tolei metalice t va fi limitată la:

a) pentru traficul rutier:
$t_{min} \geq 12$ mm pentru sistemul rutier cu grosimea mai mare sau egală cu 70 mm
$t_{min} \geq 14$ mm pentru sistemul rutier cu grosimea mai mică de 70 mm dar cel puțin 40 mm

Grosimea sistemului rutier în mod normal nu va fi mai mică de 40 mm.

b) pentru zonele din afara părții carosabile:
$t \geq 10$ mm

(2) Distanța între reazemele tolei căii, adică între inimile nervurilor longitudinale (lonjeroni) ale platelajului, va fi:

a) pentru zona părții carosabile:
$e \leq 300$ mm şi $e / t \leq 25$, fig. 5.19;

b) pentru zonele din afara părții carosabile:
$e \leq 400$ mm pentru $t = 10$ mm şi $e / t \leq 40$.

Notă: Pentru poduri provizorii grosimea tolei "t" poate fi mai mică decât cea indicată la punctul (1), cu condiția să fie respectat raportul $e / t \leq 25$.

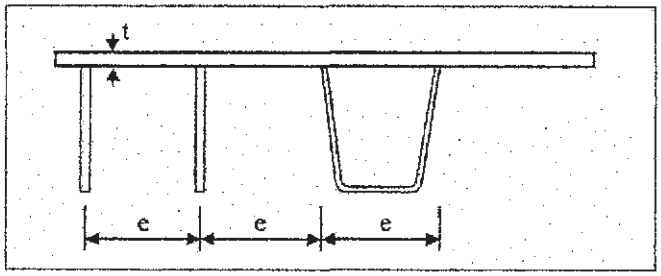


Fig. 5.19 – Distanțele între inimile nervurilor longitudinale (lonjeroni) ale platelajelui

(3) Rigiditatea nervurilor longitudinale (lonjeronilor) va îndeplini cerințele din fig. 4.47.

(4) În cazul în care recomandările (1), (2) şi (3) sunt respectate, momentele încovoietoare în tola platelajului nu vor mai fi verificate.

5.2.1.1.2 Îmbinările

(1) Îmbinările transversale sudate ale tolei platelajului (vezi fig. 5.20), cu suduri în X , în V cu resudarea rădăcinii, trebuie controlate nedistructiv 100%.

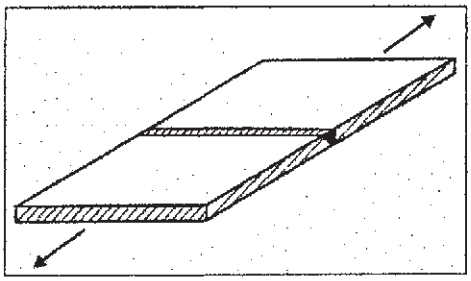


Fig. 5.20 – Îmbinare transversală sudată

(2) Îmbinările longitudinale sudate, vezi fig. 5.21, se vor executa în acelaşi mod cu îmbinările precizate la punctul (1) sau cu suduri în V cu plăcuţe metalice suport, care trebuie să îndeplinească următoarele condiţii:

- să se execute suduri de fixare a plăcuţelor suport ;
- se va acorda o atenţie specială pentru protecţie anticorozivă ;
- să se realizeze controlul îmbinării sudate conform documentaţiei proiectului.

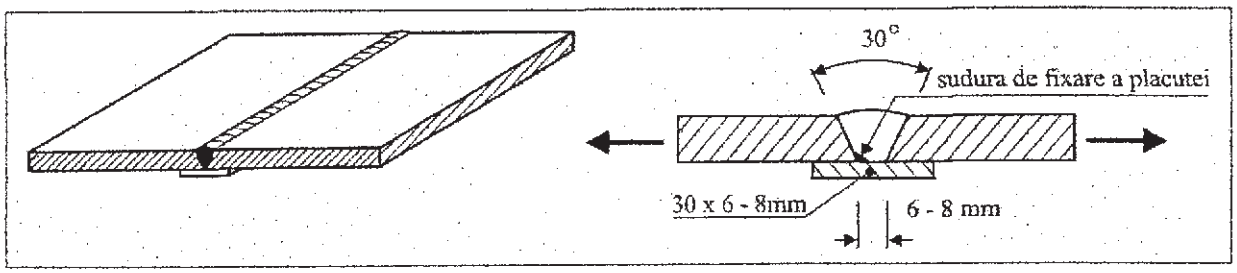


Fig. 5.21 – Îmbinare longitudinală sudată cu plăcuţă suport

5.2.1.2 Nervurile platelajului

5.2.1.2.1 Criterii de rigiditate şi rezistenţă

(1) Nervurile platelajului (cu rigiditate la torsiune) executate cu secţiuni in formă de V sau trapezoidale, vor avea o grosime t $\geq$ 10 mm. Raza minimă de îndoire la rece rezultă din condiţia: R / t $\geq$ 4.
(2) Nervurile platelajului cu secţiuni deschise (fără rigiditate la torsiune) vor fi executate din tablă cu o grosime t $\geq$ 10 mm.

5.2.1.2.2 Îmbinările nervurilor longitudinale cu tola platelajului

(1) Inainte de sudare, spaţiul dintre marginea nervurii şi tola platelajului trebuie să fie mai mic sau egal cu 2 mm.

(2) Grosimea cordonului de sudură trebuie să fie mai mare sau egală cu grosimea inimilor nervurii (a $\geq$ t).

(3) Adâncimea de penetrație a sudurii va fi corespunzătoare datelor din fig. 5.22.

(4) Procedeele de sudare şi de control :

- pentru sudura executată automat :
  - conform prevederilor din caietul de sarcini ;
- pentru sudura executată manual :
  - controlul nedistructiv este 100% pentru a confirma penetrația cordonului de sudură şi grosimea acestuia ;
- pentru sudura manuală executată peste cap :
  - şanfrenul se va executa pe toată lungimea sudurii din care cel puțin 50% va fi controlată ;
  - o atenție specială va fi acordată zonelor de început şi de capăt ale cordoanelor de sudură (polizarea craterelor finale) ;
  - nu sunt permise crestăturile (defecte prin crestături, tăieturi, arderi ş. a. în lungul cordonului de sudură) ;

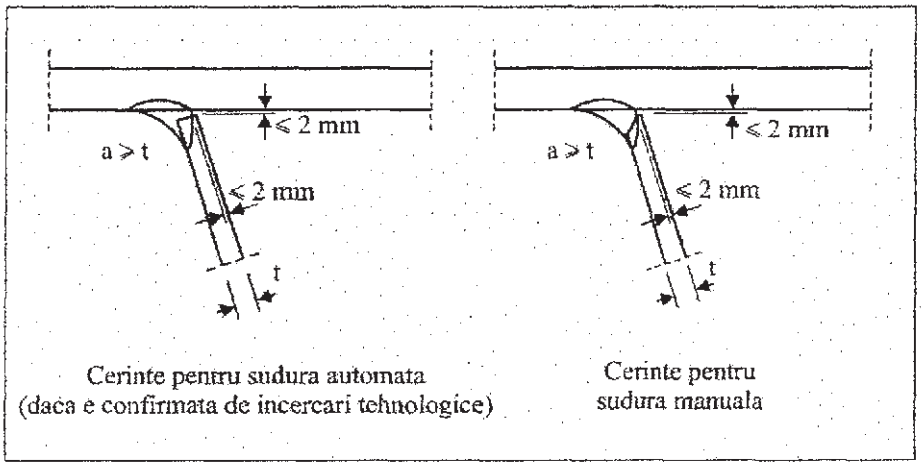


Fig. 5.22 – Pregătirea marginilor sudate şi adâncimea de penetrație

5.2.1.2.3. Îmbinările de montaj sudate pentru nervuri

(1) Lungimea îmbinării va fi mai mare sau egală cu 200 mm, vezi fig. 5.23.

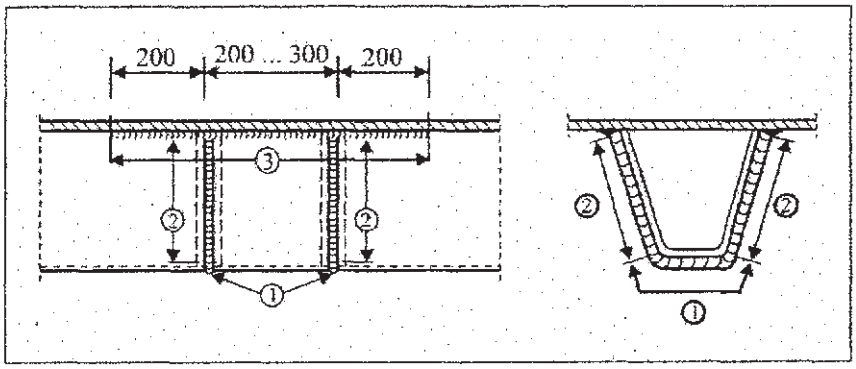


Fig. 5.23 – Înnădirea sudată a nervurilor longitudinale trapezoidale

(2) Lungimea cordoanelor 3 care prind pereții nervurii longitudinale de tola platelajului va fi cuprinsă între 100 ... 200 mm, vezi fig. 5.2.5.

(3) Spațiul între capetele nervurilor longitudinale în dreptul îmbinării sudate va fi de cel puțin 6 mm, vezi fig. 5.24.

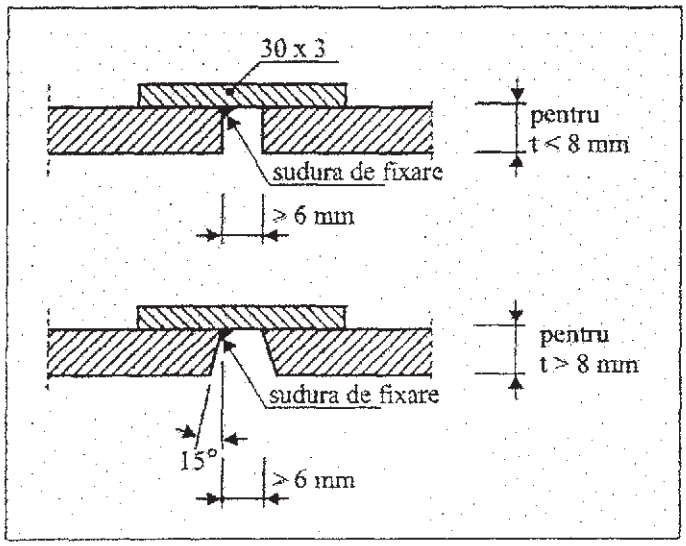


Fig. 5.24 – Rost minim la înnădirea sudată a nervurilor longitudinale ale platelajului

(4) Plăcuța suport:
- grosimea 3 mm, lățimea mai mare sau egală cu 30 mm;
- interspațiul dintre nervură și plăcuța suport mai mic sau egal cu 1 mm;
- denivelarea între nervură și plăcuța suport mai mic sau egal cu 1 mm.

(5) Sudură de fixare a plăcuței suport :
- amplasată în spațiul cordonului cap la cap, pe toată lungimea lui;
- va fi de aceeași calitate ca și a cordonului principal de sudură cap la cap.

(6) Procedeul de sudare și control :
- pentru sudurile executate manual controlul nedistructiv va fi de 100%;
- pentru suduri executate automat (MIG / MAG) controlul nedistructiv va fi de minim 50% ;

(7) Etapele de sudare:
- 1. sudura unui capăt al nervurii longitudinale de capătul tronsonului de înnădire;
- 2. sudura capătului celeilalte nervuri longitudinale de tronsonul de înnădire;
- 3. sudarea pereților nervurilor tronsonului de înnădire de tola platelajului (vezi 5.2.1.2.3 si fig. 5.23);
- recomandări speciale vor fi date pentru succesiunea aplicării straturilor;
- o atenție specială va fi acordată la începutul și finalul cordoanelor (polizarea craterelor);

(8) Recomandări generale:
- toleranțe pentru execuție de maxim 1 mm.

5.2.1.2.4. Îmbinarea între nervurile longitudinale (lonjeron) şi transversale (antretoaze)

(1) Nervura longitudinală trebuie să fie continuă, trecând prin degajarea realizată în inima antretoazei.

(2) Se va realiza un gol de trecere în jurul conturului nervurii, însă operaţia de tăiere a inimii antretoazei nu va afecta tola platelajului.

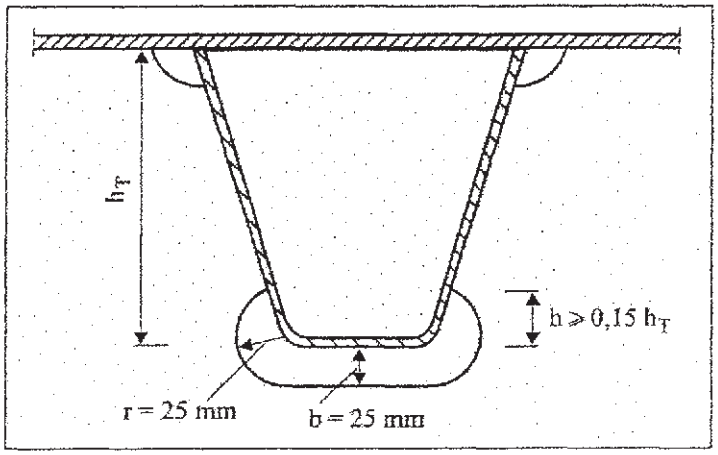


Fig. 5.25 – Dimensiunile degajării la îmbinarea nervurii longitudinale cu antretoaza

(3) Degajarea suplimentară va avea următoarele dimensiuni recomandate (se referă la degajările suplimentare din inima antretoazei, in afara conturului exterior al nervurii longitudinale, pentru evitarea producerii fisurilor în inima antretoazei):

- pentru nervuri cu secţiuni în formă de V, cu o rază continuă (75 mm) cu centrul în acelaşi punct cu vârful degajării în antretoază;
- pentru nervuri de formă trapezoidală dimensiunile golului decupat sunt date în fig. 5.25.

(4) Următoarele cerinţe vor fi respectate:

- o atenţie specială se va acorda la prelucrarea fină a marginilor decupărilor. Orice crestătură va fi polizată fin;
- cordonul de sudură se va întoarce la marginea degajărilor suplimentare din inimă;
- grosimea cordonului va fi mai mare sau egală cu 50% din grosimea inimii antretoazei;
- nu sunt admise nici un fel de crestături.

NOTA: Îndeplinirea cerinţelor de mai sus vor preveni fisuri din oboseală în inimă datorită forfecării şi bridării ca urmare a deformării lonjeronului.

(5) Respectând recomandările menţionate mai sus este prevenită formarea fisurilor din oboseală în inima nervurilor longitudinale.

5.2.1.3 Antretoaze

5.2.1.3.1 Criterii de rigiditate şi rezistenţă

(1) In cazul trecerii continue a nervurilor longitudinale prin degajări executate în inima antretoazelor, acestea se vor dimensiona ca o grindă Vierendeel, vezi fig. 5.26. Verificarea va ţine seama de efectul concentratorilor de eforturi.

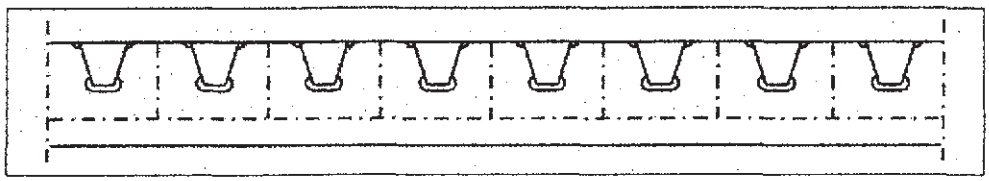


Fig. 5.26 – Modelarea antretoazei ca o grindă Vierendeel

(2) Pentru evitarea apariţiei fisurilor din oboseală în zona degajărilor din inimile antretoazelor se va ţine seama de următorele recomandări:

- în secţiunile critice A – A şi B – B (fig. 5.27) se vor satisface cerinţele de rezistenţă la starea limită ultimă;
- stabilirea grosimii optime a inimii antretoazei luând în considerare cerinţele de stabilitate locală (voalarea);
- detaliile constructive privind degajările vor fi în conformitate cu cele speificate în 5.2.1.2.4.

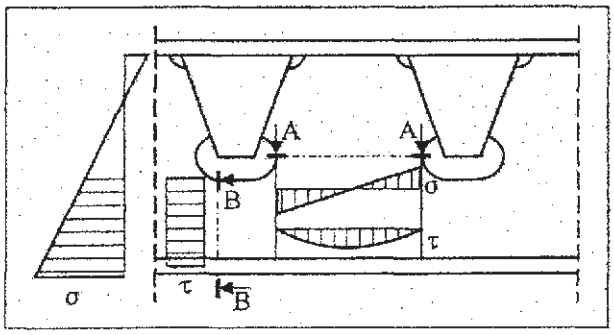


Fig. 5.27 – Ipoteza pentru distribuţia eforturilor unitare la antretoaze

5.2.1.3.2 Îmbinările tolei platelajului cu antretoazele

(1) Rostul înainte de sudură va fi mai mic sau egal cu 1 mm.

(2) Cordonul de sudură va fi de colţ, bilateral, cu grosimea a egală cu jumătate din grosimea t a inimii antretoazei.

5.2.1.3.3 Îmbinarea cadrului transversal

(1) Imbinarea între antretoaze şi rigidizările verticale ale inimilor care fac parte din cadrul transversal, va fi proiectată pentru momentele încovoietoare determinate de îmbinarea rigidă (încastrare), care se realizează prin sudare (vezi fig. 5.28). Pentru proiectarea la oboseală trebuie considerată grupa de crestare a detaliului constructiv utilizat la îmbinare..

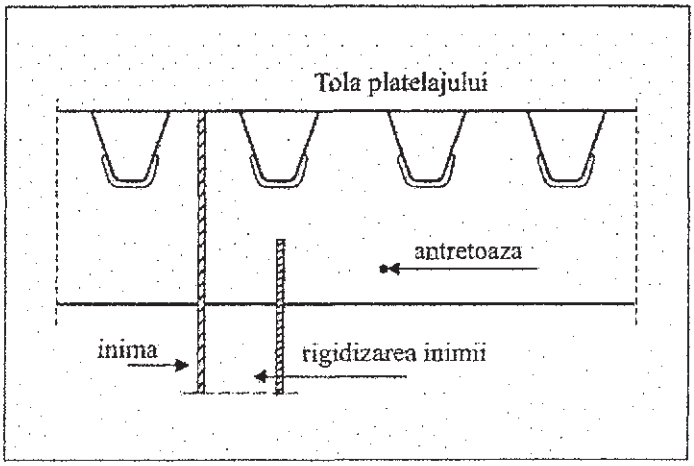


Fig. 5.28 – Îmbinarea antretoazei cu rigidizarea verticală a inimii grinzii principale

5.2.2 Poduri de cale ferată cu platelaj ortotrop

5.2.2.1 Generalități

(1) În completarea precizărilor de la podurile de şosea (5.2.1), prevederile următoare sunt de asemenea aplicabile şi pentru poduri de şosea.

5.2.2.2 Tola platelajului

(1) Grosimea tolei căii va fi limitată la:

$t_{min} \geq 14$ mm şi
$t_{min} \geq e / 40$
unde e distanța maximă între inimile nervurilor longitudinale ale platelajului.

5.2.2.3 Nervuri longitudinale

(1) Nu se acceptă execuția nervurilor longitudinale discontinui (amplasate între antretoaze).

(2) Pentru podurile feroviare se recomandă degajări circulare sau în formă de măr la îmbinările nervurilor longitudinale cu antretoazele (fig. 5.29). Razele decupărilor vor fi cuprinse între 40 şi 50 mm.

(3) În cazul nervurilor longitudinale cu secțiunea trapezoidală, decupările din inima antretoazelor, vor respecta recomandările din fig. 5.30.

(4) Cordoanele de sudură între nervurile longitudinale şi tola platelajului se vor executa ținând seama de recomandările din fig. 5.30.

(5) Amplasarea nervurilor trapezoidale va satisface cerințele din fig. 5.31.

(6) Îmbinările de montaj şi de înnădire ale nervurilor longitudinale se vor amplasa între 0,15 e_{QT} şi 0,25 e_{QT} (e_{QT} este distanța între două antretoaze consecutive) față de antretoază.

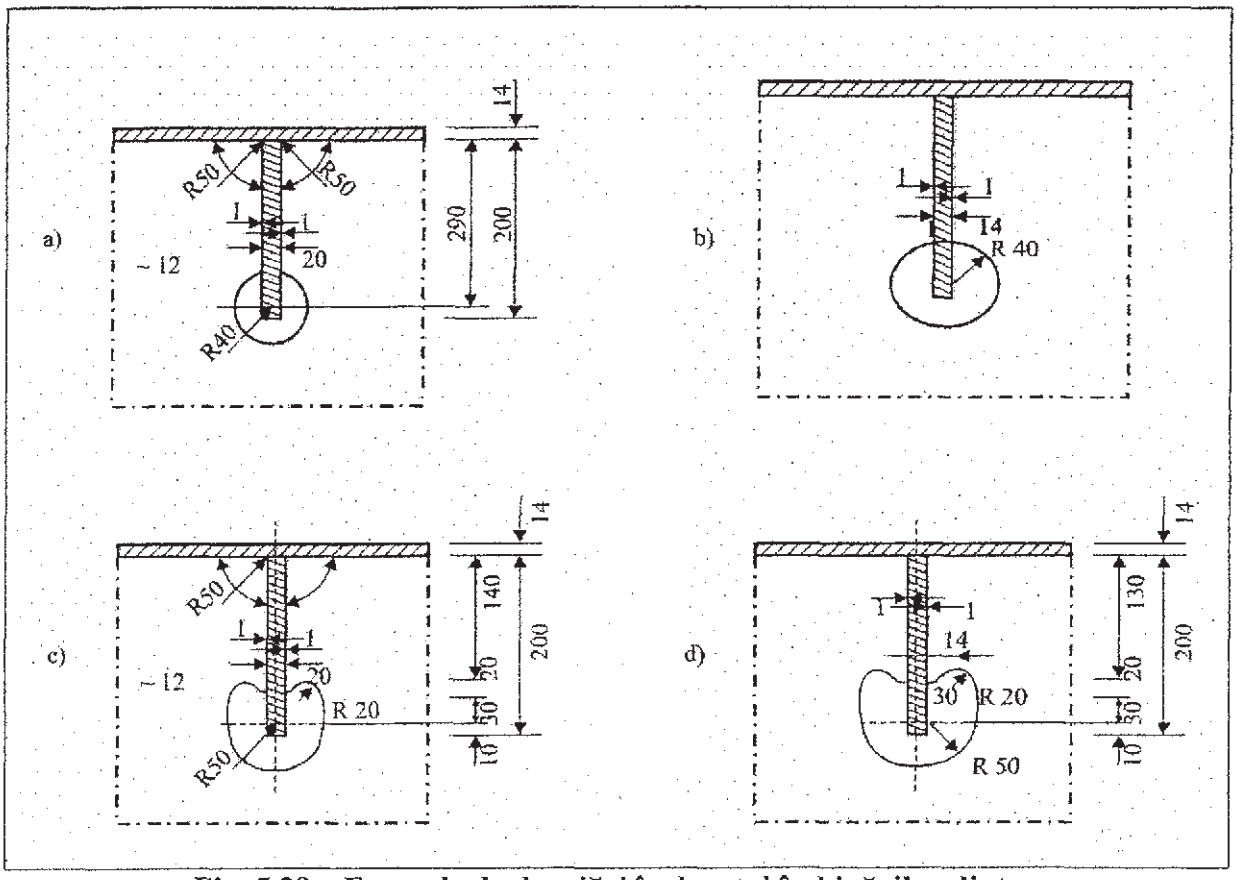


Fig. 5.29 – Exemple de degajări în dreptul îmbinărilor dintre nervurile longitudinale şi transversale (antretoaze)

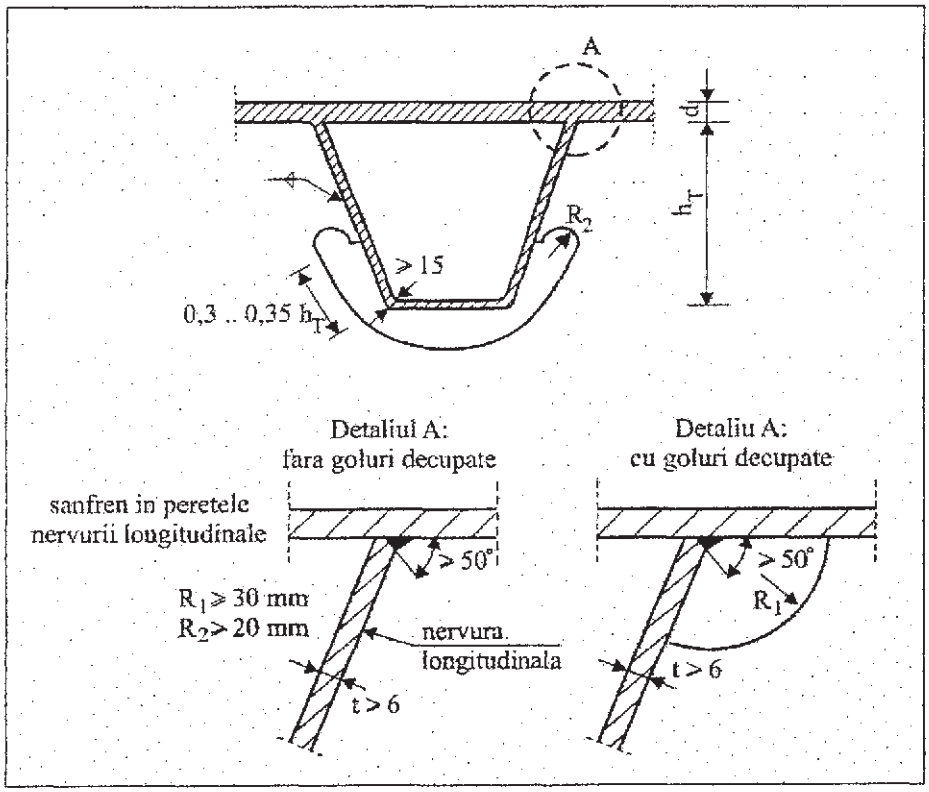


Fig. 5.30 – Detalii ale îmbinărilor între nervurile longitudinale şi antretoaze

5.2.2.4 Antretoaze

(1) Pentru podurile de cale simplă platelajul se va proiecta conform cerințelor din fig. 5.31.

(2) Cerințele pentru alcătuirea platelajului ortotrop cu notațiile din fig. 5.31:

$600 \leqslant e_T \leqslant 900$ mm
$e_R \geqslant e_T$
$2500 \leqslant e_{QT} \leqslant 3500$ mm
$h_T / h_{QT} \leqslant 0,4$

$6 \leqslant t_T \leqslant 10$ mm
$16 \leqslant t_{QT} \leqslant 20$ mm
unde :

e_T distanța între axele nervurilor curente;
e_R distanța între axa nervurii marginale și axa inimii grinzii;
e_{QT} distanța dintre două antretoaze consecutive;
h_T înălțimea nervurii longitudinale;
h_{QT} înălțimea antretoazelor;
t_T grosimea peretului nervurilor longitudinale;
t_{QT} grosimea inimii antretoazelor.

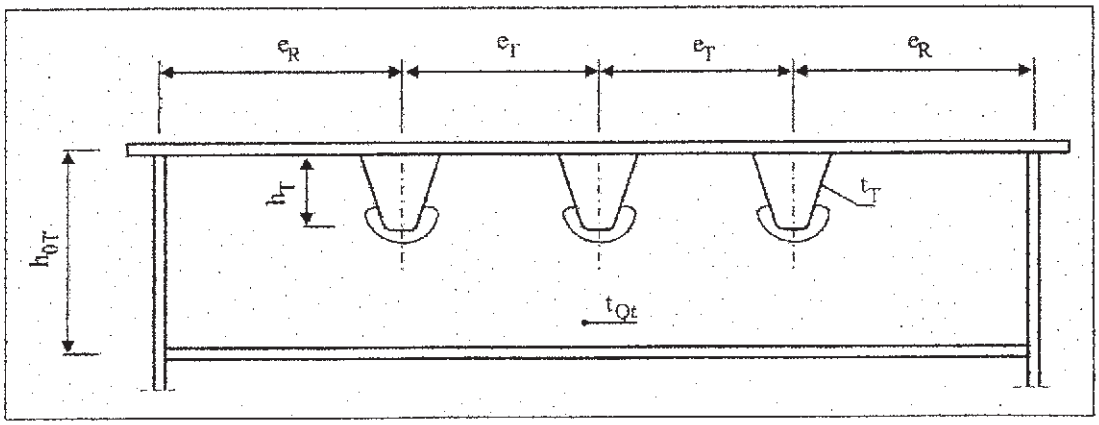


Fig. 5.31 – Prevederi privind geometria grinzilor transversale și a nervurilor longitudinale

5.2.3 Prescripţii generale privind proiectarea podurilor precomprimate exterior cu tiranţi metalici tensionaţi

5.2.3.1 Tabliere de tip grinzi cu inimă plină

(1) Tablierele metalice cu grinzi cu inimă plină, precomprimate exterior, se pot proiecta, de regulă cu secţiuni de tip *dublu T, casetatate închise sau casetate deschise (secţiuni □)* având aria tălpii întinse mai mică decât aria tălpii comprimate (secţiuni nesimetrice).

(2) Raportul dintre aria secţiunii tălpilor comprimate şi aria secţiunii tălpilor întinse se va determina pe baza unor calcule de optimizare a secţiunii, urmărind etapele de aplicare a forţei de precomprimare.

(3) Principiile de alcătuire a tablierelor metalice noi cu grinzi cu inimă plină se vor aplica şi în cazul tablierelor existente care urmează a fi consolidate prin procedeul precomprimării exterioare, inclusiv pentru cazul particular al tablierelor existente cu grinzi cu inimă plină cu secţiuni *dublu T*, simetrice.

(4) La tablierele cu grinzi cu inimă plină de tip *dublu T* şi la tablierele *casetate deschise (secţiuni □)*, tiranţii se vor dispune simetric faţă de axa inimii grinzilor principale. Se va evita amplasarea tiranţilor sub nivelul tălpii inferioare.

(5) La tablierele cu secţiuni *casetate închise*, tiranţii se vor dispune în interiorul secţiunii, simetric faţă de axul vertical al secţiunii casetei.

(6) La pasajele inferioare sau la podurile de încrucişare dispunerea tiranţilor metalici tensionaţi sub nivelul tălpii inferioare este interzisă.

(7) Pentru toate tipurile de tabliere de poduri cu grinzi cu inimă plină simplu rezemate se recomandă ca precomprimarea să se realizeze cu tiranţii metalici tensionaţi dispuşi după un traseu frânt (poligonal) obţinut prin ridicarea capetelor tiranţilor la reazeme, spre talpa superioară (fig. 5.32 a)), sau prin urmărirea conturului grinzilor cu înalţime variabilă, (fig. 5.33), soluţie care asigură o reducere a forţei tăietoare de proiectare din zona reazemelor produse de pretensionarea tiranţilor şi de efectul de autotensionare din exploatare.

(8) În cazul consolidării locale a unor structuri existente de tabliere cu grinzi cu inimă plină la care secţiunile din zona reazemelor pot prelua eforturile datorate pretensionării, tiranţii se pot dispune rectiliniu, numai la talpa inferioară pe zona centrală (fig. 5.32 b)).

(9) Traseul tiranţilor metalici tensionaţi la tablierele de poduri cu grinzi continui cu inimă plină poate fi rectiliniu cu tiranţi independenţi, drepţi, dispuşi la tălpile întinse în câmp şi deasupra reazemelor (fig. 5.34 b)), cu tiranţi continui cu traseu poligonal (fig. 5.34 b)) sau combinaţii ale acestor variante.

(10) Pentru a se realiza o conlucrare eficientă a tiranţilor metalici tensionaţi cu tablierul se recomandă dispunerea unor ghidaje şi pe zonele orizontale ale tiranţilor, din câmpul grinzilor (fig. 5.32 a) şi 5.34 a)).

(11) Amplasarea ghidajelor tiranţilor se va face astfel încât tiranţii metalici tensionaţi să urmărească săgeţile grinzilor, în zonele cu săgeţi maxime.

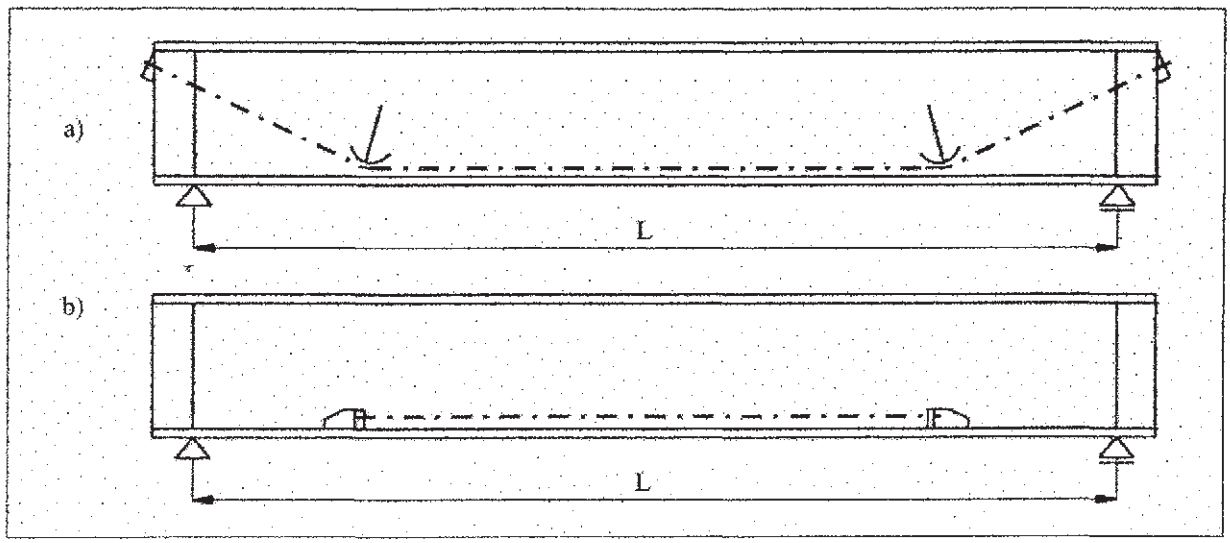


Fig. 5.32 - Traseul tiranților metalici tensionați la grinzile cu inimă plină, simplu rezemate

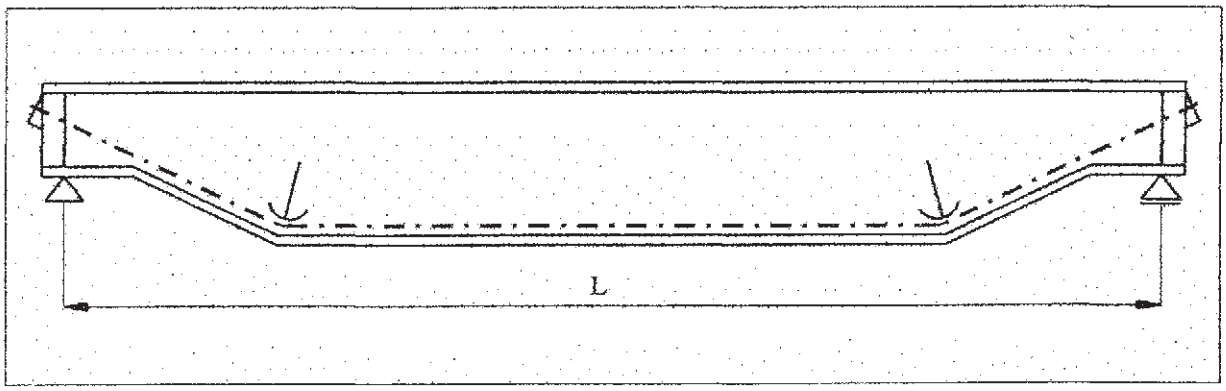


Fig. 5.33 - Traseul tiranților metalici tensionați la grinzile cu inimă plină, cu înălțime variabilă

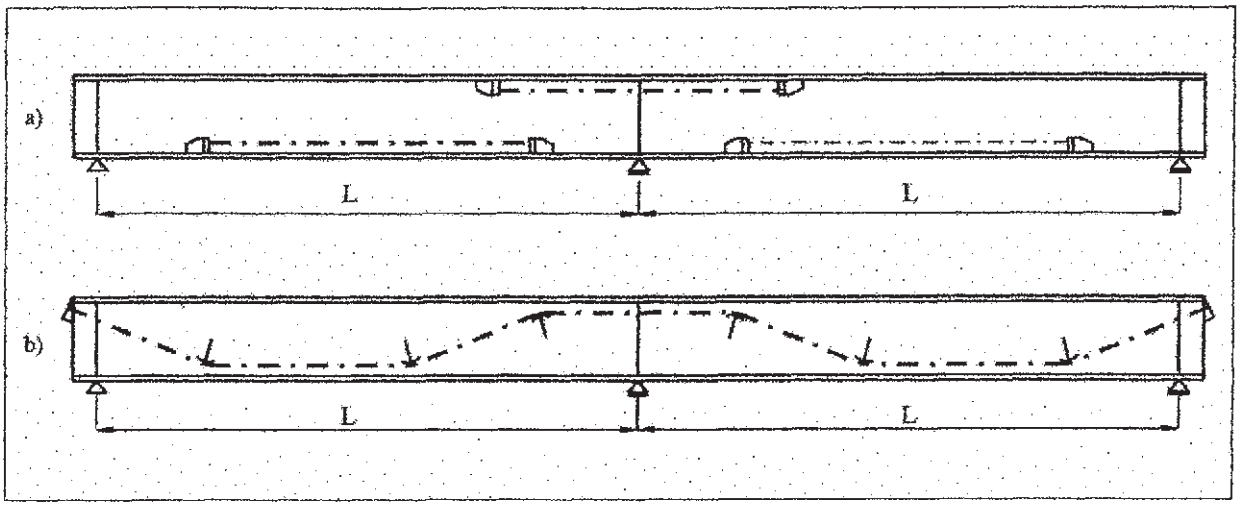


Fig. 5.34 - Traseul tiranților metalici tensionați la grinzile continui cu inimă plină

5.2.3.2 Tabliere cu secțiune compusă oțel – beton

(1) Tablierele cu secțiune compusă oțel – beton (cu placa din beton în conlucrare cu grinzile metalice) pot fi precomprimate exterior; cu tiranți metalici tensionați, astfel:

- precomprimarea se aplică numai grinzilor metalice sau structurii metalice (înainte de turnarea plăcii din beton) pentru eficientizarea secțiunii și în acest caz se vor respecta prevederile din acest normativ;
- precomprimarea se aplică structurii compuse oțel – beton respectând, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 1994-2, prevederile prezentului normativ completate cu reglementări specifice precizate în caiete de sarcini.

5.2.3.3 Tabliere cu grinzi cu zăbrele

(1) Precomprimarea exterioară cu tiranți metalici tensionați a tablierelor cu grinzi cu zăbrele, se poate aplica în următoarele situații:

- la consolidarea tablierelor existente de poduri metalice cu grinzi cu zăbrele, de cale ferată și șosea;
- la proiectarea unor tabliere metalice noi, cu grinzi cu zăbrele, pentru reducerea secțiunii barelor;
- la proiectarea unor tabliere metalice noi, cu grinzi cu zăbrele, cu cuva de balast din beton (la podurile de cale ferată) sau cu platelaj din beton (la podurile de șosea), în conlucrare cu tălpile întinse ale grinzilor cu zăbrele, unde precomprimarea exterioară va conduce la reducerea sau anularea efectelor de întindere asupra cuvei sau platelajelor din beton.

(2) Precomprimarea exterioară a tablierelor metalice de poduri, cu grinzi cu zăbrele, se poate executa în următoarele variante (fig. 5.35):

- prin precomprimarea individuală a unor bare (precomprimare independentă), solicitate la întindere din încărcările utile (fig. 5.35 a));

- prin dispunerea tiranților metalici tensionați la talpa întinsă astfel încât să se introducă eforturi unitare de semn opus celor produse de acțiunile exterioare în mai multe bare ale grinzii cu zăbrele. Pentru precomprimarea diferențiată a tălpii întinse, se majorează numărul tiranților pe panourile cu forțe axiale mari, prin petrecerea tiranților și ancorarea lor în nodurile care delimitează panourile respective, corespunzător schemei din fig. 5.35 a);

- prin dispunerea poligonală, continuă, a tiranților metalici tensionați între talpa întinsă și cea comprimată, atât la grinzile cu zăbrele simplu rezemate, (fig. 5.35 c)) cât și la grinzile continui (fig. 5.35 d));

- prin combinarea precomprimării individuale a unor bare întinse cu forțele axiale din structură, determinate de tiranții metalici tensionați la tălpile întinse sau prin dispunerea poligonală, continuă, a tiranților metalici tensionați între talpa întinsă și cea comprimată (fig. 5.35 e)).

(3) Soluțiile de precomprimare individuală a unor bare ale grinzilor cu zăbrele se vor aplica cu precădere la consolidarea unor tabliere existente la podurile de cale ferată și șosea. Tiranții metalici se vor amplasa în interiorul sau exteriorul barelor, simetric față de axul barei.

(4) În cazul precomprimării unor zone ale tablierelor cu grinzi cu zăbrele, tiranții metalici tensionați se vor dispune lateral și simetric față de axa grinzii principale și pe cât posibil, se va evita amplasarea tiranților sub nivelul tălpilor inferioare.

(5) Pentru creșterea efectului din forța de precomprimare se vor lua măsuri de fixare suplimentară a unor bare în lungul lor pentru reducerea zvelteței barei.

(6) La pasajele inferioare sau la podurile de încrucișare dispunerea tiranților metalici tensionați sub nivelul tălpii inferioare este interzisă.

(7) Amplasarea ghidajelor tiranților între deviatori se va face astfel încât tiranții să urmărească săgețile grinzilor, în zonele cu săgeți maxime.

(8) Stabilirea numărului de fascicule pe secțiunea tirantului sau a numărului de tiranți se va face din condiția ca elementul structural precomprimat exterior să nu-și piardă stabilitatea in cazul cedării unui fascicul sau tirant.

(9) Se vor respecta recomandările privind alcătuirea, protecția și ancorarea tiranților metalici tensionați din 5.3.

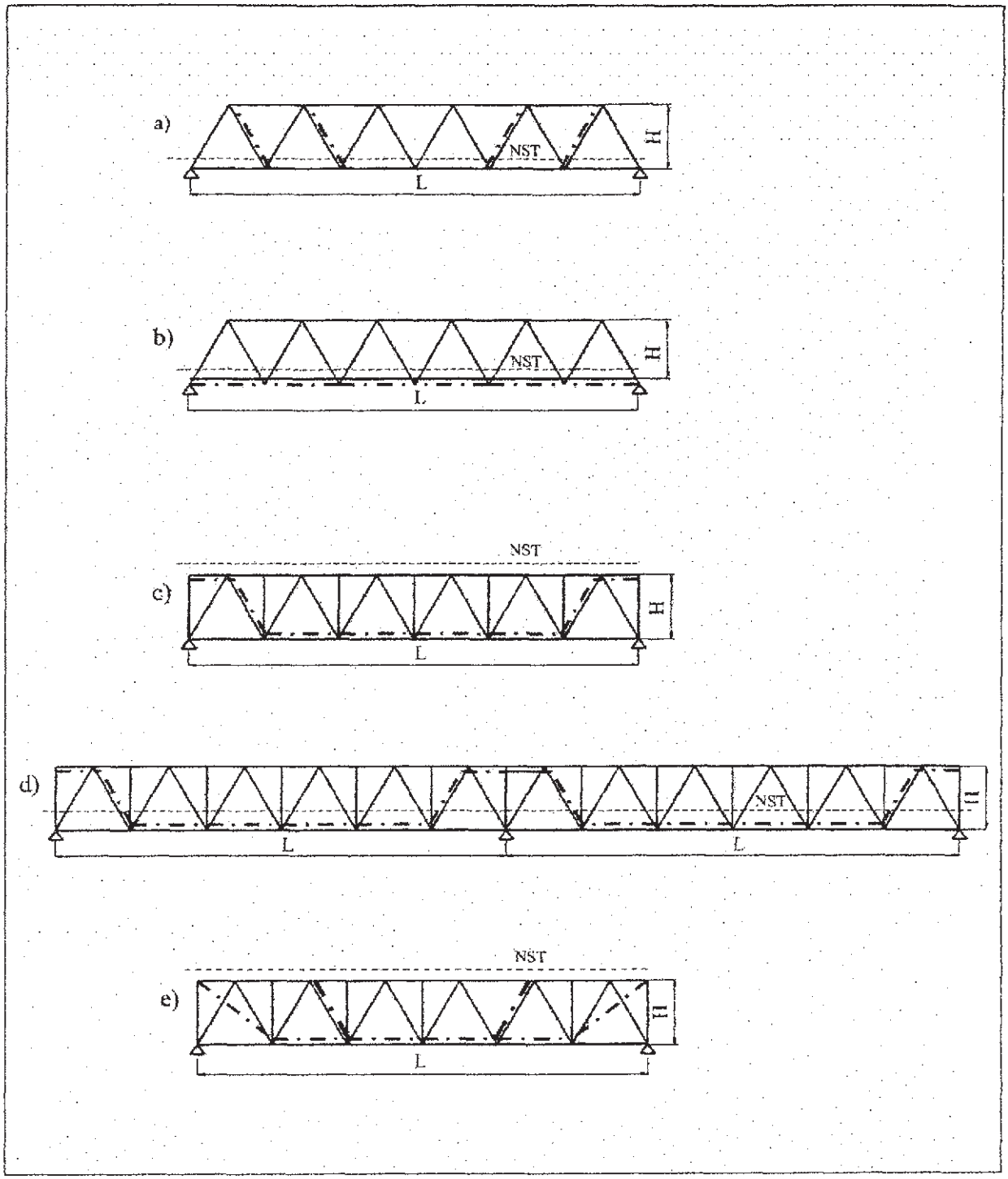


Fig. 5.35 - Dispunerea tiranților metalici tensionați la podurile cu grinzi cu zăbrele:

a) pentru precomprimarea individuală a unor bare;
b) pentru tiranți metalici tensionați la talpa întinsă;
c) pentru tiranți metalici tensionați cu traseu poligonal la grinzile cu zăbrele simplu rezemate;
d) pentru tiranți metalici pretensionați cu traseu poligonal la grinzile cu zăbrele continui;
e) pentru combinarea precomprimării individuale a unor bare întinse cu precomprimarea unor grupuri de bare de la talpa întinsă.

5.3 Prescripții privind alcătuirea tiranților metalici tensionați

5.3.0 Generalități

(1) Unele precizări privind alcătuirea tiranților metalici tensionați se găsesc în 3.4.

5.3.1 Tuburi pentru tiranții tensionați

5.3.1.1 Cerințe privind tuburile tiranților metalici tensionați

(1) În cazul injectării cu mortar de ciment, se recomandă ca tubulatura să reziste la o presiune nominală internă de 1,0 MPa. O rezistență mai mare poate fi necesară dacă traseul tirantului metalic impune o presiune mai mare de injectare.

(2) În cazul injectării cu mortar de ciment, se stabilește că diametrul interior al tecii trebuie să fie mai mare sau egal cu $1,6 \cdot \sqrt{A_p}$, A_p este aria nominală transversală a tirantului metalic.

(3) Dacă agrementul tehnic al tubulaturii metalice nu prevede o valoare explicită, grosimea acesteia trebuie să fie cel puțin egală cu cea mai mare valoare dintre:

$$t \geq \phi / 50 \qquad (5.22)$$

$$t \geq 1,5mm$$

unde :

ϕ diametrul exterior al tubului.

Când tubulatura metalică este realizată de mai multe tronsoane asamblate prin sudare, se recomandă ca grosimea sa să fie cel putin egală cu 3 mm.
Este necesar ca tubulatura metalică să fie îndoită la rece după o rază de 20 diametre fără deformarea semnificativă a secțiunii transversale inițiale.

(4) În lipsa informațiilor din agrementul tehnic referitoare la grosimea tubulaturii, este convenabil ca grosimea t a tuburilor de PEHD să satisfacă următoarele condiții:

$$t \geq \phi / 16 \qquad (5.23)$$

$$t \geq 5mm$$

ϕ diametrul exterior al tubului.

(5) În cazul tubului de PEHD materialul trebuie să fie rezistent la raze ultraviolete, cu un conținut de agenți antioxidanți cel puțin egal cu 1000 ppm.

5.3.1.2 Tiranți metalici exteriori tensionați

5.3.1.2.1 Generalități

(1)P O armătură pretensionată exterioară neaderentă, din componența tiranților metalici exteriori, este o armătură situată în afara secțiunii de beton care este legată de structură doar prin intermediul ancorajelor și a deviatorilor.

(2)P Aplicarea sistemelor de post-tensionare cu armături pretensionate exterioare, neaderente este condiționată de obținerea agrementelor tehnice.

(3) În zona de ancorare tirantul metalic este în general înglobat într-o zonă evazată de beton sau fixat într-un bloc de ancorare metalic.

(4) Deviatorii pot fi blocuri, piese metalice sau antretoaze Prin ei/ peste ei trec armăturile pretensionate fără să cauzeze deteriorări elementelor structurale.

(5) Pe parcursul tiranților metalici se prevăd dispozitive antivibratorii solidarizate cu elementul structural, la o echidistanță de cel mult 15,00 m (vezi fig. 1.1)

5.3.1.2.2 Ancoraje

(1) În absența informațiilor corespunzătoare din agrementul tehnic al procedeului, raza minimă de curbură a tirantului metalic, în zona ancorării sau cea a plăcii ancorajului, este indicată în tabelul 5.9.

Tabelul 5.9 - Raze de deviere minime în zona de ancorare

Fascicule de :		Raze minime (m)
Toroane	Sârme	
19 ϕ 13mm sau 12 ϕ 15mm	54 ϕ 7 mm	3,5
31 ϕ 13mm sau 19 ϕ 15mm	91 ϕ 7 mm	4,0
55 ϕ 13mm sau 37 ϕ 15mm	140 ϕ 7 mm	5,0

Sunt admise interpolările liniare între valorile înscrise în tabelul 5.9.

(2) După terminarea tensionării tiranților, ancorajele vor fi protejate împotriva coroziunii cu mijloacele adecvate prevăzute în agrementele tehnice.

(3) Prin proiectare se vor lua măsuri constructive care să permită inspectarea relativ ușoară a zonei ancorajelor (de exemplu, prevederea de camere de vizitare).

5.3.1.2.3 Deviatori

(1)P Deviatorii trebuie să satisfacă următoarele exigențe:

- să reziste la forțele longitudinale și transversale cauzate de tiranții metalici și să transmită eforturile secționale la elementul structural ;
- să asigure, fără o discontinuitate unghiulară excesivă, racordarea între două tronsoane de cablu rectiliniu, în orice fază de execuție sau de exploatare (respectarea razelor minime de racordare din tabelul de mai jos, 5.10).

(2) În zonele de deviere, tuburile pot fi de metal sau de PEDH; în acest ultim caz, trebuie demonstrat că aceste tuburi sunt capabile să reziste la presiuni radiale și la mișcările longitudinale ale tirantului metalic tensionat, fără să prezinte deteriorări și fără ca funcționalitatea sa să fie afectată. Dacă tuburile sunt realizate din metal, ele sunt livrate deja îndoite la raza stabilită în proiect.

(3) Când în agrementul tehnic al procedeului de precomprimare nu se găsesc exigențe referitoare la raza de curbură a tirantului în zona de deviere, se pot lua în considerare valorile din tabelul 5.10:

Tabelul 5.10 - Raze minime ale tirantului în zona de deviere

Tiranți metalici sub formă de fascicule de :		Raze minime (m)
Toroane paralele	Sârme paralele	
19 ϕ 13mm sau 12 ϕ 15mm	54 ϕ 7 mm	2,5
31 ϕ 13mm sau 19 ϕ 15mm	91 ϕ 7 mm	3,0
55 ϕ 13mm sau 37 ϕ 15mm	140 ϕ 7 mm	5,0

Sunt admise interpolările liniare între valorile din tabelul 5.10.

(4) Devierile unghiulare de la pozițiile prevăzute prin proiect sunt admise în limita de până la ± 0,02 radiani fără a lua în considerare devierile speciale specificate în agrementul tehnic. Forțele rezultate ca efect al devierilor vor fi luate în calcul.

(5) Pentru a putea înlocui un tirant (într-o situație de forță majoră: avariere, cedare prin oboseală, corodare, etc.) este necesară utilizarea deviatorilor cu perete dublu.

6 EXECUȚIA ȘI CALITATEA EXECUȚIEI

6.1 Obiective

(1)P În acest capitol se prevăd un minimum de cerințe pentru nivelul de calitate a execuției ce trebuie obținută pe șantier, în scopul asigurării că ipotezele de calcul din acest normativ sunt valabile și deci că nivelele, presupuse, de siguranță și de durabilitate vor fi atinse.

(2) Aceast capitol nu are scopul și nici nu este suficient de cuprinzător pentru a fi considerat ca un document de contract. Caietele de sarcini vor completa cerințele concrete privind execuția și calitatea lucrărilor.

6.2. Execuția elementelor structurale din beton, beton armat și din beton precomprimat

6.2.1 Toleranțe

6.2.1.1 Generalități

(1)P Pentru elementele structurale, în scopul obținerii proprietăților cerute, trebuie definite clar toleranțele înaintea începerii execuției construcției.

(2)P Din considerente de asigurare a unei durabilități corespunzătoare a elementelor structurale acoperirea cu beton a armăturii va respecta valorile minime date în 5.1.1.

(3)P Dimensiunile date în planurile de execuție vor fi respectate în limitele toleranțelor admise.

6.2.1.2 Toleranțe privitoare la siguranța structurală

(1) Următoarele abateri admise, Δl, referitoare la dimensiunile l ale secțiunii transversale nominale pot fi considerate ca admisibile – cu excepția acoperirii cu beton, vezi 6.1.2.3 de mai jos – pe baza coeficienților parțiali de siguranță γ_F și γ_M care sunt dați în capitolele 2 și 3:

a) în raport cu dimensiunile secțiunii de beton (înălțimea totală a unei grinzi sau a unei plăci, lățimea unei grinzi sau a unei inimi, dimensiunile secțiunii transversale ale unui stâlp) dimensiunea efectivă, l, poate avea următoarele valori ale abaterilor admise:
   - pentru $l \leq 150$ mm : $\Delta l = \pm 5$ mm (6.1)
   - pentru $l = 400$ mm : $\Delta l = \pm 15$ mm (6.2)
   - pentru $l \geq 2500$ mm : $\Delta l = \pm 30$ mm (6.3)

   cu interpolare liniară pentru alte valori l.

b) Pentru poziția armăturilor pretensionate, comparativ cu poziția calculată:
   - pentru $l < 200$ mm
     - armături care fac parte dintr-un toron, din fascicule sau din monotoroane:
       $\Delta l = \pm 0{,}025\, l$ (6.4)
   - pentru $l > 200$ mm:
     - armături care fac parte dintr-un toron sau dintr-un fascicul:

       $\Delta l = \pm 0{,}025\, l$ (6.5)

       sau $\Delta l = +20$ mm
     - pentru toroane:
       $\Delta l = \pm 0{,}04\, l$ (6.6)

sau $\Delta l = \pm 30$ mm

unde l este înălțimea sau lățimea secțiunii transversale.

(2) Alte toleranțe decât cele definite în (1) de mai sus pot fi de asemenea specificate, cu condiția ca să se demonstreze că ele nu reduc nivelul de siguranță cerut.

6.2.1.3 Toleranțe pentru acoperirea cu beton

(1) Pentru toleranțele acoperirii armăturii cu beton (de exemplu diferența dintre acoperirea nominală și cea minimă) se aplică prevederile 5.1.1. Nu se permite nici o abatere pozitivă.

6.2.1.4 Toleranțe pentru execuție

(1) În alte scopuri, toleranțele dimensionale în structurile considerate în ansamblu pot fi necesare toleranțe mai stricte decât cele definite la 6.2.1.2. Aceste valori trebuie specificate separat de acest normativ. Pentru săgeata maximă a plăcilor se aplică totuși prevederile de la 4.2.2.4.1 (5), (6) din acest normativ.

6.2.2 Reguli de execuție

6.2.2.1 Beton

(1)P Betonul utilizat în elemente structurale va fi realizat astfel încât proprietățile sale fizico – mecanice adoptate să fie menținute pe întreaga durată de viață.

(2) Pentru regulile de execuție referitoare la beton și la tehnologia acestuia se aplică NE 012-99, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 206.

6.2.2.2 Cofraje și susțineri

6.2.2.2.1 Cerințe de bază

(1)P Cofrajele și susținerile vor fi proiectate și executate astfel încât să fie capabile să reziste la toate acțiunile ce pot apare în timpul procesului de execuție. Ele trebuie să rămână stabile până când betonul atinge o rezistență suficientă pentru a suporta eforturile unitare la care va fi supus la decofrare cu o limită acceptabilă de siguranță.

(2)P Cofrajele și susținerile trebuie să fie suficient de rigide pentru a asigura încadrarea în toleranțele referitoare la elementul structural și a nu afecta rezistență sa.

(3)P Alcătuirea generală a cofrajului va ține seama de posibilitatea montării corecte a armăturilor și a fasciculelor, cât și de posibilitatea compactării corecte a betonului.

(4)P Cofrajele și susținerile vor fi proiectate și montate (în conformitate cu standardele naționale) de către persoane pregătite corespunzător. Supravegherea și controlul va urmări ca realizarea acestora să se facă în conformitate cu planurile de execuție și cu caietele de sarcini.

(5)P Cofrajul va fi conceput și realizat încât să permită decofrarea, fără deteriorarea sau lovirea betonului.

(6) Unde este necesar, proiectantul elementelor structurale şi al eşafodajului va indica, pe planurile de execuţie, valoarea contrasăgeţii care urmează să se realizeze (prin forma plăcii cofrante şi prin elementele de susţinere ale acesteia).

(7) Rezemarea pe pământ a susţinerilor trebuie realizată şi controlată de personal calificat corespunzător, conform prevederilor din planurile de execuţie şi din caietele de sarcini. Deformaţiile şi deplasările datorate pretensionării trebuie luate în considerare la dimensionarea cofrajelor (tiparelor).

(8) Îmbinările dintre panourile cofrajului trebuie să fie etanşe.

(9) Suprafaţa interioară a cofrajului trebuie să fie curată. Substanţele de ungere a cofrajului trebuie aplicate în straturi uniforme pe suprafaţa de contact a plăcii cofrante cu betonul proaspăt, iar betonul trebuie să fie turnat cât timp aceşti agenţi sunt încă eficienţi. Orice influenţă dăunătoare posibilă a acestor substanţe asupra suprafeţei de beton trebuie luată în considerare.

(10) Distanţierii cofrajului lăsaţi în beton trebuie să nu afecteze durabilitatea sau aspectul său.

6.2.2.2.2 Finisarea suprafeţei cofrajului

(1)P Cofrajul va fi proiectat şi executat astfel încât să nu se producă pierderi de părţi fine sau pete pe suprafaţa betonului.

(2)P Dacă din motive practice sau estetice, un anumit grad sau tip de finisare este cerut vor fi specificate, direct sau prin referire, la cerinţele din documentele naţionale sau internaţionale corespunzătoare sau vor fi furnizate eşantioane de suprafeţe.

6.2.2.2.3 Piese înglobate provizoriu

(1)P Piese înglobate provizoriu pot fi necesare pentru menţinerea la poziţie a cofrajului sau a barelor de armătură, a canalelor sau altor elemente similare, până când betonul s-a întărit.

(2)P Astfel de distanţieri nu vor introduce încărcări inacceptabile suprastructurii, nu vor reacţiona negativ cu componenţii betonului sau cu armătura şi nu vor produce pătarea suprafeţei betonului.

(3) Utilizarea distanţierilor uşori din aliaje (aluminiu, etc.) este interzisă.

6.2.2.2.4 Demontarea cofrajelor şi susţinerilor

(1)P Momentul în care cofrajele şi susţinerile vor fi demontate va ţine seama de:

a) valoarea eforturilor secţionale care vor fi introduse în beton cînd cofrajul şi susţinerile acestuia sunt demontate;
b) rezistenţa betonului în momentul decofrării;
c) condiţiile de mediu climatic şi măsurile necesare pentru protecţia betonului după decofrare;
d) prezenţa unui cofraj cu unghi intrând, care trebuie demontat cât mai curând posibil concomitent cu satisfacerea altor criterii de decofrare.

(2) Informații generale despre protejarea betonului și demontarea cofrajelor sunt date în 10.6... 10.8 din EN 206.

(3) Intervalul de timp dintre turnare și decofrare depinde în principal de creșterea rezistenței betonului (vezi EN 206) și de destinația cofrajului. În absența unor date mai precise, următoarele perioade minime sunt recomandate:

- 2 zile pentru părți neportante ale cofrajului (de exemplu, cofraje verticale pentru grinzi, stâlpi și pereți);
- 5 zile pentru cofrajul plăcilor turnate monolit;
- 10 zile pentru cofraje portante (de exemplu intradosul grinzilor sau plăcilor).

În cazul utilizării cofrajelor glisante sau păşitoare pot fi admise perioade mai scurte decât cele recomandate mai sus.

6.2.2.3 Oțel beton pentru armături

6.2.2.3.1 Cerințe de bază

(1)P Armăturile se vor conforma cerințelor capitolului 3, euronormelor corespondente (EN 10080 și EN 10081) sau acolo unde acestea nu există cu standardele CEN, ISO sau standarde naționale.

(2)Pot fi folosite doar armăturile prevăzute în proiect (diametru, sortiment, caracteristici fizico-mecanice, formă și dimensiuni, poziția în carcasă, etc.)).

6.2.2.3.2 Transportul, depozitarea și fasonarea armăturilor

(1)P Oțelul beton sub formă de bare, plasele sudate și carcasele prefabricate de armătură vor fi transporate, depozitate, îndoite și poziționate astfel încât să nu sufere deteriorări.

(2)P Condițiile de suprafață ale armăturilor vor fi examinate înainte de utilizare pentru a se asigura că ele nu prezintă substanțe care pot afecta armătura sau betonul sau aderența dintre ele.

(3)P Armătura trebuie debitată și fasonată în conformitate cu standardele naționale și internaționale corespunzătoare.

(4) Trebuie evitate:

- deteriorarea mecanică (de exemplu fisuri sau turtiri ale secțiunii);
- rupturi ale sudurilor în caracase și în plasele sudate;
- depozitări în locuri cu impurități care pot influența proprietățile de aderență;
- imposibilitatea identificării armăturii;
- reducerea secțiunii, datorită coroziunii, sub anumite valori limită admise.

6.2.2.3.3 Sudarea armăturilor

(1)P Sudarea armăturilor trebuie realizată doar în cazul în care armătura este sudabilă.

(2)P Înnădirile sudate trebuie realizate și verificate de persoane pregătite corespunzător.

(3)P Sudarea va fi utilizată în conformitate cu standardele internaţionale.

(4)P Unde există riscul unei solicitări la oboseală, sudarea armăturilor trebuie să fie conformă cu cerinţele standardelor internaţionale.

(5)P Realizarea şi verificarea înnădirilor sudate vor fi conforme cu cerinţele din standardele internaţionale sau naţionale.

(6) Metodele de sudare admise includ:

- sudarea cu arc electric;
- sudarea prin rezistenţă de contact;
- sudarea cu arc electric cu electrozi acoperiţi sau sub gaz de protecţie;
- sudarea cu gaz de înaltă presiune.

6.2.2.3.4 Îmbinări ale armăturilor din oţel beton

(1)P Lungimea şi poziţia îmbinărilor prin suprapunere vor fi în conformitate cu calculul şi cu detaliile din planurile de execuţie. Dacă lungimea barelor livrate pe şantier nu este conformă cu cea din planuri, atunci nu vor fi introduse modificări fără aprobarea proiectantului sau a unei autorităţi de supervizare.

(2)P În general barele de armătură nu vor fi sudate la sau lângă porţiuni înclinate sau curbate ale barelor.

(3) Îmbinările realizate cu dispozitive mecanice trebuie să fie conforme cu 5.1.2.3.5 din acest normativ şi cu standardele sau documentele de aprobare specificate (C28-83).

6.2.2.3.5 Fasonarea, asamblarea şi punerea în operă a armăturilor din oţel beton

(1)P Carcasa armăturilor trebuie să fie suficient de robustă pentru împiedica deplasarea barelor, de la poziţia lor definită în planurile de execuţie, în timpul transportului, punerii în operă şi betonării. Acoperirea cu beton a armăturilor trebuie asigurată prin utilizarea scaunelor (caprelor sau scărilelor) şi a distanţierilor.

(2)P Toleranţele necesare pentru fixarea armăturilor va fi cea dată în 6.2.2, ele putând fi menţionate în documentele de contractare.

(3)P Îndoirea barelor trebuie realizată prin metode mecanice, la o viteză constantă, cu mişcări lente, cu ajutorul dornurilor şi a rolelor, astfel încât partea îndoită a barei să aibă o curbură constantă. Dacă temperatura mediului ambiant este mai mare decât valoarea specificată se vor lua măsuri suplimentare.

(4)P Armătura din componenţa carcasei trebuie asigurată să nu-şi modifice poziţia, poziţiile armăturilor fiind verificate înaintea betonării.

(5)P În zonele cu aglomerări de armături, se va asigura o distanţă suficientă între bare pentru a permite o compactare corespunzătoare a betonului.

6.2.2.4 Oţel pretensionat

6.2.2.4.1 Cerinţe de bază

(1)P Armătura pretensionată va fi conform cerinţelor capitolului 3, euronormelor corespunzătoare (EN 10138) sau cînd acestea nu există va fi confom standardelor naţionale.

(2)P Dispozitivele de pretensionare (ancoraje, sisteme de cuplare, teci şi canale) se vor conforma cerinţelor capitolului 3, euronormelor corespunzătoare sau unde acestea nu există cu standardele CEN, ISO sau standarde naţionale.

(3) Armăturile (sârme, bare, toroane, fascicule) dispozitivele de ancorare, respectiv cuplare, şi tubulaturi utilizate vor fi cele din proiect. Ele trebuie să fie uşor identificate.

6.2.2.4.2 Transpotul şi depozitarea armăturilor din oţel pretensionat

(1)P Armăturile, tecile, tubulatura, dispozitivele de ancorare şi cuplare vor fi protejate de eventuale influenţe dăunătoare în timpul transportului şi depozitării, în momentul punerii lor în operă, până la realizarea betonării şi injectării.

(2) În timpul transportului şi depozitării armăturilor pretensionate trebuie evitate:
- orice tip de atac chimic, electrochimic sau biologic care poate produce coroziune;
- orice deteriorare a armăturilor;
- orice contaminare care poate afecta durabilitatea sau proprietăţile de aderenţă ale armăturilor;
- orice deformare a armăturilor ce nu este prevăzută în proiect;
- orice depozitare neprotejată, expunere la ploaie sau în contact cu pământul;
- utilizarea transportului naval fără o împachetare corespunzătoare;
- sudarea în vecinătatea armăturilor pretensionate fără prevederea unei protecţii speciale.

(3) Pentru teci şi tubulaturi trebuie luate în considerare următoarele:
- trebuie evitată deteriorarea locală şi coroziunea de profunzime;
- trebuie asigurată impermeabilitatea;
- trebuie să fie rezistente la atac mecanic şi chimic.

6.2.2.4.3 Fasonarea armăturilor pretensionate

(1)P Dispozitivele utilizate la îmbinarea armăturilor pretensionate, pentru ancorarea şi cuplarea lor vor fi cele specificate în standardele sau documentele de aprobare. Armăturile pretensionate vor fi asamblate şi amplasate în conformitate cu standardele sau documentele de aprobare. Tecile, tubulaturile şi legăturile lor vor fi cele specificate în proiect.

(2) Deosebită atenţie se va acorda:
- menţinerii etichetelor de identificare ale tuturor armăturilor;
- metodelor corespunzătoare pentru debitare;
- intrării corecte în dispozitivele de ancorare şi cuplare, aşa cum s-a cerut de către producător;
- asamblării;

- transportului; cînd armăturile sunt ridicate cu macaraua trebuie evitată orice strivire locală sau îndoire a armăturilor.

6.2.2.4.4 Punerea în operă a armăturilor pretensionate

(1)P Punerea în operă a armăturilor pretensionate se va face în conformitate cu criteriile referitoare la :

- acoperirea cu beton şi distanţele dintre armături;
- toleranţele admise cu privire la poziţia armăturilor, sistemelor de cuplare şi ancorajelor;
- uşurinţa cu care se poate turna betonul.

(2)P Toleranţele cerute pentru punerea în operă a armăturilor pretensionate vor fi cele date în 6.2.2. Alternativ ele pot fi menţinute în documentele de contractare.

(3) Tecile şi tubulaturile trebuie prinse cu atenţie, conform cu specificaţiile proiectantului referitoare la dimensiuni, distanţieri rezemări.

(4) După poziţionarea tecilor sau a tubulaturii, vor fi prevăzute ventile (ştuţuri) de aeresire la ambele capete şi în punctele cele mai înalte, ca şi în toate punctele în care aerul sau apa pot fi acumulate; în cazul tecilor de lungimi considerabile ventilele sunt necesare şi în poziţii intermediare.

(5) Tecile trebuie protejate împotriva penetrărilor posibile (de exemplu, la betonare, vibrare, etc.) din exterior până la terminarea injectării.

6.2.2.4.5 Pretensionarea armăturilor interioare (pre/ postîntinse) şi exterioare (tiranţi metalici tensionaţi

(1)P Pretensionarea va fi conformă cu programul de tensionare prestabilit.

(2)P Instrucţiuni scrise despre procedeul de pretensionare care trebuie folosit vor fi prevăzute în caietele de sarcini şi de şantier.

(3)P Muncitorii şi personalul angajat în operaţia de tensionare trebuie să aibă o pregătire specială.

(4)P În timpul tensionării trebuie luate măsuri speciale de siguranţă şi ele vor fi urmărite de către un inginer.

6.2.2.4.5.1 Tensionarea prin preîntindere

(1) În cazul preîntinderii instrucţiunile pentru tensionare vor specifica:

- armăturile pretensionate şi dispozitivele de pretensionare;
- orice succesiune specială pentru tensionarea armăturilor;
- presiunea sau forţele în presă care nu trebuie depăşite;
- presiunea finală care trebuie atinsă după ce tensionarea a fost terminată sau corespunzătoare forţelor din presă;
- alungirea maximă admisă a armăturilor şi lunecarea în ancoraje;
- modalitatea de realizare a transferului;

- verificarea realizării rezistenței la compresiune a betonului, cerută prin proiect, în momentul transferului;
- siguranța operațională a componentelor reutilizabile ale ancorajului.

(2) Trebuie verificată realizarea unei protecții temporarea a armăturilor după tensionare şi înainte de turnarea betonului. Unde este necesar, materialul de protecție nu trebuie să afecteze aderența armăturilor şi nu trebuie să aibă efect negativ asupra armăturii pretensionate sau a betonului.

6.2.2.4.5.2 Pretensionarea prin postîntindere aplicată armăturilor interioare (postîntinse) şi exterioare (tiranți metalici tensionați)

(1) Cele ce urmează vor fi:

a) specificate de către proiectant:
- procesul de pretensionare care va fi utilizat;
- tipul şi marca oțelului pretensionat;
- numărul de bare, toroane sau sârme în fasciculele individuale;
- desimea dispozitivelor de susținere provizorie, la poziție, a tiranților metalici înaintea tensionării (evitarea producerii săgeților mari şi a lungirilor importante la tensionare produse de greutatea proprie a tiranților metalici);
- rezistența la compresiune a betonului necesară înainte de tensionare;
- ordinea de tensionare, specificând locul unde trebuie aplicată forța de tensionare;
- unde este necesar, momentul îndepărtării susținerilor în timpul tensionării;
- contrasăgeata calculată;
- forța necesară a se dezvolta în presă;
- alungirea necesară din calcul;
- lunecarea maximă în ancoraj;
- numărul, tipul şi amplasarea sistemelor de cuplare;

b) înregistrate în timpul procesului de tensionare de către inginerul care supervizează pretensionarea:
- tipul dispozitivelor de pretensionare utilizate, care trebuie verificate metrologic;
- alungirea măsurată pe şantier;
- presiunea măsurată în presă;
- contrasăgeata măsurată;
- valoarea măsurată a lunecării;
- abaterea valorilor măsurate față de valorile calculate;
- rezistența reală la compresiune a betonului;
- succesiunea reală a tensionării armăturilor;
- unde este necesar, momentul în care susținerile vor fi îndepărtate.

6.2.2.4.6 Injectarea şi alte măsuri de protecție

6.2.2.4.6.1 Generalități

(1)P Armăturile amplasate în teci, în canale în beton sau în tubularură, dispozitivele de ancorare şi cuplare vor fi protejate împotriva coroziunii. Tiranții metalici tensionați vor avea o protecție împotriva coroziunii de tip multistrat.

(2)P În cazul în care timpul dintre momentul tensionării şi momentul injectării ar depăşi timpul permis în NE 012-99 se va realiza protecţia armăturii până în momentul injectării.

(3)P Unde este prevăzută protecţia temporară a armăturilor pretensionate, materialele de protecţie utilizate trebuie să aibă un document de aprobare şi nu trebuie să aibă efecte defavorabile asupra armăturii sau asupra pastei de ciment.

(4)P Vor fi prevăzute instrucţiuni scrise pentru şantiere sau pentru lucrări de pregătire şi execuţie a injectării.

(5)P Dacă este posibilă apariţia înghetului vor fi luate măsuri pentru prevenirea îngheţării apei din tecile sau din tubulatura care încă nu sunt injecate. După o perioadă de îngheţ, înaintea începerii injectării trebuie îndepărtată gheaţa din interiorul tecilor sau a tubulaturii.

(6) Protecţia armăturilor împotriva coroziunii este asigurată prin umplerea tuturor golurilor din canale, teci sau tubulaturi cu un material adecvat injectării (de obicei mortar de ciment); ca o regulă obligatorie, ancorajul trebuie protejat prin acoperire cu beton sau mortar de ciment. Obiectivul de mai sus este realizat prin:

- utilizarea materialelor de injectare aprobate (trebuie să rămână alcaline şi să nu conţină alte substanţe active chimic) şi prin acoperirea totală a armăturilor;
- umplerea completă a canalelor (inclusiv a golurilor dintre armături) cu o pastă de ciment care, după întărire, îndeplineşte cerinţele structurale (rezistenţă, aderenţă, modul de elasticitate, contracţie).

6.2.2.4.6.2 Amestecul de injectare

(1)P Amestecul de injectare utilizat trebuie să aibă proprietăţi adecvate, ca de exemplu:

- fluiditate şi coeziune mare în stare plastică;
- deformaţii scăzute din contracţie în timpul întăririi;
- rezistenţă adecvată şi rezistenţă la îngheţ în stare întărită,
- să nu prezinte pierderi de părţi fine (scurgeri).

(2)P Se vor utiliza materiale corespunzătoare (tip ciment, adaosuri), iar procedeul de malaxare (dozare, raport apă/ ciment, procedeu, durată) va asigura proprietăţile cerute.

(3)P Clorurile (procent din masa cimentului) din toate sursele (apa pentru preparare, teci, tubulaturi, aditivi) nu vor depăşi valorile date în standardele naţionale.

(4)P Pentru toate tipurile de ciment utilizate pentru injectare vezi NE 012-99

6.2.2.4.6.3 Instrucţiuni pentru şantier

(1)P Înainte de începerea injectării, vor fi îndeplinite următoarele condiţii:

- echipamentul să fie operaţional (inclusiv pompa de injectare auxiliară pentru evitarea întreruperilor în cazul unei defecţiuni);
- să se asigure aprovizionarea permanentă cu apă sub presiune şi aer comprimat;
- să fie livrate materiale în vrac ;
- canale în beton eliberate de materiale dăunătoare (de exemplu gheaţă);

- ventile pregătite şi identificate;
- pregătirea încercărilor de control pentru pasta de ciment;
- în cazul în care există incertitudini, se vor face încercări de injectare în canale reprezentative;
- scurgerea pastei de ciment în canale sau în tubulatură nu este împiedicată.

(2)P Programul de injectare va specifica:

- caracteristicile echipamentului şi ale pastei de ciment;
- ordinea operaţiilor de curăţare cu aer sub presiune şi de spălare;
- ordinea operaţiilor de injectare şi încercări ale pastei de ciment proaspete (fluiditate, segregare);
- volumul pastei de ciment ce urmează a fi pregătit pentru fiecare stadiu al injectării;
- precauţii pentru menţinerea în stare curată a canalelor;
- instrucţiuni în eventualitatea apariţiei unor incidente sau a unor condiţii climatice nefavorabile;
- unde este necesar, se vor face injectări suplimentare.

6.2.2.4.6.4 Operaţii la injectare

(1) Înainte de injectare, trebuie verificat dacă programul de injectare poate fi îndeplinit.

(2) Procesul de injectare trebuie desfăşurat într-un ritm continuu şi constant. În anumite circumstanţe (diametre mari, canale sau tubulaturi verticale sau înclinate) injectarea ulterioară poate fi necesară pentru înlocuirea apei scurse din pasta de ciment.

(3) După terminarea injectării, va fi împiedicată pierderea pastei de ciment din canale sau din tubulatură injectată. Pentru a permite expansiunea pastei de ciment în timpul întăririi şi pentru a înlocui apa scursă, ventilele de aeresire corespunzătoare vor fi deschise.

(4) După injectare, dacă este posibilă existenţa unor goluri mari în canale sau în tubulatură (discontinuităţi ale pastei de ciment injectate) trebuie verificată eficacitatea injectării cu echipament corespunzător.

6.2.2.4.6.5 Transport maritim

(1)P Unde este necesar, toate tuburile de injectare şi ventilele vor fi închise ermetic pentru prevenirea pătrunderii apei sau a altor produse dăunătoare (de exemplu, agenţi împotriva îngheţului şi de dezgheţ).

6.2.2.4.6.6 Alte protecţii

(1) Armăturile din oţel pretensionat pot fi protejate cu materiale pe bază de bitum, răşini epoxidice, cauciuc, etc., cu condiţia ca acestea să nu aibă efecte dăunătoare asupra aderenţei, rezistenţei la foc şi a altor proprietăţi esenţiale.

6.3 Execuţia şi montajul structurilor metalice

6.3.1 Cerinţe

(1) Execuţia structurilor metalice din oţel la poduri se realizează, până la adoptarea versiunii în limba română a euronormei specifice, respectând prevederile din STAS 9407-75. Cerinţe suplimentare se pot introduce în caietele de sarcini.

(2) Toate materialele folosite la elementele structurale, prinderi şi îmbinări vor respecta cerinţele precizate în 3.5.

(3) Calitatea execuţiei şi toleranţele admise vor respecta, până la adoptarea versiunii în limba română a euronormei specifice, prevederile din STAS 9407-75. Cerinţe suplimentare se pot introduce în caietele de sarcini.

6.3.2 Documentaţia proiectului

(1) Unde informaţiile privind condiţiile de realizare a unor anumite detalii pentru oboseală sunt importante, acestea trebuie precizate în documentaţia proiectului prin următoarele:
- calitatea sudurii corespunzătoare grupei de crestare la oboseală, alese;
- cerinţele pentru piesele ataşate provizoriu şi detalii pentru îndepărtarea lor;
- cerinţe pentru calitatea suprafeţelor îmbinărilor sudate şi formei acestora după prelucrarea prin polizare;
- tehnologia de execuţie a îmbinărilor sudate pentru asigurarea unei penetraţii complete, în cazul sudurilor realizate numai dintr-o singură parte;
- materiale pentru plăcuţele suport care nu fac parte din structura de rezistenţă;
- cerinţele pentru zonele de rezemare necesare în etapa de execuţie şi în exploatare.
- cerinţe pentru toleranţe de execuţie;
- măsuri de protecţie anticorozivă.

6.3.3 Toleranţe geometrice

(1) Pentru structurile alcătuite din plăci rigidizate, toleranţele limită se vor preciza în documentaţia proiectului. Câteva recomandări pentru detaliile constructive specifice podurilor metalice cu platelaj ortotrop se găsesc în 5.2.

6.3.4. Imbinări cu şuruburi şi bolţuri

(1) Clasele de toleranţe şi prelucrări pentru suprafeţele tijelor şuruburilor păsuite cât şi pentru găuri vor fi precizate în documentaţia proiectului.

(2) La găurile standard pentru îmbinări cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate, diferenţa Δ între d_g şi d_t (unde d_g este diametrul găurii şi d_t este diametrul tijei) va fi:

$\Delta = 1$ mm pentru şuruburi M 12 şi M 14;

$\Delta = 2$ mm pentru şuruburi M 16 la M 24;

$\Delta = 3$ mm pentru şuruburi M 27 sau mai mari.

(3) Găurile la care diferenţa Δ este mai mică decât valorile stabilite pentru găurile standard trebuie precizate în documentaţia proiectului (de exemplu găurile pentru şuruburile păsuite).

(4) Găurile la care diferenţa Δ este mai mare decât valorile stabilite pentru găurile standard, cât şi găurile ovalizate pot fi folosite pentru îmbinări la lunecare cu SIRP dacă se menţionează în documentaţia proiectului.

(5) Diferența Δ pentru găuri cu dimensiuni mai mari decât cele standard, utilizate la îmbinări rezistente la lunecare cu SIRP va fi:

Δ = 3 mm pentru șuruburi M 12;
Δ = 4 mm pentru șuruburi M 14 la M 22;
Δ = 6 mm pentru șuruburi M 24;
Δ = 8 mm pentru șuruburi M 27 sau mai mari.

(6) Găurile pieselor interioare pot fi cu diferențele Δ menționate la (5) dacă eclisele (piesele exterioare) au dimensiuni și grosimi adecvate. Găurile din eclise nu vor fi mai mari decât cele standard.

(7) Dimensiunile nominale ale găurilor ovalizate scurte utilizate pentru îmbinări rezistente la lunecare, cu SIRP, nu vor fi mai mari de:

- (d + 1) mm până la (d + 4) mm pentru șuruburi M 12 și M 14;
- (d + 2) mm până la (d + 6) mm pentru șuruburi M 16 până la M 22;
- (d + 2) mm până la (d + 8) mm pentru șuruburi M 24;
- (d + 3) mm până la (d + 10) mm pentru șuruburi M 27 și mai mari.

(8) Dimensiunile nominale ale găurilor ovalizate lungi utilizate pentru îmbinări rezistente la lunecare, cu SIRP, nu vor fi mai mari de:

- (d + 1) mm până la 2,5d mm pentru șuruburi M 12 și M 14;
- (d + 2) mm până la 2,5d mm pentru șuruburi M 16 la M 24;
- (d + 3) mm până la 2,5d mm pentru șuruburi M 27 și mai mari.

(9) Găurile ovalizate lungi la piesele exterioare vor fi acoperite cu eclise de dimensiuni și grosimi adecvate. Găurile din eclise nu vor fi mai mari decât cele standard.

(10) Imbinările cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate se vor executa și verifica, până la adoptarea versiunii în limba română a euronormei specifice, respectând prevederile din STAS 9330 - 84.

6.3.5 Restricții privind sudura

(1)P Poziția și detaliile pieselor provizorii necesare montajului, metodele de înlăturare a acestora după montaj cât și exigențele de control necesare vor fi prevăzute în documentația proiectului.

(2) Asamblarea și sudarea se vor realiza astfel incât dimensiunile finale să se încadreze în toleranțele geometrice precizate.

(3) Documentația proiectului va conține detalii suficiente referitoare la îmbinările sudate care necesită:

- nivele speciale ale controlului de calitate;
- proceduri speciale de inspecție;
- încercări de laborator speciale.

(4) Sudura se poate realiza pe șantier dacă nu este interzisă prin documentația proiectului.

6.3.6 Montaj

(1) Dacă nu este prevăzut altfel de către autoritățile competente, pentru montaj se vor preciza următoarele:

- poziția și tipurile îmbinărilor de montaj;
- dimensiuninea maximă, greutatea și poziția subansamblurilor;
- transportul tronsoanelor, elemente provizorii pentru ridicare;
- etapele montajului;
- contrasăgeata și cerințele de premontaj incluzând valorile ce trebuie verificate în etapa de uzinare;
- condițiile de stabilitate pentru partea de structură montată cuprinzând toate cerințele de contravântuiri, sprijiniri și ancorări provizorii;
- deformațiile structurii montate parțial, pentru anumite condiții de temperatură și vânt;
- poziții speciale și încărcări date de macarale, materiale depozitate, contragreutăți, etc. pentru diferite faze de montaj;
- prevederi de depozitare, ridicare, așezare în poziție și pretensionarea tiranților metalici;
- detalii privind fazele de betonare și măsuri pentru facilitarea betonării la structurile compuse;
- condiții de înlăturare a contravântuirilor și a sprijinirilor provizorii sau orice altă cerință pentru detensionarea sau tensionarea structurii;
- prevederi și verificări pentru încărcările pe pile și culei.

6.3.7 Măsuri de protecție

Toate prevederile privind pregătirea suprafețelor, sistemele de acoperire și vopsire, sistemele de hidroizolație, precum și modul lor de aplicare trebuie aprobate de autorități competente.

7 CONTROLUL CALITĂŢII

7.1 Domeniu şi obiective

(1)P În acest capitol se prevăd măsurile minime necesare pentru controlul proiectării şi execuţiei structurilor din beton. Măsurile cuprind atât acţiuni şi decizii esenţiale, precum şi verificări ce trebuie făcute în conformitate cu specificaţiile, standardele şi cunoştinţele generale.

(2)P O structură va fi proiectată şi executată în aşa fel încât:
- cu o probabilitate acceptabilă, să rămână adecvată utilizării pentru care a fost destinată, avându-se în vedere durata de viaţă normată şi costul ei;
- cu grade adecvate de siguranţă: să suporte acţiunile şi influenţele ce ar putea apare în timp execuţiei şi exploatării; să aibă o durabilitate adecvată în raport cu cheltuielile de întreţinere.

(3)P O structură va fi de asemenea proiectată în aşa fel încât să nu fie avariată, într-o măsură importantă, la producerea unor evenimente accidentale (ca de exemplu, explozii, coliziuni sau consecinţe ale erorilor umane).

(4) O avarie potenţială trebuie limitată sau evitată, prin alegerea adecvată a uneia sau a mai multor măsuri, ca de exemplu:
- evitarea, eliminarea sau reducerea pericolelor pe care structura urmează să le suporte eventual;
- alegerea unei forme structurale cu sensibilitate redusă la pericolele întâmplătoare considerate;
- alegerea unei forme structurale şi a metodei de proiectare care să permită o comportare adecvată, atunci cînd unul dintre elementele structurale componente iese, în mod accidental, din lucru;
- prevederea de legături corespunzătoare între elementele portante.

(5)P Cerinţele de mai sus vor fi respectate prin selectarea unor materiale adecvate, printr-o proiectare şi alcătuire corespunzătoare a structurii de rezistenţă şi a elementelor nestructurale, prin specificarea procedurilor de control pentru: producător, executant, beneficiar (administrator).

7.2 Clasificarea măsurilor de control

7.2.1 Generalităţi

(1)P Sunt trei sisteme de bază privind controlul de calitate:
- control intern
- control extern
- control de conformitate

7.2.2 Controlul intern

(1) Controlul intern este desfăşurat de către proiectant, constructor sau furnizor, fiecare în domeniul său din cadrul procesului de construcţie. Acest control este exercitat:
- din iniţiativa proprie;

- în conformitate cu reguli din exterior, stabilite de către beneficiar sau de către o organizaţie independentă;

7.2.3 Controlul extern

(1) Controlul extern se exercită din iniţiativa beneficiarului şi este desfăşurat de o organizaţie independentă, însărcinată de beneficiar sau de către o autoritate echivalentă. Controlul extern constă din:

- verificarea măsurilor de control intern (atât timp cât acestea sunt în conformitate cu specificaţiile externe);
- aplicarea unor procedee de verificare suplimentare, independente de sistemele de control intern.

7.2.4 Controlul de conformitate

(1) Controlul de conformitate este exercitat pentru a verfica dacă funcţionarea unei secţii speciale sau a producţiei acesteia se desfăşoară în conformitate cu procedurile stabilite anterior.

(2) Controlul de conformitate este, în general, o parte a controlului extern.

7.3 Sisteme de verificare

(1)P Frecvenţa şi intensitatea controlului depinde de consecinţele cauzate de posibilele erori ce pot apare, în diferite stadii ale procesului de producţie. În scopul îmbunătăţirii eficacităţii controlului sunt combinate diferite măsuri de control, într-un anumit sistem de verificare.

7.4 Controlul diferitelor stadii ale procesului de construcţie

(1) În funcţie de scopul şi sincronizarea controlului se pot distinge următoarele stadii:

- controlul proiectării;
- controlul producţiei şi al execuţiei;
- controlul structurii gata terminate.

7.5 Controlul proiectării

(1)P Controlul proiectări se va face în conformitate cu prevederile SREN ISO 9001, pct. 7.3.

7.6 Controlul producţiei şi execuţiei

7.6.1 Obiective

(1)P Controlul producţiei şi al execuţiei cuprinde toate măsurile necesare pentru menţinerea şi îmbunătăţirea calităţii materialelor şi a calificării, în conformitate cu cerinţele specificate, el constând atât în inspectare şi testare, cât şi în evaluarea rezultatelor testelor.

(2) Obiectivele care trebuie să fie controlate vor fi în concordanţă, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 206, cu NE 012-99, notele de trimitere la secţiunile corespondente din acest normativ şi la NE 012-99 fiind prezentate, pe scurt, în tabelul 7.1.

7.6.2 Obiectivele producției și controlul execuției

Tabelul 7.1 - Obiectivele producției și controlul execuției

Obiect	Controlul materialelor și al producției	Referire	Controlul și calitatea execuției	Referire
Beton	Materiale constituente Compoziție, preparare, beton proaspăt și beton întărit	NE 012-99/I, 4 NE 012-99/I, 6,7, 8,9	Transport, punere în operă, compactare Protejare Finisarea suprafeței	NE 012-99/I, 12, 13, 15, 17 NE 012-99/II, 5
Cofraj și susțineri	Materiale	În conformitate cu specificațiile corepunzătoare materialelor respective	Robustețe, montare, demontare, Contrasăgeți. Săgeți	NE 012-99/I, 11 NE 012-99/II, 2 6.3.2 6.3.2
Armătură (oțel beton)	Proprietăți specificate ale materialelor Condiții de suprafață	3 6.3.3 7.6.5.2 6.3.3.2	Manipulare și depozitare, debitare, montare, fixare, înnădiri prin suprapunere și îmbinări, sudare, poziționare Acoperirea armăturii	6.3.3.2 6.3.3.2, 6.3.3.5 6.3.3.4 6.3.3.3 6.3.3.5 NE 012-99/I, 10 6.3.3.5
Armătură pretensionată și dispozitive de pretensionare	Proprietăți specificate ale materialelor Condiții de suprafață Dispozitive de pretensionare Liniaritatea armăturilor Injectare	3 6.3.4.2 NE 012-99/II, 3 3 6.3.4.3 6.3.4.6.2	Manipulare și depozitare Debitare Poziționare Dispozitive de pretensionare Tensionare Injectare	6.3.4.2 NE 012-99/II, 6.3.4.3 6.3.4.4 NE 012-99/II,3.1 6.3.4 NE 012-99/II, 7 6.3.4.5, 7.6.5.3 6.3.4.6 NE 012-99/II, 8
Elemente structurale Elemente prefabricate			Abateri dimensionale Săgeți, contrasăgeți Conformitate cu comanda	6.2 NE 012-99/I,III.2 6.2 NE 012-99/II, 9 7.6.5.2

7.6.3 Elemente ale controlului producţiei şi execuţiei

(1)P Controlul producţiei şi al execuţiei include:
- încercări iniţiale şi procedee de verificare;
- încercări şi verificări în timpul execuţiei;
- încercări finale şi verificări.

(2) Sistemele de verificare pot fi corespunzătoare pentru:
- o producţie continuă; scopul acestui sistem este de a atinge o calitate uniformă a produselor pe termen lung (producţie de tip fabrică);
- un singur produs (construcţie); scopul este, în principal, de a fi conform cu cerinţele de bază din proiect.

(3) Sistemul de verificare a unui singur produs, este recomandabil să pună accent, cu prioritate, asupra măsurilor de prevedere, în special asupra testelor iniţiale şi verificărilor în timpul execuţiei.

7.6.4 Încercări iniţiale

(1)P Unde este necesar, încercările iniţiale vor fi realizate înainte de începerea procesului de execuţie, în scopul verificării capacităţii de a executa structuri corespunzătoare, utilizând materiale, echipamente şi metode de execuţie specifice.

(2) Calitatea şi compatibilitatea materialelor de construcţie, a materialelor componente ale betonului, ale amestecurilor de injectare, etc. trebuie demonstrate ca fiind adecvate, fie prin referire la experienţa anterioară, fie prin teste preliminare. Se vor utiliza doar materiale agrementate.

(3) Pentru încercarea preliminară a betonului anexa I.5 din NE 012-99/I.

7.6.5 Verificări în timpul execuţiei

7.6.5.1 Cerinţe generale

(1)P Dimensiunile, proprietăţile materialelor şi capacitatea lor de a răspunde scopurilor pentru care vor fi folosite, componentele introduse în structură şi echipamentul utilizat vor fi supuse unui sistem permanent de verificare în timpul execuţiei.

(2)P Când materialele şi componentele sunt primite pe şantier, conformitatea lor va fi verificată în termenii comenzii.

(3)P Constatările importante vor fi introduse în rapoarte scrise (de exemplu, cartea construcţiei), care vor fi puse la dispoziţia tuturor părţilor interesate.

(4) În funcţie de gradul de încredere cerut, pot fi acceptate măsuri speciale suplimentare de control.

(5) Pentru controlul producţiei de beton se aplică 17 din NE 012-99/I.

(6) Pentru toate celelalte materiale structurale, trebuie făcute referiri la documentele tehnice corespunzătoare (de exemplu, standarde de produs, standarde CEN).

(7) Cartea construcției trebuie să conțină cel puțin următoarele informații despre beton:
- durata necesară desfășurării operațiilor individuale (de exemplu, punerea în operă a betonului, decofrarea);
- livrarea materialelor de construcție și a componentelor lor;
- rezultatele încercărilor și măsurătorilor;
- observații și măsurători asupra poziției armăturilor nepretensionate și pretensionate;
- descrierea evenimentelor extraordinare;

7.6.5.2 Controlul de conformitate la livrarea pe șantier

(1) Pentru documentul de livrare a betonului marfă de aplică 17.2.1 din NE 012-99/I.

(2) Pentru elemente prefabricate, documentul de livrare trebuie să certifice că elementele prefabricate au fost produse, marcate și tratate conform comenzii.

(3) Suplimentar față de (2), de mai sus, documentul de livrarea trebuie să conțină următoarele informații:
- data producerii și livrării elementului;
- marcări de identificare și dacă este necesar numărul de referință al fiecărui component, conform cerințelor din comanda clientului;
- informații despre material, de exemplu, clasa betonului, marca oțelului beton sau a oțelului pretensionat, acoperirea armăturii cu beton, etc.

(4) Documentele de livrare ale armăturii vor include informații referitoare la:
- oțelul livrat sub formă de bare, colaci;
- bare sau plase sudate;
- oțelul debitat sau îndoit;
- armătura preasamblată în carcase.

(5) Pentru toate armăturile este necesară cunoașterea producătorului și identificarea oțelului livrat. Aceasta poate fi asigurată prin:
- indicarea numelui producătorului pe documentele de certificare a oțelului ce a fost livrat;
- etichete;
- marcare la laminare;

(6) Pentru armăturile pretensionate și dispozitivele de pretensionare se aplică 6.2.3.4 din acest normativ.

7.6.5.3 Controlul înaintea începerii betonării elementelor structurale și în timpul pretensionării

(1) Pentru controlul înaintea începerii betonării se aplică 17.2.1.2 din NE 012-99/I.

(2) Înaintea poziționării lor, armăturile pretensionate trebuie verificate prin depistarea oricărei deteriorări care a apărut de la sosirea pe șantier sau în fabrică.

(3) Înainte de tensionare, se va verifica dacă sunt îndeplinite toate condiţiile ca operaţia de tensionare să se desfăşoare corect. Verificările trebuie făcute astfel încât cerinţele din 6.2.3.4.5 să fie îndeplinite în momentul transferului forţei de tensionare.

(4) În vederea completării fişei de tensionare trebuie înregistrate măsurători în fiecare stadiu al tensionării, referitoare la: presiunea din presă, alungire, lunercări în ancoraje, coeficienţi de frecare, etc.

(5) Timpul scurs între momentul terminării tensionării şi momentul injectării trebuie înregistrat, luându-se măsuri de protejare corespunzătoare a armăturilor pretensionate.

(6) În timpul injectării este necesară verificarea: presiunii amestecului de injectare, scurgerii libere a pastei de ciment prin ventilele de aeresire, depistării zonelor de pierdere a pastei de ciment, cantităţii de amestec injectat, prelevându-se obligatoriu probe pentru verificarea vâscozităţii şi a sedimentării pastei de ciment, precum şi pentru verificarea rezistenţei pastei de ciment întărite.

7.6.6 Controlul de conformitate

(1)P Prin controlul de conformitate se înţelege combinaţia acţiunilor şi a deciziilor ce trebuie luate în scopul verificării îndeplinirii complete a cerinţelor, criteriilor şi condiţiilor stabilite anterior. Aceasta implică completarea documentelor corespunzătoare.

(2) Pentru controlul de conformitate se aplică 17.2.2 din NE 012-99.

(3) Controlul de conformitate al altor materiale trebuie să se bazeze pe standarde internaţionale sau acolo unde ele nu există, pe standarde naţionale sau pe documente de aplicare.

7.7 Controlul şi întreţinerea structurii date în exploatare

(1) Un program planificat de control trebuie să specifice acţiunile ce trebuie desfăşurate în exploatare, în cazul în care nu este asigurată o concordanţă a conformităţii pe termen lung cu cerinţele de bază din proiect.

(2) Toate informaţiile necesare utilizării structurii în exploatare şi a întreţinerii ei trebuie să fie la dispoziţia persoanei juridice care îşi asumă responsabilitatea exploatării şi întreţinerii întregii structuri.

ANEXA A PROIECTAREA ASISTATĂ DE ÎNCERCĂRI

A.1. Scopul încercărilor. Obiective

(1) Încercările vor fi efectuate în următoarele cazuri:
- dacă proprietățile fizico – mecanice ale materialului (materiale noi) sau parametri de încărcare nu sunt suficient cunoscuți (comportarea la oboseală);
- dacă modelele de calcul nu sunt satisfăcătoare (de exemplu, încercarea unor modele structurale în tunel aerodinamic);
- dacă un număr mare de elemente structurale sau componente ale acestora vor fi utilizate, în număr mare, în viitor (de exemplu, părți sau detalii constructive noi ale unor proiecte tip);
- dacă comportarea reală a unor elemente sau a unui întreg ansamblu structural prezintă un interes deosebit (cazul podurilor noi, cu deschidere importantă, recomandabil peste 33,00 m);
- se definesc exigențele de control ce vor utilizate la proiectare (de exemplu, se utilizează tehnologii noi de execuție);
- încercări de control care să evidențieze exigențele de calitate ale produselor livrate (de exemplu, prelevarea cuburilor sau cilindrilor de probă);
- pentru poduri aflate în exploatare, în vederea întocmirii proiectului încercării sub acțiuni de probă pentru a evidenția rezervele sau deficitele de rezistență în exploatare la convoaiele de încărcare cerute de exigențele momentului, (de regulă mai mari decât cele la care s-a proiectat inițial podul):
    - înainte şi după consolidarea sau reparația capitală;
    - după expirarea duratei normate de viață în vederea prelungirii acesteia şi stabilirii condițiilor de circulație;
    - cu ocazia constatării sporirii traficului, a capacității de încărcare a autovehiculelor, a trecerii unui convoi special, a măririi vitezei de circulație (în special la podurile de cale ferată);
    - dacă rezultă necesară în urma reviziilor tehnice;
    - la intervale de timp de cel puțin 1/3... 1/2 din durata normată de exploatare, funcție de complexitatea lucrării, importanța ei şi starea de conservare a acesteia.

(2) Întocmirea temei de încercare se realizează de către beneficiar., parcurgându-se obligatoriu următoarele etape:
- studiul preliminar: studiu documentar, note de calcul din dosarul de casă al proiectantului, buletine de analiză atașate cărții construcției, alte informații (articole publicate în reviste de specialitate, etc.);
- recunoaşterea la fața locului a podului de încercat;
- cercetarea altor materiale bibliografice.

(3)Tema de încercare precizează următoarele elemente mai importante:
- rezultatele studiului preliminar;
- obiectivele şi amplasamentul încercării;
- valoarea şi repartizarea acțiunilor de probă statice, eventual dinamice;
- punctele de măsură şi parametrii care urmează a fi urmăriți;
- valorile de control;
- obiective speciale de urmărit;
- durata probabilă a încercării, perioada de timp destinată efectuării lor;

- condiţiile de mediu şi influenţa lor, etc.

(4)Întocmirea proiectului încercării, organizarea şi efectuarea încercărilor, evaluarea rezultatelor încercării sunt atributul firmelor autorizate.

(5) Încercarea suprastructurilor de poduri cu acţiuni de probă va respecta prevederile STAS 12504 – 86.

A.2. Evaluarea rezultatelor încercării

A.2.1 Generalităţi

(1)Rezultatele încercărilor vor fi evaluate în mod critic, comportarea generală şi modurile de cedare (unde este cazul) fiind analizate cu acelaşi grad de probabilitate. Când rezultă abateri importante ale variabilelor aleatoare ce urmează a fi evaluate, vor fi căutate explicaţii pertinente, implicând chiar efectuarea unor încercări suplimentare, dacă este cazul.

(2)Ori de câte ori este posibil, prelucrarea rezultatelor încercării se va face prin metode statistice, utilizând legi de distribuţie (de regulă, o lege de distribuţie normală). Utilizînd un coeficient parţial de siguranţă admis la proiectare, (γ_M sau γ_F), prelucrând statistic rezultatele încercării se poate obţine valoarea caracteristică, respectiv valoarea de proiectare (numărul, relativ redus, al încercărilor nu permit determinarea statistică a coeficienţilor parţiali de siguranţă γ_M sau γ_F). Dacă rezultatele obţinute au o împrăştiere relativ mare şi relaţia de verificare la starea limită ultimă nu este semnificativ influenţată de această împrăştiere, valoarea nominală sau valoarea medie pot înlocui valoarea caracteristică.

(3)Dacă răspunsul materialului depinde de durata încărcării sau de istoricul ei, de volumul sau scara modelului, de condiţiile de mediu sau de alte efecte nestructurale, la stabilirea modelului de calcul se va ţine seama de influenţe reale şi de efectul de scară.

(4)Rezultatul evaluării încercării este valabil pentru caracteristicile specifice încercării şi ale încărcărilor considerate. Extrapolarea, privind acoperirea şi a altor parametri de proiectare şi de încărcare necesită informaţii suplimentare.

A.2.2 Evaluarea statistică a valorilor rezistenţei materialelor prin încercări

(1)Obţinerea valorilor de proiectare a proprietăţii unui material, parametrul modelului sau valoarea rezistenţei prin încercări rezulta printr-una din următoarele metode:

Metoda (a), va fi de regulă utilizată, valoarea de proiectare, X_d, obţinându-se indirect, prin intermediul valorii caracteristice. Nivelul de certitudine al valorii caracteristice este influenţat de:

- împrăştierea rezultatelor încercării;
- variabilitatea rezultatelor obţinute la încercare, pentru a limita numărul de încercări;
- factori de conversie, impliciţi sau expliciţi, rezultaţi ca urmare a influenţelor care nu sunt acoperiţi suficient prin încercări: timpul şi durata consecinţelor, scara, volumul şi mărimea consecinţelor, abateri datorate condiţiilor de mediu şi de margine.

Presupunând că s-au obţinut n rezultate disponibile în urma unei încercări, valoarea de proiectare a variabilei X_i, X_d se obţine astfel:

$$X_d = \eta_d \frac{X_{k(n)}}{\gamma_M} = \frac{\eta_d}{\gamma_M} m_X (1 - k_n V_X) \qquad (A.1)$$

în care:

γ_M factorul parţial de siguranţă al materialului încercat, pentru determinarea valorii de proiectare;

η_d valoarea de proiectare a factorului de conversie; el depinde foarte mult de tipul încercării şi de tipul materialului încercat;

$X_{k(n)}$ valoarea caracteristică a variabilei aleatoare, incluzând abaterile statistice;

m_X media rezultatelor obţinute în urma încercărilor, calculată cu relaţia:

$$m_X = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_i}{n} \qquad (A.2)$$

n numărul de epruvete încercate;

V_X coeficientul de variaţie al varibilei X_i care se calculează cu relaţia:

$$V_X = \frac{\sigma_X}{m_X} \qquad (A.3)$$

σ_X abaterea medie pătratică, calculată cu relaţia:

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (X_i - m_X)^2}{n-1}} \qquad (A.4)$$

k_n coeficient, cu valorile din tabelul A.1. Valorile lui k_n sunt determinate pentru valoarea caracteristică corespunzătoare fractilului de 5%, după o distribuţie normală, funcţie de numărul rezultatelor obţinute în urma încercării celor n epruvete şi funcţie de posibilitatea (din încercări similare, realizate în condiţii comparabile) sau imposibiliatea cunoaşterii a priori a coeficientului de variaţie.

Tabelul A.1 - Valori ale coeficientului k_n pentru valoarea caracteristică determinată cu fractilul de 5%

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_X cunoscut	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_X necunoscut	-	7.73	3.37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Metoda (b) determină direct valoarea de proiectare, ţinînd seama de aspectul implicit sau explicit al coeficientului de conversie şi de reliabilitatea totală cerută. Valoarea de proiectare se determină cu relaţia:

$$X_d = \eta_d \cdot X'_d = \eta_d \cdot m_X (1 - k_n \cdot V_X) \qquad (A.5)$$

Media variabilei X_i, m_X, abaterea medie pătratică, σ_X şi coeficientul de variaţie, V_X, sunt determinate înaintea aplicării relaţiei (A.5).

- Dacă variabila X este o variabilă dominantă în modelul de încărcare sau de rezistență, valorile coeficientului k_n din tabelul A.2 corespund unui factor de realiabilitate β=3,8 şi unui factor de formă α = 0,8, variabila X având o distribuție normală. Dacă ambele valori, caracteristică, X_k şi de proiectare, X_d sunt determinate, coeficientul parțial de siguranță rezultă:

$$\gamma_M = \frac{X_k}{X_d} \qquad (A.6)$$

Tabelul A.2 - Valori ale coeficientului k_n pentru valoarea de proiectare la starea limită ultimă, dacă variabila X este dominantă ($P\{X<X_d\}$= 0,1%)

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_X cunoscut	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,08
V_X necunoscut	-	-	25,78	11,40	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,08

- Dacă variabila X nu este o variabilă dominantă, α = 0,4·0,8, valorile coeficientului k_n sunt date în tabelul A.3, funcție de numărul epruvetelor încercate, n, de cunoaşterea sau necunoaşterea coeficientului de variație, V_X, probabilitatea de a avea valori sub valoarea de proiectare rezultată, X_d fiind de 10%.

Tabelul A.3 Valori ale coeficientului k_n pentru valoarea de proiectare la starea limită ultimă, dacă variabila X este nedominantă ($P\{X<X_d\}$= 10%)

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_X cunoscut	1,81	1,57	1,48	1,43	1,40	1,38	1,36	1,34	1,31	1,30	1,28
V_X necunoscut	-	3,77	2,18	1,83	1,68	1,56	1,51	1,45	1,36	1,33	1,28

(2)Indiferent de metoda prin care se obține valoarea de proiectare, factorul de conversie, η_d, pentru o distribuție normală se determină cu relația:

$$\eta_d = \frac{r_i}{R_t} \qquad (A.7)$$

unde:

R_t valoarea teoretică prognozată (aşteptată), rezultând dintr-un vector aleator de variabile, X, pentru un anumit fractil corespunzând valoarea lui K_n

r_i reprezintă valorile individuale ale unui set de n rezultate experimentale, a căror valori sunt în jurul valorii teoretice previzibile (aşteptate), R_t, în care se consideră că valoarea lui X poate avea valoarea măsurată x_i, respectiv pentru acelaşi fractil K_n valoarea k_n.

A.2.3 Încercări de control privind calitatea produselor livrate

(1)P Verificarea îndeplinirii nivelelor de performanță prin aplicarea criteriilor de conformitate se va face de către producătorii de beton, executanți (control interior) şi/ sau controlul exterior de conformitate cu NE 012-99.

(2) Planul de prelevare al cuburilor sau cilindrilor de beton, precum şi criteriile de conformitate sunt precizate în NE 012-99.

(3) Metodele de încercare nedistructivă şi distructivă ale betonului se aplică, până la adoptarea versiunii în limba română a euronormelor specifice, în conformitate cu prevederile normativului C26-85, respectiv C54-81.

(4) Pentru oţelurile beton şi pentru oţelurile pretensionate produse în România, cerinţele şi criteriile de performanţă, încercarea la tracţiune, sunt precizate, până la adoptarea versiunilor în limba română a euronormelor specifice, în ST 009-96 şi STAS 6605-78.

(5) Pentru oţelurile structurilor metalice produse în România, cerinţele şi criteriile de performanţă sunt precizate, până la adoptarea versiunii în limba română a euronormei specifice, în STAS 9407–75.

ANEXA B ACTIUNI DIN TRAFIC LA PODURILE DE ŞOSEA

B.1 Domeniul de aplicare

(1) Acţiunile din trafic precizate în această anexă se vor aplica numai pentru proiectarea podurilor rutiere cu deschideri mai mici de 200 m şi cu lăţimea părţii carosabile mai mică de 42,0 m.

(2) Pentru poduri rutiere cu dimensiuni mai mari, modelele de încărcare din trafic vor fi definite în prescripţii speciale aprobate de autorităţi competente.

(3) Modelele de încărcări din trafic şi regulile asociate lor acoperă toate situaţiile normale de trafic previzibile pentru a fi considerate în proiectare (acţiunile din trafic se consideră în orice direcţie şi pe oricare din benzile de circulaţie).

(4) Pentru podurile echipate cu semne rutiere corespunzătoare care au rolul să limiteze strict greutatea vehiculelor de orice tip (de exemplu poduri amplasate pe drumuri locale, agricole sau private) pot fi folosite modele specifice de încărcări din trafic, aprobate însă de autorităţi competente.

(5) Efectele încărcărilor pe drumuri tehnologice datorate utilajelor de construcţii (autoscrepere, autobasculante etc.) şi încărcărilor specifice echipamentelor de inspecţie şi întreţinere nu sunt acoperite de modelele de încărcare din această secţiune. Pentru aceste încărcări trebuie stabilite prescripţii speciale, dacă se consideră relevante.

B.2 Modele pentru încărcările din trafic rutier

(1) Încărcările datorate traficului rutier, constând din autoturisme, autocamioane şi vehicule speciale. (de exemplu pentru transport industrial), generează forţe statice sau dinamice, verticale sau orizontale.

(2) Modelele de încărcare definite în această anexă nu reproduc încărcările reale. Ele au fost selectate astfel ca efectele lor (cu amplificarea dinamică inclusă, dacă nu există alte precizări) să acopere efectele traficului real şi de perspectivă. Atunci când este necesar să se considere un trafic aflat în afara celui care a fundamentat modelele precizate în această anexă atunci se vor stabili modele de încărcare complementare cu reguli de combinare asociate, definite şi aprobate de beneficiar.

(3) Coeficientul de amplificare dinamică inclus în modelele de încărcare (excepţie făcând oboseala) s-a stabilit pentru o calitate medie a suprafeţei de rulare şi o suspensie normală a vehiculelor, el depinzând de o varietate de parametri. În cele mai defavorabile cazuri poate atinge valoarea 1,7. Totuşi valori mai defavorabile decât acestea ar putea fi atinse dacă suprafaţa de rulare este degradată sau dacă există riscul rezonanţei. Aceste situaţii pot fi evitate printr-o calitate adecvată a suprafeţei de rulare şi prin măsuri de proiectare. Prin urmare, numai în cazuri excepţionale, pentru verificări particulare (verificări de oboseală) sau proiecte particulare, se face o adaptare a coeficientului de amplificare dinamică inclus.

(4) Pentru convoaie militare, regulile de verificare a podurilor sunt definite de autorităţi competente.

(5) În cele ce urmează sunt definite modele separate pentru încărcări verticale, orizontale, accidentale şi pentru oboseală.

B.3 Clase de încărcare

(1) Încărcarea reală pe podurile rutiere rezultă din diversitatea categoriilor de vehicule şi din încărcarea cu oameni.

(2) Pentru fiecare tip de pod traficul datorat vehiculelor poate fi diferit, depinzând de structura lui (de exemplu procentul de autocamioane) de densitatea lui (de exemplu numărul mediu al vehiculelor pe an), de condiţiile specifice (de exemplu frecvenţa de aglomerare), de greutăţile extreme posibile ale vehiculelor şi ale încărcărilor lor pe osie, de influenţa semnelor rutiere, de restricţii pentru capacitatea de încărcare.

(3) Aceste diferenţe justifică utilizarea modelelor de încărcare specifice amplasamentului podului. Câteva clasificări sunt definite în această anexă (de exemplu clasele vehiculelor speciale). Altele sunt numai recomandate pentru viitoare decizii (de exemplu, alegerea factorilor de corecţie α şi β pentru modelul principal de încărcare sau pentru modelul cu o singură osie) şi pot fi considerate ca fiind clase de încărcare.

(4) Totuşi, datorită varietăţii parametrilor, având consecinţe foarte diferite, care depind de amplasamentul podului (de exemplu în mediul urban, rural sau zonă industrială) un set unic al unor astfel de clase cu toate aspectele legate de acestea nu trebuie decise fără o detaliată examinare a tuturor consecinţelor.

B.4 Divizarea părţii carosabile în benzi teoretice de circulaţie

(1) Lăţimea w_l a benzilor teoretice de circulaţie pe partea carosabilă şi numărul maxim n_l, al acestor benzi sunt arătate în tabelul B. 1. Lăţimea părţii carosabile , w, trebuie considerată (măsurată) între borduri sau între limitele interioare ale sistemelor de restricţie pentru vehicule şi nu trebuie inclusă distanţa între parapeţii de direcţionare pentru vehicule sau bordurile zonei centrale rezervate şi nici lăţimile acestor sisteme de restricţie. Valoarea minimă recomandată pentru înălţimea bordurilor este de 10 cm.

Tabelul B.1 - Numărul şi lăţimea benzilor de circulaţie

Lăţimea părţii carosabile "w"	Numărul benzilor teoretice de circulaţie	Lăţimea unei benzi teoretice de circulaţie w_l	Lăţimea zonei rămase
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3m	w-3m
$5,4 \text{ m} \le w < 6,0$ m	$n_l = 2$	w/ 2	0
$w \ge 6,0$ m	$n_l = \text{Int}^*(w/3)$	3m	$w - 3 \times n_l$

* Int – nr. întreg

Exemplu: Pentru o parte carosabilă cu lăţimea de 11 m, $n_l = \text{Int}(w/3) = 3$ şi lăţimea zonei rămase este $11 - 3 \times 3 = 2$ m.

(2) Pentru diferite lăţimi ale părţii carosabile, numărul benzilor teoretice de circulaţie se defineşte în concordanţă cu principiile prezentate în tabelul B.1. Numărul benzilor de circulaţie va fi:

-1 dacă $w < 5,4$ m

- 2 dacă 5,4m ≤ w < 9 m
- 3 dacă 9 m ≤ w <12 m

(3) Dacă pe platelajul podului partea carosabilă este împărţită fizic în două, printr-o zonă centrală rezervată, dacă nu există alte precizări, se consideră:

a) fiecare parte, incluzând benzile de aşteptare sau piste, se împarte separat în benzi teoretice de circulaţie, dacă părţile suprafeţei carosabile sunt separate printr-o barieră fixă de siguranţă.

b) întreaga parte carosabilă, inclusiv zona centrală rezervată, se împarte în benzi de circulaţie dacă părţile suprafeţei carosabile sunt separate printr-o barieră de siguranţă demontabilă sau alt sistem de restricţie care nu este fix.

(4) O aplicare a acestor reguli este justificată deoarece ţine seama de posibile modificări ulterioare ale benzilor de circulaţie în perioada de exploatare a podului.

B.5 Poziţia şi numerotarea benzilor de circulaţie pentru proiectare

Poziţia şi numerotarea benzilor de circulaţie trebuie stabilite în concordanţă cu următoarele reguli:

(1) Poziţia benzilor teoretice de circulaţie nu este necesar să fie asociată cu numerotarea lor.

(2) Pentru fiecare verificare individuală (de exemplu pentru o verificare a stării limită ultime a secţiunii transversale la încovoiere) numărul benzilor încărcate, poziţia lor pe partea carosabilă, numerotarea lor, trebuie astfel alese încât efectele modelelor de încărcare să fie cele mai defavorabile.

(3) Pentru modele şi valori reprezentative, frecvente şi de oboseală, poziţia şi numerotarea benzilor de circulaţie trebuie să corespundă traficului posibil în condiţii normale.

(4) Banda pe care rezultă cel mai defavorabil efect este numerotată Banda Nr. 1, banda pe care rezultă al doilea efect cel mai defavorabil este numerotată Banda Nr. 2 (vezi şi fig. B.1)

(5) În cazul în care partea carosabilă susţinută de acelaşi platelaj are două părţi separate, se foloseşte o singură numerotare a benzilor pentru întreaga parte carosabilă. Pornind de la această precizare, chiar dacă partea carosabilă este împărţită în două părţi separate există numai o bandă Nr.1 care poate fi considerată alternativ pe cele două părţi.

(6) Dacă partea carosabilă prezintă două părţi separate susţinute fiecare de suprastructuri separate, fiecare parte carosabilă se consideră şi se numerotează independent. Dacă cele două suprastructuri sunt rezemate pe aceleaşi pile şi/sau culee, la proiectarea pilelor şi/sau culeelor există o singură numerotare a benzilor celor două părţi, considerate împreună,.

B.6 Aplicarea modelelor de încărcare pe benzile individuale

(1) Pentru fiecare verificare individuală, modelele de încărcare, pe fiecare bandă de circulaţie, se vor aplica pe o astfel de lungime şi poziţie longitudinală încât să se obţină cel mai defavorabil efect, în măsura în care acesta este compatibil cu condiţiile de aplicare definite mai jos pentru fiecare model de încărcare.

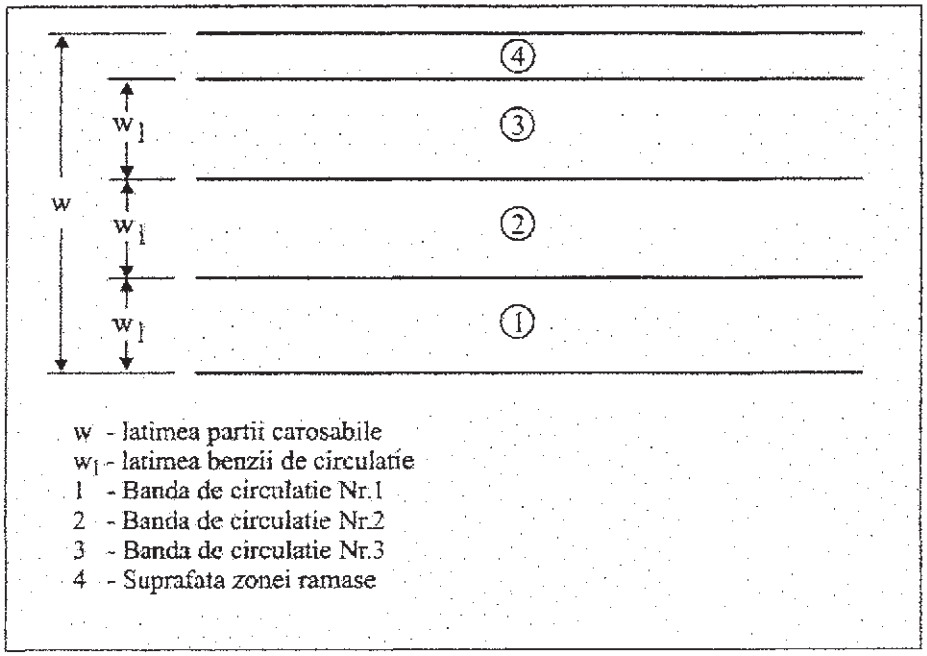


Fig. B.1 - Exemplu de numerotare a benzilor de circulație în cel mai general caz

(2) Pe suprafața zonei rămase, Modelul de Încărcare asociat se aplică pe o astfel de lungime și lățime încât să se obțină cel mai defavorabil efect, în măsura în care el este compatibil cu condițiile particulare precizate în B.7.

(3) Când este relevant, trebuie combinate diferite modele de încărcare și de asemenea cu modele de încărcare pentru pietoni și ciclişti.

B.7 Încărcări verticale - valori caracteristice

B.7.1 Situații de proiectare generale și asociate

(1) Încărcările caracteristice s-au stabilit pentru determinarea efectelor traficului rutier la verificarea stărilor limită ultime și la verificările stărilor limită de serviciu.

(2) Modelele de încărcare pentru acțiuni verticale produc următoarele efecte din trafic:

a) Modelul de Încărcare 1 cuprinde încărcări concentrate și uniform distribuite care acoperă cele mai multe efecte din traficul automobilelor și autocamioanelor ; acest model este stabilit pentru verificări generale și locale.
b) Modelul de Încărcare 2 cuprinde încărcarea cu o singură osie aplicată pe suprafețele de contact ale roților care acoperă efectele dinamice din traficul normal asupra elementelor structurale de lungime redusă ; acest model trebuie considerat separat și numai pentru verificări locale.
c) Modelul de Încărcare 3 cuprinde un set de încărcări rezultat din osii asamblate sub forma vehiculelor speciale (de exemplu pentru transportul industrial) și care pot circula pe drumuri pe care sunt permise transporturi agabaritice ; acest model s-a stabilit să fie folosit numai când și în măsura în care este cerut de beneficiar, folosindu-se la verificări generale și locale.

d) Modelul de Încărcare 4 cuprinde încărcarea cu aglomerări cu oameni ; acest model va fi considerat, pentru poduri amplasate în localităţi sau în apropierea acestora, dacă efectele acestei încărcări nu sunt acoperite în mod evident de Modelul de Încărcare 1.

(3) Modelele de Încărcare 1, 2, 3 şi 4 s-au definit şi se consideră pentru orice situaţie de proiectare (de exemplu pentru situaţii de proiectare fundamentale, tranzitorii sau în timpul lucrărilor de reparaţii).

B.7.2 Modelul de Încărcare 1 (LM1)

(1) Modelul de Încărcare constă din două sisteme parţiale:

a) încărcări concentrate cu două osii - sistem tandem (TS) fiecare osie având o intensitate a încărcării $\alpha_Q Q_k$, unde: α_Q este un factor de corecţie, condiţiile de aplicare fiind:
- pe o bandă de circulaţie se va considera un singur sistem tandem
- se vor considera numai sisteme tandem complete
- pentru verificarea efectelor generale fiecare sistem tandem trebuie considerat că circulă centrat în lungul axei benzii de circulaţie (pentru verificări locale vezi prevederile din (5) de mai jos şi fig. B.2b).
- fiecare osie a modelului tandem are două roţi identice, încărcarea pe roată fiind astfel egală cu $0,5\alpha_Q Q_k$
- suprafaţa de contact a fiecărei roţi se va considera un pătrat cu latura 0,40m (fig. B.2b).

b) Încărcare uniform distribuită (Sistemul UDL) având o intensitate pe metru pătrat $\alpha_q q_k$, unde: α_q este un factor de corecţie

Încărcările corespunzătoare celor două sisteme vor fi aplicate numai pe zonele nefavorabile ale suprafeţelor de influenţă, atât longitudinal cât şi transversal.

NOTĂ: Modelul de Încărcare 1 este menit să acopere situaţii curente de trafic, aglomerat sau blocări de trafic cu un înalt procent de vehicule grele. În general, când se foloseşte cu valorile de bază, (valorile caracteristice din tabelul B.2) el acoperă efectele vehiculelor speciale de 600kN aşa cum sunt definite în B. 7. 4.

(2) Modelul de Încărcare 1 va fi aplicat pe fiecare bandă teoretică de circulaţie şi pe suprafaţa zonei rămase. Pe banda teoretică numărul *i* mărimea forţelor se va lua $\alpha_{Qi} Q_{ik}$ şi $\alpha_{qi} q_{ik}$ (vezi tabelul B.2). Pe zonele rămase, mărimea încărcării se ia $\alpha_{qr} q_{rk}$.

(3) Valorile factorilor de corecţie α_{Qi}, α_{qi} şi α_{qr} trebuie stabilite în funcţie de traficul prognozat şi posibil pe diferite clase de drumuri. Dacă nu există astfel de precizări aceşti factori trebuie luaţi egali cu unitatea.

NOTA 1: În cazul podurilor fără semnalizare pentru restricţii de greutate a vehiculelor, se recomandă următoarele valori minime ale factorilor de corecţie α_{Qi}, α_{qi} şi α_{qr}

$\alpha_{Qi} \geq 0,8$

pentru: $i \geq 2$, $\alpha_{qi} \geq 1$; această restricţie nu se aplică la α_{qr}.

NOTA 2: Valorile factorilor α trebuie să corespundă claselor de trafic. Atunci când se iau egali cu 1, ei corespund unui trafic greu internațional reprezentând o mare parte din traficul total cu vehicule grele. Pentru o structură de trafic diferită de cea obișnuită (drumuri naționale sau autostrăzi), se recomandă aplicarea unei reduceri moderate a factorilor α la sistemele tandem și încărcările uniform distribuite de pe banda de circulație Nr. 1 de la 10 la 20%.

(4) Valorile caracteristice pentru Q_{ik} și q_{ik} cu amplificarea dinamică inclusă sunt date în tabelul B.2.

Tabelul B.2 - Modelul de Încărcare 1: Valori caracteristice

POZIȚIA	SISTEMUL TANDEM	SISTEMUL UDL
	ÎNCĂRCAREA PE OSIE Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m^2)
BANDA Nr. 1	300	9
BANDA Nr. 2	200	2,5
BANDA Nr. 3	100	2,5
ALTE BENZI	0	2,5
SUPRAFAȚA ZONEI RĂMASE	0	2,5

Detalii ale Modelului de Încărcare 1 sunt date în fig. B.2a.

NOTĂ: Aplicarea practică a prevederilor din B.5 (2) și B.7. 2 (1) la (4) constă, pentru acest model de încărcare, în alegerea poziției benzilor de circulație numerotate și a poziției sistemelor tandem (în cele mai multe cazuri în aceeași secțiune transversală). Lungimea și lățimea care trebuie încărcată cu UDL (încărcare uniform distribuită) sunt acele părți defavorabile din suprafețele de influență.

(5) Pentru verificări locale un sistem tandem trebuie prevăzut în cea mai defavorabilă poziție. Acolo unde se iau în considerare sisteme tandem pe benzi de circulație adiacente ele trebuie aduse cât mai apropiate, cu o distanță între axele roților nu mai mică de 0,50 m (vezi fig. B.2a).

(6) Unde efectele generale și locale pot fi calculate separat și dacă nu există alte precizări ale beneficiarului, efectele generale pot fi calculate folosind următoarele reguli:

a) prin înlocuirea celui de-al doilea și al treilea sistem tandem cu al doilea sistem tandem cu o încărcare pe osie egală cu:
$(200\alpha_{Q2}+100\alpha_{Q3})$ kN sau (B.1)

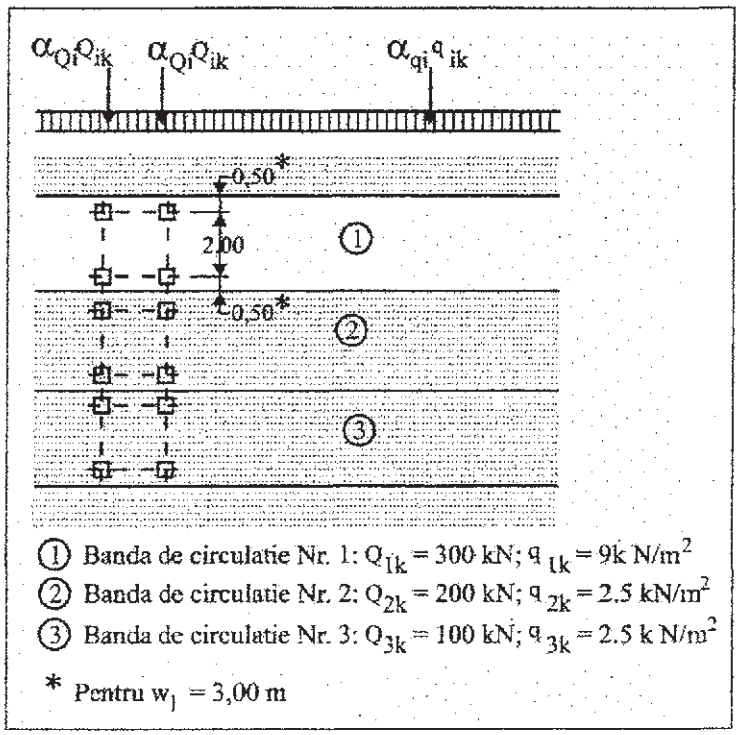


Fig. B.2a - Aplicarea Modelului de Încărcare 1

b) pentru lungimi ale deschiderilor mai mari de 10m, prin înlocuirea fiecărui sistem tandem de pe fiecare bandă printr-o încărcare concentrată pe o osie cu intensitatea egală cu suma greutăților celor două osii. Încărcarea pe o singură osie este:

- 600 α_{Q1}, pe Banda Nr.1
- 400 α_{Q2}, pe Banda Nr.2 (B.2)
- 200 α_{Q3}, pe Banda Nr.3

NOTĂ: Autorități competente pot defini condițiile de utilizare ale acestor reguli alternative.

B.7.3 Modelul de Încărcare 2 (LM2)

(1) Acest model constă dintr-o încărcare cu o singură osie $\beta_Q Q_{ak}$ egală cu 400 kN, cu amplificarea dinamică inclusă, care va fi aplicată în orice poziție pe partea carosabilă. Totuşi, când este relevant, poate fi considerată numai o roată cu intensitatea 200 β_Q (kN).

(2) Valoarea lui β_Q trebuie luată egală cu valoarea lui α_{Q1} definită la B.7.2 (3).

NOTĂ: Autorități competente pot face corecții la această regulă.

(3) În vecinătatea dispozitivelor de racordare şi compensare a căii se aplică un coeficient de amplificare dinamică aşa cum este definit în B.11, fig. B.10.

(4) Suprafața de contact a fiecărei roți cu îmbrăcămintea este un dreptunghi cu laturile 0,35m şi 0,60m (vezi fig.B.3).

NOTA 1: Suprafețele de contact ale roților la Modelele de Încărcare 1 şi 2 sunt diferite şi corespund diferitelor modele de anvelope, de alcătuire şi distribuții de presiuni. Suprafețele de contact ale roților pentru Modelul de Încărcare 2, corespunzătoare anvelopelor gemene sunt în mod obişnuit relevante pentru platelaje ortotrope.

NOTA 2: Pentru simplitate, autoritățile competente pot decide adoptarea aceleiași suprafețe de contact pentru roți la Modelele de Încărcare 1 și 2.

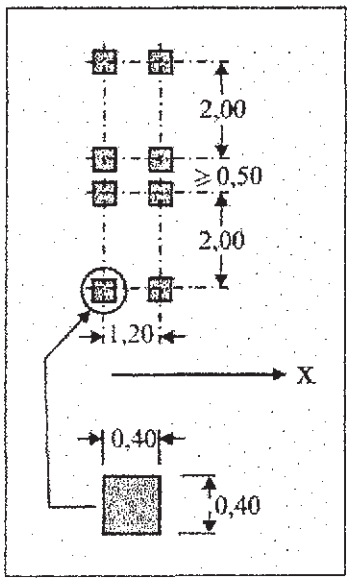


Fig. B.2b - Aplicarea sistemului tandem pentru verificări locale

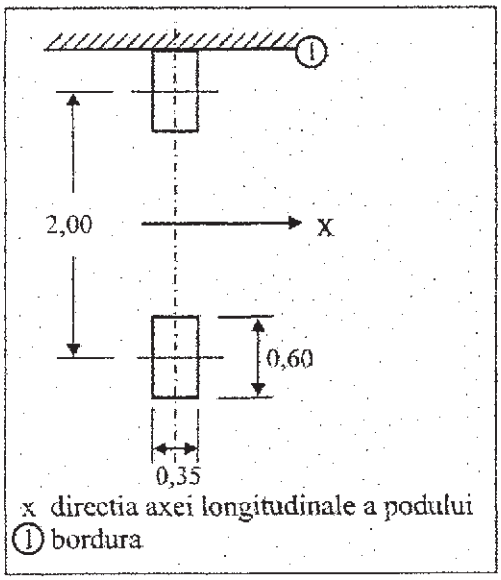


Fig. B.3 - Modelul de Încărcare 2

B.7.4 Modelul de Încărcare 3 (vehicule speciale, LM3)

(1) Această parte definește modelele standardizate de vehicule speciale care pot fi folosite pentru proiectarea podurilor rutiere.

(2) Vehiculele speciale definite în continuare s-au stabilit astfel încât să producă atât efectele generale, cât și locale la fel ca cele produse de vehiculele care nu se încadrează în reglementările naționale în vigoare, referitoare la limitele greutăților și posibil, dimensiunilor vehiculelor normale.

NOTĂ: Considerarea vehiculelor speciale pentru proiectarea podurilor va fi limitată numai la cazuri particulare cerute de beneficiar.

(3) De asemenea, se fac precizări referitoare la efectul simultaneității pe partea carosabilă a unui pod a vehiculelor speciale şi a traficului rutier normal reprezentat prin Modelul de Încărcare 1 definit în B.7.2.

(4) Modelele de bază, de vehicule speciale sunt definite în mod convenţional în tabelele B.3 şi B.4 şi în fig. B.4.

NOTA 1: Modelele, de bază, de vehicule speciale corespund diferitelor nivele de încărcări anormale care pot fi autorizate să circule pe anumite rute ale reţelei de drumuri europene.

NOTA 2: S-au considerat lăţimi de vehicule de 3,00 m pentru încărcări pe osii de 150 şi 200 kN şi 4,50 m pentru încărcări pe osii de 240 kN.

Tabelul B.3 - Clase de vehicule speciale

GREUTATEA TOTALĂ	ALCĂTUIREA	NOTAREA
600 kN	4 OSII de 150 kN	600/150
900 kN	6 OSII de 150 kN	900/150
1200 kN	8 OSII de 150 kN sau 6 OSII de 200 kN	1200/150 1200/200
1500 kN	10 OSII de 150 kN sau 7 OSII de 200 kN + 1 OSIE de 100 kN	1500/150 1500/200
1800 kN	12 OSII de kN sau 9 OSII de 200 kN	1800/150 1800/200
2400 kN	12 OSII de 200 kN sau 10 OSII de 240 kN sau 6 OSII de 200 kN (distanţate la 12 m) + 6 OSII de 200 kN	2400/200 2400/240 2400/200/200
3000 kN	15 OSII de 200 kN sau 12 OSII de 240 kN + 1 OSIE de 120 kN sau 8 OSII de 200 kN (distanţate la 12 m) + 7 OSII de 200 kN	3000/200 3000/240 3000/200/200
3600 kN	18 OSII de 200 kN sau 15 OSII de 240 kN sau 9 OSII de 200 kN (distanţate la 12 m) + 9 OSII de 200 kN	3600/200 3600/240 3600/200/200

(5) Trebuie luate în considerare unul sau mai multe modele de vehicule speciale.

NOTA 1: Modelele şi valorile încărcărilor trebuie precizate de către beneficiar.

NOTA 2: Efectele modelului standardizat 600/150 sunt acoperite de efectele Modelului de Încărcare 1 atunci când se folosesc factorii α_{Qi} şi α_{qi} egali cu 1.

NOTA 3: Pentru anumite proiecte trebuie definite modele speciale îndeosebi pentru a acoperi efectele încărcărilor excepţionale cu vehicule a căror greutate depăşeşte 3600 kN.

Tabelul B.4 - Descrierea vehiculelor speciale

OSII DE 150 kN		OSII DE 200 kN	OSII DE 240 kN
600 kN	n = 4×150 e = 1,50m		
900 kN	n = 6×150 e = 1,50m		
1200 kN	n = 8×150 e = 1,50 m	n = 6×200 e = 1,50 m	
1500 kN	n = 10×150 e = 1,50m	n = 1×100+7×200 e = 1,50m	
1800 kN	n = 12×150 e = 1,50m	n = 9×200 e = 1,50m	
2400 kN		n = 12×200 e = 1,50m n = 6×200+6×200 e = 5×1,5+12+5×1,5	n = 10×240 e = 1,50m
3000 kN		n = 15×200 e = 1,50m n = 8×200+7×200 e = 7×1,5+12+6×1,5	n = 1×120+12×240 e = 1,50m
3600 kN		n = 18×200 e = 1,50m	n = 15×240 e = 1,50m n = 8×240+7×240 e = 7×1,5+12+6×1,5
n: numărul de osii multiplicat cu încărcarea pe osie (kN) din fiecare grup e: distanța dintre osii și dintre fiecare grup de osii			

(6) Încărcările caracteristice asociate vehiculelor speciale trebuie luate ca valori nominale şi trebuie considerate numai în situații de proiectare tranzitorii.

(7) Fiecare model standardizat trebuie considerat pe partea carosabilă a podului astfel:

- pe o bandă teoretică de circulație definită în capitolul 1 şi în B.4 (considerată ca Banda Nr.1) în cazul modelelor compuse cu încărcări pe osii de 150 sau 200 kN
- pe două benzi alăturate (considerate ca benzi Nr.1 şi Nr.2, vezi fig. B.5) pentru modele compuse cu încărcări pe osii de 240 kN.

(8) Benzile sunt stabilite cât mai defavorabil posibil pe partea carosabilă. Pentru acest caz, lățimea părții carosabile poate fi definită prin excluderea benzilor de refugiu (oprire), pistelor sau benzilor de ghidare.

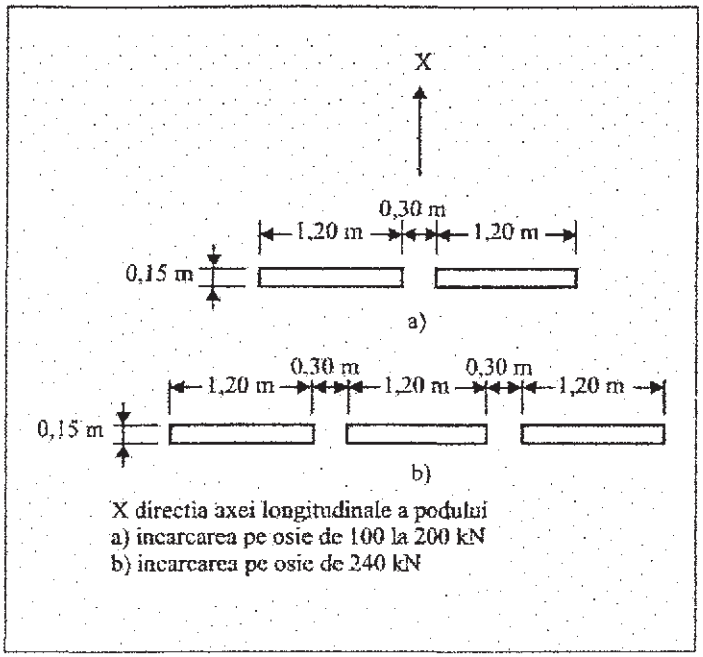


Fig. B.4 - Distribuția și dimensiunile suprafețelor de contact ale roților unei osii la vehicule speciale

(9) Vehiculele speciale, simulate prin modele, se presupun că se deplasează cu viteză redusă (nu mai mult de 5 km/h) sau cu viteză normală (70 km/h).

(10) Dacă vehiculele speciale circulă cu viteză redusă, trebuie luate în considerare numai încărcările verticale fără amplificare dinamică.

(11) Când vehiculele speciale circulă cu viteză normală, trebuie luată în considerare amplificarea dinamică. Următoarea relație trebuie utilizată pentru coeficientul dinamic:

$$\varphi = 1{,}40 - \frac{L}{500} \text{ cu } \varphi \geq 1 \text{ și } L \text{ lungimea încărcată a liniei de influență, în m.}$$

(12) Când vehiculele speciale se deplasează cu viteză redusă, fiecare bandă de circulație și suprafață rămasă a platelajului podului trebuie să fie încărcată cu Modelul de Încărcare 1, cu valorile lui frecvente, așa cum este definit în B. 7. 2. Pe banda (benzile) de circulație ocupate de vehiculele standardizate, Modelul de Încărcare 1 nu va fi dispus la o distanță mai mică de 25 m de osiile extreme ale modelelor de vehicule speciale considerate (vezi fig. B.6).

NOTĂ: O poziție transversală podului mai defavorabilă pentru fiecare vehicul special și o restricție a simultaneității prezenței traficului general pot fi definite de autorități competente pentru anumite proiecte.

(13) Când vehiculele speciale se deplasează cu viteză normală, o pereche de vehicule speciale trebuie dispuse pe banda (benzile) de circulație ocupată de aceste vehicule. Pe celelalte benzi și suprafața rămasă platelajul podului trebuie încărcat cu Modelul de Încărcare 1, cu valori frecvente, definit în B.7.2.

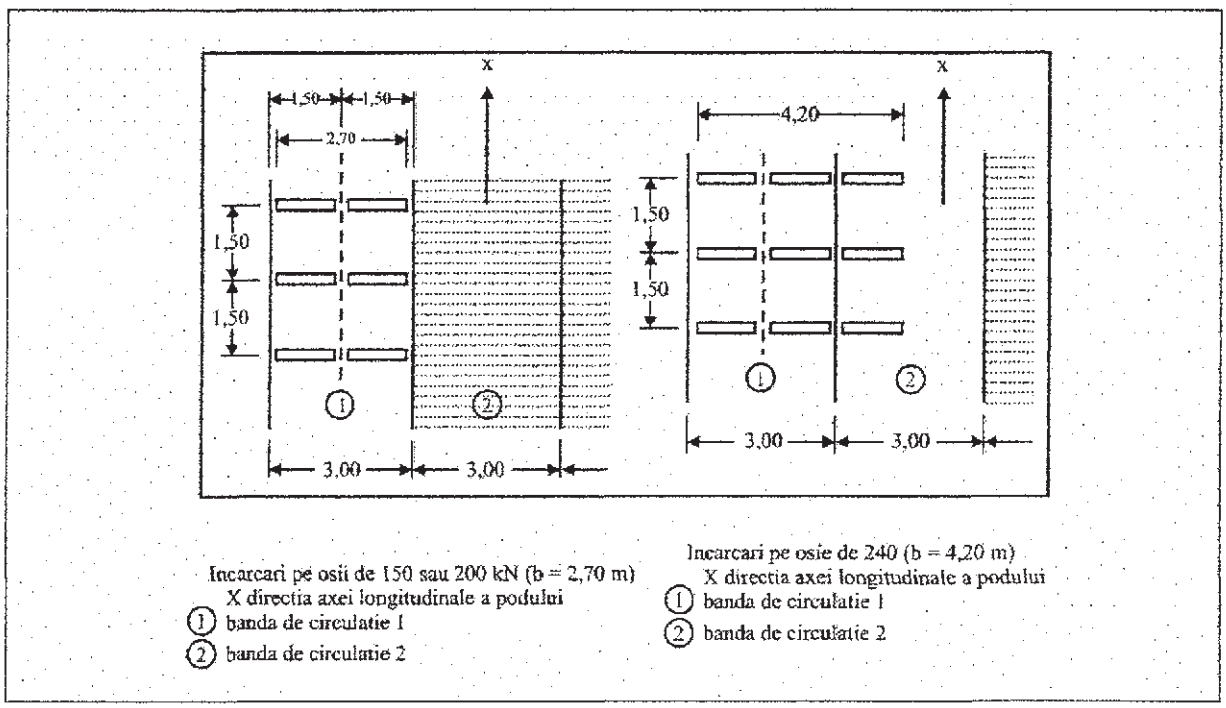


Fig. B.5 – Dispunerea vehiculelor speciale pe benzile de circulație

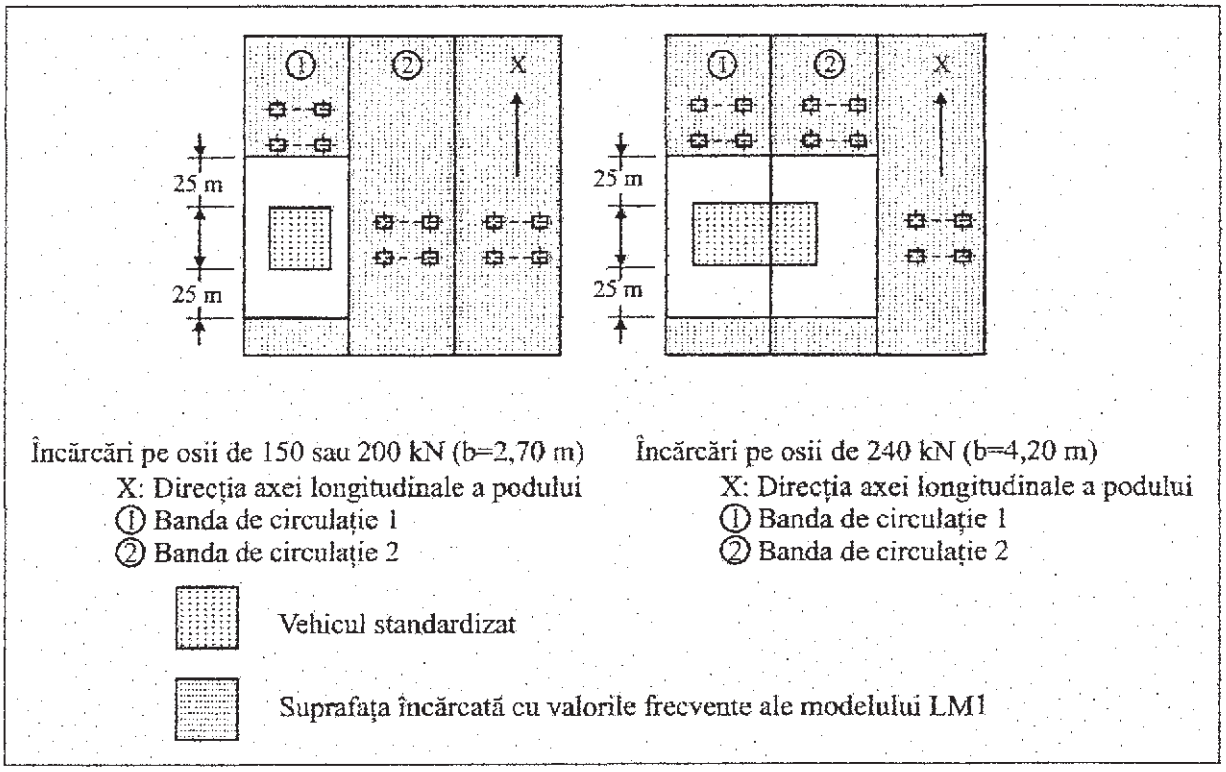


Fig. B.6 - Simultaneitatea Modelului de Încărcare 1 cu vehiculele speciale

B.7.5 Modelul de Încărcare 4 (aglomerări cu oameni, LM4)

(1) Încărcarea cu aglomerare de oameni, dacă este relevantă, trebuie reprezentată printr-un Model de încărcare care constă dintr-o încărcare uniform distribuită cu o intensitate de $5kN/m^2$ (care include amplificarea dinamică).
NOTĂ: Aplicarea Modelului de Încărcare 4, cu aglomerări cu oameni este obligatorie pentru podurile amplasate în localități sau în apropierea acestora.

(2) Modelul de Încărcare 4, trebuie aplicat pe părțile relevante ale lungimii și lățimii platelajului podului, zona centrală rezervată fiind inclusă dacă este relevantă. Acest model de încărcare, se folosește pentru verificări generale și se asociază numai cu o situație de proiectare fundamentală.

B.8 Distribuția încărcărilor concentrate

(1) Diferitele încărcări concentrate care se consideră pentru verificări locale, asociate Modelelor de Încărcare 1 și 2, se presupun a fi uniform distribuite pe toată suprafața lor de contact.

(2) Repartiția prin sistemul rutier și plăcile din beton se consideră cu o pantă 1:1 până la centrul de greutate al tălpii structurii (fig. B.7)

(3) Repartiția prin sistemul rutier la platelajul ortotrop se consideră cu o pantă 1:1 până la planul median al plăcii continue a platelajului ortotrop (fig. B.8). Distribuția transversală a încărcării la nervurile longitudinale ale platelajului ortotrop nu se consideră aici.

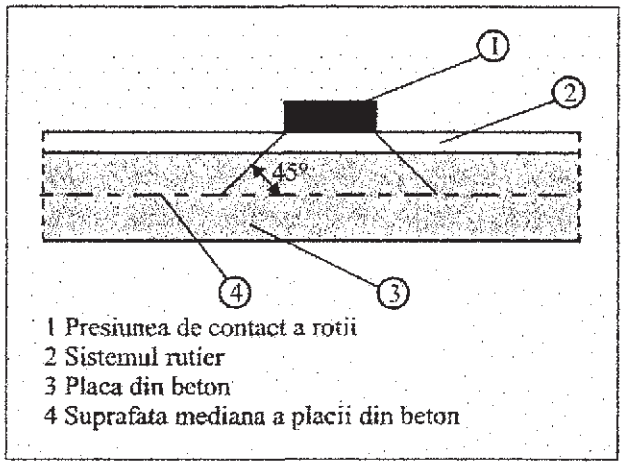


Fig. B.7 - Repartiția încărcărilor concentrate prin sistemul rutier și o placă din beton

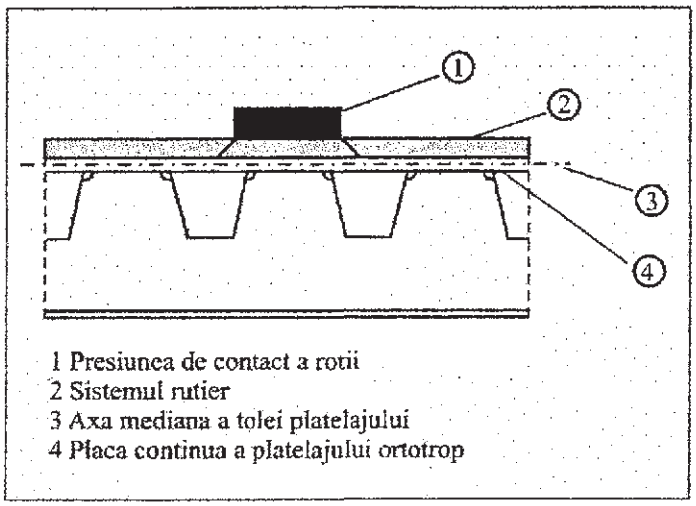


Fig. B.8 - Repartiția încărcărilor concentrate prin sistemul rutier la platelajul ortotrop

B.9 Forțe orizontale - valori caracteristice

B.9.1 Forțe din frânare și accelerare

(1)P Forța din frânare, notată Q_{lk}, va fi considerată ca o forță longitudinală acționând la partea superioară a suprafeței carosabile.

(2) Valoarea caracteristică pentru Q_{lk}, limitată la 900 kN, pentru lățimea totală a podului, va fi calculată ca o fracțiune din încărcarea maximă verticală totală, corespunzătoare Modelului de Încărcare 1 aplicat pe Banda Nr. 1, după cum urmează:

$$Q_{lk} = 0{,}6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0{,}10\alpha_{q1}q_{1k}w_l L$$

$$180\alpha_{Q1}\text{kN} \le Q_{lk} \le 900\text{kN} \qquad \text{(B.3)}$$

unde:

L lungimea încărcată pentru calculul forței din frânare.

NOTA 1: De exemplu $Q_{lk} = 360 + 2{,}7L(\le 900\text{kN})$ pentru o bandă de circulație cu lățimea de 3,0 m și pentru o lungime de încărcare L > 1,2 m, dacă factorii α sunt egali cu 1.

NOTA 2: Limita superioară (900 kN) poate fi modificată dacă există justificări adecvate. Valoarea de 900 kN s-a stabilit astfel încât să acopere forța maximă de frânare produsă de vehiculele militare.

NOTA 3: Forțele orizontale asociate cu Modelul de Încărcare 3 pot fi stabilite prin reglementări suplimentare (de exemplu prin caiete de sarcini sau prin proiect).

(3) Poziția forței de frânare se consideră de-a lungul axei oricărei benzi de circulație. Totuși, dacă efectele de excentricitate nu sunt semnificative, forța de frânare poate fi considerată că se aplică numai în lungul axei părții carosabile. Forța din frânare poate fi considerată uniform distribuită pe lungimea încărcată.

(4) Forțele din accelerație vor fi luate în considerare cu aceeași mărime ca forțele de frânare, dar cu sens opus. Practic aceasta înseamnă că Q_{lk} poate fi negativă sau pozitivă.

(5) Forța orizontală transmisă prin dispozitive de acoperire a rosturilor de dilatare sau aplicată elementelor structurale, care pot fi încărcate printr-o singură osie, trebuie considerată astfel:

$$Q_{fk} = 0{,}6\alpha_{Q1}Q_{1k} \qquad (B.4)$$

NOTĂ: Pentru această forță se pot stabili și alte valori dacă există justificări adecvate.

B.9.2 Forțe centrifuge și alte forțe transversale

(1) Forța centrifugă, notată Q_{tk}, va fi luată ca o forță transversală acționând la suprafața părții carosabile și radial față de axa părții carosabile.

(2) Valoarea caracteristică a forței centrifuge Q_{tk}, în care efectele dinamice sunt incluse, trebuie considerată conform prevederilor din tabelul B. 5.

Tabelul B.5 - Valori caracteristice ale forțelor centrifuge

$Q_{tk} = 0{,}2Q_v$ (kN)	dacă r < 200 m
$Q_{tk} = 40Q_v/r$ (kN)	dacă 200 ≤ r ≤ 1500 m
$Q_{tk} = 0$	dacă r > 1500m

unde:

r raza orizontală a axei părții carosabile m;

Q_v valoarea maximă totală a forțelor concentrate verticale ale sistemului tandem al sistemului principal de încărcare, deci $\sum_i \alpha_{Qi}(2Q_{ik})$ (vezi tabelul B.2)

(3) Forța centrifugă, Q_{tk} trebuie considerată că acționează într-un punct (ca o încărcare punctuală) pentru orice secțiune transversală a platelajului.

(4) Atunci când este relevant, trebuie să se considere forțele laterale din frânări oblice sau din derapaj. La nivelul suprafeței carosabile trebuie considerată o forță transversală din frânare, Q_{trk}, egală cu 25 % din forța longitudinală de frânare sau de accelerare Q_{lk}, care acționează simultan cu forța longitudinală Q_{lk}.

NOTĂ: Valoarea minimă a încărcării transversale poate fi precizată în reglementări specifice. În cele mai multe cazuri forțele care rezultă din efectele vântului și coliziunile de borduri dau o încărcare transversală suficientă.

B.10 Grupe de încărcări din trafic pentru poduri de șosea

B.10.1 Valori caracteristice ale acțiunii cu mai multe componente

(1) Simultaneitatea sistemelor de încărcare definite în B.7.2 (Modelul de Încărcare 1), B.7.3 (Modelul de Încărcare 2), B.7.4 (Modelul de Încărcare 3), B.7.5 (Modelul de Încărcare 4), B.9 (forțe orizontale) și încărcările definite în anexa D pentru trotuare se iau în considerare prin grupele de încărcări definite în tabelul B.6a. Fiecare din aceste grupe de încărcări, care se exclud reciproc, se vor considera la definirea valorii caracteristice a acțiunii pentru gruparea cu încărcările care nu sunt din trafic.

Tabelul B.6a - Definirea grupelor de încărcări din trafic (valori caracteristice ale acțiunii cu mai multe componente)

		PARTEA CAROSABILĂ						TROTUARE ŞI PISTE DE CICLIŞTI
Tipul încărcării		Forțe verticale				Forțe orizontale		Numai forțe verticale
Punctul		B. 7. 2	B. 7. 3	B. 7. 4	B. 7. 5	B. 9. 1	B. 9. 2	D.3.2
Sistemul de încărcare		LM1 (Sistemele TS şi UDL)	LM2 (O singură osie)	LM3 (Vehicule speciale)	LM4 (Încărcare cu aglomerări cu oameni)	Forțe de frânare şi demaraj	Forțe centrifuge şi transversale	Încărcare uniform distribuită
Grupe de încărc.	gr.1a	Valori caracteristice	-	-	-	*)	*)	Valoare de grupare **)
	gr. 1 b	-	Valoare caract.	-	-	-	-	-
	gr.2	Valori frecvente **)	-	-	-	Valoare caract.	Valoare caract.	-
	gr.3 ****)	-	-	-	-	-	-	Valoare caract. ***)
	gr.4	-	-	-	Valoare caract.	-	-	Valoare caract. ***)
	gr.5	Vezi B. 7. 4	-	Valoare caract.	-	-	-	-

Acțiune dominantă (însemnând o componentă asociată grupei de încărcare)

*) Dacă nu se precizează poate fi definită în alte reglementări

**) Poate fi definită în alte reglementări

***) Vezi anexa D. Se consideră încărcat numai un trotuar dacă efectul este mai defavorabil decât efectul încărcării a două trotuare.

****) Această grupă nu este relevantă dacă se consideră grupa 4.

B.10.2 Alte valori reprezentative ale acțiunii cu mai multe componente

(1) Acțiunea frecventă va consta numai din fiecare dintre valorile frecvente ale Modelului de Încărcare 1 (LM1) sau valoarea frecventă a Modelului de Încărcare 2 (LM 2), sau valorile frecvente ale încărcărilor pe trotuare sau benzile de ciclişti (luându-le cele mai defavorabile), fără orice altă componentă, aşa cum sunt precizate în tabelul B.6b.

NOTA 1: Pentru componentele individuale ale acțiunii traficului aceste valori reprezentative sunt definite în capitolul 2 din prezentul normativ.

NOTA 2: Pentru valori cvasi-permanente (în general egale cu zero) vezi capitolul 2 din prezentul normativ.

NOTA 3: Pentru valorile cu frecvență redusă (rare) ale acțiunilor variabile, se aplică aceleaşi reguli ca în B.10.1 prin înlocuirea valorilor caracteristice din țabelul B.6a prin valorile cu frecvență redusă definite în capitolul 2 a prezentului Normativ, fără modificarea celorlalte valori din tabel. Din punct de vedere practic, grupa 2 este nerelevantă la poduri.

Tabelul B.6b-Definirea grupelor de încărcări din trafic (valori frecvente ale acțiunii cu mai multe componente)

		PARTEA CAROSABILĂ		TROTUARE ŞI PISTE DE CICLIŞTI
Tipul încărcării		Forțe verticale		
Punctul		B. 7. 2	B. 7. 3	D.3
Sistemul de încărcare		LM 1 (Sistemele TS şi UDL)	LM 2 (o singură osie)	Încărcare uniform distribuită*)
Grupele de încărcări	gr. 1a	Valori frecvente		
	gr. 1b		Valori frecvente	
	gr. 3			Valori frecvente

*) Vezi anexa D. Se va considera numai un trotuar încărcat dacă efectul este mai defavorabil decât efectul a două trotuare încărcate.

B.10.3 Grupe de încărcări în situații de proiectare fundamentale tranzitorii

(1) Prescripțiile date în B. 10. 1 şi B. 10. 2 se aplică cu următoarele modificări.

(2) Pentru verificări în situații de proiectare fundamentale tranzitorii valorile caracteristice asociate cu sistemul tandem trebuie luate egale cu $0{,}8\alpha_{Qi}Q_{ik}$ şi toate celelalte caracteristici, valorile frecvente şi cvasi-permanente şi forțele orizontale sunt aşa cum s-au precizat pentru situații de proiectare fundamentale în exploatare fără nici o modificare (deci ele nu sunt reduse proporțional cu greutatea tandemurilor).

NOTĂ: În situații de proiectare fundamentale tranzitorii datorate întreținerii drumului sau a podului, traficul este de regulă concentrat pe o suprafață mai mică fără o reducere semnificativă, aglomerările din trafic îndelungate sunt frecvente. Totuşi, reduceri mai mari pot fi aplicate în cazurile în care cele mai grele vehicule sunt deviate pe alte trasee printr-o semnalizare şi măsuri adecvate.

B.11 Modele de încărcare la oboseală

B.11.1 Elemente generale

(1) Traficul pe poduri generează spectre de eforturi care pot cauza fenomene de oboseală. Spectrele de eforturi depind de geometria vehiculelor, încărcările pe osii, distanța între vehicule, structura traficului şi efectele dinamice ale acestora.

(2) În ceea ce urmează se definesc două modele de încărcări cu forțe verticale pentru oboseală.

NOTA 1: Pentru anumite suprastructuri forțele orizontale trebuie luate în considerare simultan cu forțele verticale: de exemplu, forțele centrifuge în anumite condiții trebuie considerate împreună cu încărcările verticale.

NOTA 2: Cele două modele de încărcări pentru oboseală, descrise mai jos, se vor folosi în conformitate cu prevederile din capitolul 4.

a) Modelele de Încărcare pentru oboseală 1 şi 2 s-au stabilit pentru a fi utilizate la determinarea eforturilor unitare maxime şi minime rezultând din posibilele poziţii pe pod ale celor două modele; în multe cazuri numai diferenţa algebrică dintre aceste eforturi unitare se foloseşte în proiectare pentru asigurarea împotriva degradărilor prin oboseală.

b) Modelul 1 de încărcare la oboseală s-a stabilit pentru a fi utilizat la verificări dacă durata de viaţă la oboseală poate fi considerată ca nelimitată atunci când se cunoaşte limita de oboseală pentru eforturi unitare cu amplitudine constantă. Acest model de încărcare este potrivit să se utilizeze pentru structuri metalice şi poate fi inadecvat pentru structuri alcătuite din alte materiale. Este în general conservativ şi acoperă automat efectele de încărcare pe mai multe benzi de circulaţie.

c) Modelul 2 de încărcare la oboseală s-a stabilit pentru a fi utilizat pentru verificarea duratei de viaţă la oboseală cu ajutorul curbelor de durabilitate la oboseală definite în anexa M. El nu trebuie folosit la verificări dacă durata de viaţă la oboseală poate fi considerată nelimitată. Poate fi utilizat însă la verificări la oboseală prin metode simplificate în care influenţa volumului de trafic anual şi tipul structurii se ia în considerare prin factorul de corecţie λ_e dependent de material.

(3) Pentru verificări la oboseală, categoria traficului pe un pod se defineşte cel puţin prin:
- numărul benzilor de circulaţie cu viteză redusă (benzi late) ;
- numărul de autovehicule grele pe an şi pe bandă de circulaţie lentă, observate sau estimate, N_{OBS} (tabelul B.7).

Pe fiecare bandă de circulaţie rapidă, suplimentar se va considera 10% din N_{OBS}.

NOTA 1: Valorile numerice ale lui N_{OBS} date în tabelul B. 7, corespunzătoare unei benzi de circulaţie lente, vor fi adoptate când se foloseşte Modelul de Încărcare la Oboseală 2.

NOTA 2: Tabelul B. 7 nu este suficient pentru caracterizarea traficului în vederea verificărilor la oboseală. Trebuie să se considere şi alţi parametri:
- procentul de vehicule tip care depinde de tipul traficului ;
- parametrii care definesc distribuţia greutăţii vehiculelor sau axelor fiecărui tip de vehicul.

NOTA 3: Nu este nici o relaţie generală între categoriile de trafic pentru verificări de oboseală şi clasele de încărcare şi coeficienţii α asociaţi acestora menţionaţi în B. 3 şi B. 7.

NOTA 4: Valori intermediare pentru N_{OBS} nu se exclud, dar nu este de aşteptat să aibă influenţe foarte importante pentru durata de viaţă la oboseală.

(4) Pentru verificarea efectelor din acţiunea generală (de exemplu la grinzile principale) toate modelele de încărcare la oboseală vor fi plasate centrat pe benzile de circulaţie definite în concordanţă cu principiile şi regulile date în B. 5 (2) şi (3). Benzile de circulaţie lente vor fi evidenţiate la proiectare.

(5) Pentru verificarea efectelor din acţiunea locală (de exemplu în plăcile din beton) modelele vor fi plasate centrat pe benzile de circulaţie presupuse a fi situate oriunde pe partea carosabilă. Totuşi, atunci când poziţia transversală a vehiculelor din Modelul de Încărcare la Oboseală 2 este importantă pentru efectele studiate, de exemplu pentru platelajul ortotrop, o distribuţie statistică a acestei poziţii transversale se va considera conform fig. B.9.

Tabelul B.7 - Numărul de autovehicule prognozate pe an şi pe banda de circulaţie lentă

CATEGORII DE TRAFIC		N_{OBS} pe an şi pe bandă de circulaţie lentă
1	Drumuri şi autostrăzi cu două sau mai multe benzi de circulaţie pe o direcţie cu valori ridicate ale fluxului autovehiculelor	$2,0\times10^6$
2	Drumuri şi autostrăzi cu valori medii ale fluxului autovehiculelor	$0,5\times10^6$
3	Drumuri principale cu valori reduse ale fluxului autovehiculelor	$0,125\times10^6$
4	Drumuri locale cu valori reduse ale fluxului autovehiculelor	$0,05\times10^6$

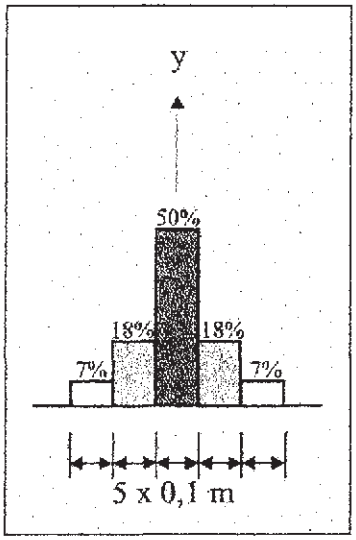


Fig. B.9 - Frecvenţa distribuţiei transversale pentru încărcări locale

(6) Modelele de Încărcare la Oboseală 1 şi 2 includ amplificarea dinamică a încărcării corespunzătoare pentru o bună calitate a suprafeţei carosabile. În zona rosturilor de dilataţie se va considera un coeficient suplimentar $\Delta\varphi_{fat}$ de amplificare dinamică aşa cum se arată în fig. B. 10. Acest coeficient se aplică la toate încărcările şi este funcţie de distanţa de la rostul de dilataţie la secţiunea transversală considerată.

Adesea se acceptă o simplificare care constă în adoptarea $\Delta\varphi_{fat} = 1,3$ pentru toate secţiunile transversale până la 6,0 m de rostul de dilataţie.

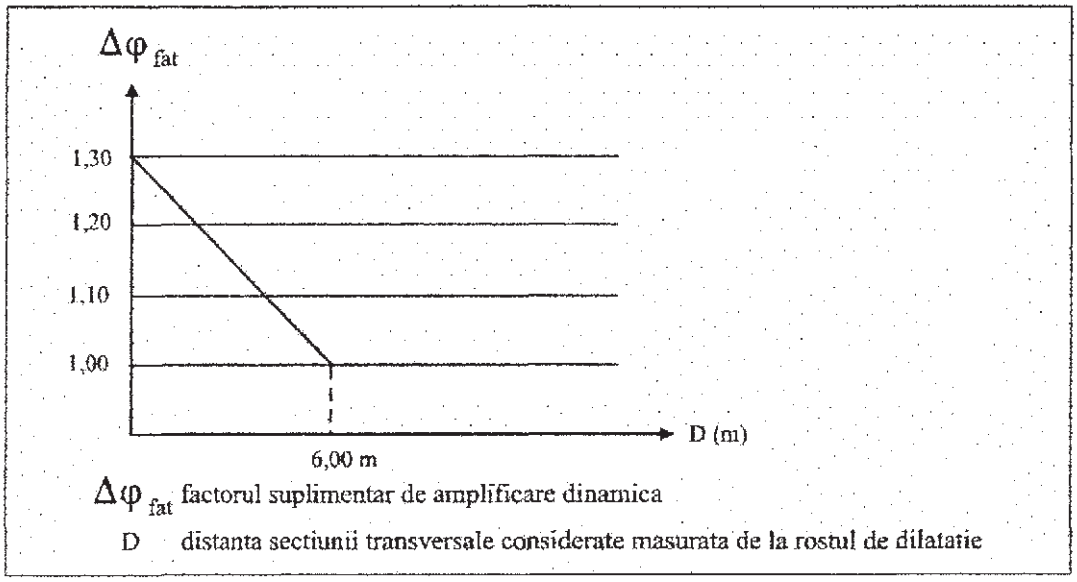


Fig. B.10 - Coeficientul de amplificare dinamică suplimentar pentru oboseală, $\Delta\varphi_{fat}$

B.11.2 Modelul de Încărcare la oboseală 1 (similar cu LM1)

(1) Modelul de Încărcare la Oboseală 1 are configurația Modelului de Încărcare 1 definit în B.7.2, cu valorile încărcărilor pe osii egale cu $0,7Q_{ik}$ şi valorile încărcărilor uniform distribuite egale cu $0,3q_{ik}$ şi (dacă nu este precizat altfel) $0,3q_{rk}$.

(2) Eforturile unitare maxime şi minime (σ_{FLMmax} şi σ_{FLMmin}) se vor determina din pozițiile posibile pe pod ale Modelului de Încărcare la Oboseală 1.

B.11.3 Modelul de Încărcare la oboseală 2 (Modelul cu un singur vehicul)

(1) Acest model este alcătuit din 4 osii, fiecare osie având două roți identice. Geometria modelului se arată în fig. B.11. Încărcarea pe fiecare osie este egală cu 120 kN, iar suprafața de contact a fiecărei roți cu îmbrăcămintea este un pătrat cu latura de 0,40 m.

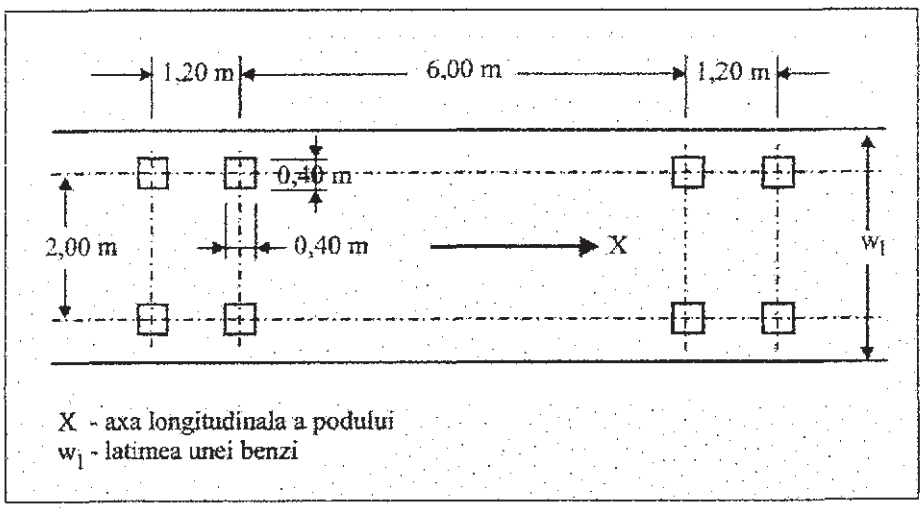


Fig. B.11 - Modelul de Încărcare la Oboseală 2

(2) Eforturile unitare maxime şi minime şi ecartul de eforturi unitare ($\Delta\sigma$), deci diferenţa algebrică, care vor fi calculate, rezultă din deplasarea modelului în lungul podului.

(3) Atunci când este relevant, trebuie luate în considerare două vehicule pe aceeaşi bandă de circulaţie.

NOTĂ: Condiţiile de aplicare ale acestei reguli pot fi definite prin reglementări suplimentare sau prin caiete de sarcini. Condiţiile posibile de aplicare sunt următoarele:
- un vehicul este identic cu cel definit la pct. (1)
- geometria celui de-al 2-lea vehicul este la fel cu cea reprezentată în fig. B. 11 şi greutatea pe fiecare osie este egală cu 36 kN (în loc de 120 kN)
- distanţa între cele două vehicule, măsurată între centrele lor, nu este mai mică de 40 m.

B.12 Acţiuni pentru situaţii de proiectare accidentale

B.12.1 Precizări generale

(1)P Încărcările datorate vehiculelor rutiere în situaţii de proiectare accidentale trebuie luate în considerare dacă sunt relevante. Aceste încărcări rezultă din:
- coliziunea vehiculului cu pilele sau tablierele podurilor
- prezenţa roţilor grele pe trotuare (efectele roţilor grele pe trotuare se vor considera pentru toate podurile rutiere atunci când trotuarele nu sunt protejate cu bariere de siguranţă rigide)
- coliziunea vehiculului cu bordurile, barierele de siguranţă şi elementele structurale (efectele coliziunii vehiculului cu barierele de siguranţă vor fi considerate pentru toate podurile rutiere care au astfel de sisteme de siguranţă pe platelajul podului; efectele coliziunii vehiculului cu bordurile se vor considera în toate cazurile).

B.12.2 Forţele de coliziune de la vehicule care circulă sub pod

B.12.2.1 Forţele de coliziune asupra pilelor şi a altor elemente de susţinere

(1) Forţele datorate coliziunii vehiculelor cu greutăţi sau dimensiuni agabaritice asupra pilelor sau elementelor structurale ale unui pod trebuie luate în considerare.

NOTĂ: În reglementări tehnice specifice trebuie definite:
- regulile de protecţie a componentelor podului împotriva forţelor de coliziune
- când se iau în considerare forţele de coliziune (cu referire la distanţa de siguranţă între pile şi marginile părţii carosabile)
- mărimea şi poziţia forţelor de coliziune
- stările limită care se consideră
  Pentru pile rigide se recomandă ca forţa de impact să aibă 1000 kN în direcţia de deplasare a vehiculului sau 500 kN perpendicular pe această direcţie, acţionând la 1,25 m de suprafaţa carosabilă.

B.12.2.2 Forţele de coliziune pentru suprastructură

(1) Forţa de coliziune trebuie precizată dacă este relevantă:

NOTA 1: În reglementări tehnice specifice se poate defini forța de coliziune pentru suprastructură în corelație cu înălțimea liberă sau alte forme de protecție.

NOTA 2: Acțiunile din coliziune pentru suprastructura podului sau pentru alte componente structurale peste șosea pot avea variații mari depinzând de parametrii structurali și nestructurali și de condițiile de aplicare ale acestora. Posibilitatea coliziunii vehiculelor având o înălțime agabaritică cât și desfacerea cârligului automacaralelor în momentul trecerii pe sub pod trebuie considerate. Măsuri de protecție a structurii podului pot fi luate ca o alternativă la proiectarea pentru forțe de coliziune.

B.12.3 Acțiuni de la vehicule care circulă pe pod

B.12.3.1 Vehicule pe trotuare și pe benzi de ciclişti la poduri de șosea

(1)P Dacă se prevede o barieră de siguranță rigidă de clasă corespunzătoare, considerarea acțiunii vehiculelor în spatele acestei protecții nu mai este necesară.

(2) Dacă protecția menționată în (1) este prevăzută, se va lua în considerare o încărcare accidentală cu o osie corespunzând la $\alpha_{Q2}Q_{2k}$ (vezi B.7.2). Această încărcare trebuie plasată și orientată pe partea carosabilă în așa fel încât să conducă la cel mai defavorabil efect în vecinătatea barierei de siguranță așa cum este arătat în fig. B.12. Această încărcare pe osie nu se consideră simultan cu nici o altă încărcare variabilă de pe partea carosabilă. Se ia în considerare o singură roată dacă limitele geometrice fac imposibilă amplasarea a două roți. Dincolo de bariera de siguranță, se aplică încărcarea variabilă caracteristică concentrată definită în anexa D, dacă este relevant, separat de încărcarea accidentală.

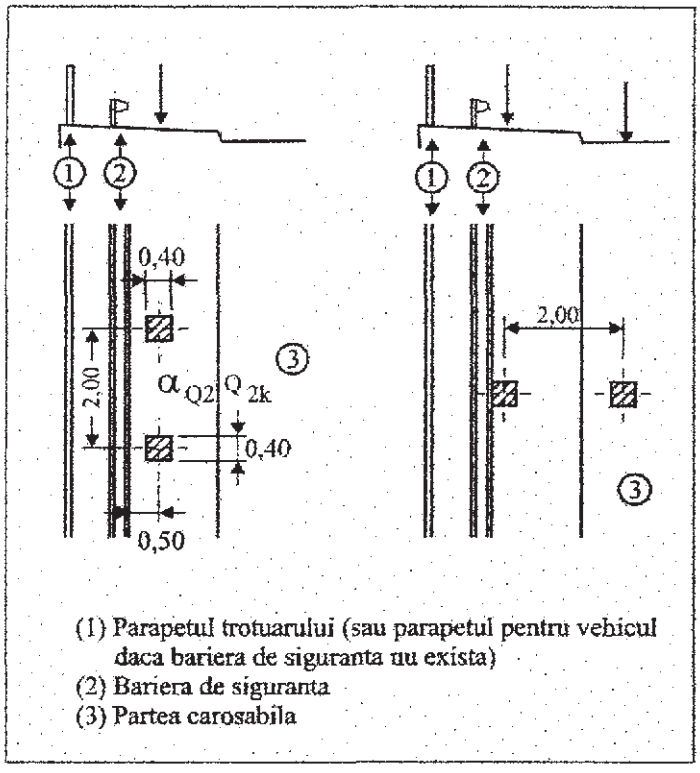


Fig. B.12 - Exemple cu pozițiile încărcărilor din vehicule pe trotuare și benzile pentru ciclişti la poduri de șosea

(3) În absența protecției menționate în (1), regulile date în (2) se aplică până la marginea suprastructurii unde există o barieră de siguranță pentru vehicule.

B.12.3.2 Forțele de coliziune pe borduri

(1) Acțiunea produsă de coliziunea vehiculului cu bordurile trebuie luată ca o forță laterală egală cu 100 kN care acționează cu 0,05 m mai jos de partea superioară a bordurii. Această forță se consideră ca o forță uniform distribuită ce acționează pe o lungime de 0,5 m şi se transmite prin borduri la elementele structurale pe care acestea reazemă. Dacă elementele structurale de rezemare a bordurilor sunt rigide, încărcarea se presupune că se distribuie după plane la 45°. În cazuri defavorabile forța de coliziune se consideră că acționează simultan cu o încărcare verticală din trafic egală cu $0{,}75\alpha_{Q1}Q_{1k}$ (vezi fig. B.13

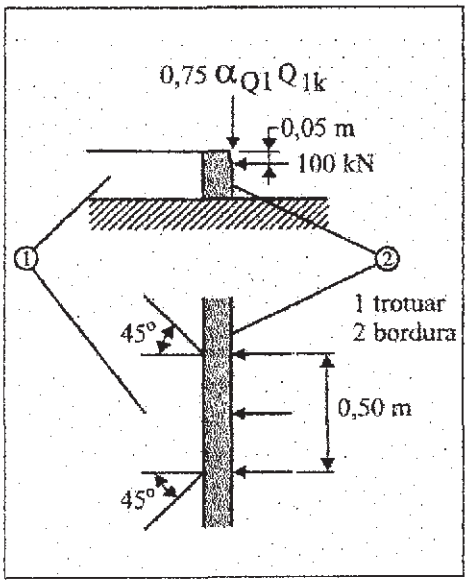


Fig. B.13 - Definirea forțelor de coliziune a vehiculelor cu bordurile

B.12.3.3 Forțe de coliziune pe barierele de siguranță

(1) Pentru proiectarea structurilor de poduri trebuie luate în considerare forțe orizontale şi verticale transmise platelajului podului prin intermediul sistemelor de restricție pentru vehicule (bariere de siguranță).

NOTA 1: În reglementări tehnice specifice pot fi definite şi selectate clasele forțelor de coliziune şi condițiile asociate de aplicare. Se recomandă 4 clase pentru valorile forței orizontale transmise, astfel:

Clasa recomandată	Forța orizontală (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

Forța orizontală, acționând transversal, poate fi aplicată la 100 mm sub partea superioară a sistemului de restricție considerat pentru vehicule sau 1,0 m deasupra

nivelului părții carosabile sau trotuarului, considerându-se valoarea mai mică, și distribuită pe o lungime de 0,5 m.

NOTA 2: Valorile forțelor orizontale date pentru clasele A...D au rezultat din măsurători efectuate în perioada testelor pe sisteme de restricție pentru vehicule utilizate pentru poduri. Nu există nici o corelare directă între aceste valori și clasele de performanță ale sistemelor de restricție pentru vehicule. Valorile propuse depind mai degrabă de rigiditatea legăturii între sistemul de restricție pentru vehicule și bordură sau partea structurii podului de care sunt prinse. O legătură între acestea foarte puternică conduce la o forță orizontală dată pentru clasa D. Cea mai redusă forță orizontală, stabilită din măsurători, a rezultat pentru o legătură cu rigiditate redusă. Astfel de sisteme sunt frecvent folosite la poduri (de exemplu barierele de siguranță metalice). O foarte redusă rigiditate a legăturii (îmbinării) poate conduce la forța orizontală dată pentru clasa A.

NOTA 3: Forța verticală care acționează simultan cu forța de coliziune orizontală poate fi definită în reglementări tehnice specifice. Valoarea recomandată poate fi luată egală cu $0,75\alpha_{Q1}Q_{1k}$. Forțele orizontale și verticale pot fi preluate, când este posibil, prin măsuri constructive (de exemplu proiectarea unor elemente din beton armat).

(2) Structura care susține parapetul pentru vehicule trebuie proiectată pentru preluarea efectului unei încărcări accidentale locale egală cu de 1,25 ori momentul încovoietor rezistent local determinat cu rezistența caracteristică a materialului parapetului pentru vehicule (rezistența îmbinării parapetului cu structura), fără orice altă încărcare variabilă.

B.12.3.4 Forțe de coliziune asupra elementelor structurale

(1) Forțele de coliziune ale vehiculelor asupra elementelor structurale neprotejate și situate deasupra sau în apropierea nivelului părții carosabile trebuie luate în considerare.

NOTĂ: Pentru unele elemente structurale intermediare la care vătămările nu determină prăbușirea structurii (de exemplu la tiranții de susținere sau la hobane) forțe mai mici (mai reduse) pot fi stabilite prin reglementări tehnice specifice.

(2) Aceste forțe nu se consideră că acționează simultan cu nici o încărcare variabilă.

NOTĂ: Aceste forțe pot fi aceleași cu cele precizate la B. 12.2.1, acționând la 1,25 m deasupra nivelului părții carosabile. Totuși, dacă există măsuri suplimentare de protecție între partea carosabilă și aceste elemente, aceste forțe pot fi reduse prin reglementări tehnice specifice.

B.13 Coeficienți parțiali de siguranță

B.13.1 Elemente generale

(1) Pentru alegerea coeficienților parțiali de siguranță pentru acțiuni (coeficienții γ) și pentru gruparea încărcărilor din trafic pe podurile de șosea cu acțiunile permanente, acțiunile cvasi-statice din vânt, zăpadă și temperatură și pentru coeficienții ψ legați de gruparea acțiunilor vor fi relevante indicațiile ce urmează. Dacă este nevoie să se considere alte acțiuni (de

exemplu tasări, instabilitatea datorată vântului), grupările trebuie suplimentate pentru a le lua în considerare. Grupările de încărcări trebuie de asemenea suplimentate şi adaptate pentru fazele de montaj şi pentru unele tipuri speciale de poduri rutiere (de exemplu poduri mobile şi poduri acoperite).

B.13.2 Stări limită ultime (oboseala exclusă)

B.13.2.1 Simultaneitatea modelelor de încărcare cu alte acţiuni

B.13.2.1.1 Modele care includ acţiuni variabile

(1) Atunci când este relevant traficul rutier, pietonal (sau cicliştii) şi aglomeraţia de oameni vor fi considerate ca grupuri de încărcări aşa cum se arată în B. 10. Diferenţa între aceste grupuri depinde de valorile reprezentative şi de situaţiile de proiectare considerate. Pentru orice grupare a încărcărilor din trafic cu alte acţiuni, orice astfel de grup va fi considerat ca o acţiune.

(2) Acţiunea caracteristică a vântului pe podurile rutiere se consideră fie forţa caracteristică F_{wk} fie forţa nominală F_{wnom}, precizate în anexa E. Alegerea unei valori F_{wnom} suficient de mare poate face posibilă simplificarea calculelor prin considerarea nesimultaneităţii acţiunii vântului cu acţiunea traficului. Când se consideră grupările acţiunilor traficului rutier cu acţiunea vântului se va considera de asemenea forţa maximă din vânt compatibilă cu traficul rutier. Această forţă F_w^* este asociată unei viteze a vântului de 23 m/s la nivelul suprastructurii.

(3) Pentru grupările acţiunilor vântului şi traficului, aria suprafeţei expuse vântului, definită în anexa E se va spori prin adăugarea a 2,00 m la înălţimea suprastructurii, de la nivelul părţii carosabile, fără ca această să se adauge la înălţimea adiţională a parapeţilor, barierelor de siguranţă, barierelor pentru zgomot etc. Presiunea vântului normală pe suprafaţa vehiculelor se va considera pe lungimea cea mai defavorabilă, independentă de lungimea de aplicare a încărcărilor verticale.

(4) Forţele şi deformaţiile impuse rezultate din acţiuni permanente şi variabile relevante pe poduri se vor considera în grupările de acţiuni simultane cu încărcările din trafic dacă sunt relevante.

(5) Dacă nu se precizează altfel, Modelul de Încărcare 2 (definit în B.7.3) şi forţa concentrată Q_{fwk} pe trotuare (definită în anexa D) se vor grupa numai cu încărcările variabile care provin din trafic.

(6) Cu excepţia podurilor acoperite, acţiunea zăpezii şi vântului nu se vor grupa cu:
- vehicule speciale (Modelul de Încărcare 3, vezi B.7.4) sau grupa asociată de încărcări 5 (vezi B.10.1)
- încărcarea cu aglomerare de oameni pe podurile rutiere (Modelul de Încărcare 4, definit în B.7.5) sau grupa asociată de încărcări 4 (vezi B.10.1)
- forţele de frânare şi accelerare pe poduri rutiere (vezi B.9.1) sau forţele centrifuge (vezi B.9.2) sau grupa asociată de încărcări 2 (vezi B.10.1)
- încărcări pe trotuare şi benzi pentru ciclişti sau cu grupa asociată de încărcări 3 (vezi B.10.1)

(7) Încărcarea cu zăpadă nu se consideră cu Modelul de Încărcare 1 sau cu grupa asociată de încărcare 1. De aceea încărcarea cu zăpadă nu este menționată în tabelele care conțin coeficienții parțiali de siguranță și coeficienții de grupare a încărcărilor. Ea poate fi totuși considerată în unele situații de proiectare fundamentale tranzitorii.
(8) Nici o acțiune a vântului mai mare decât cea mai mică valoare dintre F_w^* și $\psi_0 F_{wk}$ (sau $\psi_0 F_{wnom}$) nu va fi grupată cu Modelul de Încărcare 1 nici cu grupa asociată de încărcări 1.

(9) Dacă nu se precizează altfel, pentru podurile rutiere acțiunile vântului și acțiunile termice nu vor fi luate în considerare ca acțiuni simultane.

B.13.2.1.2 Modele care includ acțiunile accidentale

(1) Atunci când se consideră o acțiune accidentală, nici o altă acțiune accidentală, nici vântul, nici zăpada nu trebuie considerate că se produc simultan.

(2) Simultaneitatea acțiunilor accidentale cu acțiunile variabile din trafic se precizează mai jos, atunci când se definesc acțiunile accidentale individuale relevante.

(3) Dacă se consideră coliziunile datorate traficului de sub pod (forțe definite în B.12.2), încărcările frecvente datorate traficului pe pod sunt compatibile și se vor introduce ca acțiuni simultane în grupările de încărcări.

(4) Dacă se consideră acțiunile accidentale datorate traficului (încărcări definite în B.12.3) toate acțiunile asociate traficului rutier vor fi neglijate, de exemplu forța de frânare și accelerare, forțe centrifuge și alte forțe transversale. Atunci când trebuie considerate alte acțiuni accidentale pe pod este necesar să se precizeze reguli pentru simultaneitatea cu acțiunile din trafic.

(5) În cazul suprastructurilor precomprimate exterior cu tiranți metalici se va avea în vedere o situație de proiectare de avarie prin cedarea unui tirant.

B. 13.2.2 Gruparea acțiunilor

(1) Pentru fiecare caz defavorabil de încărcare, valorile de proiectare ale efectelor acțiunilor se vor determina prin gruparea acțiunilor care se consideră simultan.

B. 13.2.3 Coeficienții parțiali de siguranță pentru acțiunile podurilor de șosea (oboseala exclusă)

(1) Coeficienții parțiali de siguranță ai acțiunilor pentru stările limită ultime în situații de proiectare fundamentale în exploatare, fundamentale tranzitorii și accidentale sunt dați în tabelul B.8.

(2) Pentru verificări care se referă la pierderea echilibrului static și în alte câteva cazuri unde variabilitățile rezistențelor materialului din elementele structurale și ale terenului au o importanță relativ mică, părțile favorabile și nefavorabile ale acțiunilor permanente se vor considera ca acțiuni individuale și dacă nu se precizează altfel valorile superioară și inferioară ale coeficienților parțiali de siguranță vor fi $\gamma_{Gsup} = 1,05$ și respectiv $\gamma_{Ginf} = 0,95$. Ceilalți coeficienți parțiali de siguranță ai acțiunilor (în special pentru acțiuni variabile) sunt ca în (1).

Tabelul B.8 - Coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiuni: Stări limită ultime pentru poduri de șosea

ACȚIUNEA	SIMBOL	SITUAȚIA DE PROIECTARE	
		Fundamentală în exploatare Fundamentală tranzitorie	Accidentală
Acțiuni permanente:			
- greutatea proprie a elementelor structurale și nestructurale			
- acțiuni permanente cauzate de teren			
- apa din teren			
- apa liberă [1]			
a) nefavorabil	γ_{Gsup}	1,35 [2) 3) 4)]	1,00
b) favorabil	γ_{Ginf}	1,00 [2) 3) 4)]	1,00
Pretensionarea și autotensionarea [8)]	γ_P, $\gamma_{\Delta X,G}$, $\gamma_{\Delta X,Q}$	1,00 [5)]	1,00
Tasarea	γ_{Gset}	1,00 [6)]	
Acțiuni din trafic [7)]			
a) nefavorabile	γ_Q	1,35	1,00
b) favorabile		0	0
Alte acțiuni variabile			
a) nefavorabile	γ_Q	1,50	1,00
b) favorabile		0	0
Acțiuni accidentale	γ_A		1,00

[1)] În locul coeficienților γ_G (1,35) și γ_Q pentru acțiunile din presiunea laterală a pământului, pot fi introduse proprietățile terenului. Se va aplica un coeficient γ_{Ed} pentru Modelul de Încărcare.

[2)] În această verificare valorile caracteristice ale tuturor acțiunilor permanente provenite dintr-o sursă se multiplică cu 1,35 dacă efectul total rezultant al acțiunii este nefavorabil și cu 1,00 dacă efectul total rezultant al acțiunii este favorabil.

[3)] Dacă nu se precizează altfel coeficienții se aplică valorilor caracteristice adecvate definite în 2.1.2 (în special pentru greutatea sistemului rutier).

[4)] În cazurile în care starea limită este sensibilă la variațiile în spațiu ale acțiunilor permanente se vor lua valorile caracteristice superioare și inferioare ale acestor acțiuni.

[5)] Dacă pretensionarea este determinată de deformații (deplasări) impuse structurii, coeficienții care se aplică acțiunilor permanente G și deformațiilor impuse se vor lua așa cum sunt definiți în capitolul 4.

[6)] Se aplică numai în cazurile în care tasările se pot aprecia cu foarte mare precizie.

[7)] Componentele acțiunilor din trafic se introduc în grupările de încărcări ca o acțiune, prin grupele de încărcări relevante, componentele favorabile ale acestor grupe fiind neglijabile.

[8)] Coeficienții parțiali de siguranță $\gamma_{\Delta X,G}$ și $\gamma_{\Delta X,Q}$ sunt precizați la punctul 2.1.6.5.

B. 13.2.4 Coeficienţii ψ pentru poduri de şosea

(1) Coeficienţii ψ pentru poduri rutiere sunt daţi în tabelul B.9. Pentru acţiuni din trafic, ei se aplică, dacă este relevant, atât la grupurile de încărcări definite în B.10 cât şi acţiunilor componentelor dominante ale grupurilor atunci când ele se consideră separat.

Tabelul B.9 - Coeficienţii ψ pentru poduri rutiere

ACŢIUNEA	SIMBOL	ψ_0	ψ_1'[1)]	ψ_1	ψ_2
ÎNCĂRCĂRI DIN TRAFIC	gr. 1 TS	0,75	0,80	0,75	0
	(LM1)[2)] UDL[3)]	0,40	0,80	0 [2)]	0 [2)]
	O singură osie (LM2)	0	0,80	0,75	0
	gr. 2 (Forţe orizontale)	0	0	0	0
	gr. 3 (Încărcări cu oameni)	0	0,80	0	0
	gr. 4 (LM4)	0	0,80	0	0
	gr. 5 (LM3)	0	1,00	0	0
FORŢE ORIZONTALE		0	0	0	0
FORŢA VÂNTULUI [4)]	F_{wk} sau F_{wnom}	0,3	0,6	0,5	0
	F_w^*	1,0	-		
EFECTUL TEMPERATURII	T_k	0 [5)]	0,80	0,6	0,5

[1)] ψ_1' este coeficientul ψ care defineşte încărcările cu frecvenţă redusă

[2)] Valorile din tabel ale coeficienţilor ψ_1', ψ_1, ψ_2 pentru gr. 1 se aplică la căile rutiere cu trafic corespunzând coeficienţilor de corecţie α_{Qi}, α_{qi}, α_{qr} şi β_Q egali cu 1. Cei referitori la UDL corespund la situaţia de trafic comună în care o aglomerare de autocamioane se poate produce, dar nu frecvent. Alte valori ale tuturor coeficienţilor ψ_1' şi ψ_1 sau a unora dintre aceştia, pot fi precizaţi pentru alte clase de drumuri, sau pentru traficul prognozat, legaţi de alegerea coeficienţilor α corespunzători. O valoare a coeficientului ψ_2 alta decât zero poate fi precizată, numai pentru sistemul UDL al LM1, pentru podurile care susţin un trafic continuu sever.

[3)] Coeficienţii pentru UDL se aplică atât pentru partea uniform distribuită din LM1, cât şi pentru încărcarea cu oameni redusă menţionată în tabelul B.6a.

[4)] Atunci când acţiunea vântului se consideră ca acţiune dominantă (deci reprezentată prin F_{wk} sau F_{wnom}), ψ_0 pentru gr.1 va fi luat zero şi înălţimea adiţională a suprastructurii, precizată în B.13.2.1.1 (3), nu se consideră. Dacă acţiunea din trafic se consideră dominantă, acţiunea vântului $\psi_0 F_{wk}$ sau $\psi_0 F_{wnom}$ nu se va considera mai mare decât F_w^* şi valoarea ei reprezentativă se calculează luând în considerare înălţimea adiţională precizată în B. 13.2.1.1 (3).

[5)] Dacă nu se precizează altfel (de exemplu în cazul materialelor cu tendinţă de rupere fragilă la temperaturi joase - vezi capitolul 3). Totuşi, pentru starea limită de serviciu vezi B.13.3.

B.13.3 Stări limită de serviciu

B.13.3.1 Simultaneitatea modelelor de încărcare cu alte acţiuni

(1) Regulile reprezentând simultaneitatea date în B. 13. 2. 1 se aplică şi pentru stările limită de serviciu.

B.13.3.2 Gruparea acţiunilor

(1) Pentru situaţii de proiectare fundamentale în exploatare şi fundamentale tranzitorii. Diferitele grupări de acţiuni vor fi considerate conform prevederilor din 2.2.2.

(2) Suplimentar, va fi considerată şi gruparea cu frecvenţă redusă (rară) următoare:

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} "+" P_k "+" \psi_1 Q_{k1} "+" \sum_{i>1} \psi_{1i} Q_{ki}$$

B.13.3.3 Coeficienţi parţiali de siguranţă

(1) Pentru poduri rutiere coeficienţii parţiali de siguranţă ai acţiunilor, în cazul stărilor limită de serviciu se vor lua 1,0 dacă nu este precizat altfel.

B.13.3.4 Coeficienţii ψ pentru poduri de şosea

(1) Valorile coeficienţilor ψ sunt date în tabelul B. 9 exceptând valoarea ψ_0 aplicată efectelor termice, care se ia egală cu 0,6.

B.14 Oboseala

(1) Verificările la oboseală sunt precizate în capitolul 4.

Anexa C ACŢIUNI DIN TRAFIC LA PODURILE DE CALE FERATA

C.1 Domeniul de aplicare

(1)P Această anexă defineşte acţiunile din traficul feroviar de pe reţeaua de căi ferate cu ecartament normal şi viteza de circulaţie mai mică de 200 km/h.

(2)P Prevederile din această anexă nu definesc acţiunile pentru podurile care susţin:

a) căi ferate cu ecartament îngust
b) căi de tramvai şi alte căi ferate uşoare
c) căi ferate conservate
d) căi ferate cu cremalieră
e) căi ferate funicular

Valorile caracteristice ale acţiunilor pentru aceste tipuri de căi ferate vor fi stabilite de autorităţi competente.

(3) Modelele de Încărcare definite în această anexă nu descriu încărcările reale. Ele au fost selectate astfel ca efectele lor, cu sporul dinamic luat în considerare separat, să reprezinte efectele traficului din exploatare şi de perspectivă. Atunci când trebuie considerat un trafic care este în afara Modelelor de Încărcare precizate, pot fi definite Modele de Încărcare alternative cu reguli de grupare asociate şi aprobate de autorităţi competente.

(4) În anexă se precizează cerinţele privind limitele deformaţiilor structurilor care susţin trafic feroviar, pentru menţinerea siguranţei în exploatare şi asigurarea confortului pasagerilor.

(5) Sunt precizate trei tipuri de trafic mixt feroviar care stau la baza calculului la oboseală al structurilor.

(6) Greutatea proprie a elementelor nestructurale include greutatea elementelor cum ar fi de exemplu, barierele de siguranţă şi pentru zgomot, semnale, conducte şi cable (exceptând forţele datorate întinderii din firul de contact, elementele care susţin catenarele etc.).

C.2 Definirea acţiunilor. Natura încărcărilor din traficul pe calea ferată

(1) În această anexă se dau reguli generale pentru calculul efectelor dinamice asociate, al forţelor centrifuge, al forţelor de şerpuire, al forţelor din tracţiune şi frânare datorate traficului feroviar.

(2) Acţiunile datorate exploatării căilor ferate se dau pentru:

- încărcări verticale: Modelul de Încărcare 71, Modelele de Încărcare SW, tren neîncărcat
- încărcări verticale pentru terasamente
- efecte dinamice
- forţe centrifuge
- forţe de şerpuire
- forţe de tracţiune şi frânare
- răspunsul combinat al structurii şi căii la acţiuni variabile
- acţiuni datorate echipamentului liniei de contact şi altor echipamente şi infrastructurii căii ferate

(3) Pentru situații de proiectare accidentale se precizează acțiunile din deraiere (efectul deraierii vehiculelor feroviare asupra structurilor care susțin trafic feroviar).

C.3 Încărcări verticale - valori caracteristice, excentricitatea și distribuția încărcării (efecte statice)

C.3.1 Elemente generale

(1) Acțiunile din trafic se definesc prin intermediul Modelelor de Încărcări. Se dau trei modele pentru încărcările din trafic feroviar:
- Modelul de Încărcare 71 (SW/0 pentru poduri cu grinzi continui) reprezentând traficul feroviar normal pe liniile principale ale căii ferate
- Modelul de Încărcare SW/2 reprezentând încărcările din trafic greu
- Modelul de Încărcare "tren neîncărcat" reprezentând efectul unui tren neîncărcat.

(2) Prevederea se face datorită variațiilor încărcării specificate pentru a lua în considerare atât diferențele privind natura, volumul și greutatea maximă a traficului feroviar pe diferite căi ferate, cât și calitatea întreținerii căii.

C.3.2 Modelul de Încărcare 71

(1) Modelul de Încărcare 71 reprezintă efectul static al traficului feroviar normal. El reprezintă încărcarea verticală dată de vehicule.

(2)P Distribuția încărcărilor verticale și valorile caracteristice sunt date în fig. C.1.

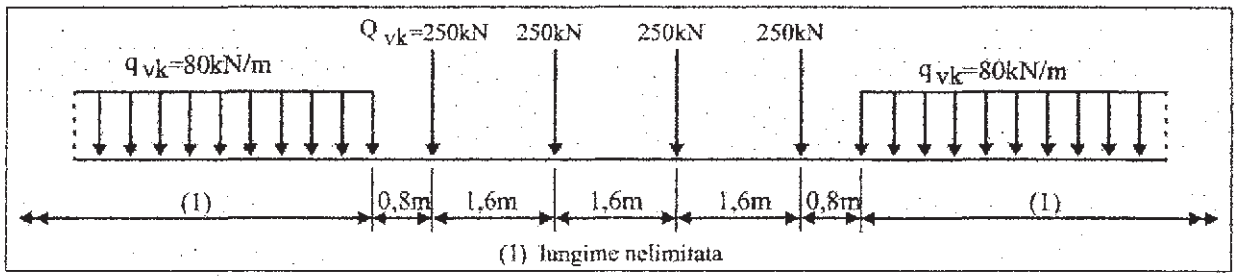


Fig. C.1 - Modelul de Încărcare 71 și valorile caracteristice pentru încărcările verticale

(3)P Valorile caracteristice date în fig. C.1 vor fi multiplicate printr-un factor α, pentru linii care susțin un trafic feroviar diferit de traficul normal. Dacă se multiplică cu factorul α încărcările se numesc "încărcări verticale clasificate". Acest factor α va avea următoarele valori: 0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33; 1,46. Dacă nu se precizează nici un factor, el se va adopta egal cu 1,0.

Atunci când factorul α este precizat, acțiunile menționate mai jos vor fi multiplicate cu același factor α:
- Modelul de Încărcare SW/0 pentru poduri cu grinzi continui
- forțele centrifuge
- forțele de tracțiune și frânare
- forța de șerpuire
- răspunsul combinat al structurii și căii la acțiuni variabile
- acțiunile din deraiere pentru situații de proiectare accidentale

(4)P Pentru verificarea limitelor deformațiilor se vor utiliza încărcările verticale clasificate și alte acțiuni multiplicate cu α conform prevederilor din C.3.2 (3)P (cu excepția verificărilor pentru confortul pasagerilor când α se va lua egal cu 1,0).

C.3.3 Modelele de Încărcare SW/0 și SW/2

(1) Modelul de Încărcare SW/0 reprezintă efectul static al încărcării verticale determinată de traficul normal feroviar la podurile cu grinzi continui.

(2) Modelul de Încărcare SW/2 reprezintă efectul static al încărcării verticale determinată de traficul feroviar greu.

(3)P Distribuția încărcărilor verticale și valorile lor caracteristice sunt date în fig. C.2 și tabelul C.1.

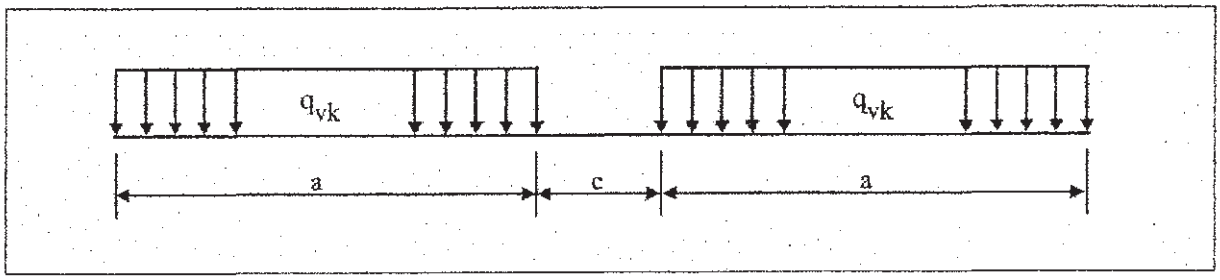


Fig. C.2 - Modelele de Încărcare SW/0 și SW/2

Tabelul C.1-Valorile caracteristice pentru încărcările verticale ale Modelelor de Încărcări SW/0 și SW/2

MODELUL DE ÎNCĂRCARE	q_{vk}, în kN/ m	a, în m	c, în m
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

(4)P Liniile sau secțiunile de linii pe care traficul feroviar greu poate opera (Modelul de Încărcare SW/2) vor fi stabilite de autorități competente.

(5)P Modelul de Încărcare SW/0 va fi multiplicat cu factorul α precizat în C. 3. 2 (3)P.

C.3.4 Modelul de Încărcare "tren neîncărcat"

(1) Pentru unele verificări specifice se foloseşte un Model de Încărcare special numit " tren neîncărcat". Această acțiune este verticală și uniform distribuită cu o valoare nominală de 10,0 kN/m.

C.3.5 Excentricitatea încărcărilor verticale (pentru Modelele de Încărcare 71 și SW/0)

(1)P Efectul deripării căii se va considera luând raportul încărcărilor pe roțile unei osii până la valorile 1,25:1,00. Excentricitatea rezultată e este arătată în fig. C.3.
Excentricitatea încărcărilor verticale poate fi neglijată atunci când se consideră oboseala.

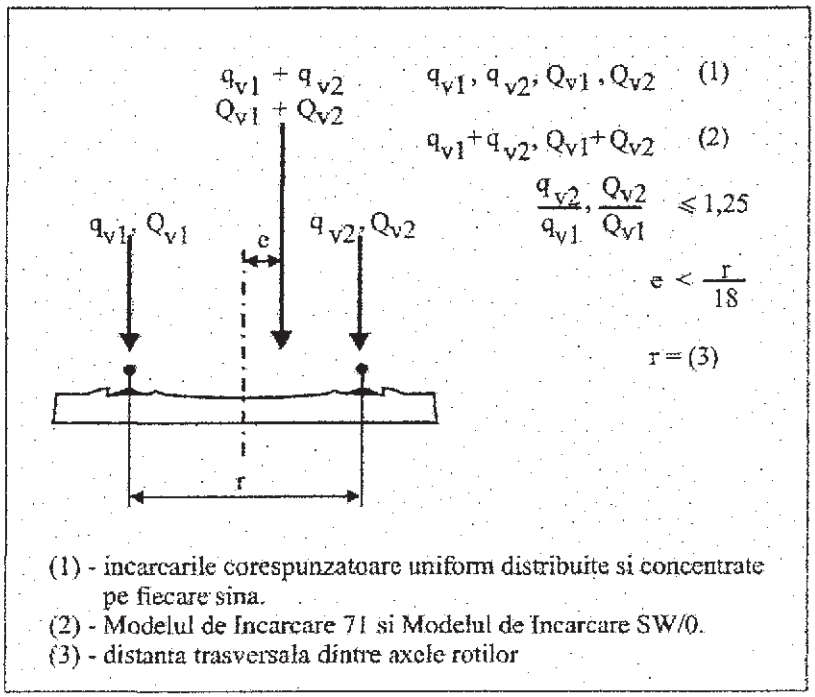


Fig. C.3 - Excentricitatea încărcărilor verticale

C.3.6 Repartiția convențională a încărcărilor pe osii prin șine, traverse și balast

(1) Cerințele următoare se aplică la Modelul de Încărcare 71, Modelele de Încărcare SW, trenurilor reale, trenurilor pentru oboseală și trenului neîncărcat, cu excepția cazurilor când se precizează altfel.

C.3.6.1 Repartiția longitudinală a încărcării concentrate pe roată prin șine

(1) Încărcarea concentrată pe roată din Modelul de Încărcare 71 (sau încărcarea verticală clasificată conform C.3.2 (3)P dacă se consideră) poate fi repartizată la trei puncte de rezemare a șinei așa cum se arată în fig. C.4.

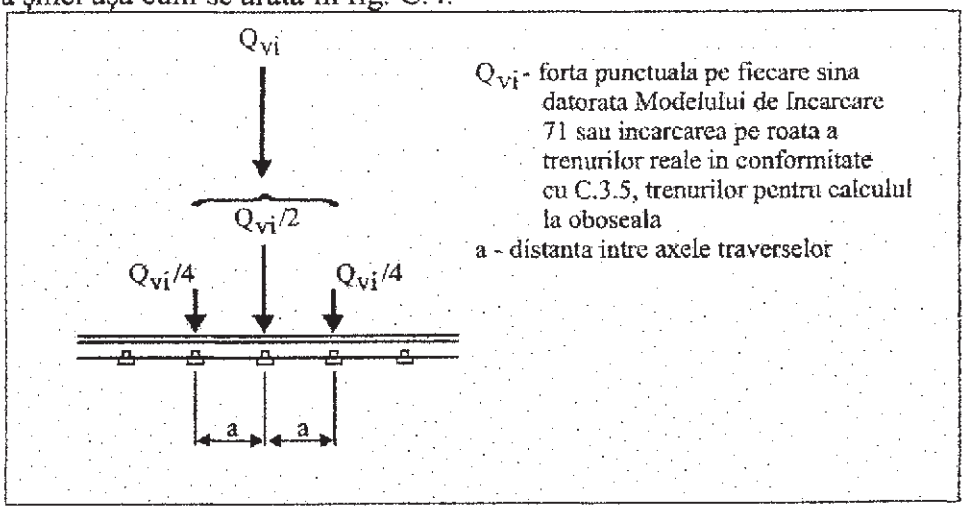


Fig. C.4 - Repartiția longitudinală a încărcării pe roată prin șine

C.3.6.2 Distribuția longitudinală a încărcării prin traverse și balast

(1) Ca o regulă generală numai încărcările pe osie ale Modelului de Încărcare 71 (sau încărcarea verticală clasificată conform C. 3. 2 (3)P dacă se cere) sau încărcarea pe osie pot fi distribuite uniform în sens longitudinal (cu excepția cazurilor când efectele încărcărilor locale sunt semnificative, de exemplu pentru proiectarea elementelor platelajului etc.).

(2)P Pentru proiectarea elementelor structurale cum ar fi componentele platelajelor metalice și plăcile subțiri din beton, se va lua totuși în considerare distribuția longitudinală sub traversă cum se arată în fig. C. 5, în care planul de referință se definește ca suprafața superioară a platelajului.

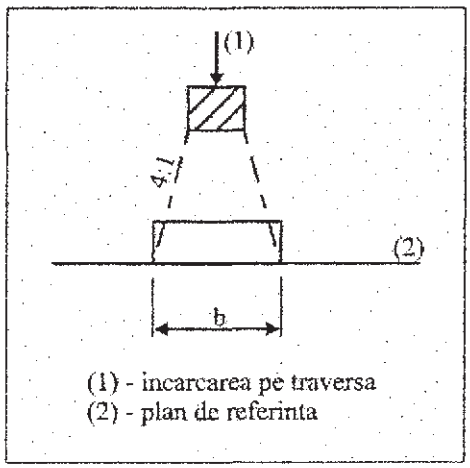


Fig. C.5 - Distribuția longitudinală a încărcării prin traversă și balast

C.3.6.3 Distribuția transversală a încărcărilor prin traverse și balast

(1) Pentru poduri cu calea susținută pe balast fără supraînălțare, încărcările pot fi distribuite transversal așa cum se arată în fig. C.6.

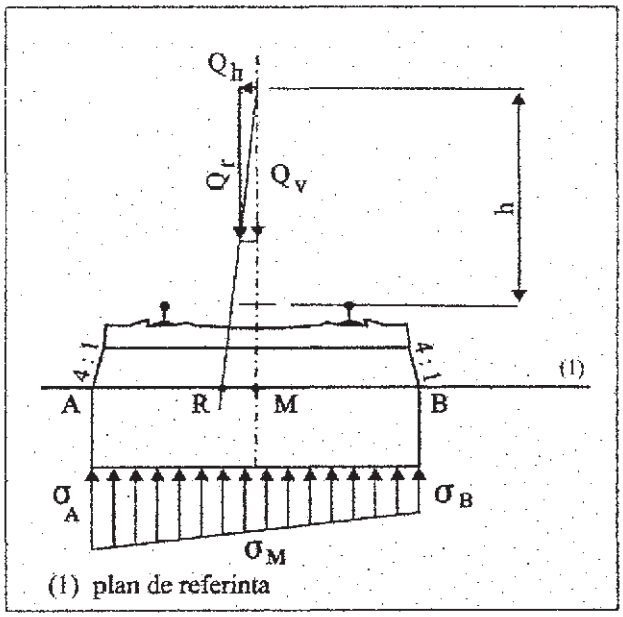


Fig. C.6 - Distribuția transversală a încărcărilor prin traverse și balast la căi fără supraînălțare (efectul excentricităților încărcărilor verticale nu este reprezentat)

(2) Dacă se folosesc traverse normale din beton la care balastul este burat numai sub şine sau când se folosesc traverse cu doi blocheţi, distribuţia transversală a încărcărilor prin traverse şi balast se arată în fig. C.7.

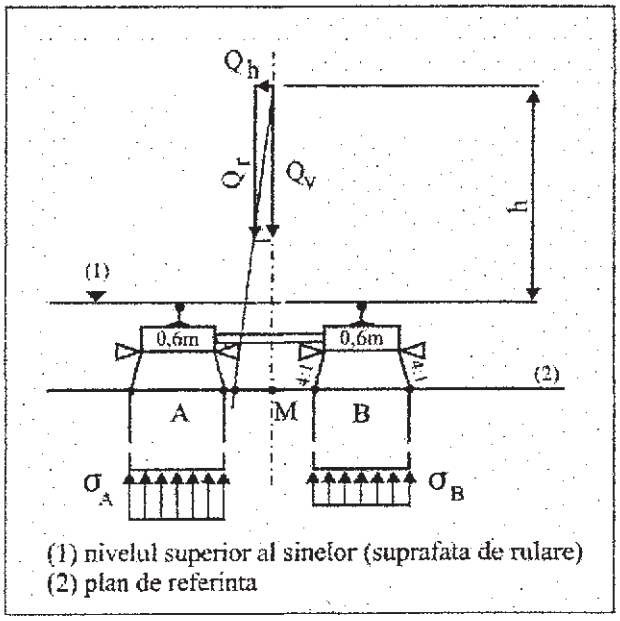


Fig. C.7 - Distribuţia transversală a încărcărilor prin traverse şi balast la căi fără supraînălţare (efectul excentricităţilor încărcărilor verticale nu este reprezentat)

(3) La podurile având calea pe balast, cu supraînălţare, încărcările pot fi distribuite transversal aşa cum se arată în fig. C.8.

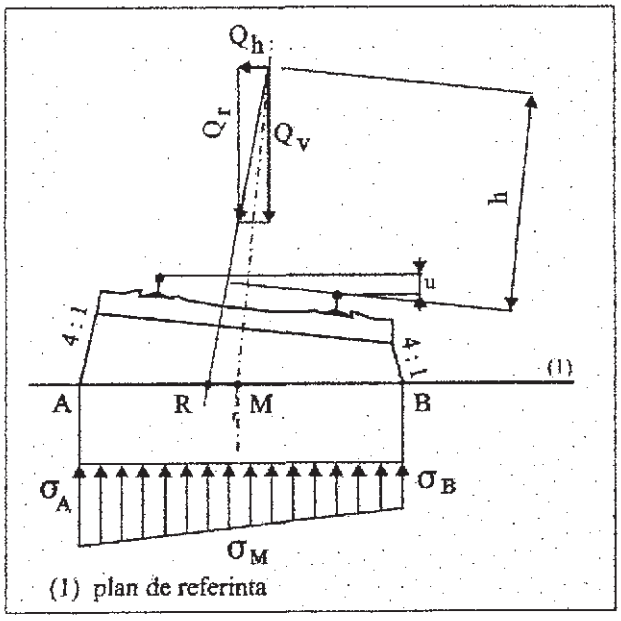


Fig. C.8 - Distribuţia transversală a încărcărilor prin traverse şi balast la calea cu supraînălţare (efectul excentricităţilor încărcărilor verticale nu este reprezentat)

C.4 Efectele dinamice

C.4.1 Introducere

(1) Eforturile statice şi deformaţiile care se dezvoltă în suprastructura unui pod cresc şi descresc sub efectele acţiunii traficului din următoarele cauze:

- ritmului rapid de încărcare, datorită vitezei traficului susţinut de structură şi a efectelor inerţiei structurii care nu sunt luate în considerare în calculele statice
- variaţiilor încărcărilor pe roţi datorită imperfecţiunilor căii şi imperfecţiunilor roţilor
- trecerii încărcărilor succesive cu o distanţă între ele aproximativ constantă care pot excita suprastructura şi în anumite împrejurări să creeze rezonanţă (când frecvenţa excitaţiei se suprapune peste frecvenţa proprie de vibraţie a suprastructurii, există posibilitatea ca vibraţiile cauzate de trecerea unor osii succesive pe suprastructură să fie excesivă).

(2)P Pentru analiză structurală (eforturi, deformaţii etc.) vor fi luate în considerare aceste efecte.

C.4.2 Factorii care influenţează comportarea dinamică

(1) Principalii factori care influenţează comportarea dinamică sunt următorii:

- frecvenţa proprie de vibraţie a întregii suprastructuri şi elementelor structurale relevante ale suprastructurii şi formele proprii de vibraţie asociate, în lungul căii.
- numărul osiilor, încărcarea pe osie şi distanţa între osii
- viteza de circulaţie pe pod
- amortizarea structurii
- prezenţa cu regularitate a reazemelor pentru platelaj şi/sau cale
- imperfecţiunile vehiculelor (aplatizarea roţilor, defecte la suspensie, etc.)
- imperfecţiunile verticale ale căii
- greutatea structurii
- caracteristicile dinamice ale căii (balast, traverse, componente cale, etc.)
- masa arcurilor şi caracteristicile suspensiilor vehiculelor

Aceşti factori se iau în considerare aşa cum se arată în C.4.3 şi C.4.4.

C.4.3 Coeficientul dinamic Φ (Φ_2, Φ_3)

C.4.3.1 Domeniul de aplicare

(1)P Relaţiile de calcul ale coeficientului dinamic date mai jos iau în considerare efectele amplificării dinamice a eforturilor şi vibraţiilor în structură, dar nu iau în considerare efectele rezonanţei şi vibraţiile excesive ale suprastructurii.

(2) Coeficientul dinamic se aplică numai pentru viteze $v \leq 220$ km/h şi în cazurile în care frecvenţa proprie de vibraţie a suprastructurii este între limitele arătate în fig. C.9.

(3) La un pod frecvenţele proprii de vibraţie ale unui element se raportează la forma deformată sub acţiunea încărcărilor permanente. Pentru o structură simplu rezemată solicitată la încovoiere, frecvenţa proprie de vibraţie poate fi obţinută cu relaţia:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}}, \quad \text{în Hz} \qquad (C.1)$$

unde:

δ_0 săgeata în mm la mijlocul deschiderii datorată încărcărilor permanente; Pentru podurile din beton δ_0 se calculează folosind modulul de elasticitate pentru încărcări de scurtă durată, în conformitate cu perioada de încărcare adecvată frecvenței proprii de vibrație a podului.

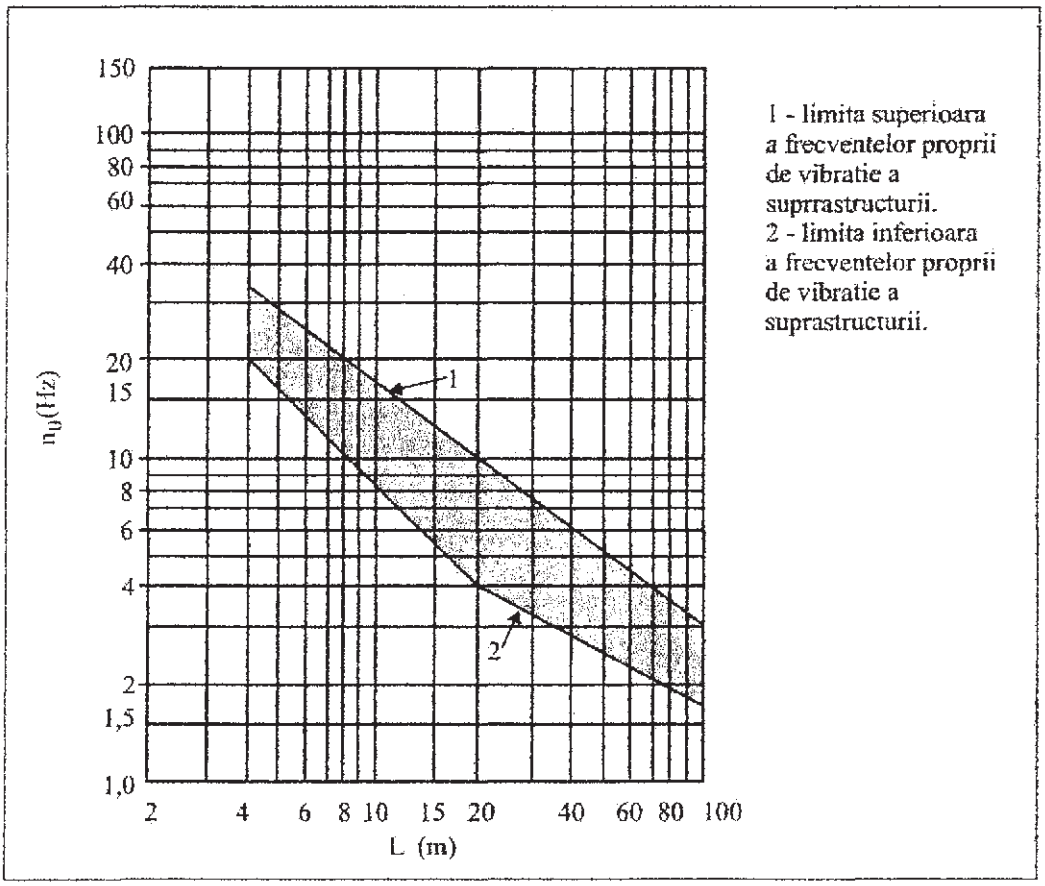


Fig. C.9-Limitele frecvențelor proprii de vibrație n_0, în Hz, în funcție de mărimea deschiderii L, în m

Limita superioară a lui n_0 este dată de relația:

$n_0 = 94,76 \times L^{-0,748}$

Limita inferioară a lui n_0 este dată de relațiile:

$n_0 = 80/L$ pentru $4m \leq L \leq 20$ m

$n_0 = 23,58 \times L^{-0,592}$ pentru $20 \text{ m} < L \leq 100$ m

unde:

n_0 frecvența proprie de vibrație a podului luând în considerare masa datorată acțiunilor permanente

L mărimea deschiderii pentru suprastructuri de poduri simplu rezemate sau L_Φ pentru alte tipuri de poduri

C.4.3.2 Coeficientul dinamic Φ (Φ_2, Φ_3)

(1)P Coeficientul dinamic Φ, care amplifică eforturile secționale statice și deformațiile sub acțiunea Modelului de Încărcare 71, SW/0 și SW/2, se ia sub forma a doi coeficienți Φ_2 sau Φ_3.

(2) În general coeficientul dinamic Φ se ia fie Φ_2 sau Φ_3 în funcție de calitatea întreținerii căii astfel:

a) Pentru o cale întreținută cu atenție

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \qquad (C.2)$$

cu $1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

b) Pentru o cale cu întreținere standard

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \qquad (C.3)$$

cu $1,0 \leq \Phi_3 \leq 2,00$

unde:

L_Φ (lungimea asociată cu Φ) este lungimea " determinantă" în m așa cum este definită în tabelul C.2.

(3) Coeficienții dinamici s-au stabilit pentru grinzi simplu rezemate. Lungimea L_Φ permite să se folosească acești coeficienți pentru alte elemente structurale cu diferite condiții de rezemare.

(4)P Coeficientul dinamic care trebuie folosit se va preciza. Dacă nu este precizat se va adopta coeficientul Φ_3. Precizarea coeficientului dinamic trebuie făcută de autorități competente.

C.4.3.3 Lungimile determinante L_Φ

(1)P Lungimile determinante L_Φ care se folosesc sunt date în tabelul C.2 de mai jos.

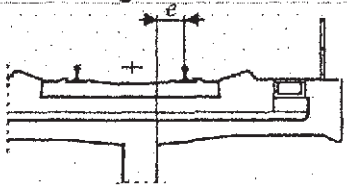
(2) Atunci când în tabelul C.2 nu este precizată nici o valoare pentru L_Φ, lungimea determinantă trebuie luată ca lungime a liniei de influență pentru deformația elementului considerat.

(3) Dacă eforturile rezultante într-un element structural depind de mai multe efecte, fiecare din acestea fiind legate de componente structurale separate, atunci fiecare efect trebuie calculat folosind lungimea determinantă corespunzătoare.

Tabelul C.2 - Lungimile determinante L_Φ (pagina 1 din 3)

Cazul	Elementul structural	Lungimea determinantă L_Φ
Placa platelajului din oțel: Platelaj închis cu pat de balast (platelaj ortotrop) (pentru eforturi unitare locale și transversale)		
	Platelaj cu nervuri longitudinale și transversale :	
1.1	Placa platelajului (pentru ambele direcții)	De trei ori distanța între nervurile transversale
1.2	Nervurile longitudinale (incluzând scurte console până la 0,5 m)*)	De trei ori distanța între nervurile transversale
1.3	Nervurile transversale	De două ori lungimea nervurilor transversale
1.4	Nervuri transversale de capăt	3,6 m**)
	Platelaj care are numai nervuri transversale :	
2.1	Placa platelajului (pentru ambele direcții)	de două ori distanța între nervurile transversale + 3m
2.2	Nervurile transversale	de două ori distanța între nervurile transversale + 3m
2.3	Nervurile transversale de capăt	3,6 m**)
Rețea de grinzi din oțel: Platelaj deschis fără pat de balast**) (pentru eforturi unitare locale și transversale)		
3.1	Lonjeronii căii - ca un element al rețelei continui de grinzi - simplu rezemați	de trei ori distanța între antretoaze distanța între antretoaze + 3 m
3.2	Consola lonjeronilor căii, antretoaze de capăt	3,6 m**)
3.3	Antretoaze (ca parte a rețelei continui de grinzi, antretoaze și lonjeroni)	de două ori lungimea antretoazelor
3.4	Antretoaze de capăt	3.6 m**)

Tabelul C.2 - Lungimile determinante L_Φ (pagina 2 din 3)

Cazul	Elementul structural	Lungimea determinantă L_Φ
Placa din beton a platelajului din beton cu pat de balast (pentru eforturi unitare locale şi transversale)		
4.1	Plăcile din beton ale platelajului ca parte a grinzilor cu secţiunea casetată sau talpă superioară a grinzilor principale	
	- rezemate transversal pe grinzile principale	de trei ori deschiderea plăcii platelajului
	- rezemate în direcţie longitudinală	de trei ori deschiderea plăcii platelajului
	- antretoaze	de două ori lungimea antretoazelor
	- console transversale care susţin încărcarea căii ferate	 $e \leq 0,5$ m: de trei ori distanţa între inimi $e > 0,5$ m*) **Fig. C.10 - Consolă transversală ce susţine o încărcare cu cale ferată**
4.2	Placă continuă peste antretoaze (în direcţia grinzilor principale)	de două ori distanţa între antretoaze
4.3	Placa platelajului pentru podurile cu calea jos	
	- rezemate perpendicular pe grinzile principale	de două ori deschiderea plăcii platelajului + 3,0 m
	- rezemate în direcţie longitudinală	de două ori deschiderea plăcii platelajului
4.4	Plăcile platelajelor rezemate transversal între grinzile metalice longitudinale înglobate în beton	de două ori lungimea determinantă în direcţie longitudinală
4.5	Console longitudinale ale placii platelajului	- e ≤ 0,5 m: 3,6 m**) - e > 0,5 m*)
4.6	Antretoaze de capăt	3,6 m**)

Tabelul C.2 - Lungimile determinante L_Φ (pagina 3 din 3)

Cazul	Elementul structural	Lungimea determinantă L_Φ
Grinzi principale		
5.1	Grinzi şi plăci simplu rezemate (se includ şi grinzile metalice înglobate în beton)	deschiderea în direcţia grinzii principale
5.2	Grinzi şi plăci continui cu *n* deschideri având $L_m = (L_1 + L_2 + ... + L_n) / n$ (C.4)	$L_\Phi = k \times L_m$ (C.5) dar nu mai mică decât max L_i (i=1, 2,..., n) n = 2 3 4 ≥ 5 k = 1,2 1,3 1,4 1,5
5.3	Cadre portal şi cadre închise sau casetate :	
	- o singură deschidere	se consideră ca la grinzile continui cu trei deschideri (se foloseşte 5. 2, cu lungimile orizontale şi verticale ale elementelor cadrului sau casetei)
	- deschideri multiple	se consideră ca la grinzile continui cu deschideri multiple (se foloseşte 5. 2, cu lungimile elementelor verticale şi ale elementelor orizontale)
5.4	Arcele, nervurile arcelor şi grinzile de rigidizare ale structurilor "BOWSTRING"	jumătate din deschidere
5.5	Serii de bolţi cu timpane şi umplutură	de două ori deschiderea liberă
5.6	Bare de susţinere (în legătură cu grinzile de rigidizare)	de patru ori distanţa între barele de susţinere în direcţie longitudinală
Elemente structurale de susţinere		
6	Stâlpi, schele, reazeme, articulaţii, ancore tensionate cât şi pentru calculul presiunilor de contact sub reazeme	lungimea determinantă a elementelor pe care le susţin

*) În general toate consolele mai mari de 0,5 m şi care susţin încărcări (acţiuni) feroviare au nevoie de studii speciale

**) Se recomandă să se folosească Φ_3 pentru platelaje deschise.

C.4.3.4 Efecte dinamice reduse

(1) În cazul podurilor cu arce, bolţi şi a podurilor din beton de toate tipurile cu o umplutură mai mare de 1,00 m, Φ_2, Φ_3 pot fi reduşi astfel:

$$red\Phi_{2,3} = \Phi_{2,3} - \frac{h - 1{,}00}{10} \geq 1{,}0 \qquad (C.6)$$

unde:

h înălțimea umpluturii în m, care include și balastul până la traverse (pentru poduri cu arce până la extradosul de la cheie).

(2) Stâlpii cu o zveltețe mai mică de 30 (lungimea de flambaj/raza de girație), culeile, fundațiile, zidurile întoarse și presiunile pe teren pot fi calculate fără a se lua în considerare efectele dinamice.

C.5 Forțe orizontale - Valori caracteristice

C.5.1 Forța centrifugă

(1)P Atunci când calea pe pod este în curbă pe toată lungimea sau pe o parte a lungimii lui, forța centrifugă și supraînălțarea căii trebuie luate în considerare.

(2) Forțele centrifuge se consideră că acționează spre exteriorul curbei în direcție orizontală la o înălțime h_t, de 1,80 deasupra suprafeței de rulare (fig. C.11).

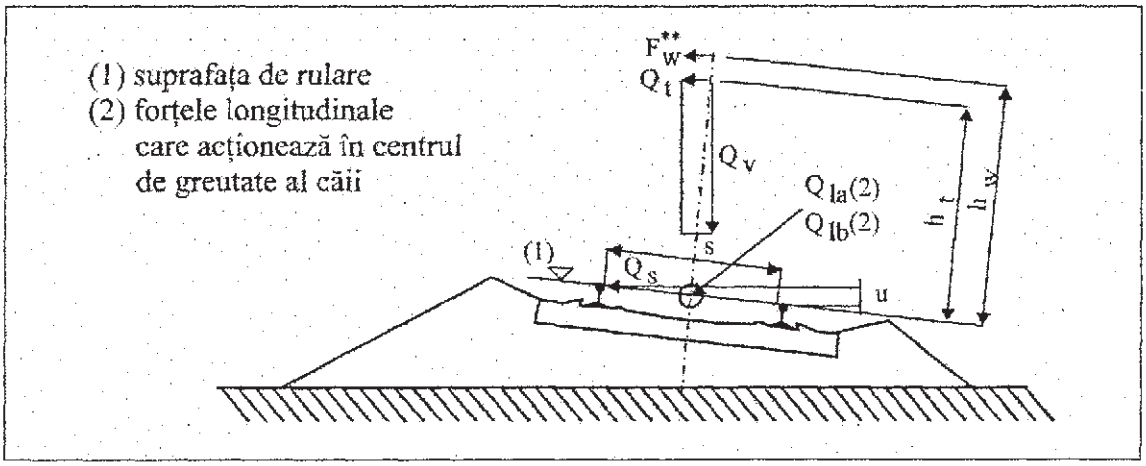


Fig. C.11 - Notații și dimensiuni specifice pentru căi ferate

(3)P Calculele se vor baza pe viteza maximă compatibilă cu traseul liniei. În cazul Modelului de Încărcare SW/2 va fi considerată o viteză de 80 km/h.

(4)P Valoarea caracteristică a forței centrifuge se va determina pe baza următoarei relații:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r}(f \times Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r}(f \times q_{vk}) \qquad (C.7)$$

unde:

Q_{tk}, q_{tk} valorile caracteristice ale forțelor centrifuge kN, kN/m;

Q_{vk}, q_{vk} valorile caracteristice ale încărcărilor verticale precizate în C.3;

f coeficient de reducere;

v viteza maximă precizată în m/s;

V viteza maximă precizată în km/h;

g accelerația datorată gravitației 9,81 m/s^2;

r raza curbei, în m.

În cazul unei curbe cu raze variabile se pot lua valorile medii corespunzătoare pentru valoarea r.

(5)P Forța centrifugă va fi combinată întotdeauna cu încărcarea verticală. Forța centrifugă nu va fi multiplicată cu Φ_2 sau Φ_3 (coeficienții dinamici).

(6)P Pentru Modelul de Încărcare 71 şi atunci când se cere pentru Modelul de Încărcare SW/0 şi viteze de proiectare mai mari de 120 km/h se vor considera două cazuri:

a) Modelul de Încărcare 71 şi atunci când se cere pentru Modelul de Încărcare SW/0 cu amplificarea dinamică corespunzătoare lui şi forța centrifugă pentru V=120 km/h, conform pct. (4), cu f =1,0.

b) Un Model de Încărcare 71 redus ($f_x \times Q_{vk}$; $f_x \times q_{vk}$) (atunci când se cere f× Modelul de Încărcare SW/0) cu coeficientul lor dinamic şi o forță centrifugă conform (4) pentru o viteză maximă V precizată, cu o valoare pentru coeficientul de reducere, f :

$$f = \left[1 - \frac{V-120}{1000}\left(\frac{814}{V} + 1{,}75\right)\left(1 - \sqrt{\frac{2{,}88}{L_f}}\right)\right] \geq 0{,}35 \qquad \text{(C.8)}$$

unde:

L_f lungimea de influență, în m, a părții încărcate a căii în curbă pe pod, cea mai defavorabilă pentru proiectarea elementelor structurale considerate ;

V viteza maximă precizată ;

f = 1 pentru V ≤ 120 km/h sau $L_f \leq 2{,}88$ m ;

f < 1 pentru 120 km/h ≤ V ≤ 300 km/h şi $L_f > 2{,}88$ m (vezi tabelul C.3 şi fig. C.12).

Pentru Modelele SW/2 şi "tren neîncărcat" valoarea factorului de reducere f se adoptă egală cu 1,0.

Tabelul C.3 - Coeficienții f pentru Modelul de Încărcare 71 şi SW/0

L_f m	Viteza maximă pe linie (V în km/h)				
	≤ 120	160	200	250	≤300
≤ 2,88	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,00	0,99	0,99	0,99	0,98
4	1,00	0,96	0,93	0,90	0,88
5	1,00	0,93	0,89	0,84	0,81
6	1,00	0,92	0,86	0,80	0,75
7	1,00	0,90	0,83	0,77	0,71
8	1,00	0,89	0,81	0,74	0,68
9	1,00	0,88	0,80	0,72	0,65
10	1,00	0,87	0,78	0,70	0,63
12	1,00	0,86	0,76	0,67	0,59
15	1,00	0,85	0,74	0,63	0,55
20	1,00	0,83	0,71	0,60	0,50
30	1,00	0,81	0,68	0,55	0,45
40	1,00	0,80	0,66	0,52	0,41
50	1,00	0,79	0,65	0,50	0,39
60	1,00	0,79	0,64	0,49	0,37
70	1,00	0,78	0,63	0,48	0,36
80	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
90	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
100	1,00	0,77	0,61	0,46	0,35
≥ 150	1,00	0,76	0,60	0,44	0,35

(7) Forțele centrifuge vor fi determinate din relația dată în (4) folosind încărcările verticale clasificate (C.3.2 (3)) cu :

$\alpha \times$ Model de Încărcare 71 "+" SW/0 când $\alpha < 1$
sau
$1,0 \times$ Model de Încărcare 71 "+" SW/0 când $\alpha \geq 1$

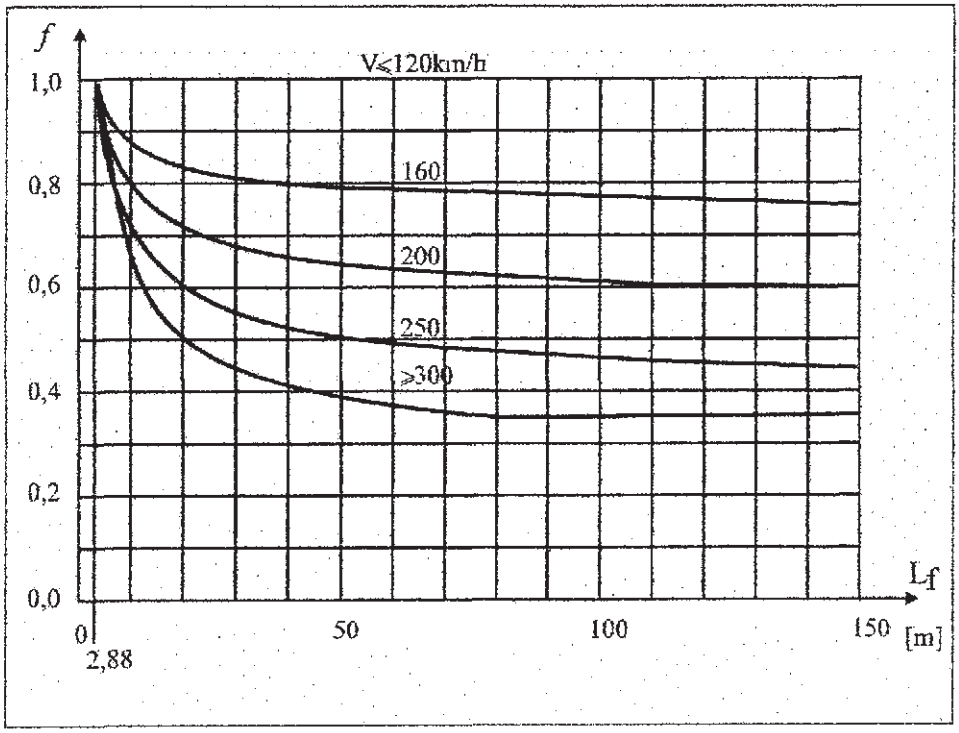


Fig. C.12 - Coeficienții f pentru Modelul de Încărcare 71 și SW/0

Tabelul C.4-Cazuri de încărcare pentru forțe centrifuge corespunzând diferitelor valori ale lui α și anumitor viteze pe linie

Valoarea lui α	Viteza maximă pe linie	Forța centrifugă conform:(4)				Acțiuni verticale din trafic asociate conform:(1)
		V km/h	α	f		
$\alpha < 1$	> 120	V	1(3)	f	1(3)×f×(LM71"+"SW/0) pentru cazul C.5.1 (6) b)	Φ×1(3) × f × (LM71"+"SW/0)
		120	α	1	α×1×(LM71"+"SW/0) pentru cazul C.5.1 (6) a)	Φ× α × 1× (LM71"+"SW/0)
		0	-	-	-	
	≤ 120	V	α	1	α×1×(LM71"+"SW/0)	
		0	-	-	-	
$\alpha = 1$	> 120	V	1	f	1×f×(LM71"+"SW/0) pentru cazul C.5.1 (6) b)	Φ×1× f × (LM71"+"SW/0)
		120	1	1	1×1×(LM71"+"SW/0) pentru cazul C.5.1 (6) a)	Φ×1×1× (LM71"+"SW/0)
		0	-	-	-	
	≤ 120	V	1	1	1×1×(LM71"+"SW/0)	
		0	-	-	-	
$\alpha > 1$	> 120(2)	V	1	f	1×f×(LM71"+"SW/0) pentru cazul C.5.1 (6) b)	Φ×1× f × (LM71"+"SW/0)
		120	α	1	α×1×(LM71"+"SW/0) pentru cazul C.5.1 (6) a)	Φ×1×1× (LM71"+"SW/0)
		0	-	-	-	
	≤ 120	V	α	1	α×1×(LM71"+"SW/0)	
		0	-	-	-	

unde :

V	viteza maximă conform C.5.1 (3) ;
f	factor de reducere conform C.5.1.(6);
α	factor pentru încărcările verticale clasificate conform C.3.2 (3) ;
LM71"+"SW/0	Modelul de Încărcare 71 şi dacă este relevant Modelul de Încărcare SW/0 pentru poduri cu grinzi continui.

NOTE:

[1)] 0,5×(LM71"+"SW/0) în loc de (LM71"+"SW/0) unde efectul încărcărilor verticale din trafic este favorabil

[2)] Valabil pentru traficul greu de marfă circulând cu viteza maximă limitată la 120 km/h

[3)] $\alpha = 1$ pentru evitarea considerării de două ori a reducerii de masă a trenului prin f

[4)] Vezi C.5.1 (5) referitor la efectele verticale ale forţei centrifuge. Efectul vertical al forţei centrifuge, mai puţin orice reducere datorată supraînălţării căii, trebuie înglobat considerând un coeficient dinamic relevant

C.5.2 Forţa de şerpuire

(1)P Forţa de şerpuire se consideră ca o forţă concentrată care acţionează orizontal la partea superioară a şinelor, perpendicular pe axa căii. Ea se consideră atât la căi în aliniament cât şi la căi în curbă.

(2)P Valoarea caracteristică a forţei de şerpuire va fi luată $Q_{sk} = 100$ kN. Ea nu se multiplică cu factorul Φ (C.4.3.2) sau cu factorul f (vezi C. 5.1 - (6)).

(3) Valoarea caracteristică a forţei de şerpuire din C.5.2 (2) trebuie multiplicată cu factorul α în conformitate cu C.3.2 (3), pentru valori $\alpha \geq 1$.

(4)P Forţa de şerpuire va fi întotdeauna combinată cu forţa verticală.

C.5.3 Acţiuni longitudinale

(1) În calculul acţiunilor longitudinale se vor considera următoarele cazuri:

- tracţiunea şi frânarea trenurilor
- efectele termice
- deformaţia structurii datorită acţiunilor verticale
- contracţia şi curgerea lentă la structurile din beton.

(2) Atunci când şinele sunt continue între pod şi terasament la unul sau la ambele capete ale structurii, acţiunile longitudinale datorate tracţiunii şi frânării vor fi preluate parţial de terasamentul din spatele culeii, unde şinele sunt continui şi parţial de aparatele de reazem ale podului. De asemenea, atunci când şinele sunt continue şi nu permit mişcarea liberă a suprastructurii podului, orice variaţii termice între şine şi suprastructură, sau mişcare a suprastructurii podului, vor produce o acţiune indirectă longitudinală în aparatele de reazem ale podului.

(3)P Acţiunile longitudinale din C.5.3 (1) vor fi luate în considerare pentru proiectarea aparatelor de reazem a infrastructurilor şi a suprastructurilor.

(4) Când calea este prevăzută cu dispozitive de dilataţie la fiecare capăt al suprastructurii, toate acţiunile longitudinale vor fi transmise la aparatele de reazem (şi la infrastructură).

(5) Suprastructurile podurilor care susţin căi ferate pot fi clasificate, în general, astfel:

a) suprastructurile podurilor constând dintr-o singură deschidere sau deschideri continui cu aparat de reazem fix la un singur capăt

b) suprastructurile podurilor continui la care aparatele de reazem fixe nu sunt amplasate la capete

c) suprastructurile podurilor constând dintr-o succesiune de deschideri simplu rezemate, fiecare cu aparate de reazem fixe la un capăt.

(6)P Valorile acţiunilor longitudinale transmise suprastructurii vor fi calculate luând în considerare rezistenţa la deplasările longitudinale ale căii şi rigiditatea suprastructurii folosind un model similar cu cel arătat în fig. C.13. Valorile rezistenţei căii şi forţele adiţionale ale şinei care se folosesc vor fi precizate, împreună cu deplasarea maximă relativă permisă între şine şi tablier. Diferitele valori care se folosesc vor fi precizate de autorităţi competente.

(7) Rigiditatea structurii defineşte rezistenţa totală la deplasări longitudinale a tablierului care poate fi mobilizată de infrastructură la aparatele de reazem. Ea va lua în considerare încovoierea şi translaţia infrastructurii sub aparatele de reazem şi rotirea fundaţiilor.

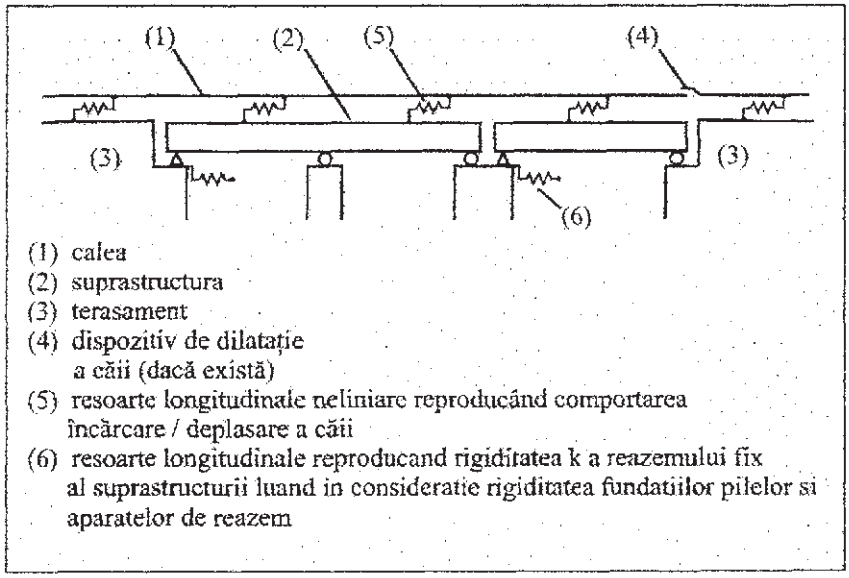


Fig. C.13 - Model pentru suprastructuri definite la (5) a)

(8)P Pentru suprastructurile definite în C.5.3 (5) a), b) verificarea acţiunilor transmise la structură se va baza pe:

- coeficienţii daţi în tabelul C.5 pentru tracţiune şi frânare ;
- relaţiile din C.5.3.2 pentru efecte termice când condiţiile precizate în C.5.3. (9) sunt îndeplinite.

Pentru suprastructura definită în C.5.3. (5) c) calculul forţelor longitudinale necesită o tratare particulară aşa cum se descrie în C.5.3.

(9)P Condiţiile care trebuie precizate sunt:

a) Pentru cale continuă (fără dispozitive de dilataţie) lungimea de dilataţie a suprastructurii va fi luată astfel:

- 60 m pentru structuri din oţel care susţin o cale pe balast
- 90 m pentru structuri din beton sau compuse care susţin o cale pe balast

Lungimea de dilatare (L_T) este distanța între reazemul fix al suprastructurii și capătul liber al suprastructurii.

b) Dacă nu se precizează altfel, valoarea minimă a rigidității axiale a căii care se ia în considerare este de 12 kN/m pentru calea neîncărcată și 25 kN/m pentru calea încărcată.
Această rigiditate a căii se referă la calea cu secțiunea șinelor UIC 54 sau UIC 60. Autorități competente pot da alte precizări.

c) Variațiile temperaturii raportate la o temperatură inițială de 10 ^{0}C nu depășesc ± 35 ^{0}C pentru suprastructură și ± 50 ^{0}C pentru șine iar diferența de temperatură între suprastructură și șine nu depășește ± 20 ^{0}C.

d) Deplasarea suprastructurii va fi limitată la 5 mm sub acțiunile de tracțiune și frânare multiplicate cu factorii dați în tabelul C.5. Atunci când calea are dispozitive de dilatație la fiecare capăt al podului, deplasarea va fi limitată la 30 mm.

C.5.3.1 Forțe datorate tracțiunii și frânării

(1)P Forțele de tracțiune și frânare acționează la partea superioară a șinelor în direcția longitudinală a căii. Ele vor fi considerate ca încărcări uniform distribuite pe lungimea de influență corespunzătoare, $L_{a,b}$ pentru efectele forțelor de tarcțiune și frânare asupra elementului structural considerat.

(2)P Valorile caracteristice se vor lua astfel:

Forța de tracțiune pentru Modelul de Încărcare 71 și pentru Modelele de Încărcare SW/0 și SW/2 :

$$Q_{lak} = 33\ [kN/m] \times L_{a,b}\ [m] \leq 1000\ kN \qquad (C.9)$$

Forța de frânare :

- pentru Modelele de Încărcare 71 și SW/0:

$$Q_{lbk} = 20\ [kN/m] \times L_{a,b}\ [m] \leq 6000\ kN \qquad (C.10)$$

- pentru Modelul de Încărcare SW/2

$$Q_{lbk} = 35\ [kN/m] \times L_{a,b}\ [m] \qquad (C.11)$$

Valorile caracteristice ale forțelor de tracțiune și de frânare nu se multiplică cu Φ (C.4.3.2) și nici cu factorul f (C.5.1).
Numai pentru Modelele de Încărcare SW/O și SW/2 se vor lua în considerare acele părți ale structurii care se încarcă în conformitate cu fig. C.2 și tabelul C.1.

(3) Aceste valori caracteristice se aplică la toate tipurile de căi ferate (căi cu șine sudate, căi cu joante, cu sau fără rosturi de dilatație).

(4)P Forțele de tracțiune și frânare vor fi combinate cu încărcările verticale corespunzătoare.

(5) Când calea este continuă la unul sau ambele capete ale podului numai o parte din forța de tracțiune sau frânare se transferă prin suprastructură la aparatele de reazem, forța care rămâne fiind transmisă prin cale, când aceasta rezistă, în spatele culeelor.

(6)P Pentru poduri care susțin calea pe balast continuă sau cu dispozitive de dilatare la un capăt, acțiunea caracteristică de tracțiune/ frânare (Q_{lak} sau Q_{lbk}) transferată de la suprastructură la aparatele de reazem F_{bk} este acțiunea totală aplicată șinelor de pe pod multiplicată cu un coeficient dat în tabelul C.5.

(7) Pentru poduri care susțin căi prevăzute cu dispozitive de dilatare la ambele capete ale tablierului:

$$F_{bk} = Q_{fak}; Q_{fbk} \quad \text{(C. 12)}$$

Tabelul C.5 - Coeficienții pentru acțiuni din tracțiune/frânare (suprastructuri conform C.5.3 (5) a) și b))

LUNGIMEA TOTALĂ A STRUCTURII	CALE CONTINUĂ	DISPOZITIV DE DILATARE
	CALE SIMPLĂ SAU DUBLĂ	CALE SIMPLĂ SAU DUBLĂ
30	0,50	
60	0,50	0,60
90	0,60	0,65
120	0,70	0,70
150	0,75	0,75
180		0,80
210		0,85
240		0,90
270		0,90
300		0,90

C.5.3.2 Acțiuni datorate variației de temperatură

(1)P Pentru podurile care susțin calea pe balast continuă peste ambele capete ale tablierului și la care aparatele de reazem fixe sunt la un capăt, valoarea caracteristică a acțiunii longitudinale care se ia în considerare la nivelul aparatelor de reazem este dată de:

$F_{Tk} = \pm 8 L_T$ în kN pe fiecare cale pentru suprastructurile din C.5.3 (5) a) (C.13)

unde:

L_T lungimea de dilatație în m așa cum este definită în C.5.3. (9) a)

Pentru podurile care susțin calea pe balast continuă peste ambele capete ale tablierului și la care aparatele de reazem fixe nu sunt amplasate la capetele tablierului, valoarea caracteristică a acțiunii care se ia în considerare la nivelul aparatelor de reazem este dată de:

$F_{Tk} = \pm 8(L_2 - L_1)$ în kN pe fiecare cale pentru suprastructurile din C.5.3 (5) c) (C.14)

unde:

L_1 și L_2 în conformitate cu fig. C. 14.

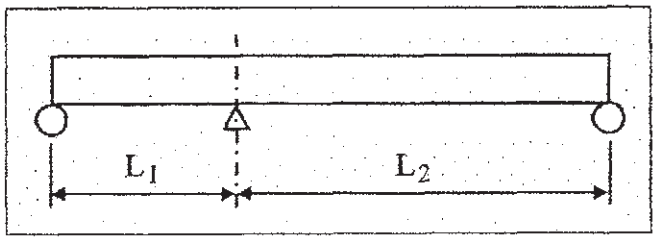


Fig. C.14 - Tablier la care aparatele de reazem fixe nu sunt la capete

(2)P Pentru podurile care susțin calea pe balast cu dispozitiv de dilatare în zona capătului mobil al tablierului și continuă peste capătul cu reazeme fixe (suprastructuri din C.5.3 (5) a)), acțiunea longitudinală caracteristică care se ia în considerare la reazeme este dată de:

$$F_{Tk} = \pm (400 + 5L_T), \text{ în kN pe fiecare cale} \quad (C.15)$$

Această forță este limitată la 1100 kN pe fiecare cale.

(3) Pentru orice pod la care calea are dispozitive de dilatare la ambele capete ale tablierului

$$F_{Tk} = 0 \quad (C.16)$$

C.6 Deraierea și alte acțiuni pentru poduri de cale ferată

(1)P Structurile de poduri feroviare vor fi proiectate astfel încât, în cazul unei deraieri, degradările rezultate la componentele podului să se limiteze la minimum.

C.6.1 Acțiunile deraierii vehiculelor feroviare pe poduri având calea în cuvă cu piatră spartă

(1)P Deraierea vehiculelor feroviare pe poduri se va considera ca o situație de proiectare accidentală.

(2)P Două situații de proiectare se vor considera:

- Situația de proiectare I: Vehiculele feroviare deraiate rămân pe platelajul podului împiedicate la o deplasare în sens transversal căii de către șina adiacentă sau de opritorii de balast laterali (vezi fig. C.15) ;
- Situația de proiectare II: Vehiculele feroviare deraiate în poziție de balans pe marginea suprastructurii pe care o încarcă (se exclud elementele nestructurale cum sunt trotuarele) (vezi fig. C.16).

NOTĂ: Pentru anumite proiecte pot exista exigențe suplimentare și alte ipoteze de încărcare.

(3)P Pentru situația de proiectare I, trebuie evitat colapsul unei părți majore din suprastructură, tolerându-se însă degradări locale. Părțile structurii care pot fi degradate local prin deraierea vehiculelor feroviare vor fi proiectate, în situația de proiectare accidentală, pentru încărcarea:

α x 1,4 x LM 71 (ambele încărcări concentrate și uniform distribuite în lungul căii, Q_{A1d} si q_{A1d}), în cea mai defavorabilă poziție din interiorul suprafeței cu lățimea de 1,5 ori ecartamentul (fig. C.15) de o parte și de alta a axei căii.

(4)P Pentru situația de proiectare II, trebuie evitată răsturnarea sau prăbușirea podului. Pentru determinarea stabilității generale se va considera o încărcare uniform distribuită $q_{A2d} = \alpha$ x 1,4 x LM 71 pe o lungime totală de 20 m acționând la marginea structurii analizate (fig. C.16).

NOTĂ: încărcarea echivalentă menționată mai sus trebuie considerată numai pentru starea limită ultima (de rezistență sau stabilitate) a întregii structuri. Nu este nevoie să se proiecteze pentru această încărcare elementele structurale secundare.

(5)P Situațiile de proiectare I și II vor fi examinate separat. Nu este nevoie să se considere o grupare a acestor încărcări.

(6)P Pentru situațiile de proiectare I şi II trebuie neglijate alte acțiuni din traficul feroviar.

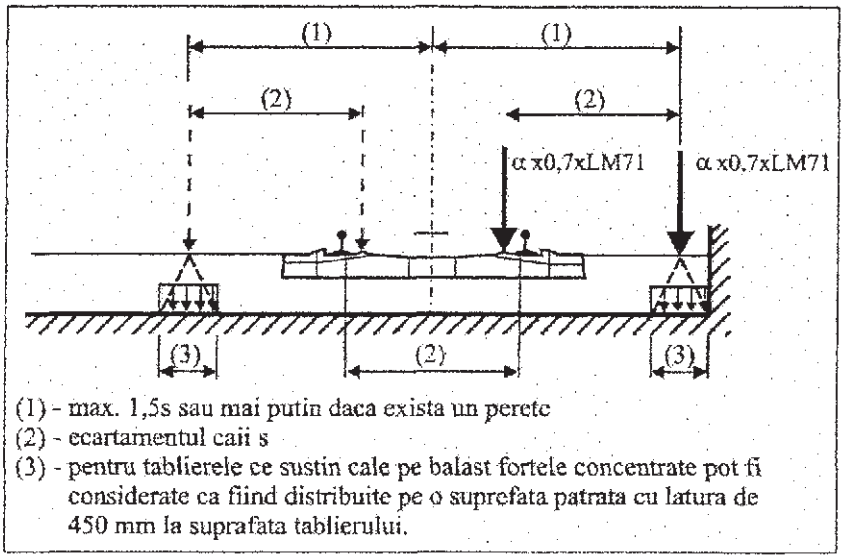


Fig. C.15 - Situația de proiectare I – Încărcarea echivalentă q_{A1d}

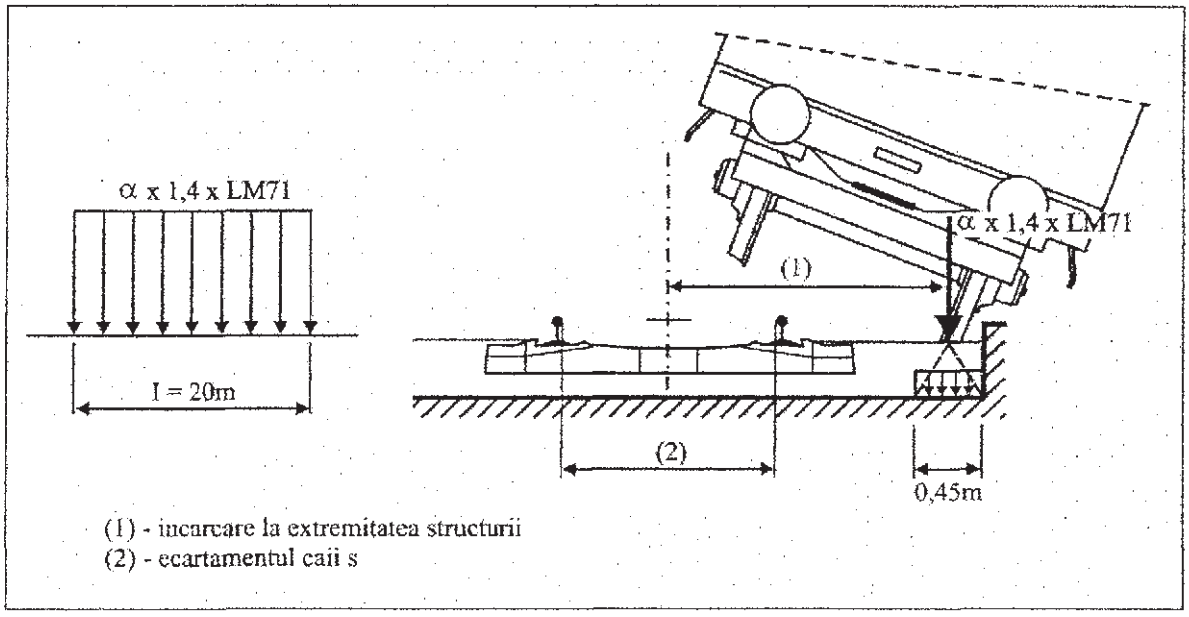


Fig. C.16 - Situația de proiectare II – Încărcarea echivalentă q_{A2d}

(7)P Pentru elementele structurale care sunt situate deasupra şinelor, măsurile prevăzute pentru diminuarea consecințelor deraierii vehiculelor feroviare trebuie să fie în conformitate cu exigențele specifice pentru un anumit proiect.

NOTE: 1) Aceste măsuri pot fi precizate în alte reglementări.

2) Alte reglementări sau anumite proiecte pot de asemenea preciza exigențele pentru menținerea vehiculelor deraiate pe structura podului.

C.6.2. Acțiunile deraierii vehiculelor feroviare pe podurile cu calea deschisă

(1)P Podurile noi de cale ferată cu calea pe traverse din lemn se vor proiecta numai în anumite situații bine justificate sau în cazul în care beneficiarul impune acest lucru. Podurile noi cu calea pe traverse vor fi prevăzute cu dispozitive pentru ghidarea roților deraiate.

(2) În acest caz se vor considera două situații de proiectare:
- situația de proiectare I (vehiculele deraiate ocupă poziții în sens transversal limitate în spațiul dintre șină și contrașină)
- situația de proiectare II (vehiculele în poziția de balans cu roțile între limitele impuse de șină și contrașină.

C.6.3 Alte acțiuni

(1)P Efectele încărcărilor de la catenare și alte echipamente ale căilor ferate electrificate susținute de suprastructură se vor lua în considerare.

NOTĂ: Acțiunile, incluzând cele pentru situații de proiectare accidentale, care trebuie considerate pentru un anumit proiect pot fi precizate în reglementări specifice.

(2)P Efectele încărcărilor datorate altor componente și echipamente ale infrastructurii căii ferate se vor lua în considerare în conformitate cu exigențele specifice pentru un anumit proiect.

C.7 Stabilirea încărcărilor din trafic pe poduri de cale ferată

C.7.1 Elemente generale

(1)P Podurile de cale ferată vor fi proiectate pentru numărul și pozițiile căilor solicitate prin temă în conformitate cu pozițiile și toleranțele precizate într-un anumit proiect.

(2)P Efectele tuturor acțiunilor vor fi determinate cu încărcările din trafic considerate în cele mai defavorabile poziții. Acțiunile din trafic care produc un efect de descărcare se vor neglija.

NOTĂ: Pentru utilizarea factorului de încărcare α și a coeficientului dinamic Φ (vezi C.3.2 respectiv C.4.3.2).

(3)P Pentru determinarea efectelor din încărcare, cele mai defavorabile, considerând Modelul de Încărcare 71:
- pe o cale cele patru încărcări concentrate individuale Q_{vk} se vor considera o singură dată, iar încărcarea uniform distribuită se va considera pe o lungime nelimitată.
- pentru elemente structurale care preiau solicitări de la două căi, Modelul de Încărcare 71 va fi considerat pe fiecare linie sau pe ambele linii.
- pentru poduri care susțin trei sau mai multe linii, Modelul de Încărcare 71 va fi considerat:
  a) pe o linie (oricare)
  b) pe două linii (oricare)
  c) pe toate liniile cu un coeficient de reducere de 0,75.

(4)P Pentru determinarea efectelor din încărcare, cele mai defavorabile, considerând Modelul de Încărcare SW/0:

- încărcarea definită în fig. C.2 şi tabelul C.1 va fi considerată o singură dată pe o linie
- pentru elemente structurale care preiau solicitări de la două căi, Modelul de Încărcare SW/0 se va considera pe fiecare linie sau pe ambele linii
- pentru poduri care susţin trei sau mai multe linii, Modelul de Încărcare 71 va fi considerat:
  a) pe o linie (oricare)
  b) pe două linii (oricare)
  c) pe toate liniile cu un coeficient de reducere de 0,75.

(5)P Pentru determinarea efectelor din încărcare, cele mai defavorabile, considerând Modelul de Încărcare SW/2:

- încărcarea definită în fig. C.2 şi tabelul C.1 va fi considerată o singură dată pe o linie
- pentru elemente structurale care preiau solicitări de la mai mult de o cale, Modelul de Încărcare SW/2 va fi considerat numai pe o linie, iar Modelul de Încărcare 71 sau Modelul de Încărcare SW/0 considerate pe celelalte linii în conformitate cu prevederile din C.7.1 (4).

(6)P Pentru determinarea celor mai defavorabile efecte din încărcarea cu Modelul de Încărcare "tren neîncărcat":

- pe o cale se va considera încărcarea uniform distribuită q_{vk} cu lungime nelimitată.
- în general Modelul de Încărcare "tren neîncărcat" va fi considerat în proiectare numai pentru structuri care susţin o cale.

(7) Toate podurile cu grinzi continui proiectate pentru Modelul de Încărcare 71 vor fi verificate obligatoriu pentru , Modelul de Încărcare SW/0.

(8)P Pentru verificarea deformaţiilor şi vibraţiilor, încărcările verticale care se consideră vor fi:

- pentru Modelul de Încărcare 71, ţinând seama de factorul dinamic Φ corespunzător
- pentru evaluarea comportării dinamice în caz de rezonanţă sau de vibraţii excesive ale suprastructurii se consideră traficul cu trenuri reale şi coeficienţi dinamici corespunzatori acestora.

(9)P Pentru suprastructuri de poduri cu una sau mai multe căi verificările pentru limitele deformaţiilor şi vibraţiilor vor fi efectuate respectând prevederile din tabelul C.6 referitoare la numărul de căi încărcate cu acţiunile relevante din trafic. Atunci când se cere prin C.3.2 (3) se vor lua în considerare încărcările clasificate.

Tabelul C.6 - Numărul de căi care trebuie încărcate pentru verificarea la stările limită de deformaţie şi de vibraţie

Starea limită şi criteriul de verificare asociat	Numărul de căi pe pod		
	1	2	3
Verificări pentru siguranţa traficului :			
- răsucire	1	1 sau 2*)	1 sau 2 sau 3 sau mai multe*)
- deformaţia verticală a suprastructurii	1	1 sau 2*)	1 sau 2 sau 3 sau mai multe*)
- deformaţia orizontală a suprastructurii	1	1 sau 2*)	1 sau 2 sau 3 sau mai multe*)
- răspunsul combinat al structurii şi al căii la acţiuni variabile, incluzând limitele pentru deplasările longitudinale şi verticale la capetele suprastructurii	1	1 sau 2*)	1 sau 2*)
- acceleraţia verticală a suprastructurii	1	1	1
Verificări pentru starea limită de serviciu: – Criteriul de confort pentru pasageri	1	1	1
Verificări pentru starea limită de serviciu: – Ridicare de pe reazeme	1	1 sau 2*)	1 sau 2 sau 3 sau mai multe**)

*) Atunci când este mai defavorabil

**) Când se folosesc grupe de încărcări numărul căilor ce se încarcă trebuie să fie în corelaţie cu prevederile din Tabelul C.7.

NOTĂ: Cerinţele pentru numărul de căi ce se consideră încărcate când verificăm gabaritul de liberă trecere şi cerinţele de spaţiu liber structural pot să se precizeze în caiete de sarcini pentru un anumit proiect.

C.7.2 Grupe de încărcări - valori caracteristice pentru acţiunile cu mai multe componente

(1) Se ţine seama de simultaneitatea încărcărilor definite în C.3 la C.5 şi în C.7 prin considerarea grupelor de încărcări definite în tabelul C.7. Fiecare din aceste grupe de încărcări, care se exclud reciproc, trebuie considerate ca definind o singură acţiune variabilă caracteristică la gruparea cu încărcările nedeterminate de trafic. Fiecare grup de încărcări trebuie considerat ca o singură acţiune variabilă.

NOTĂ : În unele cazuri este necesar să se considere alte grupări potrivite pentru acţiunile individuale defavorabile din trafic.

(2) Coeficienţii daţi în tabelul C.7 trebuie consideraţi pentru valorile caracteristice ale diferitelor acţiuni din fiecare grup.

NOTĂ: Toate valorile propuse pentru aceşti coeficienţi pot fi schimbate prin alte reglementări oficiale.

Tabelul C.7 - Stabilirea grupelor de încărcări pentru traficul feroviar (valori caracteristice ale acțiunilor cu mai multe componente)

Numărul căilor pe structură			Grupele de încărcări			Forțele verticale			Forțele orizontale			Comentarii
						C.3.2/ C.3.3	C.3.3	C.3.4	C.5.3	C.5.1	C.5.2	
1	2	≥ 3	Număr de căi încărcate	Grupa de încărcare	Calea încărcată	LM71[1] SW/0[1),2)]	SW/2 [1),3)]	Tren neînc.	Tracțiune, Frânare [1)]	Forța centrifugă [1)]	Forța de șerpuire [1)]	
			1	gr11	T_1	1			$1^{(5)}$	$0.5^{(5)}$	$0.5^{(5)}$	Max. vertical 1 cu max. longitudinal
			1	gr12	T_1	1			$0.5^{(5)}$	$1^{(5)}$	$1^{(5)}$	Max. vertical 2 cu max. transversal
			1	gr13	T_1	$1^{(4)}$			1	$0.5^{(5)}$	$0.5^{(5)}$	Max. longitudinal
			1	gr14	T_1	$1^{(4)}$			$0.5^{(5)}$	1	1	Max. lateral
			1	gr15	T_1			1		$1^{(5)}$	$1^{(5)}$	Stabilitatea laterală cu "tren neîncărcat"
			1	gr16	T_1		1		$1^{(5)}$	$0.5^{(5)}$	$0.5^{(5)}$	SW/2 cu max. longitudinal
			1	gr17	T_1		1		$0.5^{(5)}$	$1^{(5)}$	$1^{(5)}$	SW/2 cu max. transversal
			2	gr21	T_1 T_2	1 1			$1^{(5)}$ $1^{(5)}$	$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	Max. vertical 1 cu max. longitudinal
			2	gr22	T_1 T_2	1 1			$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	$1^{(5)}$ $1^{(5)}$	$1^{(5)}$ $1^{(5)}$	Max. vertical 2 cu max. transversal
			2	gr23	T_1 T_2	$1^{(4)}$ $1^{(4)}$			1 1	$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	Max. longitudinal
			2	gr24	T_1 T_2	$1^{(4)}$ $1^{(4)}$			$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	1 1	1 1	Max. lateral
			2	gr26	T_1 T_2	1 1	1		$1^{(5)}$ $1^{(5)}$	$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	SW/2 cu max. longitudinal
			2	gr27	T_1 T_2	1 1	1		$0.5^{(5)}$ $0.5^{(5)}$	$1^{(5)}$ $1^{(5)}$	$1^{(5)}$ $1^{(5)}$	SW/2 cu max. transversal
			≥3	gr31	T_i	0.75			$0.75^{(5)}$	$0.75^{(5)}$	$0.75^{(5)}$	Caz de încărcare suplimentar

(1) Se vor lua în considerare toți factorii relevanți (α, Φ, f,...)

(2) Numai SW/0 se va lua în considerare pentru poduri continui

(3) SW/2 se ia în considerare numai dacă este cerut pentru linie

(4) Factorul poate fi redus la 0,5 dacă efectul este favorabil, dar nu poate fi zero

(5) În cazurile favorabile aceste valori nedominante vor fi luate egale cu zero

Componenta dominantă a acțiunii alocată.

Trebuie considerate la proiectarea structurilor care susțin o cale (Grupele de Încărcare 11-17).

Trebuie considerate la proiectarea structurilor care susțin două căi (Grupele de Încărcare 11-27 exceptând 15. Fiecare din cele două căi vor fi considerate fie T_1 (o cale) sau T_2 (două căi).

Trebuie considerate la proiectarea structurilor care susțin trei sau mai multe căi (Grupele de Încărcări 11 la 31 exceptând 15. Numai o cale va fi luată ca T_1, oricare altă cale ca T_2 cu toate celelalte căi neîncărcate. Suplimentar Grupa de Încărcări 31 trebuie considerată ca un caz de încărcare adițional în care toate lungimile nefavorabile ale căii T_i sunt încărcate.

C.7.3 Alte valori reprezentative ale acţiunilor cu mai multe componente

C.7.3.1 Valorile frecvente ale acţiunilor cu mai multe componente

(1) Atunci când se iau în considerare grupele de încărcări se aplică aceleaşi reguli ca cele menţionate în C.7.2 (1) prin utilizarea factorilor daţi în tabelul C.7 la valorile frecvente ale acţiunilor relevante considerate în fiecare grupă de încărcări.

C. 7.3.2 Valorile cvasipermanente ale acţiunilor cu mai multe componente

(1) Acţiunile din trafic cvasi-permanente trebuie neglijate (se consideră egale cu zero). Autorităţile competente pot preciza altfel.

C. 7.3.3 Încărcări din trafic în situaţii de proiectare fundamentale tranzitorii

(1)P Încărcările din trafic pentru situaţii de proiectare fundamentale tranzitorii trebuie definite pentru un anumit proiect.

(2) Când se efectuează verificări pentru situaţii de proiectare fundamentale tranzitorii, datorate întreţinerii căii şi a podului, valorile caracteristice pentru Modelele de Încărcare 71, SW/0, SW/2, "tren neîncărcat" şi pentru acţiunile asociate traficului feroviar trebuie considerate egale cu valorile caracteristice ale încărcărilor corespunzătoare, date în Anexa C, pentru situaţia de proiectare fundamentală în exploatare.

C.8 Încărcări din trafic pentru oboseală

(1)P Verificarea la oboseală va fi efectuată pentru toate elementele structurale, care sunt solicitate la variaţii ale eforturilor unitare.

(2)P Pentru traficul normal bazat pe valorile caracteristice ale Modelului de Încărcare 71, cu includerea coeficientului dinamic Φ, verificarea la oboseală trebuie efectuată pe baza următorului trafic: "trafic predominant, greu, de marfă", "trafic standard", "trafic mixt", "trafic de osii de 25 kN" sau "trafic mixt usor", "trafic uşor de pasageri", în funcţie de natura traficului pe linia pe care este amplasat podul în conformitate cu exigenţele pentru un anumit proiect. Detalii despre trenurile din exploatare, categoriile de trafic mixt şi coeficientul dinamic care trebuie considerat sunt date în anexa F.

(3) Atunci când traficul mixt nu este reprezentativ pentru traficului real (de exemplu în special pentru situaţiile când un număr limitat de vehicule tip domină încărcarea de oboseală sau pentru traficul care necesită o valoare a factorului α mai mare decât unitatea în conformitate cu C.3.2 (3), trebuie precizat un trafic mixt alternativ pentru un anumit proiect.
(4) Fiecare din categoriile de trafic mixt se bazează pe un tonaj anual din trafic de 25×10^6 tone care tranzitează podul pe fiecare linie.

(5)P Pentru suprastructurile care susţin mai multe linii, încărcarea de oboseală va fi considerată pe maximum două linii, în cele mai defavorabile poziţii.

(6) Verificările la oboseală trebuie efectuate pentru o durată de viaţă normată a structurii de 100 ani. Autorităţile competente pot preciza o altă durată de viaţă a structurii.

(7) Ca alternativă, verificarea la oboseală poate fi efectuată pe baza unui trafic mixt special, care poate fi precizat în reglementări speciale pentru un anumit proiect.

C.9 Coeficienţi parţiali de siguranţă

C.9.1 Elemente generale

(1) Mai jos sunt date indicaţii pentru alegerea coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru acţiuni (coeficienţii γ_F) şi pentru gruparea încărcărilor din trafic pe podurile feroviare cu acţiunile fundamentale, acţiunile cvasi-statice din vânt, zăpadă şi temperatură şi pentru coeficienţii ψ legaţi de gruparea acţiunilor. Dacă este nevoie să se considere alte acţiuni (de exemplu tasări, instabilitatea datorată vântului), grupările vor fi suplimentate pentru a fi luate în considerare. Grupările de încărcări trebuie de asemenea suplimentate şi adaptate pentru fazele de montaj şi pentru unele tipuri speciale de poduri feroviare (de exemplu poduri mobile, poduri provizorii, poduri acoperite etc.).

C.9.2 Stări limită ultime (oboseala exclusă)

C.9.2.1 Simultaneitatea modelelor de încărcare cu alte acţiuni

C.9.2.1.1 Modele de acţiuni variabile

(1) Simultaneitatea acţiunilor variabile din trafic va fi considerată în conformitate cu C.7. Regulile vor diferi, în funcţie de valorile reprezentative şi de situaţiile de proiectare care se consideră. Pentru orice grupare a acţiunilor variabile din trafic cu alte acţiuni, orice grupă de încărcare definită în C.7 şi tabelul C.6 va fi considerată ca o singură acţiune variabilă.

(2) Acţiunea caracteristică a vântului pe podurile feroviare se consideră fie ca o forţă caracteristică F_{wk} fie ca o forţă nominală F_{wnom}. Alegerea unei valori suficient de mari pentru F_{wnom} face posibilă simplificarea calculelor, prin considerarea acţiunii semnificative a vântului şi acţiunea traficului ca fiind nesimultane. Când se consideră grupările acţiunilor din traficul feroviar cu acţiunea vântului, forţa din vânt maximă compatibilă cu traficul feroviar va fi de asemenea considerată. Această forţă F_w^{**} se asociază cu viteza vântului la nivelul suprastructurii. Viteza vântului care se consideră va fi definită de autorităţi competente (vezi fig. C.11).

(3) Pentru gruparea vântului şi acţiunilor din trafic aria de referinţă $A_{ref,x}$ definită în Anexa E va fi sporită prin adăugarea a 4,0 m la înălţimea suprastructurii de la nivelul suprafeţei de rulare, fără ca această să fie cumulată cu înălţimea suplimentară a parapetelor, barierelor de zgomot, etc. La structurile care susţin trafic feroviar, pentru calculul încărcărilor din vânt, se consideră o lungime nelimitată de tren cu înălţimea de 4,0 m.

(4) Grupările care se consideră când traficul şi vântul acţionează simultan se iau astfel:

- încărcarea verticală a vehiculelor incluzând coeficientul dinamic împreună cu forţele din vânt. Ambele acţiuni pot fi dominante în acelaşi timp.
- o încărcare verticală uniform distribuită de 10 kN/m numită "tren neîncărcat", fără coeficient dinamic, pentru verificarea stabilităţii generale şi forţele din vânt. Acţiunea va fi amplasată astfel încât să conducă la efectul cel mai defavorabil asupra elemntelor structurale considerate.

(5) Forţele şi deformaţiile impuse rezultate din acţiuni permanente şi variabile relevante care solicită podurile, se vor considera simultan încărcările din trafic dacă sunt relevante.

(6) Dacă nu se precizează altfel, acţiunea zăpezii nu se va include în nici o grupare de acţiuni pentru situaţii de proiectare fundamentale în exploatare sau fundamentale tranzitorii după terminarea podului (podurile acoperite sunt exceptate de la această regulă).

(7) Acţiunea vântului care se consideră cu acţiunile din trafic nu va fi mai mare decât valoarea cea mai mică dintre F_w^{**} şi $\psi_0 F_{wk}$ ($\psi_0 F_{wh}$).

C.9.2.1.2 Modele care includ acţiuni accidentale

(1) Atunci când se consideră o acţiune accidentală, nici o altă acţiune accidentală, nici acţiunile vântului sau zăpezii, nu se consideră că acţionează simultan.

(2) Simultaneitatea acţiunilor accidentale cu acţiunile variabile din trafic se definesc mai jos unde sunt definite şi acţiunile accidentale individuale relevante.

(3) Atunci când se consideră coliziunile datorate traficului de sub pod (forţele definite în B.12.2 şi C.6.1 (3)) încărcările frecvente datorate traficului pe poduri se vor introduce ca acţiuni însoţitoare în grupările de acţiuni, dacă nu se precizează altfel.

(4) Atunci când se consideră acţiunile accidentale datorate traficului de pe pod (încărcări definite în C.6.1), grupările care se iau în considerare în astfel de situaţii se vor defini de către beneficiar pentru un anumit proiect. Dacă nu se iau în considerare alte acţiuni accidentale, se vor preciza reguli de simultaneitate cu acţiunile din trafic.

(5) În cazul suprastructurilor precomprimate exterior cu tiranţi metalici tensionaţi se va avea în vedere o situaţie de proiectare de avarie prin cedarea unui tirant.

C.9.2.2 Gruparea acţiunilor

(1) Pentru fiecare caz de încărcare limită, valorile de proiectare ale efectelor acţiunilor vor fi determinate prin gruparea valorilor acţiunilor care au loc simultan.

C.9.2.3 Coeficienţi parţiali de siguranţă pentru poduri de cale ferată (oboseala exclusă)

(1) Coeficienţii parţiali de siguranţă ai acţiunilor pentru stări limită ultime, în situaţii de proiectare fundamentale în exploatare, fundamentale tranzitorii şi accidentale, sunt daţi în tabelul C.8

Tabelul C.8 - Coeficienţi parţiali de siguranţă pentru acţiuni - stări limită ultime pentru poduri feroviare

ACŢIUNEA	SIMBOL	SITUAŢIA DE PROIECTARE	
		Fundamentale în expoatare Fundamentale tranzitorii	Accidentale
Acţiuni permanente: - greutatea proprie a elementelor structurale şi nestructurale - acţiuni permanente cauzate de teren, apa subterană şi apa liberă[1)] a) efecte nefavorabile b) efecte favorabile	 $\gamma_{G,sup}$ $\gamma_{G,inf}$	 1,35[2),3),4)] 1,00[2),3),4)]	 1,00 1,00
Pretensionarea si autotensionarea	γ_P $\gamma_{\Delta XG}$, $\gamma_{\Delta XQ}$	1,00[5)] [9)]	1,00
Tasarea	$\gamma_{G,set}$	1,00[6)]	-
Acţiuni din trafic[7)] a) efecte nefavorabile b) efecte favorabile	γ_Q	1,45[8)] 0	1,00 0
Alte acţiuni variabile a) efecte nefavorabile b) efecte favorabile	γ_Q	1,50 0	1,00 0
Acţiuni accidentale[10)]	γ_A		1,00

[1)]În locul coeficienţilor γ_G (1,35) şi γ_Q pentru acţiunile din presiunea laterală a pământului, pot fi introduse proprietăţile terenului. Se va pute aplica un coeficient γ_{Ed} pentru Modelul de încărcare.

[2)]În această verificare valorile caracteristice ale tuturor acţiunilor permanente se multiplică cu 1,35 dacă efectul total rezultant al acţiunii este nefavorabil şi cu 1,0 dacă efectul total rezultant al acţiunii este favorabil.

[3)]Dacă nu este precizat altfel coeficienţii se aplică cu valorile caracteristice adecvate definite în capitolul 2.

[4)]În cazurile în care starea limită este sensibilă la variaţiile în spaţiu ale acţiunilor permanente, se vor lua pentru aceste acţiuni valorile lor superioare şi inferioare.

[5)]Dacă pretensionarea este determinată de deformaţii(deplasări) impuse structurii, coeficienţii pentru acţiunile permanente G şi pentru deformaţiile impuse vor fi adoptaţi conform prescripţiilor de proiectare în vigoare.

[6)]Se aplică numai în cazurile în care tasările se pot aprecia cu foarte mare precizie.

[7)]Componentele acţiunilor din trafic se introduc în grupările de încărcări ca o acţiune, prin grupele de încărcări relevante, componentele favorabile ale acestor grupe fiind neglijabile.

[8)] 1,20 pentru Modelul de Încărcare SW/2.

[9)] Coeficienţii parţiali de siguranţă pentru autotensionare $\gamma_{\Delta X,G}$ şi $\gamma_{\Delta X,Q}$ sunt precizaţi la 2.1.6.5.

[10)]În cazul suprastructurilor precomprimate exterior cu tiranţi metalici tensionaţi se va avea în vedere o situaţie de proiectare de avarie, prin cedarea unui tirant.

(2) Pentru verificări care se referă la pierderea echilibrului static şi în alte câteva cazuri unde variabilităţile rezistenţelor materialului din elementele structurale şi ale terenului au o

importanță relativ mică, fracțiunile favorabile și nefavorabile ale acțiunilor permanente se vor
considera ca acțiuni individuale și dacă nu se precizează altfel, valorile superioară și inferioară ale coeficienților parțiali de siguranță vor fi $\gamma_{Gsup} = 1,05$ și respectiv $\gamma_{Ginf} = 0,95$. Ceilalți coeficienți parțiali de siguranță ai acțiunilor (în special pentru acțiuni variabile) sunt ca în (1).

C.9.2.4 Coeficienții ψ pentru poduri de cale ferată

(1) Dacă nu se precizează altfel, coeficienții ψ pentru podurile feroviare care susțin o singură cale se iau așa cum sunt dați în tabelul C.9. Pentru acțiuni din trafic, ei se aplică, unde este relevant atât grupelor de încărcări definite în C.7.2 cât și componentei dominante a acțiunilor din grupă atunci când ea se consideră separat. Pentru poduri feroviare care susțin mai multe căi, coeficienții ψ se vor stabili și preciza în reglementări suplimentare.

Tabelul C.9-Coeficienții ψ pentru poduri de cale ferată

ACȚIUNILE		ψ_0	ψ_1	ψ_1	ψ_2
ACȚIUNI DIN TRAFIC INDIVIDUALE	LM 71	0,80	1,00	[1)]	0
	SW/O	0,80	1,00	0,80	0
	SW/2	0	1,00	0,80	0
	Tren neîncărcat	1,00	-	-	-
	Tracțiunea și frânarea Forțele centrifuge Forțele de interacțiune datorate deformației sub încărcările verticale din trafic	Aceleași valori ca pentru coeficienții ψ de reducere adoptați pentru încărcările verticale asociate			
	Forțele de șerpuire	1,00	1,00	0,80	0
	Încărcări pe trotuare de serviciu	0,80	0,80	0,50	0
	Încărcări pe terasament	0,80	1,00	0,80	0
GRUPE DE ÎNCĂRCĂRI	gr. 11	0,80	1,00	0,80	0
	gr. 12	1,00	-	-	-
	gr. 13	0,80	1,00	0,80	0
	gr. 14	0,80	1,00	0,80	0
	gr. 15	0,80	1,00	0,80	0
FORȚE DIN VÂNT[1)]	F_{wk} sau F_{wh}	0,60	0,60	0,50	0
	F_w^{**}	1,00	-	-	-

[1)] Atunci când acțiunea vântului este grupată cu acțiunile din cu trafic, acțiunea vântului $\psi_0 F_{wk}$ sau $\psi_0 F_{wh}$ nu va fi luată mai mare decât F_w^{**}.

C.9.3 Stări limită de serviciu

C.9.3.1 Criterii de performanță referitoare la stările limită de deformație și de vibrație

C.9.3.1.1 Elemente generale

(1) În C.9.3.1 se precizează limitele deformațiilor care se consideră la proiectarea podurilor noi. Deformațiile excesive ale podului pot periclita traficul prin apariția unor schimbări inacceptabile la geometria căii și vibrații excesive în structurile podurilor. Acestea pot afecta încărcarea considerată pe pod și crea condițiile care produc disconfortul pasagerilor.

(2) Verificările deformațiilor podului se cer pentru:

- motive de siguranță (să confirme stabilitatea şi continuitatea căii şi să asigure că se menține contactul între șină şi roată) prin limitarea:
  - accelerațiilor verticale ale suprastructurii;
  - răsucirii suprastructurii;
  - rotirii la capetele tablierului;
  - deformațiilor unghiulare orizontale
- confortul pasagerilor prin limitarea deformațiilor verticale ale tablierului.

(3) Este de asemenea necesar să se asigure că orice deformații rămân în limitele elastice ale materialului utilizat.

(4) Limitele date în C.9.3.1, iau în considerare faptul că anumite efecte ale acțiunilor se compensează prin întreținerea căii.

C.9.3.1.2 Stări limită pentru siguranța traficului

C.9.3.1.2.1 Accelerația verticală a tablierului

(1) Dacă viteza de circulație este mai mică sau egală cu 220 km/h şi frecvența proprie de vibrație naturală a structurii este între limitele arătate în fig. C.9 acoperă riscul apariției unor accelerații excesive. Totuşi pentru unele valori ale săgeților pot apărea accelerații excesive. Ca o primă aproximație se recomandă ca limitele săgeților date în tabelul C.12 să fie satisfăcute.

C.9.3.1.2.2 Răsucirea tablierului

(1) Răsucirea tablierului podului se calculează luând în considerare valorile caracteristice ale Modelului de Încărcare 71 multiplicate cu coeficientul Φ.

(2) Răsucirea maximă (fig. C.17) măsurată pe o lungime de 3,0 m nu va depăşi următoarele valori:

$V \leq 120$ km/h	$t \leq 4{,}5$ mm/3 m
$120 < V \leq 220$ km/h	$t \leq 3{,}0$ mm/3 m

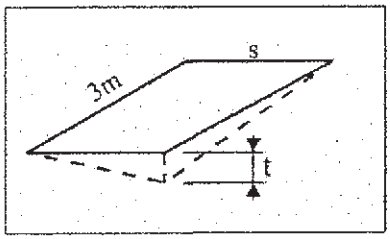


Fig. C.17 - Răsucirea admisă pentru tablier

Dacă nu se precizează altfel, răsucirea totală datorată oricărei deformări a căii când podul este neîncărcat (să spunem într-o curbă de racordare) şi cea datorată deformației totale a podului nu va depăşi 7,5 mm/3m.

C.9.3.1.2.3 Rotiri la capătul tablierului (calea susținută pe balast)

(1) Sub acțiunea valorii caracteristice a Modelului de Încărcare 71, multiplicată cu coeficientul dinamic Φ și diferențele de temperatură, rotirile unghiulare maxime (fig. C.18) la capetele tablierului măsurate în axa căii nu vor depăși următoarele valori:

a) pentru o singură cale pe pod
$\theta = 6,5 \times 10^{-3}$ radiani pentru trecerea de la tablier la terasament
$\theta_1 + \theta_2 = 10 \times 10^{-3}$ radiani între două tabliere consecutive

b) pentru cale dublă pe pod
$\theta = 3,5 \times 10^{-3}$ radiani pentru trecerea de la tablier la terasament
$\theta_1 + \theta_2 = 5 \times 10^{-3}$ radiani între două tabliere consecutive

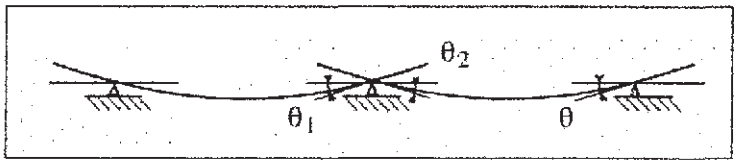


Fig. C.18 - Rotiri unghiulare la capetele tablierelor

C.9.3.1.2.4 Deformații orizontale ale tablierului

(1) Această condiție va fi verificată pentru: Modelul de Încărcare 71 multiplicat cu coeficientul dinamic Φ, încărcările din vânt, forța de șerpuire, forțele centrifuge cumulat cu efectul diferențelor de temperatură între marginile tablierului.

(2) Săgeata orizontală δ_h a tablierului nu trebuie să producă:
- o variație unghiulară mai mare decât valorile date în tabelul C.10
- o rază de curbură orizontală mai mică decât valorile din tabelul C.10

Tabelul C.10 -Variația unghiulară maximă și raza minimă de curbură în plan orizontal

DOMENIUL DE VITEZE km/h	VARIAȚIA UNGHIULARĂ MAXIMĂ	RAZA DE CURBURĂ ORIZONTALĂ MINIMĂ	
		UN SINGUR TABLIER	MAI MULTE TABLIERE
$V \leq 120$	0,0035 radiani	1700 m	3500 m
$120 \leq V \leq 220$	0,0020 radiani	6000 m	9500 m

(3) Raza de curbură este dată de relația:

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h}$$

Deformația orizontală include deformația tablierului podului și a infrastructurii (sunt incluse pile și fundații).

C.9.3.1.3 Valorile limită ale săgeților maxime verticale pentru confortul pasagerilor

(1) Pentru a asigura confortul pasagerilor, valorile limită ale săgeții verticale maxime, la podurile feroviare, se dau ca funcție de lungimea deschiderii şi viteza de circulație, V. Valorile limită ale săgeților pentru motive de siguranță sunt date în C.9.3.1.2.

(2) Confortul pasagerilor depinde de accelerația verticală b_v din interiorul vagonului în timpul călătoriei. Nivelele de confort se clasifică aşa cum se arată în tabelul C.11.

Tabelul C.11 - Nivele de confort

NIVELUL DE CONFORT	ACCELERAȚIA VERTICALĂ b_v
Foarte bun	1 m/s^2
Bun	1,3 m/s^2
Acceptabil	2,0 m/s^2

Autoritățile competente pot preciza pentru liniile pe care le administrează nivelul de confort sau valorile limită pentru accelerația verticală.

(3) Săgețile verticale datorate încărcărilor din trafic prevăzute în C.7.1 (5) şi C.7.1 (6) vor fi determinate în axul căii.

(4) Valoarea limită δ/L dată în fig. C.19, fig. C.20 şi tabelul C.12 pentru săgeata maximă verticală se aplică la un nivel de confort "foarte bun" cu $b_v = 1,0$ m/s^2. Pentru alte nivele de confort (deci alte accelerații b_v'), aceste valori limită pot fi multiplicate cu accelerația b_v', în m/s^2.

(5) Săgețile nu trebuie să fie mai mari de L/600.

(6) Raza verticală a căii pe zona structurii încărcată nu trebuie să fie mai mică decât cea prevăzută pentru linie.

(7) Valorile limită δ/L aplicate atât la structuri simplu rezemate succesive (fig. C.19 şi tabelul C.12) cât şi la structuri continue cu trei sau mai multe deschideri (fig. C.20 şi tabelul C.12) vor fi multiplicate cu un factor 1,1. Atunci când structura constă din mai puține deschideri, valorile limită vor fi majorate cu factorii dați mai jos:

- pentru structuri cu o deschidere, cu factorul 2,0
- pentru structuri cu două deschideri, cu factorul 1,5

(8) Valorile limită provizorii pentru săgeata verticală maximă la podurile feroviare pentru asigurarea confortului pasagerilor va fi obținută din fig. C.19 sau fig. C.20.

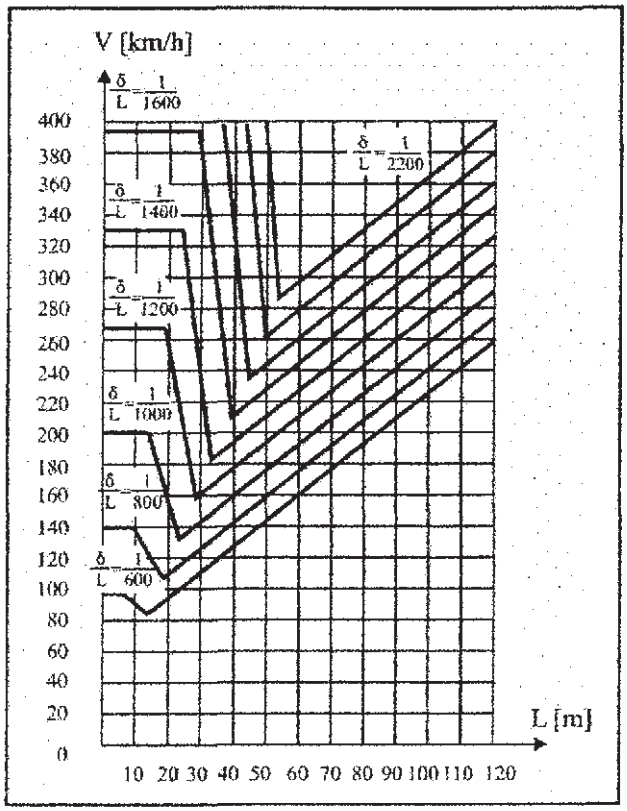


Fig. C.19 Structuri succesive simplu rezemate cu trei sau mai multe deschideri $n \geq 3$; $b_v = 1{,}0$ m/s^2

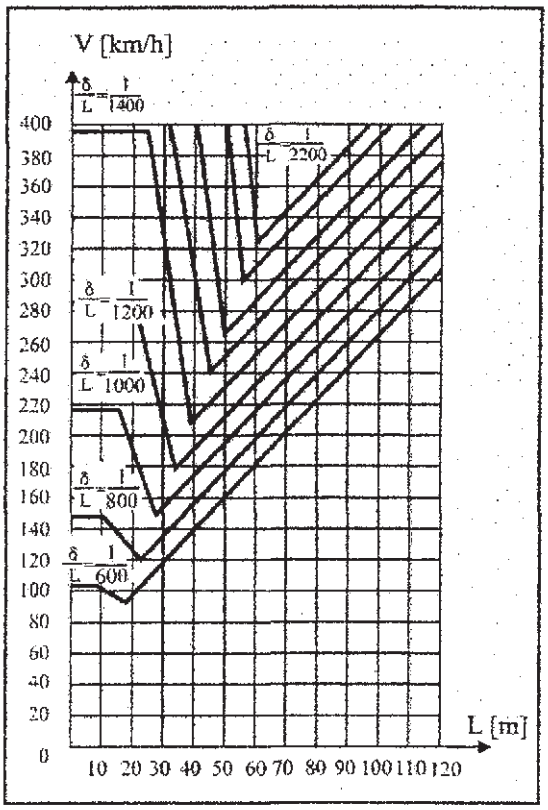


Fig. C.20 - Structuri continue cu trei sau multe deschideri $n \geq 3$; $b_v = 1{,}0$ m/s^2

(9) Valorile limită pot fi de asemenea obținute din tabelul C.12.

Tabelul C.12-Valori limită δ/L pentru săgeata maximă verticală la structurile succesive simplu rezemate cu $n \geq 3$, $b_v = 1{,}0$ m/s^2

VITEZA TRENULUI, în km/h	DESCHIDEREA L, în m				
	L ≤ 15	15 < L ≤ 30	30 < L ≤ 50	50 < L ≤ 90	90 < L ≤ 120
V ≤ 120	1/800	1/900	1/800	1/600	1/600
120 < V ≤ 160	1/900	1/1200	1/1200	1/800	1/600
160 < V ≤ 200	1/1000	1/1400	1/1500	1/1300	1/600

Valorile din tabel vor fi multiplicate cu:
- un factor 1,1 pentru structuri continue;
- un factor 2,0 pentru structuri cu o deschidere;
- un factor 1,5 pentru structuri cu două deschideri ;
- b_v' pentru accelerații $b_v' = b_v = 1$m/s^2.

Valorile date în fig. C.19 pot fi folosite ca valori de referință.

C.9.3.2 Simultaneitatea modelelor de încărcare cu alte acţiuni

(1) Se aplică prevederile referitoare la simultaneitate date în C.9.2.1.

C.9.3.3 Gruparea acţiunilor

(1) Pentru situaţii de proiectare fundamentale în exploatare şi fundamentale tranzitorii diferitele grupări ale acţiunilor vor fi luate conform prevederilor din capitolul 2.

(2) Dacă se cere suplimentar se va considera gruparea de acţiuni cu frecvenţă redusă.

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_1 Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{1i} Q_{ki}$$

C.9.3.4 Coeficienţi parţiali de siguranţă

(1) Pentru poduri de cale ferată, coeficienţii parţiali de siguranţă ai acţiunilor pentru stările limită de serviciu în situaţiile de proiectare fundamentale în exploatare sau fundamentale tranzitorii vor fi luaţi 1,0 dacă nu se precizează altfel.

C.9.3.5 Coeficienţii ψ pentru poduri de cale ferată

(1) Valorile coeficienţilor ψ sunt date în tabelul C.9.

C.9.4 Oboseala

(1) Prevederile de verificare la oboseală depind de modelul de încărcare pentru oboseală folosit şi ele sunt precizate în capitolul 4.

ANEXA D ÎNCĂRCAREA CU OAMENI, CICLIŞTI ŞI ALTE ACŢIUNI SPECIFICE PODURILOR PENTRU PIETONI

D.1 Domeniul de aplicare

(1) Efectele încărcărilor specifice şantierelor de construcţii nu se acoperă prin modelele de încărcare prezentate mai jos.

(2) Încărcarea uniform distribuită q_{fk} şi încărcarea concentrată Q_{fwk} (vezi D. 3) se aplică atât în cazul podurilor rutiere şi feroviare, cât şi în cazul podurilor pentru pietoni când sunt relevante. Totuşi, în cazul podurilor pietonale cu lăţime foarte mare (de exemplu cu mai mult de 6,0 m între parapete), alte valori ale acestor încărcări pot fi precizate pentru proiecte speciale, bazate pe consideraţii care să justifice alegerea lăţimii. Toate celelalte acţiuni variabile şi accidentale definite în această secţiune s-au stabilit numai pentru podurile pietonale.

(3) Modelele şi valorile reprezentative se dau pentru verificări aplicabile la orice stare limită, cu excepţia oboselii. Dacă nu este precizat altfel, pentru traficul reprezentat în această anexă nu sunt necesare verificări la oboseală.

(4) Pentru verificări referitoare la vibraţia podurilor pentru pietoni şi bazate pe analize dinamice vezi D.6. Pentru toate celelate verificări efectuate pentru orice tip de pod, modelele şi valorile date în această anexă includ efectele amplificării dinamice. Acţiunile variabile pot fi tratate ca acţiuni statice.

D.2 Reprezentarea acţiunilor

D.2.1 Modele pentru încărcări

(1)P Încărcările impuse definite în această anexă rezultă din traficul pietonal şi al cicliştilor, din încărcări reduse curente de construcţie, din unele vehicule specifice (de exemplu pentru întreţinere) şi din situaţii accidentale. Aceste încărcări conduc la forţe verticale şi orizontale, statice şi dinamice.

(2) Modelele de încărcare definite în această anexă nu descriu încărcările reale. Ele au fost stabilite astfel ca efectele lor (cu amplificarea dinamică în general inclusă) să reprezinte efectele traficului real. Când este nevoie să se considere un trafic în afara domeniului acoperit de aceste modele de încărcare, trebuie definite modele de încărcare complemetare cu reguli de grupare asociate care trebuie aprobate de beneficiar.

(3) Încărcările accidentale datorate coliziunii se reprezintă prin încărcări statice echivalente.

D.2.2 Clase de încărcare

(1) Încărcările pe podurile pentru pietoni depind de amplasamentul acestora şi de fluxul traficului posibil al unor vehicule. Aceşti factori sunt în mod reciproc independenţi şi sunt consideraţi mai jos. Din această cauză nu se defineşte nici o clasificare generală.

D.2.3 Aplicarea modelelor de încărcare

(1) Aceleaşi modele de încărcare se vor folosi pentru traficul pietonal şi al cicliştilor pe suprafeţele platelajului podurilor rutiere limitate de parapete şi neincluse în partea carosabilă şi pe zonele de circulaţie a oamenilor la podurile feroviare.

(2) Dacă nu este precizat altfel, se vor folosi alte modele de încărcare pentru căile fixe de inspectare a podurilor şi pentru platformele (trotuare de serviciu) podurilor feroviare.

(3) În orice aplicare individuală, modelele încărcărilor verticale se vor considera în orice poziţie pe suprafeţele relevante astfel încât să se obţină efectul cel mai defavorabil. În alţi termeni, aceste acţiuni se consideră a fi în totalitate libere.

D.3 Modele statice pentru încărcări verticale - valori caracteristice

D.3.1 Elemente generale

(1) Încărcările caracteristice s-au stabilit pentru determinarea efectelor încărcării cu pietoni sau ciclişti pentru verificări în stările limită ultime şi anumite verificări în stările limită de serviciu.

(2) Dacă este relevant se vor considera trei modele de încărcare care se exclud reciproc. Ele constau din: o încărcare uniform distribuită, o încărcare concentrată şi încărcări reprezentând vehicule pentru inspecţii şi întreţinere.

(3) Dacă nu se precizează altfel pentru proiecte deosebite, valorile caracteristice date mai jos vor fi folosite atât pentru situaţii de proiectare fundamentale în exploatare cât şi pentru cele fundamentale tranzitorii.

D.3.2 Modele de încărcări

D.3.2.1 Încărcarea uniform distribuită

(1) Intensitatea încărcării uniform distribuite este:

$$q_{fk} = 5 kN/m^2$$

şi se aplică numai pe zonele defavorabile ale suprafeţelor de influenţă, longitudinal şi transversal.

(2) Totuşi, pentru poduri pietonale, dacă nu este precizat altfel, se vor lua pentru fiecare deschidere care depăşeşte 10 m următoarele valori:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30}$$

$$q_{fk} \geq 2,5 kN/m^2; q_{fk} \leq 5,0 kN/m^2$$

unde:

L lungimea încărcată, în m

(3) Alte valori q_{fk} pot fi precizate dacă sunt propuse sau aprobate de autorităţi competente.

(4) Pentru podurile rutiere care susţin trotuare sau benzi de circulaţie pentru ciclişti se va considera numai valoarea 5 kN/m^2 (fig. D.1).

D.3.2.2 Încărcarea concentrată

(1) Încărcarea concentrată Q_{fwk} este egală cu 10 kN şi acţionează pe o suprafaţă pătrată cu latura de 0,10 m. Dacă într-o verificare, efectele generale şi locale pot fi deosebite, încărcarea se ia în considerare numai pentru efecte locale. Dacă pentru poduri pietonale, sunt precizate vehiculele pentru inspecţie, întreţinere şi reparaţii, încărcarea concentrată Q_{fwk} nu va fi luată în considerare.

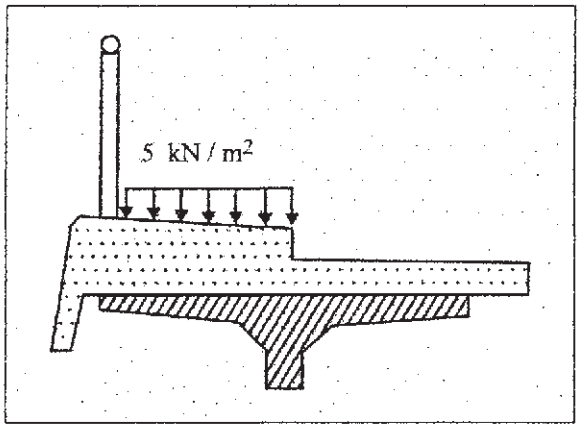


Fig. D.1 - Încărcarea caracteristică pe un trotuar (sau pe o cale de ciclişti)

D.3.2.3 Vehicule de serviciu (inspecţie, întreţinere, reparaţii)

(1)P În cazul podurilor pietonale, se va lua în considerare un singur vehicul de serviciu, dacă este precizat de beneficiar.

(2) Acest vehicul poate fi de întreţinere, de urgenţă, (de exemplu ambulanţă, pompieri etc.) sau alte servicii. Beneficiarul (sau autorităţi competente) are obligaţia să precizeze caracteristicile vehiculului (încărcarea pe osie, distanţa între osii, suprafaţa de contact a roţilor), amplificarea dinamică şi toate celelalte reguli de încărcare. Dacă nu există nici o informaţie disponibilă şi dacă nu este prevăzut un obstacol permanent pentru condiţionarea accesului vehiculelor pe pod, se recomandă să se considere vehiculul definit în D.5.3. În acest caz nu va mai fi nevoie să se aplice prevederile din D.5.3, adică considerarea aceluiaşi vehicul ca încărcare accidentală.

D.4 Modele statice pentru forţe orizontale - valori caracteristice

(1) Valoarea caracteristică a forţei orizontale $Q_{flk,}$ pentru podurile pietonale, acţionând în lungul axei platelajului podului la nivelul îmbrăcăminţii, este egală cu cea mai mare valoare dintre următoarele două:

- 10 % din încărcarea totală corespunzătoare încărcării uniform distribuite (D.3.2.1-(1) şi (2))
- 60 % din greutatea totală a vehiculului de serviciu, dacă este relevant (D.3.2.3-(1) şi (2))

(2) Forţa orizontală se consideră că acţionează simultan cu încărcarea verticală corespunzătoare şi în nici un caz cu forţa concentrată Q_{fwk}. Această forţă este în mod normal suficientă pentru verificarea stabilităţii orizontale longitudinale a podului pentru pietoni. Stabilitatea transversală orizontală, trebuie asigurată prin considerarea altor acţiuni sau măsuri constructive corespunzătoare.

D.5 Acțiuni accidentale la poduri pentru pietoni

D.5.1 Elemente generale

(1) Acțiunile accidentale sunt datorate:
- traficului rutier sub pod (de exemplu coliziunea) sau
- prezenței accidentale a unui autocamion pe pod

Alte forțe de coliziune (datorate bărcilor, vapoarelor sau avioanelor) se vor lua în considerare, dacă sunt relevante, după precizările autorităților competente.

D.5.2 Forțele de coliziune de la vehiculele rutiere care circulă sub pod

(1) Podurile pentru pietoni (pilele şi suprastructurile acestora) sunt în general mult mai sensibile la forțele de coliziune în comparație cu podurile rutiere. Proiectarea lor la aceleaşi forțe de coliziune poate fi nerealistă. Cea mai realistă cale pentru a lua coliziunea în considerare constă în protecția podurilor pentru pietoni prin:
- stabilirea unor bariere de siguranță la o distanță adecvată de pile
- prevederea unei suprafețe libere sub pod mai mare decât la podurile rutiere sau feroviare care traversează aceeaşi cale.

Măsurile care se adoptă trebuie precizate sau aprobate de autorități competente.

(2) Dacă nu se precizează altfel, aşa cum este prevăzut şi pentru poduri rutiere şi dacă nu se face un calcul adecvat de risc, forța de coliziune la pile sau la elementele de rezistență pentru suprastructura şi căile de acces ale podului, de la vehiculele care circulă sub pod este de 1000 kN în direcția de circulație a vehiculelor şi 500 kN în direcție perpendiculară pe aceasta. Această forță acționează la 1,25 m deasupra nivelului terenului adiacent. Se vor preciza măsurile de protecție suplimentare între partea carosabilă şi pile, dacă se cer.

(3) La proiectare se va prevedea un spațiu liber vertical adecvat între teren şi partea inferioară a suprastructurii, întotdeauna când este relevant. Se va acorda atenție protecției suprastructurii împotriva coliziunii sau aceasta se va proiecta pentru forța de coliziune. Posibilitatea coliziunii vehiculelor care nu respectă înălțimea legată de gabarit trebuie avută în vedere.

D.5.3 Prezența accidentală a vehiculelor pe pod

(1)P Dacă nu este prevăzut nici un obstacol permanent care să prevină accesul vehiculelor pe pod, atunci o astfel de încărcare accidentală trebuie luată în considerare.

(2) Dacă nu este precizat altfel, nici o acțiune variabilă nu se consideră că acționează simultan cu acțiunea accidentală definită mai jos.

(3) Dacă nu este precizat altfel, încărcarea accidentală care se foloseşte, este alcătuită dintr-un grup de două osii de 80 şi 40 kN cu distanța între ele de 3,0 m, o distanță între roți de 1,30 m şi o suprafață de contact cu îmbrăcămintea de formă pătrată, cu dimensiunea laturii de 0,20 m (fig. D.2). Forța de frânare asociată acestui grup de forțe este 60% din încărcarea verticală. Dacă este relevant, autoritățile competente pot să definească alte caracteristici ale încărcării accidentale.

D.6 Modele dinamice pentru încărcări cu oameni

(1) În funcție de caracteristicile dinamice ale structurii, frecvențele proprii de vibrație ale suprastructurii podului (corespunzând vibrațiilor în plan vertical, orizontal sau cele din torsiune) trebuie stabilite pe baza unui model structural corespunzător.

NOTĂ: Vibrațiile podurilor pietonale pot avea cauze variate: provenind de la încărcarea cu oameni, care pot merge, alerga şi sări, forțelor din vânt, acțiunilor de vandalism etc.

(2) Forțele exercitate de încărcarea cu oameni ce au o frecvență proprie identică cu frecvența proprie a podului pot conduce la fenomene de rezonanță şi trebuie considerate pentru verificările la stări limită de vibrație.

NOTĂ : Efectele traficului din încărcări cu oameni pe un pod pietonal depind de numeroşi parametrii, ca de exemplu numărul şi poziția oamenilor ce sunt simultan pe pod şi de circumstanțe exterioare, mai mult sau mai puțin legate de amplasamentul podului. În absența unui răspuns semnificativ al podului, o încărcare provenind din traficul pietonal deplasându-se pe pod, exercită asupra acestuia forțe periodice simultane care sunt :

- verticale, cu o frecvență care poate varia între 1 şi 3 Hz, şi
- orizontale, cu o frecvență care poate varia între 0,5 şi 1,5 Hz.

Grupurile de alergători pot traversa un pod pietonal cu o frecevență de 3 Hz.

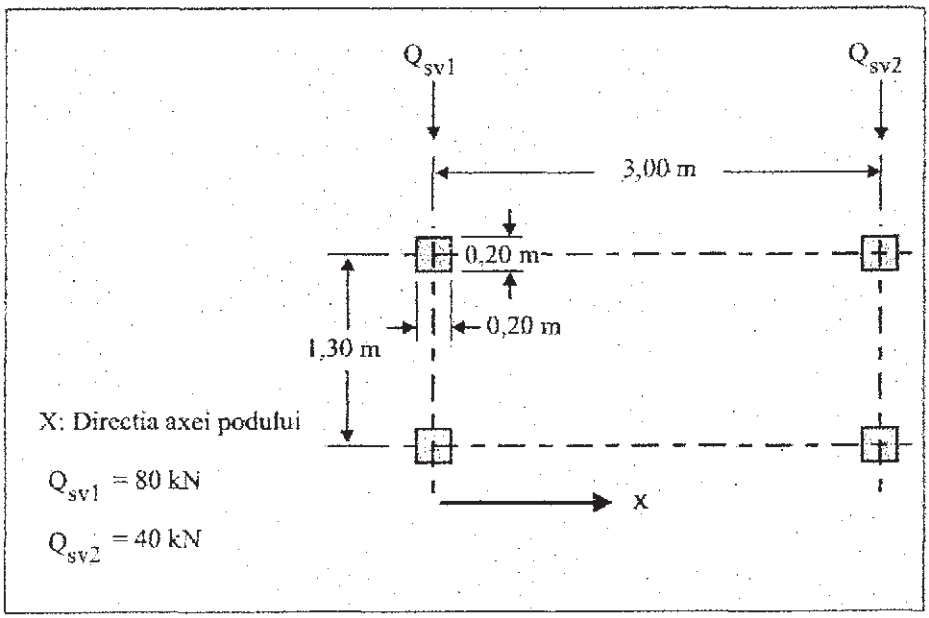


Fig. D.2-Încărcarea accidentală

(3) Modelele dinamice corespunzătoare ale încărcărilor cu oameni şi criteriile de confort trebuie precizate.

NOTĂ : Modelele dinamice ale încărcărilor cu oameni şi criteriile de confort associate pot fi definite în reglementări naționale sau pentru proiecte particulare.

D.7 Acțiuni pe parapete

(1) În proiectare, încărcările transmise suprastructurii podului de către parapet trebuie considerate ca încărcări variabile și definite în funcție de clasa considerată a parapetului.

NOTA 1 : Pentru poduri, clasa minimă recomandată pentru încărcările parapetelor este C, (vezi EN 1317-6).

NOTA 2 : Încărcările transmise suprastructurii podului de către parapete pot fi definite cu clasificarea lor pentru proiecte particulare sau în reglementări naționale. O forță uniform distribuită de 1,0 kN/m acționând ca o încărcare variabilă, în direcție orizontală și verticală, la partea superioară a parapetului este o valoare minimă recomandată pentru podurile pietonale și paserele. Pentru trotuarele de serviciu, valoarea minimă recomandată este de 0,8 kN/m. Cazurile excepționale și accidentale nu sunt acoperite de aceste valori minime ale încărcării.

(2) Pentru proiectarea suprastructurii, dacă parapetele sunt protejate corespunzător împotriva lovirii lor de către vehicule, încărcările orizontale trebuie considerate ca acționând simultan cu încărcările verticale uniform distribuite definite în D.3.2.1.

NOTĂ : Parapetele pot fi considerate ca protejate corespunzător numai dacă protecția satisface cerințele pentru proiecte particulare.

(3) Atunci când parapetele nu pot fi considerate ca fiind protejate corespunzător împotriva lovirii lor de către vehicule, suprastructura trebuie astfel proiectată, încât să suporte și un efect accidental de încărcare, corespunzând unei valori de 1,25 ori rezistența caracteristică a parapetului, exclusiv a oricărei încărcări variabile.

NOTĂ : Încărcarea de proiectare poate fi definită în reglementări naționale.

D.8 Coeficienți parțiali de siguranță

D.8.1 Elemente generale

(1) Următoarele prevederi se referă la alegerea coeficienților parțiali de siguranță pentru acțiuni (coeficienții γ_Q) și gruparea încărcărilor din trafic pietonal și ciclişti cu acțiunile permanente, quasi-statice din vânt, zăpadă și temperatură și coeficienții ψ legați de gruparea acțiunilor. Dacă este nevoie să se considere și alte acțiuni (de exemplu tasări, instabilitatea datorită vântului), grupările trebuie suplimentate pentru a le lua în considerare. Grupările de acțiuni trebuie de asemenea suplimentate și adaptate pentru fazele de montaj și pentru câteva categorii speciale de poduri pietonale (de exemplu poduri pentru pietoni mobile).

(2) Podurile pietonale se pot clasifica astfel:
- poduri pietonale pe care traficul pietonal și de ciclişti nu este protejat sau nu este în totalitate protejat, pentru toate tipurile de vreme rea;
- poduri pietonale pe care traficul este în totalitate protejat.

D.8.2 Stări limită ultime

D.8.2.1 Simultaneitatea modelelor de încărcare

D.8.2.1.1 Modele de acţiuni variabile

(1) Atunci când este relevant, încărcările verticale şi forţele orizontale datorate traficului se vor considera ca simultane conform prevederilor din D.3 şi D.4 şi se iau în considerare ca grupuri de încărcări, care sunt precizate în tabelul D.1. Pentru alte valori reprezentative acestea se modifică sau în general se simplifică prin introducerea coeficienţilor ψ relevanţi.

Tabelul D.1-Definirea grupelor de încărcări (valori caracteristice)

TIPUL ÎNCĂRCĂRII		FORŢE VERTICALE		FORŢE ORIZONTALE
SISTEMUL DE ÎNCĂRCARE		ÎNCĂRCARE UNIFORM DISTRIBUITĂ	VEHICULE DE SERVICIU	
GRUPE DE ÎNCĂRCĂRI	gr. 1	q_{fk}	0	Q_{flk}
	gr. 2	0	Q_{serv}	Q_{flk}

Acţiunea caracteristică a vântului pe podurile pentru pietoni se consideră fie forţa caracteristică F_{wk} fie forţa nominală F_{wnom}.

(2) Forţele şi deformaţiile impuse rezultate din acţiunile permanente şi variabile relevante pe poduri vor fi considerate că acţionează simultan în grupările cu încărcările din trafic, atunci când este relevant.

(3) Încărcarea concentrată Q_{fwk} (vezi D.3.2.2) nu va fi grupată cu nici o altă încărcare variabilă din afara traficului.

(4) Pentru podurile pietonale, vântul şi acţiunile termice nu vor fi luate în considerare ca simultane.

(5) Pentru prima categorie de poduri pietonale definită în D.8.1 (2), traficul poate fi considerat a fi incompatibil cu vântul sau/şi zăpadă semnificative, dacă nu se precizează altfel.

(6) Pentru a doua categorie a podurilor pietonale definită în D.8.1 (2), grupările fundamentale sunt aceleaşi ca la clădiri, dacă nu se precizează altfel, încărcările impuse fiind înlocuite prin grupul relevant de încărcări, coeficienţii parţiali de siguranţă ai acţiunilor şi coeficienţii ψ fiind aplicaţi conform prevederilor din D.8.2.4.

D.8.2.1.2 Modele care includ acţiuni accidentale

(1) Atunci când se consideră o acţiune accidentală, nici o altă acţiune accidentală sau acţiunea vântului sau zăpezii nu se vor considera că acţionează simultan.

(2) Simultaneitatea acţiunilor accidentale cu acţiunile variabile din trafic se definesc mai jos unde se precizează şi acţiunile individuale accidentale relevante.

(3) Atunci când se consideră coliziunea datorată traficului de sub poduri (vezi B.12.2) încărcările frecvente datorate traficului pe pod se introduc în grupări ca acțiuni suplimentare, dacă nu este prevăzut altfel.

(4) Când se consideră acțiunile accidentale datorate traficului pe pod (încărcări definite în D.5.3), toate acțiunile din trafic însoțitoare vor fi neglijate, dacă nu se precizează altfel. Când trebuie să se considere alte acțiuni accidentale pe pod, vor fi stabilite reguli pentru simultaneitatea cu acțiunile din trafic.

(5) În cazul suprastructurilor precomprimate exterior cu tiranți metalici tensionați se va avea în vedere o situație de proiectare de avarie prin cedarea unui tirant.

D.8.2.2 Gruparea acțiunilor

(1) Pentru fiecare caz de încărcare limită, valorile de proiectare ale efectelor acțiunilor vor fi determinate prin gruparea valorilor acțiunilor care se produc simultan.

D.8.2.3 Coeficienți parțiali de siguranță pentru poduri pietonale

(1) Coeficienții parțiali de siguranță ai acțiunilor pentru stările limită ultime în situații de proiectare fundamentale în exploatare, fundamentale tranzitorii și accidentale sunt aceeași ca la poduri rutiere (vezi tabelul B.8).

D.8.2.4 Coeficienții ψ pentru poduri pietonale

(1) Dacă nu este precizat altfel coeficienții ψ pentru prima categorie de poduri pietonale sunt dați în tabelul D.2. Pentru a doua categorie vezi D.8.2.1.1 (6) de mai sus. În ambele cazuri pentru acțiunea traficului coeficienții se aplică atât grupelor de încărcări definite în tabelul D.1 cât și componentelor individuale ale grupelor atunci când acestea se consideră separat.

Tabelul D.2 - Coeficienții ψ pentru poduri pietonale

ACȚIUNEA	SIMBOL	ψ_0	ψ_1'[1)]	ψ_1	ψ_2
ÎNCĂRCĂRI DIN TRAFIC	gr. 1	0,40	0,80	0,40	0
	Q_{fwk}	0	0	0	0
	gr. 2	0	1,00	0	0
FORȚA DIN VÂNT	F_{wk} sau F_{wn}	0[2)]	0,6	0,5	0
EFECTUL TEMPERATURII	T_k	0[3)]	0,8	0,6	0,5

[1)] ψ_1' este coeficientul stabilit să definească încărcările frecvente

[2)] Dacă trebuie considerată o acțiune dominantă, alta decât cea din trafic sau temperatură, această valoare trebuie să fie înlocuită cu 0,3.

[3)] Dacă nu se precizează altfel (de exemplu în cazul materialelor cu tendință de rupere fragilă la temperaturi joase). Totuși pentru stările limită de serviciu, vezi D.8.3.4.

D.8.3 Stări limită de serviciu

D.8.3.1 Simultaneitatea modelelor de încărcare pe poduri pentru pietoni

(1) Regulile privind simultaneitatea date în D.8.2.1.1 se aplică şi pentru stările limită de serviciu.

D.8.3.2 Gruparea acţiunilor

(1) Pentru situaţii de proiectare fundamentale în exploatare şi fundamentale tranzitorii, diferitele grupări vor fi luate conform capitolului 2.

(2) Suplimentar, poate fi considerată şi următoarea grupare cu frecvenţă redusă :

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} "+" P_k "+" \psi_1 Q_{k1} "+" \sum_{i>1} \psi_{1i} Q_{ki}$$

D.8.3.3 Coeficienţii parţiali de siguranţă

(1) Pentru podurile pietonale, coeficienţii parţiali de siguranţă ai acţiunilor, pentru stări limită de serviciu în situaţii de proiectare fundamentale în exploatare şi fundamentale tranzitorii vor fi luaţi 1,0 dacă nu este precizat altfel.

D.8.3.4 Coeficienţi ψ pentru poduri pietonale

(1) Valorile coeficienţilor ψ sunt date în tabelul D.2 cu excepţia valorii ψ_0 care se aplică efectelor termice la podurile pentru pietoni din prima categorie care se ia egal cu 0,6.

ANEXA E ALTE ACȚIUNI VARIABILE

E.1 Presiunea vântului

E.1.1 Direcția de acțiune a vântului

(1) Vântul se consideră că acționează orizontal. Dacă există însă suprafețe mari care sunt înclinate cu unghiul α față de orizontală, atunci încărcarea din vânt se va introduce în calcul cel puțin cu valoarea $w' = w \sin \alpha$, perpendicular pe planul oblic.

E.1.2 Mărimea presiunii vântului

(1) Mărimea presiunii vântului asupra structurilor de rezistență, se va considera conform tabelului E.1.

Tabelul E.1 - Presiuni din vânt pe poduri

Nivelul h_{Br} al suprafeței de acțiune a vântului deasupra terenului (apei)	Pod fără trafic		Pod cu trafic
	Structuri fără perete protector împotriva zgomotului	Structuri cu perete protector împotriva zgomotului	Structuri cu sau fără pereți de protecție contra zgomotului
de la 0 la 20 m	1,75 kN/m^2	1,45 kN/m^2	0,90 kN/m^2
de la 20 la 50 m	2,10 kN/m^2	1,75 kN/m^2	1,10 kN/m^2
peste 50 m	2,50 kN/m^2	2,05 kN/m^2	1,25 kN/m^2

(2) La structurile de rezistență se consideră că înălțimea h_{Br} a suprafeței unde acționează vântul este diferența de nivel dintre cale și punctul cel mai de jos al terenului în zona podului respectiv nivelul apelor medii.

E.1.3 Suprafața expusă vântului

(1) Suprafețele expuse vântului se vor determina după dimensiunile reale ale elementelor structurilor de rezistență.

(2) Suprafețe expuse vântului se vor considera astfel:

a) Pentru structuri fără trafic:

- la structurile cu grinzi principale cu inimă plină se consideră suprafața laterală a grinzii principale, grinzile căii și calea dacă acestea sunt în afara conturului grinzii principale
- la structurile cu grinzi principale alcătuite din bare (zăbrele) se consideră suprafața laterală a căii și grinzilor căii și suprafețele barelor grinzilor cu zăbrele situate în afara suprafeței căii și a grinzilor căii
- la structurile cu panouri de protecție împotriva zgomotului se consideră în plus suprafața acestor panouri dacă ea depășește suprafețele menționate anterior și suprafețele elementelor structurale neacoperite de panouri
- la structurile de rezistență cu mai multe grinzi principale cu zăbrele, aflate în perioada de execuție și dacă nu este încă executată calea, se consideră suprafețele laterale ale elementelor structurale de la două grinzi principale

b) Pentru structuri cu trafic:
- la structurile cu grinzi principale cu inimă plină se consideră suprafața laterală a grinzii principale, a grinzilor căii, a căii şi a convoiului dacă sunt în afara suprafeței grinzilor principale.
- la structurile cu grinzi principale alcătuite din bare (zăbrele) se consideră suprafața laterală a căii, grinzilor căii şi convoiului şi suprafețele elementelor grinzilor principale cu zăbrele situate sub şi deasupra acestora.

(3) Înălțimea convoaielor în cazul structurilor cu trafic este dată în Anexa B pentru căi rutiere şi în anexa C pentru căi feroviare.

(4) Lungimea încărcării din vânt nu ține seama de lungimea încărcării care determină efectele verticale.

(5) Nu se ține seama de acțiunea de descărcare a vântului.

E.2 Acțiuni termice la structuri de poduri

(1) Acțiunile termice se vor considera pentru fazele de execuție şi exploatare ale podului cu variațiile şi/sau diferențele de temperatură precizate mai jos.

(2) Pentru podurile cu structură metalică se vor considera următoarele efecte termice:
- variații de temperatură de la + 50 °C la –30 °C față de o temperatură de montaj de +5 °C ...+15 °C. La elementele structurale care sunt protejate împotriva variațiilor mari de temperatură se consideră o variație a temperaturii de la +30 °C la –30 °C;
- diferența de temperatură de 15 ^{0}C, cu variație liniară, în cadrul gamei de temperaturi menționate mai sus dacă tălpile sau pereții pot avea temperaturi diferite;
- diferența de temperatură de 15 ^{0}C între diferitele elemente ale structurilor alcătuite din bare;
- diferența de temperatură de 5 ^{0}C când este puțin probabilă o încălzire parțială unilaterală;

(3) Pentru podurile cu structură mixtă se vor considera următoarele efecte termice:
- față de o temperatură de montaj de +5 ^{0}C...+15 ^{0}C variații de temperatură de la +35 ^{0}C la –25 ^{0}C pe partea superioară a plăcii din beton şi de 40 ^{0}C pe partea inferioară a grinzii metalice
- diferența de temperatură de 15 ^{0}C, cu variație liniară, între partea superioară a plăcii din beton şi partea inferioară a grinzii metalice.

ANEXA F Trenuri tip pentru oboseală

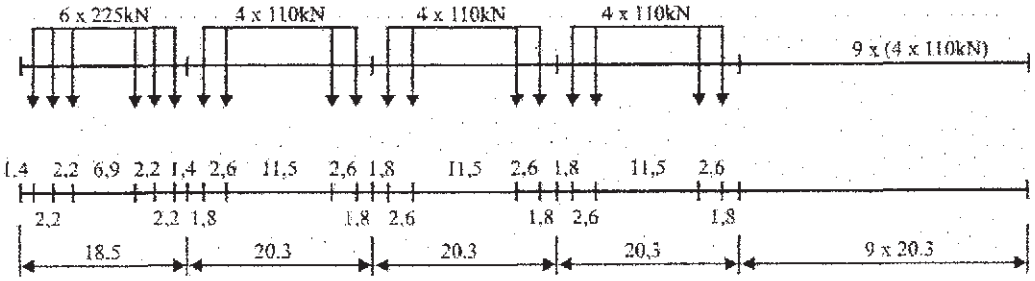
Verificarea la oboseală trebuie efectuată pe baza traficului mixt, "traficului standard", "traficului cu osii de 250 kN" sau "traficului mixt uşor", în funcţie de natura traficului predominant suportat de structură, care poate fi trafic standard mixt, trafic predominant greu de marfă sau trafic mixt uşor.

Detalii pentru trenurile de serviciu şi traficul mixt sunt date mai jos.

(1) Trafic standard şi mixt uşor

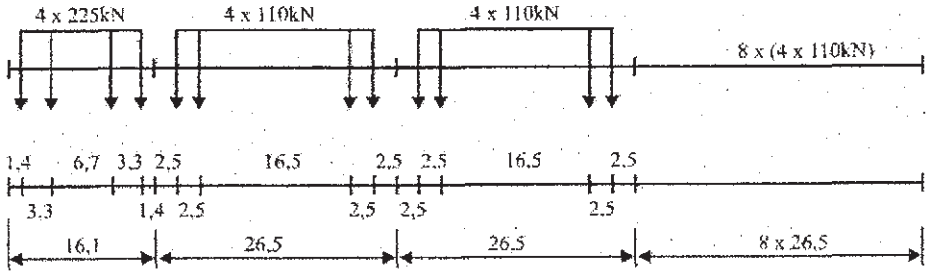
Tipul 1 Locomotivă de tragere pentru trenuri de pasageri

ΣQ = 6630 kN V = 200 km/ h L = 262,10 m q = 25,3 kN/ m



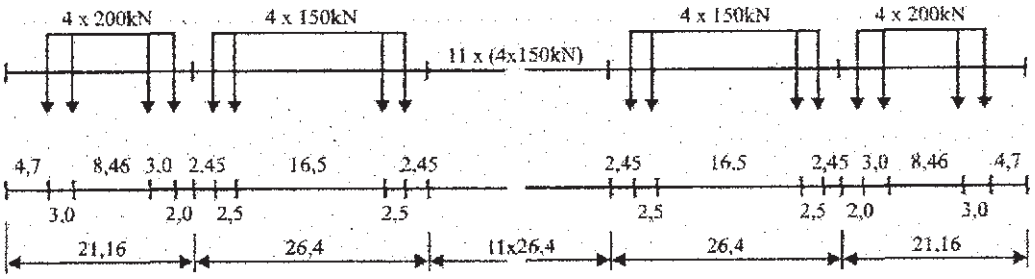
Tipul 2 Locomotivă de tragere pentru trenuri de pasageri

ΣQ = 5300 kN V = 160 km/ h L = 281,10 m q = 18,9 kN/ m



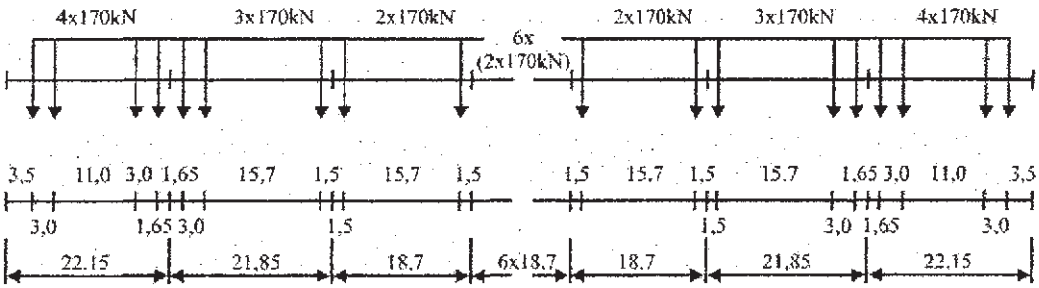
Tipul 3 Tren de mare viteză pentru pasageri

ΣQ = 9400 kN V = 250 km/ h L = 385,52 m q = 24,4 kN/ m



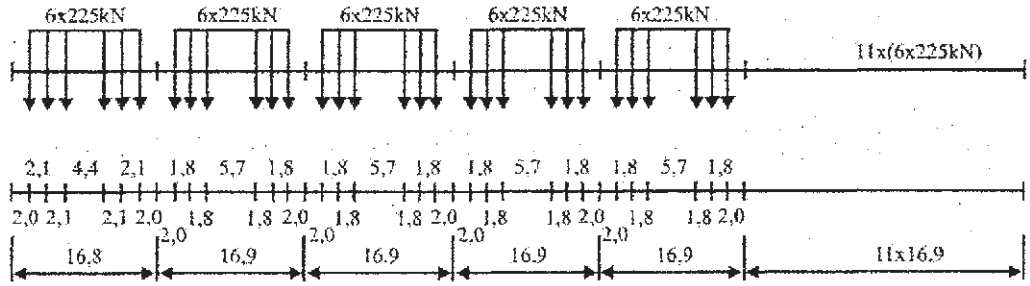
Tipul 4 Tren de mare viteză pentru pasageri

ΣQ = 5100 kN V = 250 km/ h L = 237,60 m q = 21,5 kN/ m



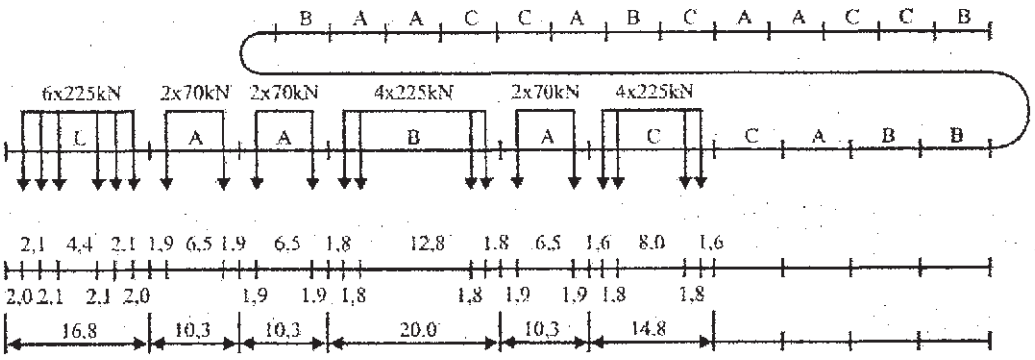
Tipul 5 Locomotivă de tragere pentru trenuri de marfă

ΣQ = 21600 kN V = 80 km/ h L = 270,30 m q = 80,0 kN/ m



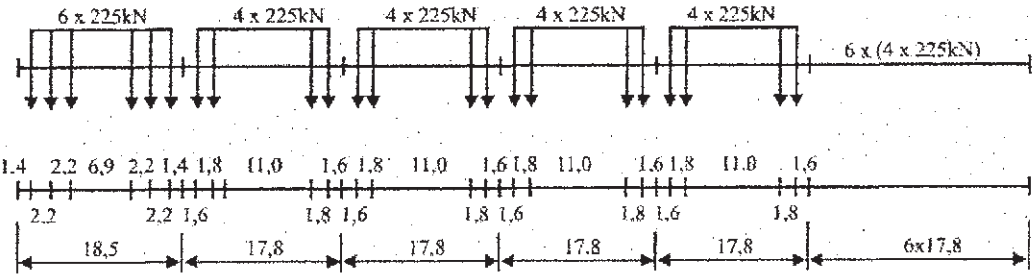
Tipul 6 Locomotivă de tragere pentru trenuri de marfă

ΣQ = 14310 kN V = 100 km/ h L = 333,10 m q = 43,0 kN/ m



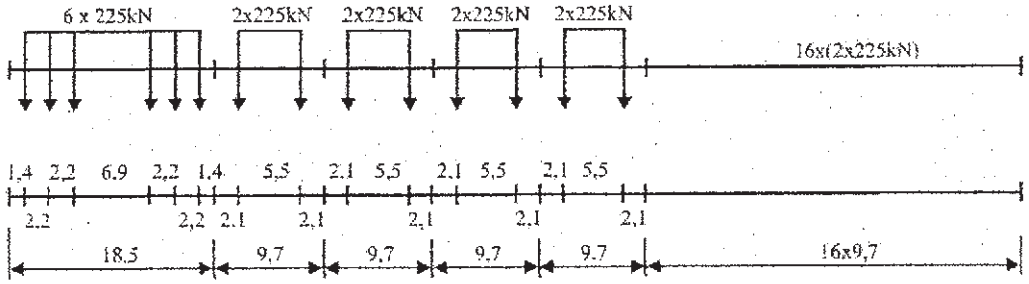
Tipul 7 Locomotivă de tragere pentru trenuri de marfă

ΣQ = 10350 kN V = 120 km/ h L = 196,50 m q = 52,7 kN/ m



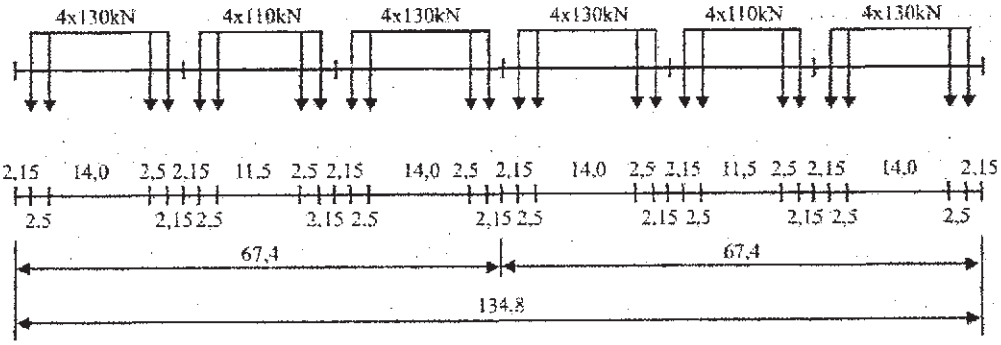
Tipul 8 Locomotivă de tragere pentru trenuri de marfă

ΣQ = 10350 kN V = 100 km/ h L = 212,50 m q = 48,7 kN/ m



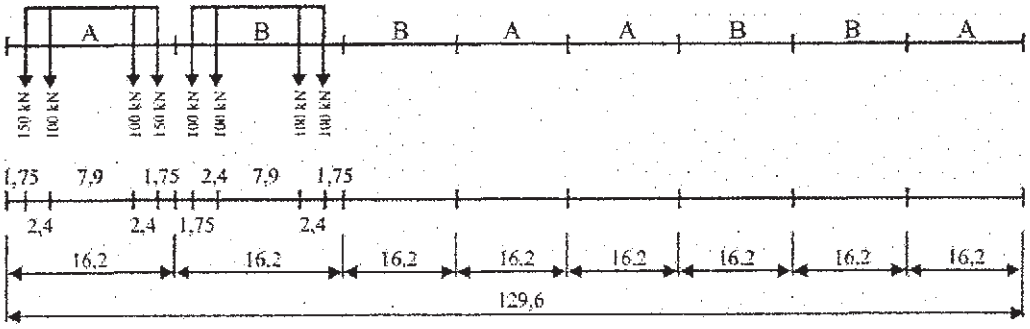
Tipul 9 Tren suburban multiplu

ΣQ = 2960 kN V = 120 km/ h L = 134,80 m q = 22,0 kN/ m



Tipul 10 Tren pentru metrou

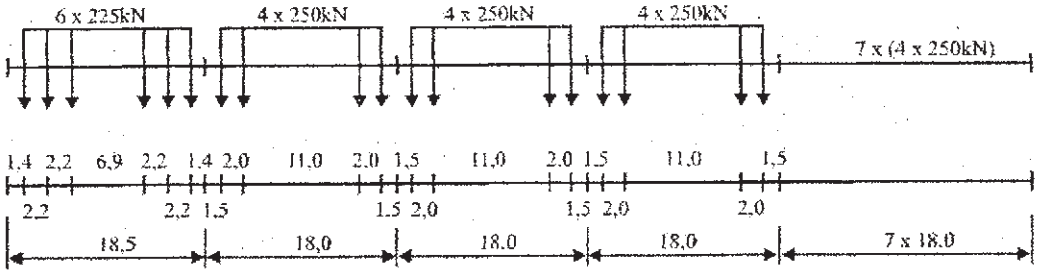
ΣQ = 3600 kN V = 120 km/ h L = 129,60 m q = 27,8 kN/ m



(2) Trafic greu cu încărcarea pe osie de 250 kN

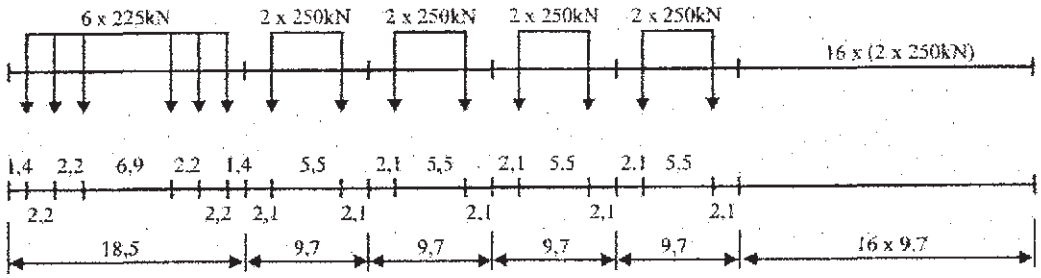
Tipul 11 Locomotivă de tragere pentru trenuri de marfă

ΣQ = 11350 kN V = 120 km/ h L = 198,50 m q = 57,2 kN/ m



Tipul 12 Locomotivă de tragere pentru trenuri de marfă

ΣQ = 11350 kN V = 100 km/ h L = 212,50 m q = 53,4 kN/ m



(3) Trafic mixt :

Tabelul F.1-Traficul standard mixt cu încărcarea pe osie ≤ 22.5 t (225 kN)

Tipul trenului	Număr de trenuri/zi	Masa trenului [t]	Volumul traficului [10^6 t/an]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	67		24,95

Tabelul F.2-Traficul greu mixt cu încărcarea pe osie de 25 t (250 kN)

Tipul trenului	Număr de trenuri/zi	Masa trenului [t]	Volumul traficului [10^6 t/an]
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
	51		24,78

Tabelul F.3-Traficul mixt ușor cu încărcarea pe osie de ≤ 22,5 t (250 kN)

Tipul trenului	Număr de trenuri/zi	Masa trenului [t]	Volumul traficului [10^6 t/an]
1	10	663	2,4
2	5	530	1,0
5	2	2160	1, 4
9	190	296	20,5
	51		25,3

ANEXA G Caracteristici fizico-mecanice ale betonului comparate cu valorile prevăzute în prescripţiile româneşti în vigoare (STAS 10111/2-87) şi corespondenţa mărcilor de betoane din STAS 4062-53, 8076-68, 8236-68, 10111/2-76 cu clasele de rezistenţă din prezentul normativ

(1) Rezistenţa caracteristică a betonului pe cub, $f_{ck,cube}$, se determină cu relaţia:

$$f_{ck,cube} = f_{cm,cube} \cdot (1 - k \cdot C_v), \qquad (G.1)$$

unde:

$f_{cm,cube}$ rezistenţa medie a betonului, la compresiune, determinată pe cuburi şi calculată cu relaţia:

$$f_{cm,cube} = \frac{n_1 \cdot f_{cube1} + n_2 \cdot f_{cube2} + \ldots . n_i \cdot f_{cube_i}}{n_1 + n_2 + \ldots . n_i}$$

n_i numărul de cuburi încercate care au rezistenţa f_{cube_i}

C_v coeficientul de variaţie; în STAS 10111/2-87 valorile coeficienţilor de variaţie sunt: $C_v = 0,15$ pentru compresiune şi $C_v = 0,18$ pentru întindere; coeficientul de variaţie se calculează cu relaţia:

$$C_v = \frac{f_{cm,cube}}{\sigma}$$

σ abaterea medie pătratică (standard), calculată cu relaţia:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (f_{cube_i} - f_{cm,cube})^2}{n-1}}$$

k un coeficient care depinde de probabilitatea admisă de a avea valori mai mici decât $f_{ck,cube}$ ($k = 1,645$ pentru probabilitatea de a avea cel mult 5% din rezultate sub $f_{ck,cube}$)

(2) După normele româneşti, rezistenţa caracteristică prismatică, $f_{ck,prisma}$, se determină cu relaţia:

$$f_{ck,prisma} = (0,87 - 0,002 \cdot f_{ck,cube}) \cdot f_{ck,cube} \qquad (G.2)$$

(3) După EN 206 şi EN 1992-1-1, între rezistenţa caracteristică pe cub, $f_{ck,cube}$ (cu latura de 150 mm) şi pe cilindru (diametrul = 150 mm, înălţimea = 300 mm), $f_{ck,cil}$ există un raport, aproximativ constant:

$$f_{ck,cube} \approx 1,25 \cdot f_{ck,cil} \qquad (G.3)$$

(4) Clasele de rezistenţă ale betonului după EN 1992-1-1, EN 206 şi NE 012-99 sunt date în tabelul G.1.

(5) După normele româneşti, relaţia dintre rezistenţa caracteristică pe cub şi rezistenţa medie, pentru compresiune (C_v=0,15) este

$$f_{ck,cube} = f_{cm,cube} \cdot (1 - 1,645 \cdot C_v) = 0,75325 f_{cm,cube} \qquad (G.4)$$

(6) Rezistenţa caracteristică a betonului la întindere, după normele româneşti se calculează cu relaţia:

$$f_{ctk} = 0{,}22 \cdot \sqrt[3]{f_{ck,prisma}^{\ 2}} \qquad (G.5)$$

iar după EN 1992-1-1 cu relația:

$$f_{ctk} = 0{,}21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck,cil}^{\ 2}} \qquad (G.6)$$

Tabelul G.1 – Clase de rezistență ale betonului

Rezistența caracteristică	Simbol	Clasa de rezistență								
		C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Epruvete cilindrice 150x300 mm	f_{ckcil}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Epruvete cubice 150x150x150 mm	f_{ckcub}	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{ckcil}/f_{ckcub}	-	0.800	0.800	0.800	0.833	0.811	0.780	0.800	0.816	0.833

(7) Rezistența de proiectare la compresiune este:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck,prisma}}{\gamma_c}, \text{ după STAS 10111/2-87,} \qquad (G.7)$$

$$\text{respectiv } f_{cd,cube} = \frac{f_{ck,cube}}{\gamma_c} \text{ sau } f_{cd,cil} = \frac{f_{ck,cil}}{\gamma_c} \text{ după EN 1992-1-1}$$

(G.8)

şi la întindere:

$$f_{ct} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}, \text{ după STAS 10111/2-87 şi EN 1992-1-1} \qquad (G.9)$$

unde,

γ_c coeficientul parțial de siguranță, egal cu 1,5

(8) După normele româneşti, modulul de elasticitate tangent mediu al betonului pentru acțiuni de scurtă durată, se calculează cu relația:

$$E_{cm} \approx 100 \cdot f_{cm,prisma} \qquad (G.10)$$

normele EN 1992-1-1 adoptă modulul de elasticitate secant mediu pentru acțiuni de scurtă durată, calculat cu relația:

$$E_{cm} = 9{,}5 \cdot \sqrt[3]{f_{ckcil} + 8} \qquad (G.11)$$

Modulul de elasticitate secant mediu de proiectare pentru acțiuni de scurtă durată după EN 1992-1-1 se calculează cu relația:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \qquad (G.12)$$

(9) Pentru calcule preliminare, în cazul expertizării în vederea consolidării a unor suprastructuri de poduri existente şi proiectate pe baza uneia dintre normele STAS 4062-53, 8076-68, 8236-68, 10111/2-76, în tabelul G.3 se dau rezistențele caracteristice de proiectare la compresiune echivalente cu EN 1992-1-1 şi NE 012-99.

Tabelul G.2 – Caracteristici fizico - mecanice, în MPa, comparaţie între STAS 10111/-87 şi EN 1992-1-1

Clasa de rezistenţă a betonului	C2,8/ 3,5	C4/ 5	C6/ 7,5	C8/ 10	C12/ 15	C16/ 20	C18/ 22,5	C20/ 25	C25/ 30	C28/ 35	C30/ 37	C32/ 40	C35/ 45	C40/ 50	C45/ 55	C50/ 60
f_{ckcil} NE 012-99	2,8	4	6	8	12	16	18	20	25	28	30	32	35	40	45	50
f_{ckcub} STAS 10111/2-87, NE 012-99	3,5 Bc3.5	5 Bc5	7,5 Bc7.5	10 Bc10	15 Bc15	20 Bc20	22,5 Bc22.5	25 Bc25	30 Bc30	35 Bc35	37 Bc37	40 Bc40	45 Bc45	50 Bc50	55 Bc55	60 Bc60
$f_{ckprismă}$ STAS 10111/2-87,	3,0	4,5	6,4	8,5	12,5	16,6	18,5	20,5	24,3	28,0	29,4	31,6	35,1	38,5	41,8	45,0
f_{cd} det.pe cilindru EN 1992-1-1	1,87	2,67	4	5,33	8	10,7	12	13,3	16,7	18,7	20	21,3	23,3	26,7	30	33,3
f_{cd} det.pe prismă	2,2	3,2	4,7	6,5	9,5	12,5	13,7	15,0	18,0	20,5	21,2	22,5	24,5	26.5	29,0	31,6
f_{ctk} STAS 10111/2-87,	0,45	0,60	0,76	0,92	1,19	1,43	1,54	1,65	1,85	2,03	2,10	2,20	2,36	2,51	2,65	2,78
f_{ctk} ,EN 1992– fractil 0,05%					1,10	1,30	1,50		1,80		2,00		2,20	2,50	2,70	2,90
f_{td} STAS 10111/2-87	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	0,95	1,03	1,10	1,25	1,35	1,40	1,45	1,55	1,65	1,75	1,85
$E_{cm} \times 10^3$ EN 1992-1-1					26	27,5	28,5	29	30,5		32		33,5	35	36	37
$E_{cm} \times 10^3$ STAS 10111/2-87			14	21	24	27		30	32,5	34,5		36		38		40
$E_{cd} \times 10^3$ EN 1992-1-1					17,30	18,30	19,00	19,30	20,30		21,30		22,30	23,30	24,00	24,65
$f_{cm\,cil}$ EN 1992-1-1					20	20		28	33		38		43	48	53	58
$\varepsilon_{cu} \times 10^{-3}$ EN 1992-1-1					3,6	3,5		3,4	3,3		3,2		3,1	3,0	2,9	2,8
f_{cmcub} Relaţii	4,65	6,65	9,95	13,25	19,90	26,55	29,85	33.20	39,80	46,45	49,10	53,10	59,75	66,40	73,00	79,65
$\varepsilon_{cu} \times 10^{-3}$ STAS 10111/2-87									3,5 3,0 pt. bet. prec.	3,5 3,0 pt. bet. prec	3,5 3,0 pt. bet. prec	3,5 3,0 pt. bet. prec	3,5 3,0 pt. bet. prec	3,5 3,0 pt. bet. prec	3,5 3,0 pt. bet. prec	3,5 3,0 pt. bet. prec

Clasele de beton cu caractere îngroşate corespund EN 1992-1-1 şi NE 012-99.

Tabelul G.3 - Rezistențele caracteristice de proiectare la compresiune, în MPa, echivalente cu EN 1992-1-1 și NE 012-99 pentru suprastructuri proiectate după una din prescripțiile: STAS 4062-53, 8076-68, 8236-68, 10111/2-76

Marca Betonului	B25	B50	B75	B100	B150	B200	B250	B300	B400	B500	B600
Clasa Betonului	Bc1,9	Bc3,8	Bc5,6	Bc7,5	Bc11,3	Bc15,1	Bc18,8	Bc22,6	Bc30,1	Bc37,6	Bc45,2
Clasa de rezistență a betonului	C1,5/ 1,9	C3,0/ 3,8	C4,5/ 5,6	C6,0/ 7,5	C9,0/ 11,3	C12,1/ 15,1	C15,1/ 18,8	C18,1/ 22,6	C24,1/ 30,1	C30,1/ 37,6	C36,2/ 45,2
$f_{ck,prismă}$	1,63	3,25	4,85	6,44	9,57	12,65	15,67	18,64	24,4	29,93	35,23
$f_{ck,cubc}$	1,88	3,77	5,65	7,53	11,3	15,07	18,83	22,6	30,13	37,60	45,2
$f_{ck,cil}$	1,5	3,02	4,52	6,02	9,04	12,06	15,06	18,08	24,1	30,13	36,2

ANEXA H APARATE DE REAZEM

H.1 Generalități

(1) În procesul de proiectare a unui pod se va elabora schema de amplasare a aparatelor de reazem precum şi tipul lor.

(2) Aparatele de reazem se vor alege astfel încât podul în ansamblu precum şi toate părțile sale să aibă un grad corespunzător de reliabilitate şi de economicitate, astfel încât să satisfacă următoarele condiții :

- să corespundă scopului pentru care a fost proiectat
- să preia toate efectele acțiunilor atât pe durata execuției, cât şi a exploatării.

(3) În modelarea structurii de rezistență a podului aparatele de reazem vor fi astfel concepute încât forțele şi momentele încovoietoare de proiectare care apar în structură, în infrastructură şi în aparatele de reazem să poată fi real apreciate în vederea luării lor în calcule. În cazul în care este imposibil să se conceapă un sistem de rezemare care să permită deplasări, se va ține seama de acest aspect la modelare.

(4) În calcule, la proiectare, se va ține cont de următoarele valori caracteristice de proiectare ale aparatelor de reazem :

- rigiditate la rotire;
- rigiditate la translație;
- coeficienți de frecare pentru:
  a) rotire;
  b) deplasare laterală;
  c) deplasare longitudinală.

(5) Valorile de proiectare mai sus menționate vor fi considerate conform reglementărilor oficiale.

(6) Aparatele de rezem vor fi proiectate şi detaliate astfel încât cerințele stării limită de serviciu şi stările limită ultime să fie îndeplinite. Acestea includ:

- rezistență şi stabilitate;
- mărimea deplasării;
- durabilitatea;
- acces pentru inspecție;
- înlocuirea lor fără întreruperea traficului pe pod (dacă în proiect nu sunt alte precizări).

H.2 Alegerea tipurilor de aparate de reazem

H.2.1 Aparate de reazem pe infrastructuri (culei, pile) rigide

(1) În general, diferitele tipuri de aparate de reazem vor fi alese corespunzător tipurilor de infrastructuri ale podurilor. Alegerea se va face astfel încât să conducă la valori minime ale:

- efectului de bridare datorită variațiilor de temperatură;
- mărimii deplasărilor în dispozitivele de racordare şi compensare ale căii podului.

NOTĂ: Doua exemple privind alegerea aparatelor de reazem sunt prezentate în fig. H.1.

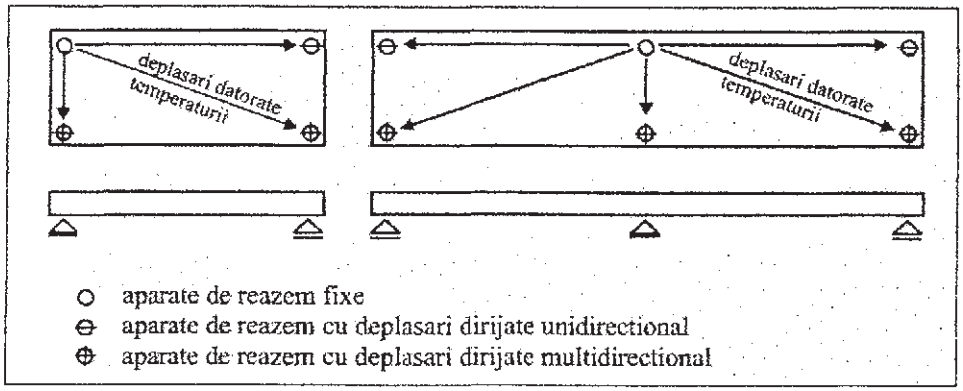


Fig. H.1 - Exemple privind configurația aparatelor de reazem

(2) La alegerea aparatelor de reazem, orice excentricitate a aparatului de reazem în raport cu axele de încovoiere sau de răsucire a elementelor podului care conduc la deplasări sau forțe adiționale, vezi fig. H.2, vor fi luate în considerare.

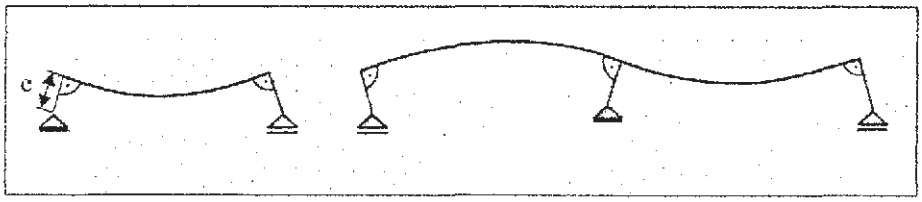


Fig. H.2 - Efectul excentricității aparatului de reazem față de axa de încovoiere

(3) La alegerea aparatelor de reazem pentru poduri oblice se vor lua în considerare posibilitățile de ridicare ale colțului ascuțit şi deplasarea prin rotație a reazemului intermediar, vezi fig. H.3.

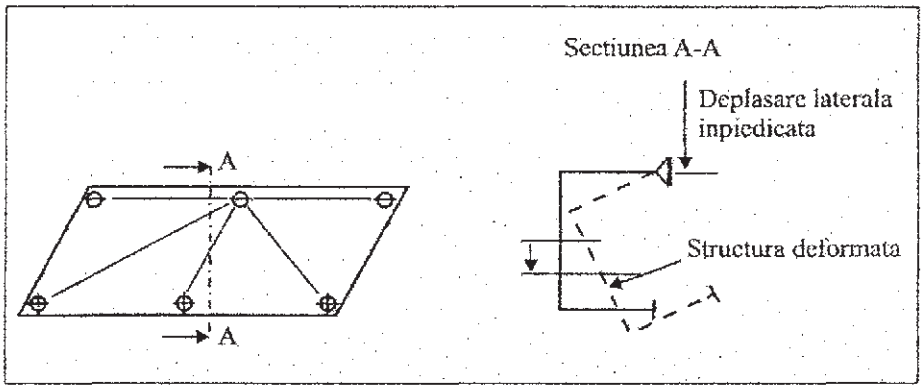


Fig. H.3 - Configurația aparatelor de reazem la poduri oblice

H.2.2 Aparate de reazem pe infrastructuri (pile) flexibile

(1) Alegerea aparatelor de reazem pe infrastructuri flexibile pe orizontală se face urmând în general prevederile date în H.2.1. Totuşi, flexibilitatea infrastructurilor va fi luată în considerare la determinarea deplasărilor şi forțelor de bridare.

(2) Rigiditatea infrastructurilor se poate obține determinând proprietățile pilelor din beton sau alte materiale şi estimând corect caracteristicile terenului din amplasamentul acestora. Efectele de ordinul doi vor fi luate în considerare acolo unde se va aprecia ca fiind necesare.

NOTĂ : În funcție de rigiditatea pilelor intermediare este util să se aleagă numărul şi distribuția reazemelor fixe, optimizând proiectarea în vederea preluării forțelor din frânare, din temperatură şi din efectele frecării, vezi fig. H. 4.

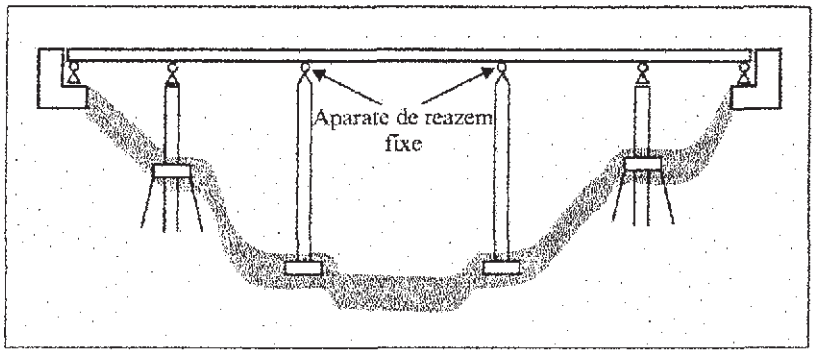


Fig. H.4 - Pod cu două aparate de reazem fixe montate pe pile flexibile, în direcția longitudinală

(3) Pentru infrastructuri flexibile în plan orizontal se vor lua în considerare flexibilitățile pe ambele direcții, vezi H. 3.

H.3 Modelarea structurii în vederea determinării reacțiunilor în reazeme

H.3.1 Generalități

(1) În analiza globală a unui pod, aparatele de reazem pot fi modelate prin noduri de transmitere a forțelor tăietoare şi/sau a momentelor încovoietoare. Nodurile pot fi articulate, semi-rigide şi rigide în funcție de tipul aparatului de reazem, vezi H.2.

(2) Reacțiunile pentru proiectarea aparatelor de reazem pot fi determinate utilizând acțiunile şi grupările lor conform H.5 pentru starea limită relevantă şi situația de proiectare.

(3) Valorile caracteristice ale reacțiunilor pentru fiecare acțiune vor fi întabulate pentru a facilita determinarea grupărilor de acțiuni relevante.

(4) Reacțiunile şi deplasările reazemelor care vor fi folosite în proiectare vor fi următoarele:

- valorile maxime şi minime ale forțelor verticale, împreună cu forțele şi deplasările orizontale aferente, plus momentele de încovoiere, dacă sunt compatibile;
- valorile maxime şi minime ale forțelor orizontale, împreună cu forțele şi deplasările verticale aferente, plus momentele de încovoiere, dacă sunt compatibile;
- valorile maxime şi minime ale deplasărilor, împreună cu forțele verticale şi orizontale, plus momentele de încovoiere aferente, dacă sunt compatibile.

(5) De regulă ridicarea suprastructurii (ca efect datorat acțiunilor variabile defavorabile) de pe aparatele de reazem trebuie evitată. În cazuri excepționale acestea se vor verifica pe baza prevederilor din H.5.

(6) În caz de necesitate, ridicarea suprastructurii va fi împiedicată cu tiranți sau prin lestare. Alternativ, în cazul suprastructurilor de poduri care sunt continue pe două sau mai multe deschideri, ridicarea se poate evita prin realizarea unei deformații inițiale a suprastructurii. În acest caz efectele ulterioare ale curgerii lente vor fi luate în considerare.

(7) Dacă deformația maximă necesară este mai mică de 10 mm, această metodă nu se mai aplică.

(8) Dacă în zona aparatelor de reazem mobile cu lunecare sau cu rulouri există tiranți pentru evitarea ridicării suprastructurii de pe aparatele de reazem, trebuie luate în considerare la proiectarea tiranților efectele mișcării suprastructurii pe aparatele de reazem.

H. 3. 2 Modelarea reazemelor pe infrastructuri rigide

(1) În cazul rezemărilor pe infrastructuri rigide, reacțiunile din acțiunea vântului se vor determina considerând structura grindă continuă, vezi fig. H.5.

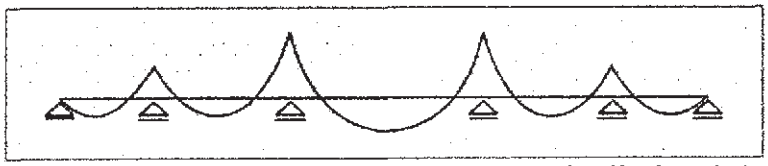


Fig. H.5 – Momente încovoiatoare în tablier datorită acțiunii vântului, pentru un pod cu infrastructuri rigide

(2) În cazul aparatelor de reazem din elastomeri (neopren) folosite pe infrastructuri rigide, podul nu poate fi considerat ca unul rezemat rigid pe direcția orizontală. Rigiditatea orizontală a aparatelor de reazem va fi luată în considerare.

H.3.3 Modelarea reazemelor pe infrastructuri flexibile

(1) Dacă rigiditatea infrastructurilor măreşte reacțiunile pe aparatele de reazem cu mai mult de 10%, infrastructurile pot fi modelate ca flexibile, luând valoarea limită minimă a rigidității lor.

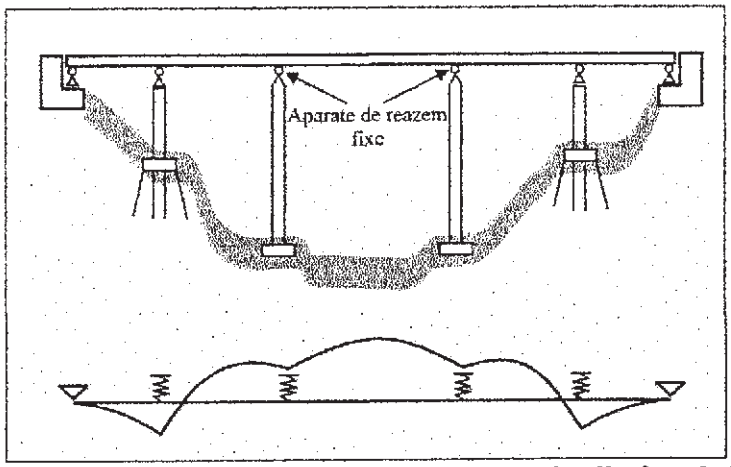


Fig. H.6 – Momente încovoietoare în tablier datorită acțiunii vântului, pentru un pod cu infrastructuri flexibile

(2) Dacă rigiditatea infrastructurilor micşorează reacţiunile pe aparatele de reazem, infrastructurile pot fi modelate ca flexibile, luând valoarea limită maximă a rigidităţii lor.

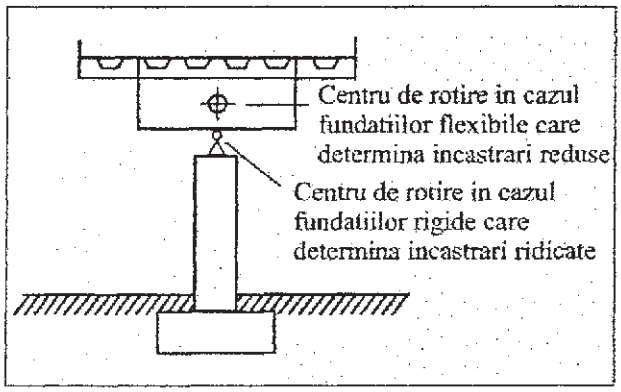


Fig. H.7 - Efectele pilelor cu diferite rigidităţi

H.4 Stările limită care vor fi considerate

(1) Următoarele stări limită vor fi luate în considerare la alegerea aparatelor de reazem:
- starea limită ultimă (inclusiv oboseala);
- starea limită de serviciu.

(2) Următoarele cazuri vor fi clasificate drept stare limită ultimă:
a) pierderea rezistenţei la forţe verticale, care pot degrada aparatul de reazem al podului;
b) pierderea rezistenţei la forţe laterale (transversale), care pot produce deplasări ale suprastructurii care să conducă la ieşirea de pe aparatele de reazem ;
c) pierderea libertăţii de mişcare (mobilităţii) a aparatelor de reazem care poate cauza :
- blocări la deplasări şi rotiri ale reazemelor suprastructurii podului sau ale infrastructurii,încalcand criteriul de verificare la starea limită considerată;
- degradarea aparatelor de reazem fixe, ca urmare a pierderii rezistenţelor la forţe laterale, vezi (b);

d) deplasări sau rotiri excesive care pot produce:
- alunecarea podului de pe aparatele de reazem;
- creşterea excentricităţii forţelor la suprastructură sau infrastructură depăşind starea lor limită;

e) ridicarea aparatelor de reazem care poate conduce la degradări cu consecinţe precizate în (a) sau (d);
f) deformaţii ale aparatelor de reazem, care conduc la împiedicarea mişcării în conformitate cu (a).

(3) Următoarele cazuri pot fi clasate drept stare limită de serviciu:
a) uzura, de exemplu prin creşterea coeficientului de frecare, sau fisuri care pot afecta aspectul exterior şi durabilitatea şi pot eventual conduce la una din condiţiile de mai sus din (2), de la a) la f), dar aceasta poate fi detectată prin inspecţii înaintea apariţiei unor urmări mai grave.
b) ridicarea suprastructurii de pe aparatetele de reazem fără consecinţe severe privind siguranţa în exploatare.

H.5 Acțiuni și gruparea acțiunilor

H.5.1 Generalități

(1) Aparatele de reazem vor fi proiectate pentru toate situațiile relevante care pot apărea în timpul execuției și exploatării.

(2) Greutatea proprie a suprastructurii va fi considerată ca o acțiune independentă aplicând coeficientui γ_G=1.35 sau γ_G=1.00 conform anexelor B și C, exceptând cazul verificării echilibrului static sau al ridicării de pe reazem, pentru care vor fi folosite următoarele valori γ_G:

- pentru deschideri cu efect favorabil ridicării suprastructurii de pe reazeme: γ_G=1.05
- pentru deschideri cu efect nefavorabil ridicării suprastructurii de pe reazeme: γ_G=0.95

(3) Aceleași valori ale lui γ_F, utilizate pentru verificarea echilibrului static sau pentru verificarea ridicării de pe reazeme, se vor utiliza și pentru proiectarea sistemului de împiedicare a ridicării de pe reazeme, vezi H.3.1 (6).

(4) În general, precomprimarea împreună cu greutatea proprie vor fi considerate ca o singură încărcare permanentă daca nu sunt alte precizări.

(5) Grupările de acțiuni relevante vor fi obtinute pe baza prescripțiilor din capitolul 2 al prezentului normativ.

(6) Pentru acțiuni seismice vezi "Normativ pentru proiectarea antiseismică a podurilor de șosea, de cale ferată și a pasajelor rutiere denivelate din beton armat și beton precomprimat".

(7) Forțele de frecare la lunecare și de rostogolire ale aparatelor de reazem, vor fi calculate folosind valoarea de proiectare a reacțiunii verticale ce constituie forța de compresiune pe aparatele de reazem.

(8) Calculul reacțiunii orizontale a aparatelor de reazem fixe va ține seama de forțele de frecare prin alunecare și/sau rostogolire ale tuturor aparatelor de reazem mobile.

(9) Forțele de frecare sau forțele datorită blocării lunecării sau rostogolirii aparatelor de reazem, precum și forțele datorită blocării dispozitivelor de racordare și compensare a căii, vor fi grupate cu forțele produse de alte acțiuni după cum este indicat în tabelul H.1.

Tabelul H.1 – Grupări ale forțelor orizontale din aparatele de reazem

Forțe produse de frecări sau blocări	Efect din vânt	Efectul frânării și/sau al forței centrifuge	Blocări la pretensionare, la curgere lentă și la temperatură
X		X	X
X	X		X

H.5.2 Etape de montaj

(1) Acțiunile aferente fazelor de montaj, acțiuni din zăpadă, acțiuni din vânt, tasări inițiale (ale terenului) sau variații din temperatură în timpul montajului, se vor lua din anexele B, C şi D.

(2) Valorile coeficienților parțiali γ_F se vor obține din anexele B, C şi D.

(3) În cazul în care aplicarea precomprimării constituie o situație specială de proiectare, coeficientul parțial γ_P va fi:

$$\gamma_P = 1.00$$

(4) Dacă un pod este rezemat în timpul etapei de montaj numai pe aparate de reazem cu lunecare sau rostogolire, se va prevedea ancorarea podului contra deplasărilor în toate direcțiile, fără a ține seama de panta longitudinală.

H.5.3 Etapa de exploatare

(1) Valorile coeficienților parțiali pentru acțiuni γ_F, în situații de proiectare şi grupări de acțiuni relevante, se vor lua din anexele B, C şi D.

H.5.4 Deplasări şi rotiri maxime

(1) Valorile de proiectare ale deplasărilor şi rotirilor maxime vor fi determinate considerând grupările relevante de acțiuni (anexele B, C şi D).

H.6 Proiectarea elementelor aparatelor de reazem

(1) Componentele aparatelor de reazem din oțel vor fi proiectate şi vor fi verificate folosind prevederile din capitolul 4.

(2) Acele părți ale suprastructurii podului sau infrastructurilor acestuia (pile, culee), de care aparatele de reazem sunt legate (conectate) direct, vor fi dimensionate la reacțiunile produse dc forțele şi momentele date de aparatele de reazem. De asemenea acele părți vor avea o rigiditate suficientă pentru a preveni deformațiile aparatelor de reazem.

(3) În cadrul proiectării suprastructurilor şi a infrastructurilor, se va acorda atenție la posibilele excentricități ale forțelor datorită :

- toleranței de montare a aparatelor de reazem ;
- deplasărilor aparatelor de reazem.

(4) În regiuni seismice proiectarea se va face conform prevederilor din "Normativ pentru proiectarea antiseismică a podurilor de şosea, de cale ferată şi a pasajelor rutiere denivelate din beton armat şi beton precomprimat".

ANEXA I DISPOZITIVE DE RACORDARE SI COMPENSARE A CAII PENTRU PODURILE DE SOSEA

I.1 Generalităţi

(1) Această anexă poate fi folosită la proiectarea dispozitivelor executate din elastomeri, în sistem pieptene, cu placă de racordare a căii, cu cărucior etc.

(2) Calculul structural al dispozitivelor de racordare şi compensare a căii trebuie:
- să permită toate deplasările suprastructurii datorate variaţiei de temperatură, deformaţiile suprastructurii sau tasările infrastructurii;
- să asigure o continuitate a suprafeţei căii în lungul dispozitivului fără să conducă la situaţii de risc;
- să suporte toate acţiunile care îl solicită cu suficientă reliabilitate şi economie;
- să fie fiabil pe toată durata de viaţă proiectată;
- să fie accesibil la inspecţii şi întreţinere;
- să asigure posibilitatea de înlocuire permitând concomitent şi desfăşurarea traficului pe o parte a carosabilului.

(3) Ecartul de deplasare al dispozitivului se va determina conform prevederilor din I.2.

(4) Se va face o distincţie a dispozitivelor de dilatare între cele:
- executate la comandă specială;
- produse standard.

(5) Dispozitivele de racordare şi compensare a căii produse conform standardelor, pot fi aprobate direct de autorităţile competente.

(6) Pentru proiectarea altor tipuri de dispozitive de racordare şi compensare a căii se vor aplica datele de proiectare prevăzute în capitolul 2, folosind şi recomandările date în această anexă.

(7) Proiectarea dispozitivelor de racordare şi compensare a căii va fi efectuată astfel încât să îndeplinească cerinţele de siguranţă, de serviciu şi de durabilitate.

(8) Durata de viaţă a dispozitivelor de racordare şi compensare a căii va fi de minim 40 ani.

I.2. Deplasările maxime ale dispozitivelor de racordare şi compensare a căii

(1) Deplasările maxime ale dispozitivelor de racordare şi compensare a căii vor fi determinate luând în considerare o temperatură medie de referinţă de $+10\ ^{0}C$ şi deformata suprastructurii podului dată de greutatea sa proprie, de procedeele de execuţie şi de precomprimare după execuţie, fără a lua în considerare acţiunile variabile.

(2) Valorile caracteristice minime şi maxime ale temperaturii sunt date în tabelul I.1.

(3) Valorile din paranteză vor fi folosite în timpul montajului, având în vedere faptul că aparatul de reazem şi dispozitivele de racordare şi compensare a căii sunt fixate după realizarea legăturii finale la aparatul de reazem fix şi pe baza temperaturii măsurate a podului.

(4) Dacă punctul fix este modificat în timpul montajului, incertitudinea adițională introdusă va fi luată în considerare mărind temperaturile limită cu 15K (10K).

Tabelul I.1 – Valorile caracteristice maxime şi minime ale temperaturii

Variații de temperatură care produc:	Poduri din oțel sau compuse oțel-beton	Poduri din beton
Dilatare	+65 (+50) K	+40 (+30)K
Contracție	-60 (- 45) K	-50 (- 40) K

(5) Efectul abaterilor constructive, de montaj, al deformațiilor şi ale tasării fundațiilor vor fi determinate pornind de la valorile de proiectare ale acțiunilor, ținând cont de excentricitățile aparatului de reazem.

(6) Pentru poduri din beton şi compuse oțel-beton, se vor lua în considerare curgerea lentă şi contracția betonului.

I.3 Calculul dispozitivelor de racordare şi compensare a căii

I.3.1 Generalități

(1) Aparatele de racordare şi compensare a căii vor fi proiectate la greutatea proprie împreună cu încărcările pe roată sau pe osie.

(2) O atenție deosebită se va acorda proiectării la oboseală atât a elementelor componente ale dispozitivele de racordare şi compensare a căii cât şi îmbinărilor dispozitivelor de racordare şi compensare a căii cu infrastructura (culeile) folosind încărcările la oboseală precizate în I.3.3.

I.3.2. Comportarea în exploatare

(1) Diferența între nivelul dispozitivului de racordare şi compensare a căii, datorită deformației lui şi nivelul căii pe suprastructură nu va depăşi 5 mm sub efectul acțiunilor din gruparea caracteristică (cu frecvența redusă) dacă nu există alte precizări.

I.3.3. Oboseala

(1) Incărcarea verticală de oboseală este reprezentată în fig. I.1.

(2) O încărcare orizontală egală cu 20% din încărcarea verticală se va considera ca acționând simultan în direcția de mişcare a vehiculelor.

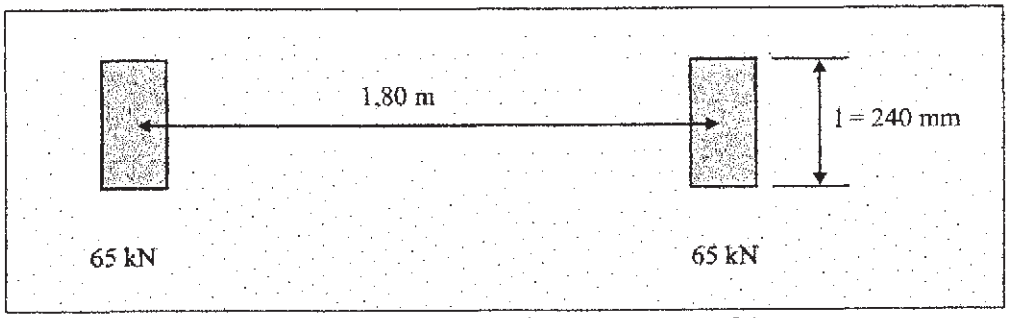


Fig. I.1 - Incărcarea verticală de oboseală

(3) Vitezele vehiculelor luate în considerare vor acoperi întregul domeniu cuprins între 30 km/h şi 100 km/h.

(4) In cazul dispozitivelor de racordare şi compensare a căii executate din elastomeri, încărcarea pe roată va fi considerată ca acționând cu 50% şi pe zona centrală câte 25% pe segmentele adiacente (vezi fig. B.9).

(5) Elementele verticale de susținere vor fi modelate ca elemente rigide iar cele orizontale vor fi modelate ca resoarte elastice.

(6) Amplitudinea echivalentă a ecartului de eforturi unitare $\Delta\sigma_{E,2}$ pentru $2x10^6$ cicluri datorită încărcărilor din vehicule, conform fig. I.1, va fi determinată cu un ecart de eforturi unitare amplificat $\Delta\sigma_{amp}$ definit prin:

$$\Delta\sigma_{amp} = \phi_h \Delta\sigma_h + \phi_v \Delta\sigma_v \qquad (I.1)$$

cu:

$$\phi_h = 2,4 \text{ şi } \phi_v = 2,0$$

unde:

- $\Delta\sigma_h$ ecartul de eforturi unitare statice în dispozitivul de racordare şi compensare a căii, din încărcările orizontale;
- $\Delta\sigma_v$ ecartul de eforturi unitare statice în dispozitivul de racordare şi compensare a căii, din încărcările verticale;
- ϕ_h factorul dinamic (de impact) al forțelor orizontale;
- ϕ_v factorul dinamic (de impact) al forțelor verticale;

(7) Amplitudinea constantă echivalentă a ecartului de eforturi unitare $\Delta\sigma_{E,2}$ trebuie să îndeplinească criteriul:

$$\Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \qquad (I.2)$$

(8) Rezistența la oboseală $\Delta\sigma_c$ (vezi capitolul 4) poate fi determinată prin încercări.

(9) Imbinările cu şuruburi care lucrează la forfecare vor fi realizate cu şuruburi de înaltă rezistență pretensionate pentru a se evita degradările datorate distribuției neuniforme a încărcărilor în cazul utilizării şuruburilor nepretensionate.

(10) Imbinările cu şuruburi care lucrează la întindere în tijă vor fi realizate cu şuruburi de înaltă rezistență pretensionate. La aceste îmbinări ecartul de eforturi unitare $\Delta\sigma_D$ în şuruburi datorat grupărilor frecvente ale acțiunilor să se limiteze la 26 N/mm^2.

I.4. Detalii de execuție

(1) Dispozitivele de racordare şi compensare a căii nu vor avea elemente demontabile care să conducă la uzură sau să producă zgomote.

(2) Dispozitivele de racordare şi compensare a căii vor fi alcătuite din module care să poată fi înlocuite sub trafic.

(3) Sistemele de evacuare a apei vor fi prevăzute la toate dispozitivele de racordare şi compensare a căii (incluzând şi cele care sunt considerate etanşe la apă) în scopul de a proteja suprafaţa structurii podului şi a culeelor de efectele corozive.

(4) Dispozitivele de racordare şi compensare a căii vor fi accesibile inspecţiei şi întreţinerii.

(5) Dispozitivele de racordare şi compensare a căii vor fi proiectate astfel încât să nu sufere degradări care pot deveni obstacole pe suprafaţa rutieră.

ANEXA J FLAMBAJUL LATERAL CU TORSIUNE

J.1. Momentul încovoietor critic elastic

J.1.1 Generalităţi

(1) Momentul încovoietor critic elastic pentru flambajul lateral şi torsiune, al unei grinzi cu o secţiune transversală constantă, simetrică cu tălpile egale, în condiţii standard de rezemare la fiecare capăt, încărcate în planul centrului de răsucire şi solicitată la moment încovoietor constant, este dat de relaţia:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2}\left[\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}\right]^{0,5} \qquad (J.1)$$

unde:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

I_t momentul de inerţie la torsiune liberă (constanta de torsiune)
I_ω momentul de inerţie sectorial
I_z momentul de inerţie faţă de axa principală cu moment de inerţie minim
L lungimea grinzii între punctele în care există legături laterale

(2) Condiţiile standard de rezemare la fiecare capăt sunt:

- împiedicarea deplasărilor laterale
- împiedicarea rotirilor faţă de axa longitudinală
- rotirea în plan liberă

J.1.2 Formula generală pentru secţiuni transversale simetrice faţă de axa principală cu moment de inerţie minim

(1) In cazul unei grinzi cu secţiunea transversală constantă care este simetrică faţă de axa principală cu moment de inerţie minim, momentul încovoietor elastic critic pentru flambajul lateral şi torsiune este dat de relaţia:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_\omega}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2\right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j)\right\} \qquad (J.2)$$

unde :

C_1, C_2 şi C_3 factori care depind de încărcare şi de condiţiile de rezemare la capete
k şi k_ω factori pentru lungimea efectivă;

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_j = z_s - 0,5\frac{\int_A (y^2 + z^2) z\,dA}{I_y}$$

z_a coordonata punctului unde se aplică încărcarea;
z_s coordonata centrului de răsucire.

Notă: Vezi J.1.2 (7) şi (8) pentru condiţiile de semn şi J.1.4 (2) cu aproximările pentru z_j.

(2) Factorii pentru lungimea efectivă k şi k_ω variază de la 0,5 în cazul încastrării la cele două capete la 1,0 în cazul grinzilor simplu rezemate, cu valoarea 0,7 în cazul unui capăt încastrat şi a celuilalt liber.

(3) Factorul k se referă la rotirea în planul grinzii a capătului ei. El este analog cu raportul *l/L* pentru un element solicitat la compresiune.

(4) Factorul k_ω se referă la deplanarea capătului. Dacă se iau măsuri pentru împiedicarea deplanării, pentru factorul k_ω se adoptă valoarea 1,0.

(5) Valorile pentru C_1, C_2 şi C_3 se dau în tabelele J.1 şi J.2 în funcţie de diferite cazuri de încărcare, aşa cum se arată prin forma diagramei de momente încovoietoare pe lungimea L între rezemările (legăturile) laterale. Valorile sunt date corespunzător diferitelor valori ale lui k.

(6) Pentru cazurile cu k = 1,0 valoarea lui C_1 pentru orice raport ψ al momentelor încovoietoare de la capetele grinzii, aşa cum se indică în tabelul J.1, se obţine în mod aproximativ astfel:

$$C_1 = 1{,}88 - 1{,}40\psi + 0{,}52\psi^2 \text{ dar } C_1 \leq 2{,}70 \qquad \text{(J.3)}$$

(7) Convenţia de semne pentru determinarea lui z_j, vezi fig. J.1, este:

- z_j este pozitiv pentru talpa solicitată la compresiune
- z_j este pozitiv când talpa cu valoarea mai mare a lui I_z este comprimată în secţiunea unde momentul încovoietor este cel mai mare;

(8) Convenţia de semne pentru determinarea lui z_g este:

- pentru încărcări gravitaţionale z_g este pozitiv pentru încărcările aplicate deasupra centrului de răsucire ;
- în cazul general z_g este pozitiv pentru încărcările care acţionează spre centrul de răsucire de la punctul lor de aplicare.

J.1.3 Cazul grinzilor cu secţiuni transversale constante, dublu simetrice

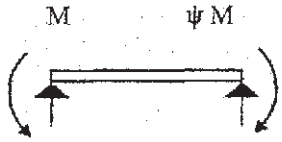
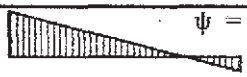
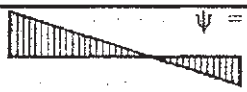
(1) Pentru secţiuni transversale dublu-simetrice $z_j = 0$, M_{cr} se obţine din relaţia următoare:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_\omega}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2\right]^{0,5} - C_2 z_g\right\} \qquad \text{(J.4)}$$

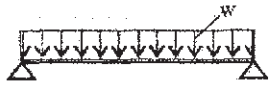
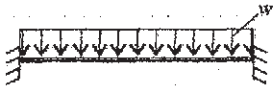
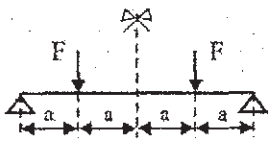
(2) Pentru cazurile de încărcare când $C_2 = 0$ şi pentru încărcări transversale aplicate în centrul de răsucire $z_g = 0$. Pentru aceste cazuri se obţine:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2}\left[\left(\frac{k}{k_\omega}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}\right]^{0,5} \qquad \text{(J.5)}$$

Tabelul J.1. Valorile C_1, C_2, C_3 corespunzătoare factorului k în cazul grinzilor cu momente încovoietoare la capete

Încărcarea şi condiţiile de reazem	Diagrama momentului încovoietor	k	Valorile factorilor		
			C_1	C_2	C_3
	ψ = +1 	1,0	1,000	-	1,000
		0,7	1,000		1,113
		0,5	1,000		1,144
	ψ = +3/4 	1,0	1,141	-	0,998
		0,7	1,270		1,565
		0,5	1,365		2,283
	ψ = +1/2 	1,0	1,323	-	0,992
		0,7	1,473		1,556
		0,5	1,514		2,271
	ψ = +1/4 	1,0	1,573	-	0,977
		0,7	1,739		1,531
		0,5	1,788		2,235
	ψ = 0 	1,0	1,879	-	0,939
		0,7	2,092		1,473
		0,5	2,150		2,150
	ψ = -1/4 	1,0	2,281	-	0,855
		0,7	2.538		1,340
		0,5	2,609		1,957
	ψ = -1/2 	1,0	2,704	-	0,676
		0,7	3,009		1,059
		0,5	3,093		1,546
	ψ = -3/4 	1,0	2,927	-	0,366
		0,7	3,009		0,575
		0,5	3,093		0,837
	ψ = -1 	1,0	3,752	-	0,000
		0,7	3,063		0,000
		0,5	3,149		0,000

Tabelul J.2. Valorile C_1, C_2, C_3 corespunzătoare factorului k în cazul grinzilor solicitate cu încărcări transversale

Încărcarea şi condiţiile de reazem	Diagrama momentului încovoietor	k	Valorile factorilor		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,540
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

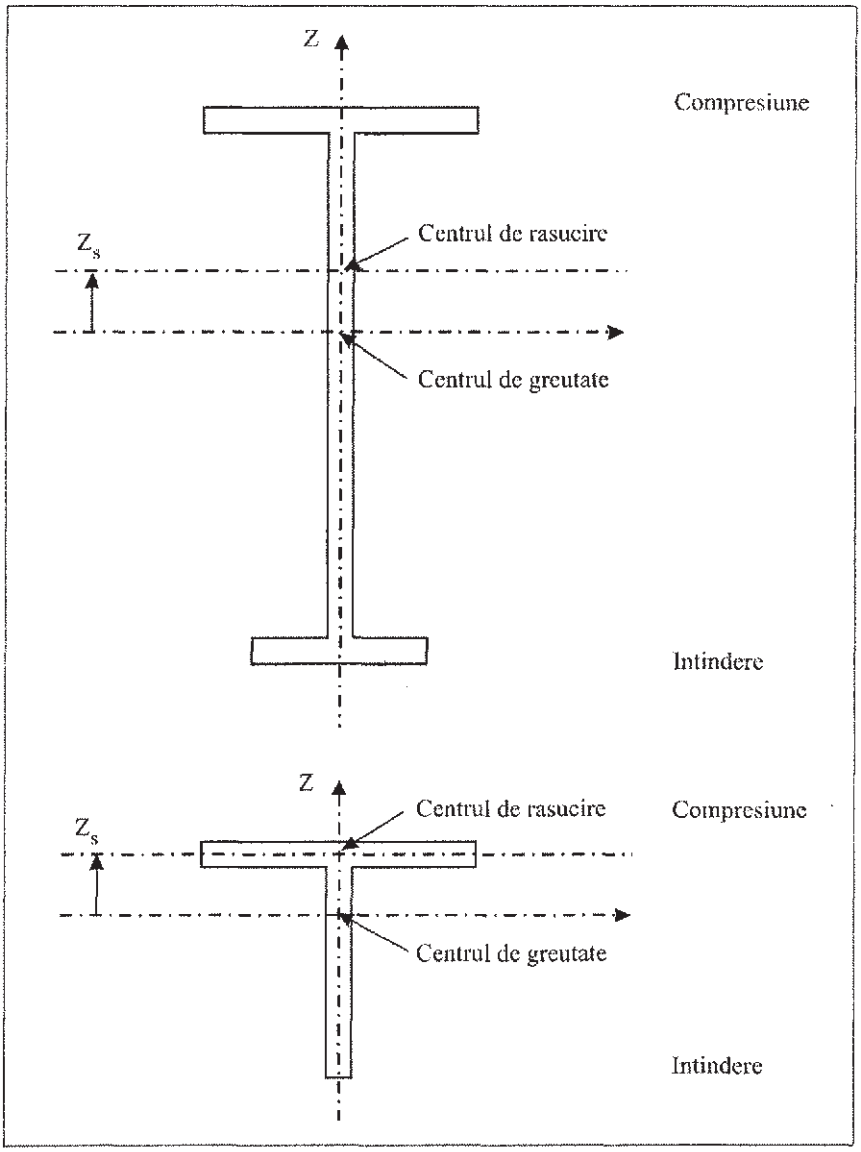


Fig. J.1 - Convenția de semne pentru determinarea lui z_j

(3) Când $k = k_\omega = 1,0$ (nici un capăt încastrat) se obține:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2}\left[\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}\right]^{0,5} \quad (J.6)$$

J.1.4 Cazul grinzilor cu secțiuni transversale constante monosimetrice cu tălpi inegale

(1) Pentru o secțiune I cu tălpi inegale:

$$I_\omega = \beta_f (1-\beta_f) I_z h_s^2$$

(J.7)

unde :

$$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}}$$

I_{fc} momentul de inerţie al tălpii comprimate faţă de axa principală cu moment de inerţie minim al secţiunii

I_{ft} momentul de inerţie al tălpii întinse faţă de axa principală cu moment de inerţie minim al secţiunii

h_s distanţa între centrele de răsucire ale tălpilor.

(2) Pentru z_j pot fi folosite următoarele aproximări:

Când $\beta_f > 0,5$:

$$z_j = \frac{0,8(2\beta_f - 1)h_s}{2} \qquad (J.8)$$

Când $\beta_f < 0,5$:

$$z_j = \frac{1,0(2\beta_f - 1)h_s}{2} \qquad (J.9)$$

Pentru secţiuni cu tălpi comprimate având platbande suplimentare:

$$z_j = \frac{0,8(2\beta_f - 1)\left(1 + \frac{h_L}{h}\right)h_s}{2} \text{ când } \beta_f > 0,5 \qquad (J.10)$$

$$z_j = \frac{1,0(2\beta_f - 1)\left(1 + \frac{h_L}{h}\right)h_s}{2} \text{ când } \beta_f < 0,5 \qquad (J.11)$$

unde h_L suma înălţimilor platbandelor suplimentare.

J.2 Zvelteţea

J.2.1 Generalităţi

(1) Raportul de zvelteţe $\bar{\lambda}_{LT}$ pentru flambaj lateral şi torsiune se obţine din:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right][\beta_w]^{0,5} \qquad (J.12)$$

unde:

$$\lambda_1 = \pi\left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0,5} \quad (f_y \text{ în } N/mm^2)$$

$\beta_w = 1$ pentru secţiuni transversale din Clasa 1 şi Clasa 2
$\beta_w = W_{el,y}/W_{pl,y}$ pentru secţiuni transversale din Clasa 3
$\beta_w = W_{eff,y}/W_{pl,y}$ pentru secţiuni transversale din Clasa 4

(2) Raportul de zvelteţe geometrică λ_{LT} pentru flambajul lateral şi torsiune este dat pentru toate clasele de secţiuni transversale, prin:

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\pi^2 E W_{pl,y}}{M_{cr}}\right]^{0,5} \qquad (J.13)$$

J.2.2 Zvelteţea grinzilor cu secţiuni transversale constante dublu-simetrice

(1) Pentru cazurile cu $z_g = 0$ (încărcare cu momente încovoietoare la capete sau încărcări transversale aplicate în centrul de răsucire şi $k = k_\omega = 1,0$ (grinzi simplu rezemate), valoarea lui λ_{LT} poate fi obţinută din:

$$\lambda_{LT} = \frac{L\left[\frac{W_{pl,y}^{\ 2}}{I_z I_\omega}\right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5}\left[1+\frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_\omega}\right]^{0,25}} \qquad (J.14)$$

care se poate de asemenea scrie astfel:

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_{LT}}}{(C_1)^{0,5}\left[1+\frac{\left(\frac{L}{a_{LT}}\right)^2}{25,66}\right]^{0,25}} \qquad (J.15)$$

unde :

$$a_{LT} = \left(\frac{I_\omega}{I_t}\right)^{0,5}$$

(2) Pentru secţiuni I sau H (fără platbande suplimentare):

$$I_\omega = \frac{I_z h_s^{\ 2}}{4} \qquad (J.16)$$

unde :

$$h_s = h - t_f$$

(3) Pentru o secţiune transversală dublu simetrică, valoarea lui i_{LT} se obţine din:

$$i_{LT} = \left[\frac{I_z I_\omega}{W_{pl,y}^{\ 2}} \right]^{0,25} \tag{J.17}$$

sau cu o mică aproximare din:

$$i_{LT} = \left[\frac{I_z}{(A - 0,5 t_w h_s)} \right]^{0,5} \tag{J.18}$$

(4) Pentru secţiuni I sau H standardizate, se pot utiliza următoarele aproximări acoperitoare:

$$\lambda_{LT} = \frac{\dfrac{L}{i_{LT}}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \dfrac{1}{20} \left(\dfrac{\dfrac{L}{i_{LT}}}{\dfrac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} \tag{J.19}$$

sau

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9 \dfrac{L}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \dfrac{1}{20} \left(\dfrac{\dfrac{L}{i_z}}{\dfrac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} \tag{J.20}$$

(5) Pentru orice secţiuni I sau H cu tălpi egale, următoarea aproximare este acoperitoare:

$$\lambda_{LT} = \frac{\dfrac{L}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \dfrac{1}{20} \left(\dfrac{\dfrac{L}{i_z}}{\dfrac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} \tag{J.21}$$

(6) Cazurile $k < 1,0$ şi/sau $k_\omega < 1,0$ pot fi acoperite folosind:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL \left[\dfrac{W_{pl,y}^{\ 2}}{I_z I_\omega} \right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5} \left[\left(\dfrac{k}{k_\omega} \right)^2 + \dfrac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_\omega} \right]^{0,25}} \tag{J.22}$$

sau

$$\lambda_{LT} = \frac{k\frac{L}{i_{LT}}}{(C_1)^{0,5}\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{\left(\frac{kL}{a_{LT}}\right)^2}{25,66}\right]^{0,25}} \quad (J.23)$$

sau pentru secțiuni I sau H laminate:

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{kL}{i_{LT}}}{(C_1)^{0,5}\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{kL}{i_{LT}}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0,25}} \quad (J.24)$$

sau

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9\frac{kL}{i_z}}{(C_1)^{0,5}\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{kL}{i_z}}{\frac{h}{i_z}}\right)^2\right]^{0,25}} \quad (J.25)$$

sau pentru orice secțiune I sau H cu tălpi egale:

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{kL}{i_z}}{(C_1)^{0,5}\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{kL}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0,25}} \quad (J.26)$$

(7) Dacă nu se fac precizări speciale privind împiedicarea deplanării, k_ω trebuie luat 1,0.

(8) Cazurile cu încărcare transversală aplicată deasupra centrului de răsucire ($z_g > 0$) sau sub centrul de răsucire ($z_g < 0$) pot fi acoperite folosind:

$$\lambda_{LT} = \frac{kL\left[\frac{W_{pl,y}^{\ 2}}{I_z I_\varpi}\right]^{0,25}}{(C_1)^{0,5}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_\varpi} + \left(C_2 z_g\right)^2 \frac{I_z}{I_\varpi}\right]^{0,5} - C_2 z_g\left(\frac{I_z}{I_\varpi}\right)^{0,5}\right\}^{0,25}} \quad (J.27)$$

sau alternativ

$$\lambda_{LT} = \frac{k\frac{L}{i_{LT}}}{(C_1)^{0,5}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{\left(\frac{kL}{a_{LT}}\right)^2}{25,66} + \left(\frac{2C_2 z_g}{h_s}\right)^2\right]^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s}\right\}^{0,5}} \quad (J.28)$$

sau pentru secțiuni standard I sau H laminate:

$$\lambda_{LT} = \frac{k\frac{L}{i_{LT}}}{(C_1)^{0,5}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{kL}{i_{LT}}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2 + \left(\frac{2C_2 z_g}{h_s}\right)^2\right]^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s}\right\}^{0,5}} \quad (J.29)$$

sau alternativ

$$\lambda_{LT} = \frac{0,9k\frac{L}{i_z}}{(C_1)^{0,5}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{kL}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2 + \left(\frac{2C_2 z_g}{h_s}\right)^2\right]^{0,5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s}\right\}^{0,5}} \quad (J.30)$$

sau pentru orice secțiune I sau H cu tălpi egale:

$$\lambda_{LT} = \frac{k\frac{L}{i_z}}{(C_1)^{0.5}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_\varpi}\right)^2 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{kL}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2 + \left(\frac{2C_2 z_g}{h_s}\right)^2\right]^{0.5} - \frac{2C_2 z_g}{h_s}\right\}^{0,5}} \qquad (J.31)$$

ANEXA K LUNGIMI DE FLAMBAJ PENTRU ELEMENTELE STRUCTURILOR DE PODURI

K.1 Generalități

(1) Această anexă precizează coeficienții lungimilor de flambaj (multiplicatori) β, care pot fi utilizați la proiectarea elementelor comprimate din alcătuirea podurilor prin relația:

$$l_k = \beta \cdot L$$

K.2 Grinzi cu zăbrele

K.2.1 Montanți și diagonale prinse la capete

(1) Dacă nu se face o verificare mai exactă a rigidității și a naturii prinderilor, atunci:
- pentru flambaj în planul grinzii cu zăbrele: $\beta = 0,9$;
- pentru flambaj în afara planului grinzii cu zăbrele: $\beta = 1,0$.

K.2.2 Montanți care fac parte dintr-un cadru transversal (vezi fig. K.1)

(1) Coeficientul lungimii de flambaj β poate fi determinat pe baza datelor din fig. K.2.

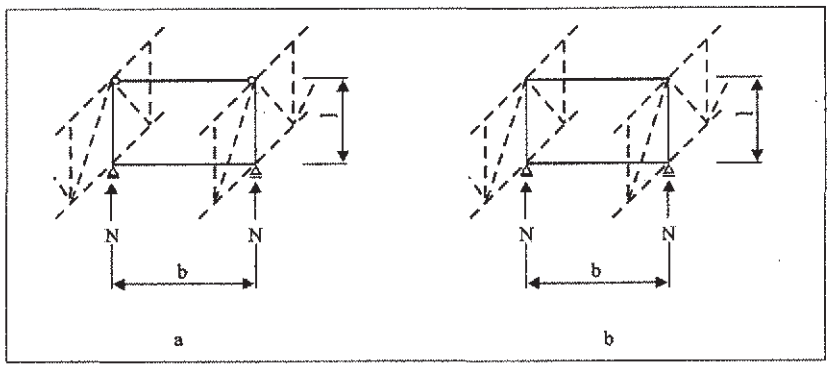


Fig. K. 1 - Montanți care fac parte dintr-un cadru transversal

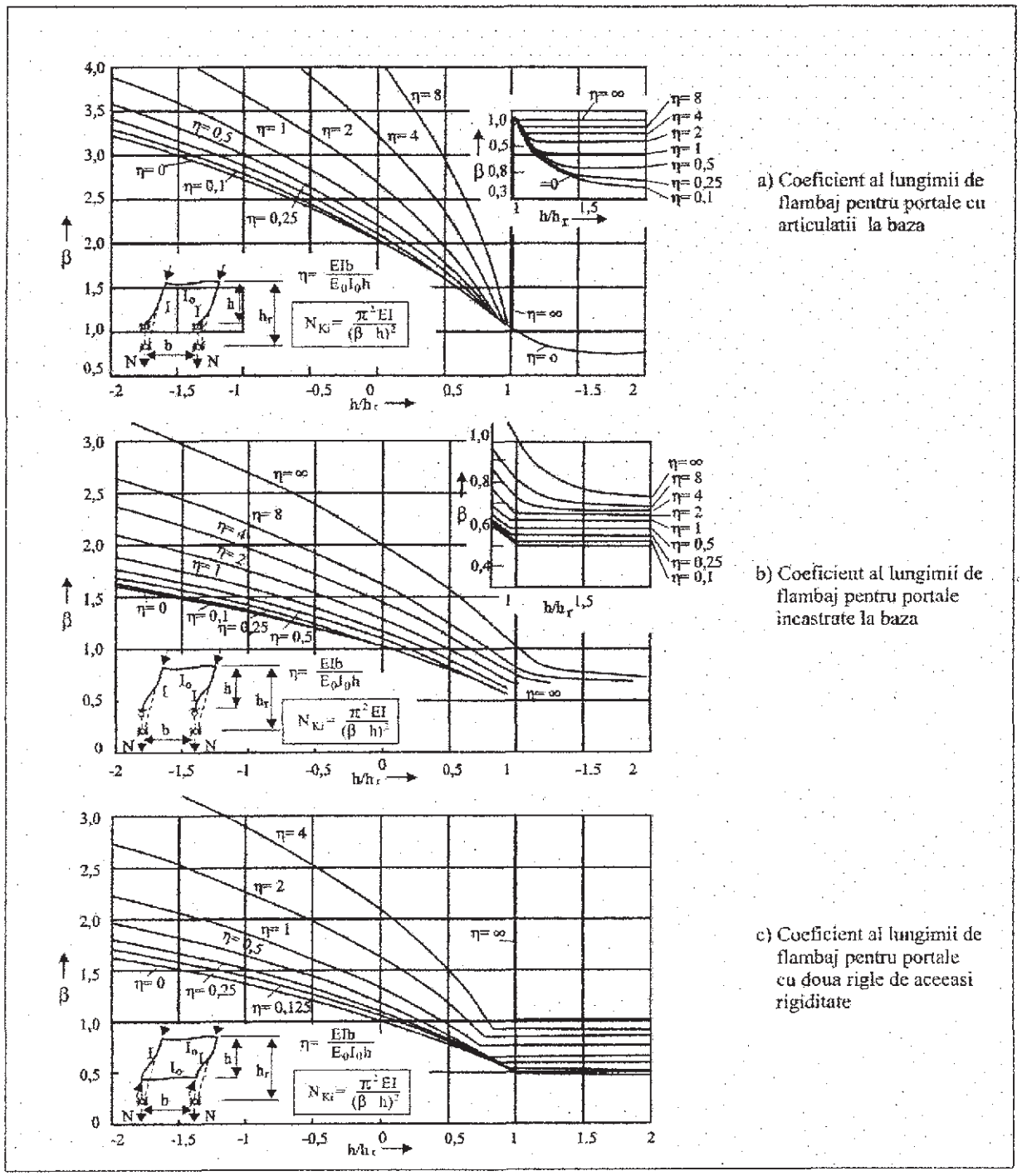


Fig. K. 2 - Coeficienții β pentru determinarea lungimilor de flambaj

K.2.3 Flambajul în afara planului grinzii cu zăbrele al diagonalelor cu noduri intermediare

(1) Lungimea de flambaj a diagonalelor grinzilor cu zăbrele poate fi obținută din fig. K.2.

(2) Pentru a realiza continuitatea diagonalelor, conform fig. K.1, îmbinările trebuie să aibă rigiditate şi rezistență corespunzătoare la încovoiere.

(3) Pentru diagonalele care sunt rezemate elastic la mijlocul lungimii lor (vezi fig. K.3):

$$\beta = \sqrt{1 - \frac{3}{16}\frac{C_d \cdot l}{N}}$$

unde:

l lungimea teoretică a sistemului din care face parte diagonala;

N valoarea maximă dintre N_1 şi N_2;

C_d constanta elastică laterală a rezemării (rigiditatea laterală a rezemării), dar $C_d \leq 4N / l$.

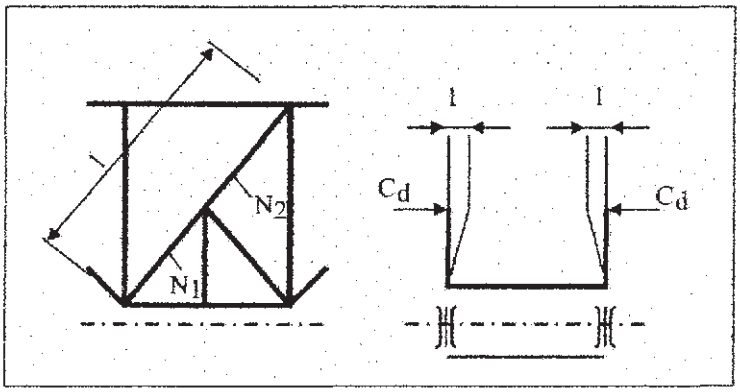


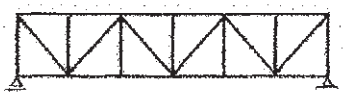
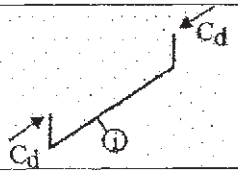
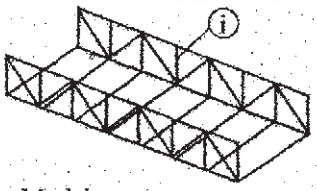
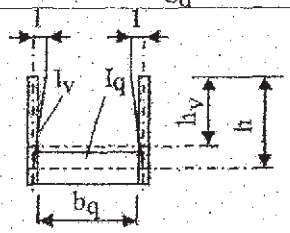
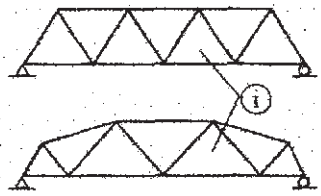
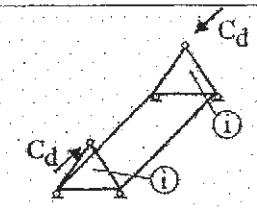
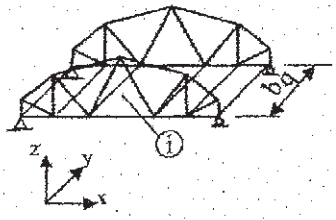
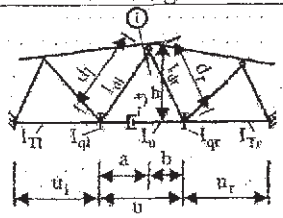
Fig. K.3 – Diagonală cu rezemare elastică la mijlocul lungimii

K.2.4 Tălpi comprimate la poduri deschise

(1) Tălpile comprimate pot fi tratate ca bare comprimate cu reazeme laterale.

Constanta elastică laterală a rezemării poate fi evaluată cu ajutorul tabelului K.1.

Tabelul K.1 – Constanta elastică laterală C_d, pentru grinzi cu zăbrele fără montanți

1	 Exemplu de grinda cu zabrele pentru poduri cu montanti 
1.a	 Modelare  $C_d = \dfrac{(E \cdot I_v)_d}{\dfrac{h_v^3}{3} + \dfrac{h^2 \cdot b_q \cdot I_v}{2I_q}}$
2.	 Exemple de poduri cu grinda cu zabrele fara montanti  Cadru bidiagonal la poduri cu grinzi cu zabrele fara montanti
2.a	 Modelare  Modelare: talpa inferioara a unui cadru U doar cu rigiditate la incovoiere, I_u alaturi de talpi inferioare cu rigiditate la torsiune I_T *) articulatie la torsiune
2.b	Constanta elastică: $C_d = \dfrac{A + B - 2D}{A \cdot B - D^2}(E \cdot I_u)_d$ $A = \dfrac{h^2 \cdot I_u}{n_l} + \dfrac{d_l^3 \cdot I_u}{3I_{dl}} + \dfrac{a^2 \cdot u}{3}$ $\quad n_l = \dfrac{2}{b_q} I_{ql} + \dfrac{G \cdot I_{Tl}}{E \cdot u_l}$ $\quad n_r = \dfrac{2}{b_q} I_{qr} + \dfrac{G \cdot I_{Tr}}{E \cdot u_r}$ $B = \dfrac{h^2 \cdot I_u}{n_r} + \dfrac{d_r^3 \cdot I_u}{3I_{dr}} + \dfrac{b^2 \cdot u}{3}$ $\quad D = \dfrac{1}{6} a \cdot b \cdot u$ Lungimile d_l, d_r, a, b, u şi b_q pot fi reduse în cazul extremităților rigide la încovoiere. Lungimile u_l şi u_r pot fi reduse în cazul reazemelor rigide la torsiune. EI_{dl}, EI_{dr}, EI_u sunt rigiditățile la încovoierea a diagonalelor stânga (indice l) sau dreapta (indice r), respectiv a tălpii inferioare (indice u) în afara planului grinzilor principale. EI_{ql}, EI_{qr} sunt rigiditățile la încovoiere ale antretoazei stânga (indice l), respectiv dreapta (indice r). GI_{Tl}, GI_{Tr} sunt rigiditățile la torsiune liberă a tălpilor adiacente (stânga - indice l, respectiv dreapta – indice r).

ANEXA L CLASE DE EXPUNERE ALE BETONULUI ŞI ALE ARMĂTURII după EN 206.1

L.1 Generalităţi

(1)P Pentru a produce un element din beton armat sau precomprimat durabil care să reziste în anumite condiţii de mediu, prezentate în tabelul L.1 şi care să protejeze armătura împotriva coroziunii trebuie respectate următoarele cerinţe:

a) selectarea materialelor componente ale betonului astfel încât să nu conţină impurităţi care pot dăuna durabilităţii sau să producă coroziunea armăturii;
b) alegerea compoziţiei betonului astfel încât betonul:
   - să satisfacă toate criteriile de performanţă specificate pentru betonul întărit;
   - să poată fi turnat şi compactat pentru a forma o structură compactă pentru protejarea armăturii;
   - să se evite acţiunile interne ce dăunează betonului (de exemplu, reacţia alcalii – agregate);
   - să reziste acţiunilor externe, cum ar fi influenţele mediului înconjurător.
c) amestecarea, transportul, punerea în operă şi compactarea betonului proaspăt să se facă astfel încât materialele componente ale betonului să fie uniform distribuite în amestec, să nu segrege şi betonul să realizeze o structură compactă;
d) tratarea corespunzătoare a betonului pentru obţinerea proprietăţilor dorite ale betonului şi protejarea corespunzătoare a armăturii .

(2) Cerinţele impuse betonului şi armăturilor depind de mediul în care este expus betonul. În acest context, mediul implică acţiuni fizice şi chimice ale căror efecte nu au fost considerate ca "încărcări" la proiectarea structurii.

(3) Durabilitatea betonului inclusiv protecţia armăturii pot fi afectate de anumite substanţe, dacă acestea depăşesc anumite limite. Cantităţile admise depind de o serie de factori, cum ar fi: condiţiile de mediu în care este expus betonul, tipul şi compoziţia componenţilor betonului (de exemplu, sulfaţii, în anumite limite, pot conduce la deteriorarea betonului prin fisurare datorită expansiunii, iar ionii de clor din beton pot produce coroziunea armăturii).

(4) Clasele de expunere privind coroziunea armăturii şi agresivitatea asupra betonului sunt arătate în tabelul L.1

(5) Rapoartele apă/ ciment maxime, domeniile şi condiţiile de utilizare ale cimenturilor, funcţie de clasa de expunere sunt precizate, până la adoptarea versiunii în limba română a EN 206, în NE 012-99.

Tabelul L.1 – Clase de expunere

Clasa	Condiţii de mediu	Exemple	Clasa de rezistenţă minimă a betonului
COROZIUNEA ARMĂTURII ŞI AGRESIVITATE ASUPRA BETONULUI			
X0	**Nici un risc de coroziune a armăturilor sau agresivitate asupra betonului**		
	Beton simplu, beton armat în mediu foarte uscat	Fundaţii fără armături şi nesupuse la îngheţ şi la agresivităţi chimice	C12/ 15
COROZIUNEA ARMĂTURII			
XC	**COROZIUNE PRODUSĂ PRIN CARBONATARE (echivalent cu clasele de expunere 1 şi 2 din NE 012-99)**		
XC1	Mediu uscat sau umed în permanenţă	Beton în interiorul clădirilor sau proporţia umidităţii în mediul ambiant este mică (de exemplu: bucătăriile, băile şi spălătorii din imobilele de locuit)	C20/ 25
XC2	Mediu umed, rar uscat	Suprafeţe ale betonului supuse mult timp în contact cu apa (de exemplu, anumite părţi ale rezervoarelor de apă). Cea mai mare parte a fundaţiilor.	C25/ 30
XC3	Umiditate moderată	Beton în interiorul clădirilor unde proporţia umidităţii în mediul ambiant este medie sau ridicată (de exemplu în cantine, băi publice, albitorii, piscine acoperite, grajduri de vite). Beton aflat în exterior protejat împotriva ploii.	C30/ 37
XC4	Alternanţă a mediului umed cu mediul uscat	Suprafeţe aflate în contact cu apa, care nu se încadrează în clasa de expunere XC2.	C30/ 37
COROZIUNEA ARMĂTURILOR			
XD	**COROZIUNE PRODUSĂ DE CLORURI, AVÂND ORIGINEA ALTA DECÂT CEA MARINĂ**		
XD1	Umiditate moderată	Suprafeţe de beton expuse clorurilor transportate de curenţii de aer	C30/ 37
XD2	Mediu umed, rar uscat	Piscine. Beton expus apelor industriale care conţin cloruri.	C30/ 37
XD3	Alternanţă a mediului umed cu mediul uscat	Elemente ale podurilor expuse împroşcărilor care conţin cloruri. Dalele parcajelor pe care staţionează vehicule. Şosele	C35/ 45
AGRESIVITATE ASUPRA BETONULUI			
XF	**AGRESIVITATEA ÎNGHEŢ/ DEZGHEŢULUI CU SAU FĂRĂ AGENŢI DE DEZGHEŢARE (echivalent cu clasa de expunere 3 din NE 012-99)**		
XF1	Saturaţie moderată cu apă, fără agenţi de dezgheţare	Suprafeţe verticale ale betonului expuse ploii şi îngheţului (toate elementele de construcţii din beton aflate în exterior).	C30/ 37
XF2	Saturaţie moderată cu apă, cu agenţi de dezgheţare	Suprafeţele verticale ale lucrărilor rutiere expuse îngheţului şi aerului care conţine vapori ai substanţelor de dezgheţ.	C25/ 30**) Vol. de aer antrenat min. 4%
XF3	Saturaţie foarte mare cu apă, fără agenţi de dezgheţare	Suprafeţe orizontale ale betonului expuse ploii şi îngheţului (de exemplu, rezervoarele de apă descoperite)	C30/ 37**) Vol. de aer antrenat min. 4%
XF4	Saturaţie moderată cu apă, cu agenţi de dezgheţare	Drumuri şi suprastructuri de poduri expuse agenţilor de dezgheţare şi suprafeţele de beton verticale expuse direct împroşcării cu agenţi de dezgheţare şi la îngheţ.	C30/ 37**) Vol. de aer antrenat min. 4%

AGRESIVITATE ASUPRA BETONULUI			
XA	**AGRESIVITATI CHIMICE (echivalent cu clasa de expunere 5 din NE 012-99)**		
XA1	Mediu cu agresivitate chimică slabă	Rezervoare ale staţiilor de epurare; fose pentru ape uzate.	C30/ 37*)
XA2	Mediu cu agresivitate chimică moderată	Structuri de beton încastrate în terenuri agresive.	C30/ 37*)
XA3	Mediu cu agresivitate chimică severă	Staţii industriale pentru tratarea şi evacuarea apelor uzate agresive, adăpători şi silozuri de fermentare; turnuri de răcire cu evacuarea fumului industrial.	C35/ 45*)
COROZIUNEA ARMĂTURILOR			
XS	**COROZIUNE PRODUSĂ DE CLORURI, AVÂND ORIGINEA MARINĂ***)		
XS1	Agresivitatea apei de mare: normală sau moderată	Betonul aflat permanent sub apa mării. Betonul de deasupra zonei de variaţie a nivelului apei de mare (pe o înălţime a elementului de cca. 2,00 m, respectiv între cotele +3...+5,00 m de la nivelul mării.	C30/ 37
XS2	Agresivitatea apei de mare: severă	Betonul din zona variaţiei apei de mare, considerată ca fiind de cca. 3,00 m deasupra nivelului mării.	C30/ 37
XS3	Agresivitate atmosferică moderată inclusiv cu posibilitatea îngheţ-dezgheţului	Construcţii expuse indirect agresivităţii marine. Construcţii expuse îngheţ-dezgheţului fără posibilitate de stropire. Construcţii închise care nu se încălzesc pe timp de iarnă.	C35/ 45
XS4	Agresivitate atmosferică severă inclusiv cu posibilitatea îngheţ-dezgheţului	Construcţii situate la nivelul mării expuse direct intemperiilor şi salinităţii prin stropire şi alternanţă frecventă a umidităţii şi uscăciunii, precum şi posibilităţii de îngheţ în stare saturată. Condens puternic generat de procesul tehnologic	C40/ 50

*) Betoane preparate cu cimenturi rezistente la sulfaţi.

**) Betoane preparate cu agregate rezistente la îngheţ/ dezgheţ, conform prEN 12620: 2000.

***) Echivalent cu clasa 4 de expunere, referitoare la mediul marin din NE 012-99.

Zonele din tabel poşate se referă în special la elemente de poduri.

ANEXA M CLASIFICAREA GRUPELOR DE CRESTARE (DETALIILOR CONSTRUCTIVE) PENTRU DETERMINAREA REZISTENȚELOR LA OBOSEALĂ

M.1 Generalități

(1) Rezistențele la oboseală pentru detaliile constructive (grupele de crestare) sunt date în Tabelele M.1....M.9:

- tabelul M.1 Detalii constructive pentru elemente structurale nesudate ;
- tabelul M.2 Detalii constructive pentru elemente structurale cu secțiuni sudate ;
- tabelul M.3 Elemente structurale cu suduri de rezistență transversale, cap la cap ;
- tabelul M.4 Elemente (secundare) sudate care nu fac parte din secțiunile elementelor principale de rezistență ;
- tabelul M.5 Îmbinări sudate de rezistență ;
- tabelul M.6 Secțiuni tubulare ;
- tabelul M.7 Imbinări sudate (noduri) ale barelor cu secțiuni tubulare la grinzi cu zăbrele ;
- tabelul M.8 Detalii pentru platelaje ortotrope de poduri, cu nervuri longitudinale închise;
- tabelul M.9 Detalii pentru platelaje ortotrope de poduri, cu nervuri longitudinale deschise.

(2) Pentru grupele de crestare (categoriile de detalii constructive) date în tabelele M.1, ...,M.9, la care variază grosimea elementelor componente, rezistența la oboseală nu se modifică în funcție de grosime.

(3) Tabelele M.1....M.9 pot fi de asemenea folosite pentru structuri din oțel cu rezistențe sporite la coroziunea atmosferică (oțeluri tip corten), cu excepția categoriilor cu rezistența la oboseală mai mare decât 125 N/mm^2, caz în care clasificarea acestora se va face pentru valoarea 125 N/mm^2.

M.2 Platelajele ortotrope pentru poduri de cale ferată și șosea

(1) Rezistențele la oboseală pentru detaliile constructive ale platelajelor ortotrope prezentate în tabelele M.8 și M.9 se pot folosi pentru calculul podurilor de cale ferată și șosea în situația în care nu se specifică altfel în documentația proiectului.

(2) Pentru condițiile speciale de execuție pentru platelajele ortotrope ale podurilor de cale ferată și sosea se vor respecta prevederile din 5.2.

M.3 Curbele de rezistență la oboseală modificate

(1) Pentru anumite detalii constructive datele obținute din încercări experimentale nu se încadrează în rezistențele la oboseală prezentate în fig. 4.50 a). Pentru evitarea oricăror situații defavorabile, aceste detalii au fost încadrate într-o categorie imediat inferioară celei corespunzătoare rezistenței lor la oboseală pentru $2x10^6$ cicluri.

(2) Aceste detalii constructive sunt identificate printr-un asterisc in tabelele M.1 – M.9. Ele pot fi încadrate într-o categorie imediat superioară, dacă se corectează curba rezistențelor la

oboseală prin deplasarea valorii limitei rezistenței la oboseală sub amplitudine constantă pe curba cu panta m = 3, la valoarea corspunzătoare de la 10 milioane de cicluri (vezi fig. M.1).

(3) Valorile numerice necesare pentru a calcula o valoare modificată a rezistenței la oboseală sunt date în tabelul M.0.

Tabelul M.0. - Valori numerice pentru curbe de rezistență la oboseală modificate pentru ecarturi de eforturi unitare normale

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	log a pentru $N < 10^8$		Ecartul de eforturi unitare la limita de oboseală sub amplitudine constantă) ($N \geq 10^7$)	Ecartul de eforturi unitare la limita palierului rezistenței la oboseală ($N \geq 10^8$)
valoarea nominală	$N \leq 10^7$ (m = 3)	$N \geq 10^7$ (m = 5)	$\Delta\sigma_D$ [N/mm^2]	$\Delta\sigma_L$ [N/mm^2]
50*	11,551	14,585	33	21
45*	11,401	14,335	29	18
36*	11,101	13,835	23	15

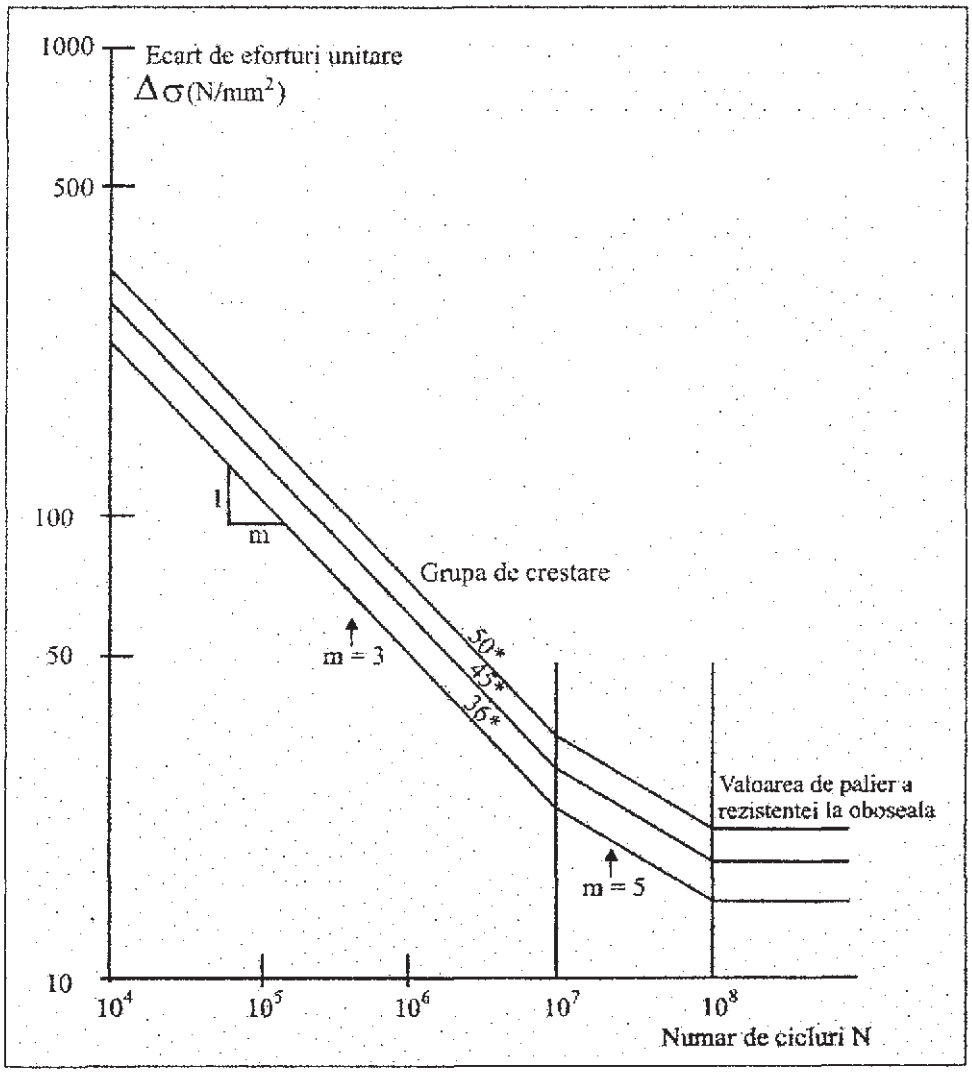
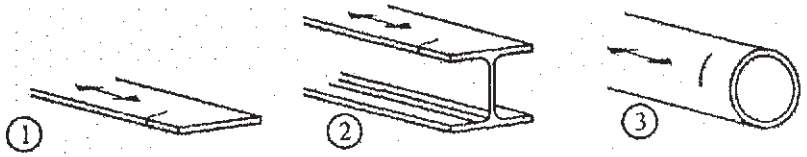
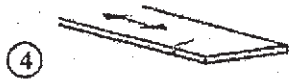


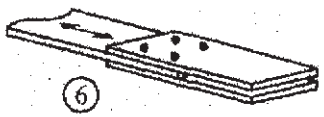
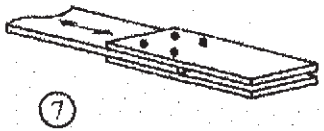
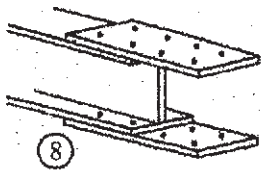
Fig. M.1 Curba de rezistență la oboseală modificată

Tabelul M. 1 - Detalii constructive pentru elemente structurale nesudate – (pagina 1 din 3)

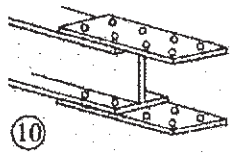
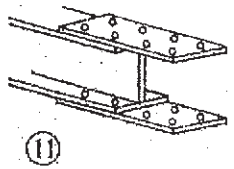
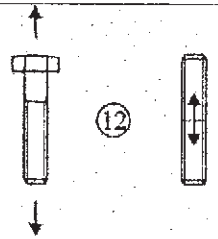
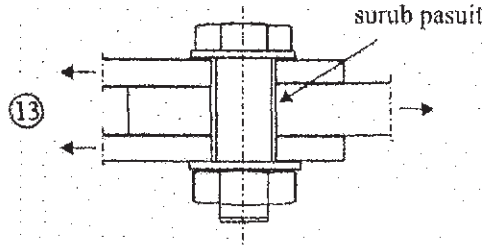
Grupa de Crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiţii impuse (cerinţe)
160		Produse laminate şi extrudate: 1) Table şi platbande late 2) Profile laminate; 3) Tevi fără sudură (conform Tabelului M.6).	Detaliile 1) la 3) : Muchii ascuţite, defecte de suprafaţă şi de laminare ameliorate prin polizare
140		Table decupate prin tăiere mecanică sau cu flacără 4) Materialul tăiat automat cu prelucrare consecutivă 5) Materiale tăiate automat cu calitatea tăierii definită în caiete de sarcini sau ENV 1090-5: ($U \leq 0,4 + 1,0\ a$) ($R_z \leq 70 + 1,2\ a$)	4) Eliminarea tuturor discontinuităţilor de margine vizibile. Zonele de tăiere se vor prelucra sau şlefui, îndepărtându-se toate defectele de margine. 5) Inlăturarea tuturor defectelor de margine. Detaliile 4) şi 5) - fără reparaţii prin încărcare cu sudură ; - ameliorarea unghiurilor de racordare (cu panta $\leq$ 1:4) sau a golurilor prin polizarea tuturor defectelor vizibile. - în dreptul golurilor eforturile unitare se determină pe baza secţiunii nete.
125			

Notă: Detaliile constructive executate cu oţeluri cu rezistenţe sporite la coroziunea atmosferică se vor încadra într-o categorie imediat inferioară.

Tabelul M. 1 - Detalii constructive pentru elemente structurale nesudate – (pagina 2 din 3)

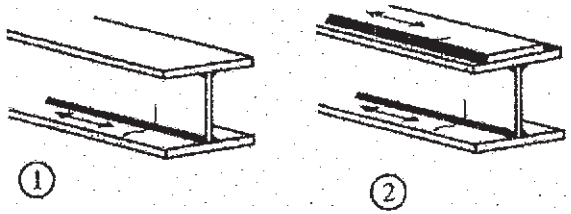
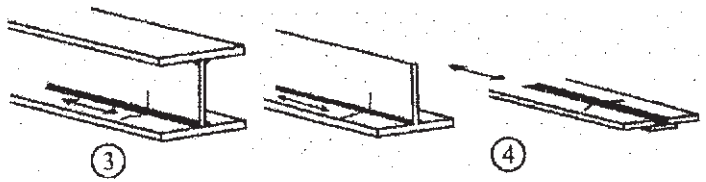
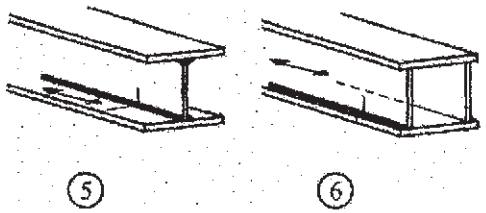
Grupa de Crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiţii impuse (cerinţe)
112		6) Imbinare simetrică cu eclise pe ambele feţe realizată cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate.	6) Calculul eforturilor unitare se va face în raport cu secţiunea brută.
		6) Imbinare simetrică cu eclise pe ambele feţe realizată cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate injectate.	
90		7) Imbinare simetrică cu eclise pe ambele feţe realizată cu şuruburi păsuite.	7) Calculul eforturilor unitare se va face în raport cu secţiunea netă.
		7) Imbinare simetrică cu eclise pe ambele feţe, realizată cu şuruburi nepretensionate injectate.	
		8) Imbinare cu eclise pe o singură faţă, realizată cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate.	8) Calculul eforturilor unitare se va face în raport cu secţiunea brută.
		8) Imbinare cu eclise pe o singură faţă realizată cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate injectate.	
		9) Element structural cu găuri solicitat la încovoiere şi la forţe axiale.	9) Calculul eforturilor unitare se va face în raport cu secţiunea netă

Tabelul M. 1 - Detalii constructive pentru elemente structurale nesudate- (pagina 3 din 3)

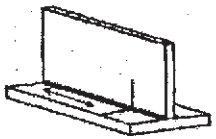
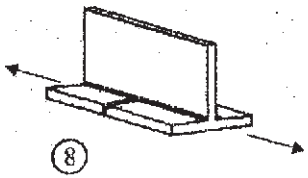
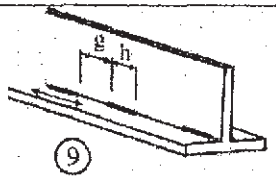
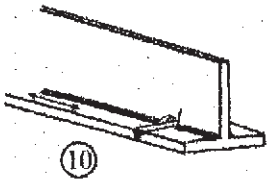
Grupa de Crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiţii impuse (cerinţe)
80		10) Imbinare cu eclise pe o singură faţă realizată cu şuruburi păsuite.	10) Calculul eforturilor unitare se va face în raport cu secţiunea netă.
		10) Imbinare cu eclise pe o singură faţă realizată cu şuruburi nepretensionate injectate.	
50		11) Imbinare prin eclise pe o singură faţă realizată cu şuruburi nepretensionate în găuri normale (fără păsuire).	11) Calculul eforturilor unitare se va face în raport cu secţiunea netă.
50*		12) Suruburi şi tije filetate solicitate la forţe axiale (întindere). Pentru şuruburile de înaltă rezistenţă pretensionate ecartul de eforturi unitare în şurub depinde de nivelul de pretensionare şi de geometria îmbinării.	12) Eforturile unitare de întindere se vor calcula cu secţiunea netă a şuruburilor
100 **m = 5**		<u>Suruburi solicitate la forfecare cu simplă sau dublă sectiune de forfecare</u> 13) Suruburi păsuite (şuruburi din grupele de caracteristici mecanice 5.6, 8.8 sau 10.9).	13) - Eforturile unitare de forfecare se calculează în raport cu aria tijei şurubului ; - numai şuruburile păsuite (calibrate), lucrând la presiune diametrală (pe gaură) sunt acoperite de această categorie de detaliu.

*) Vezi M. 3 (2)

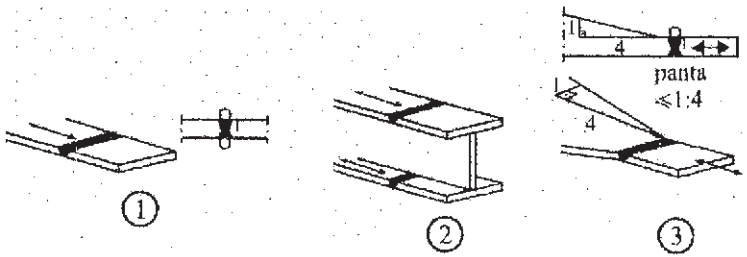
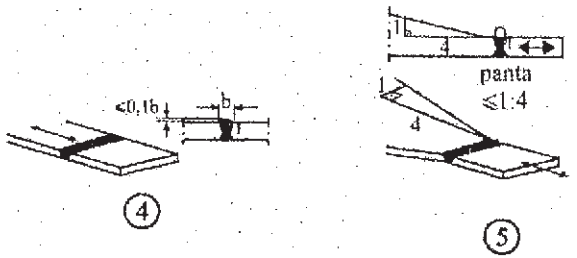
Tabelul M. 2 Elemente structurale cu secţiuni sudate –(pagina 1 din 2)

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiţii impuse (cerinţe)
125		<u>Cordoane de sudură longitudinale continue:</u> 1) Sudură automată de colţ , executată de pe ambele părţi. 2) Suduri de colţ fără pătrundere completă (piese fără şanfren) executate automat. Capetele cordonului se verifică folosind detaliul 5 din Tabelul M. 5.	Detaliile 1) şi 2) Nu este permisă nici o oprire şi reluare a execuţiei cordonului de sudură cu excepţia cazului când reparaţia este executată de un specialist, iar execuţia corectă a reparaţiei este verificată prin inspecţie.
112		3) Sudura automată de colţ cu sau fără pătrundere completă, executată pe ambele părţi, cu oprire şi reluare (cu cratere finale). 4) Sudură automată de colţ sau cap la cap, pe plăcuţă suport, executată pe o singură parte , fără oprirea şi reluarea execuţiei cordonului (fără cratere finale).	4) Dacă acest detaliu comportă opriri şi reluări (cratere finale) se utilizează categoria detaliului constructiv 100.
100		5) Sudură manuală de colţ cu sau fără pătrundere. 6) Sudură de colţ cu sau fără pătrundere completă (cu piese şanfrenate), automată, executată numai pe o singură parte, în special la elemente cu secţiune casetată.	6) O foarte bună îmbinare între talpă şi inimă este esenţială. Pregătirea marginilor inimii astfel ca faţa rădăcinii să fie adecvată pentru realizarea unei pătrunderi uniforme la rădăcină fără excese sau nepătrunderi.

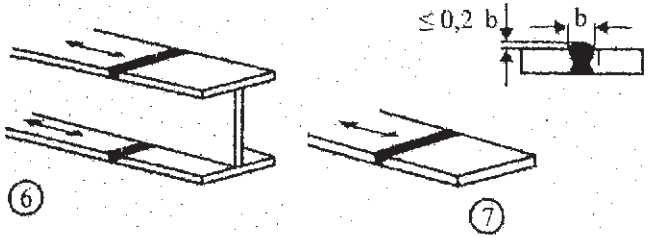
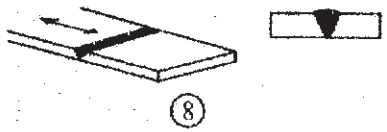
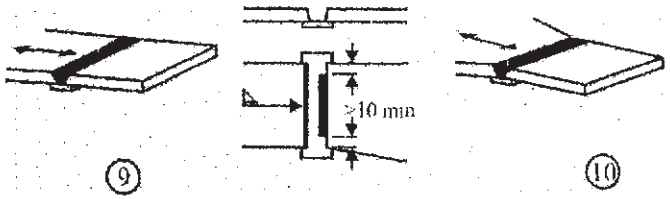
Tabelul M. 2 Elemente structurale cu secțiuni sudate – (pagina 2 din 2)

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse (cerințe)
100		7) Repararea cordoanelor de sudură de colț cu sau fără pătrundere completă realizate manual sau automat.	7) Metodele de ameliorare verificate în mod adecvat pot reface categoria inițială a detaliului (grupa de crestare de origine).
80		8) Cordoane de sudură de colț longitudinale care intersectează un cordon de sudură cap la cap transversal.	
		<u>Cordoane de sudură longitudinale discontinui</u> 9) Cordoane de sudură discontinui neacoperite ulterior de un cordon de sudură continuu.	9) Cordon de sudură de colț întrerupt cu un raport al lungimilor $g/h \leq 2,5$
71		10) Extremitățile cordoanelor de sudură continue ocolind un orificiu decupat.	10) Orificiul decupat nu trebuie să fie închis prin încărcare cu sudură.

Tabelul M. 3 Elemente structurale cu suduri de rezistență transversale, cap la cap – (pagina 1 din 2)

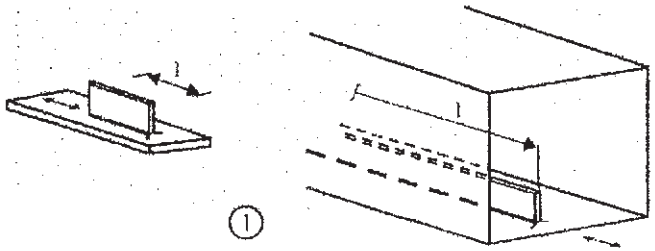
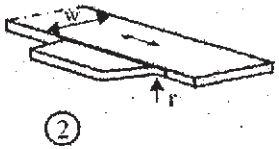
Grupa de crestare (Categoria Detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse (cerințe)
112		Imbinări fără plăcuță suport de sudare: 1) Imbinări transversale la platbande, table sau profile laminate. 2) Imbinări de tălpi şi de inimi la grinzi cu inimă plină înaintea asamblării. 3) Imbinări sudate cap la cap la platbande sau table cu racordare liniară pe lățime sau grosime, când panta este ≤ 1:4.	Detaliile 1) la 3) Toate cordoanele de sudură trebuie să fie prelucrate prin polizare până la nivelul suprafeței piesei, paralel cu direcția săgeților de pe figuri.
90		4) Imbinări sudate cap la cap la platbande sau table. 5) Imbinări sudate cap la cap la platbande sau table cu racordare liniară pe lățime sau grosime, când panta este mai mică de 1: 4. In acest caz cordonul de sudură se va prelucra şi nu trebuie să prezinte crestături.	Detaliile 4) şi 5) - Inălțimea convexității cordonului de sudură nu trebuie să fie mai mare de 10 % din lățimea sa, prezentând o trecere lină spre suprafața laminatului. - Cordoanele de sudură trebuie să fie executate în poziție orizontală.

Tabelul M. 3 Elemente structurale cu suduri cap la cap transversale de rezistență – (pagina 2 din 2)

Grupa de crestare (Categoria Detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse (cerințe)
80		6) Îmbinări sudate cap la cap la profile laminate sau la grinzi cu inima plină sudate fără degajări decupate. 7) Îmbinări sudate cap la cap la platbande, table, profile laminate sau grinzi cu inima plină.	<u>Detaliile 6) și 7):</u> - Înălțimea convexității cordonului de sudură nu trebuie să fie mai mare de 20 % din lățimea sa. <u>Detaliile 1) la 7):</u> - Se vor utliza plăcuțe de amorsare a arcului electric (plăcuțe terminale) care ulterior se îndepărtează, marginile pieselor se polizează în direcția eforturilor unitare. - Cordoanele de sudură se vor executa pe ambele fețe.
36*		8) Sudura cap la cap executată pe o singură parte	8) Execuția se face fără plăcuțe suport
71		<u>Cu plăcuță suport</u> 9) Imbinare transversală 10) Imbinare transversală cap la cap cu racordare liniară pe grosime sau lățime cu o pantă ≤ 1: 4.	Detaliile 9) și 10) Cordoanele de sudură de colț care fixează plăcuța suport se vor termina la o distanță ≥ cu 10 mm înainte de marginile laminatului.
50		11) Suduri cap la cap cu plăcuță suport permanentă.	Cordoanele de sudură de colț care fixează plăcuța suport, se termină la o distanță mai mică de 10 mm înainte de marginile laminatului sau când nu se poate garanta o bună potrivire a celor două margini.

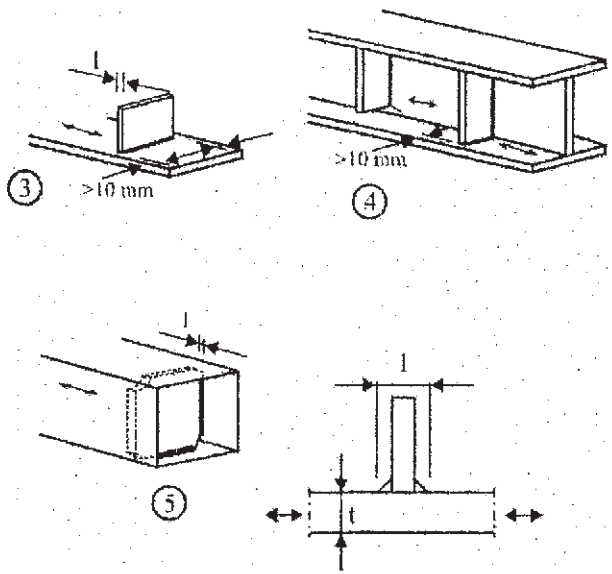
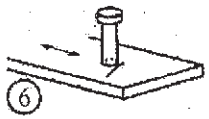
*) Vezi M.3. (2)

Tabelul M. 4 Elemente sudate (secundare) care nu fac parte din secțiunea elementelor principale de rezistență –(pagina 1 din 2)

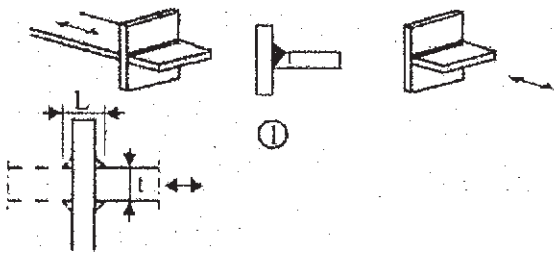
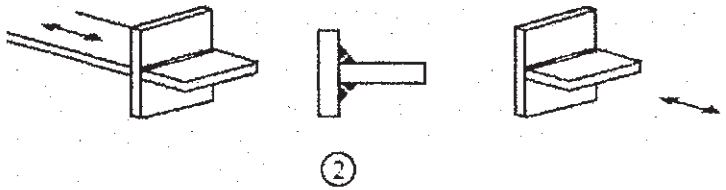
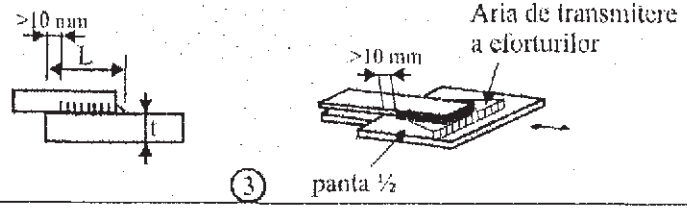
Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive		Descriere	Condiții impuse (cerințe)
80	$l \leq 50$ mm		Elemente longitudinale 1) Categoria detaliului constructiv (cazul de crestare), variază cu lungimea l a cordonului.	
71	$50 < l \leq 80$ mm			
63	$80 < l \leq 100$ mm			
56	$l > 100$mm			
90	$\frac{r}{w} \geq \frac{1}{3}$		2) Guseu sudat de marginea unei table sau de talpa unei grinzi.	2) Se prevede o rază r de racordare graduală a guseului realizată prin tăiere mecanică sau cu gaz, urmată de o polizare a sudurii, în direcție paralelă cu săgeata, astfel ca rădăcina sudurii să fie înlăturată la capete conform proiectului sau caietului de sarcini.
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{w} \leq \frac{1}{3}$			
45*	$\frac{r}{w} < \frac{1}{6}$			

*) Vezi M.3. (2)

Tabelul M. 4 Elemente sudate (secundare) care nu fac parte din secţiunea elementelor principale de rezistenţă – pagina 2 din 2

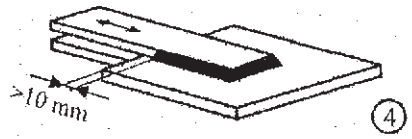
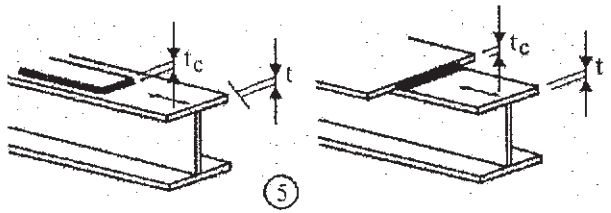
Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)			Detalii constructive	Descriere	Condiţii impuse (cerinţe)
80	$l \leq 50$	toate t		Imbinări sudate 3) Cordoane de sudură cu capătul la mai mult de 10 mm de la marginea elementului. 4) Rigidizări verticale sudate de o grindă cu inimă plină laminată sau alcătuită prin sudură. 5) Diafragme la grinzi cu secţiune casetată sudate de talpă sau de inimă.	Detaliul 4) Ecartul de eforturi unitare se determină cu ajutorul eforturilor unitare principale dacă rigidizarea nu este sudată şi de talpă.
71	$50 < l \leq 80$	toate t			
63	$80 < l \leq 100$	toate t			
56	$100 < l \leq 120$	toate t			
56	$l > 120$	$0 < t \leq 20$			
50	$120 < l \leq 200$ $l > 200$m	$t > 20$ $20 < t \leq 30$			
45	$200 < l \leq 300$ $l > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$			
40	$l > 300$ mm	$t > 50$ mm			
Toate dimensiunile în mm					
80				6) Efectul sudurii conrctorilor tip gujon asupra materialului de bază	

Tabelul M. 5 Imbinări sudate de rezistență – (pagina 1 din 4)

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse (cerințe)
Ca în Tabelul M. 4 Detaliile 3, 4, 5		<u>Imbinări în cruce și în formă de T :</u> 1) Cedarea la extremitățile sudurilor de colț cu penetrație completă și toate îmbinările sudate cu penetrație parțială.	1) Verificată și găsită fără defecte în afara toleranțelor admise în funcție de clasa de calitate. 2) La îmbinări cu penetrație parțială se cer două verificări la oboseală. In primul rând evaluarea fisurării la rădăcină, utilizând categoria 36* pentru σ_w și categoria 80 pentru τ_w. In al doilea rând se verifică apariția fisurilor în zona de trecere de la cordonul de sudură la materialul de bază. <u>Detaliile 1) și 2):</u> Nealinierea tablelor încărcate nu va depăși 15% din grosimea plăcii verticale.
36*		2) Cedarea la rădăcină pentru îmbinările sudate în « T » cu suduri de colț cu sau fără penetrație completă.	
Ca în Tabelul M. 4 Detaliile 3, 4, 5		<u>Suduri la piese suprapuse :</u> 3) Imbinări sudate de colț pentru eclise.	3) Eforturile unitare în elementul principal se calculează cu ajutorul ariei arătate în figură.

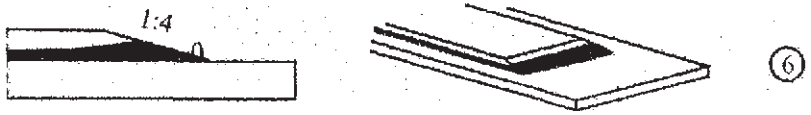
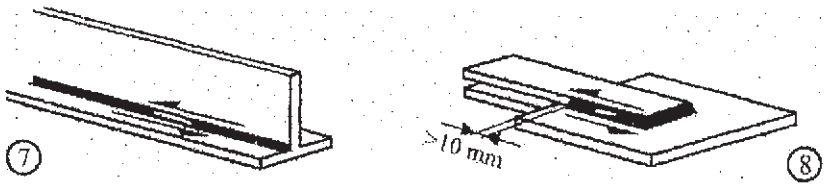
*) Vezi M.3. (2)

Tabelul M. 5 Imbinări sudate de rezistență –(pagina 2 din 4)

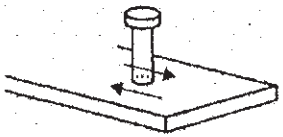
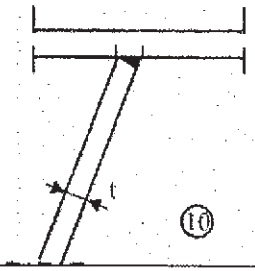
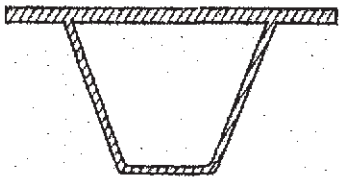
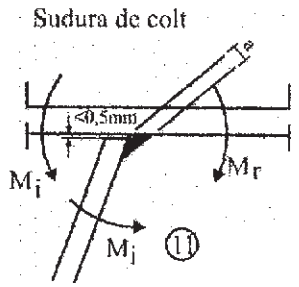
Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive			Descriere	Condiții impuse (cerințe)
45*				Imbinări pieselor suprapuse prin sudură : 4) Imbinări pentru eclise.	4) Eforturile unitare se vor calcula în eclise. Detaliile 3) și 4): - cordonul de sudură se termină la mai mult de 10 mm de marginea piesei eclisate. - sudurile se vor verifica la fisurare din forfecare utilizând detaliul 7.
	$t_c < t$	$t_c \geq t$		Platbande suprapuse îmbinate cu suduri de colț la grinzi laminate și sudate. 5) Capetele platbandelor suplimentare sudate în unul sau mai multe straturi cu sau fără sudură frontală.	6) Dacă platbanda suplimentară este mai lată decât talpa, este necesară dispunerea unei suduri frontale care se va poliza pentru a îndepărta eventualele crestări.
56*	$t \leq 20$ mm	-			
50	$20 < t \leq 30$ mm	$t \leq 20$ mm			
45	$30 < t \leq 50$ mm	$20 < t \leq 30$ mm			
40	$t > 50$	$30 < t \leq 50$ mm			
36	-	$t > 50$			

*) Vezi M. 3. (2)

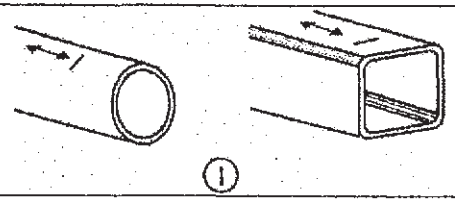
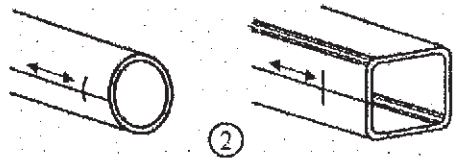
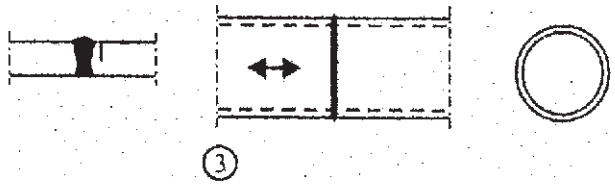
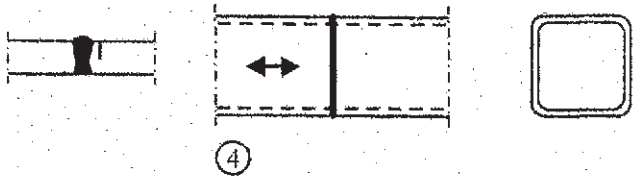
Tabelul M. 5 Imbinări sudate de rezistență – (pagina 3 din 4)

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse (cerințe)
56		6) Elemente structurale cu platbande suprapuse solidarizate cu suduri de colț	
80 **m = 5**		7) Suduri de colț continui transmițând eforturi unitare tangențiale ca de exemplu: suduri de gât între inimă și talpă la grinzile cu inimă plină. Pentru suduri continui cu penetrație completă solicitate la forfecare se va utiliza categoria 100. 8) Imbinări sudate de colț pentru eclise.	7) Ecartul de eforturi unitare se determină în cordonul de sudură luînd în considerare grosimea acestuia. 8) – Ecartul de eforturi unitare se determină în cordonul de sudură luînd în considerare grosimea acestuia, respectiv întreaga lungime a cordonului. - Capătul cordonului la cel puțin 10 mm de marginea elementului.

Tabelul M. 5 Imbinări sudate de rezistență –(pagina 4 din 4)

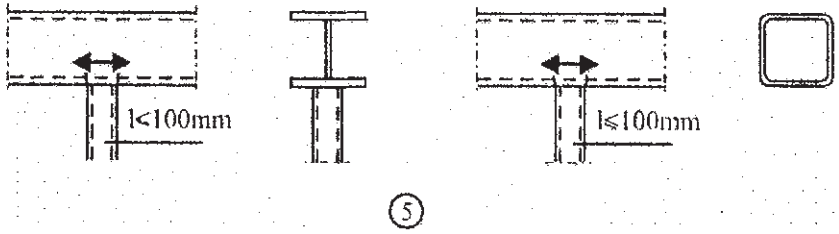
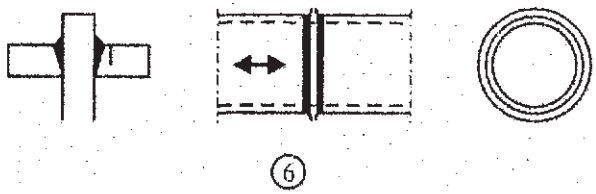
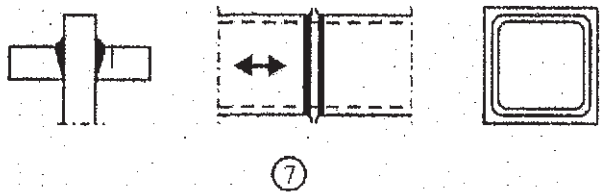
Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse (cerințe)
80		<u>Suduri solicitate la forfecare :</u> 9) Pentru structuri compuse oțel – beton.	9) Eforturile unitare tangențiale se calculează în secțiunea nominală a dornului (gujonului).
71	 	<u>Platelaje ortotrope cu nervuri trapezoidale :</u> 10) Sudură cu penetrație completă.	10) Pentru suduri cu penetrație completă calculul ecartului de eforturi unitare din încovoiere se va efectua luând în considerare grosimea nervurii.
50		11) Sudură de colț	11) Pentru suduri de colț sau cu penetrație parțială, ecartul de eforturi unitare de încovoiere se va calcula luând în considerare valoarea mai mică dintre grosimea cordonului de sudură şi grosimea peretelui.

Tabelul M. 6 Secţiuni tubulare*) – (pagina 1 din 3)

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiţii impuse (cerinţe)
160	 ①	Profile laminate şi extrudate : 1) Elemente nesudate	1) Muchiile ascuţite şi defectele de suprafaţă se vor înlătura prin polizare.
140	 ②	Suduri continui longitudinale 2) Cordoane de sudură longitudinale executate automat (pentru celelalte cazuri vezi M. 2).	2) Fără cratere finale şi fără defecte în afara toleranţelor admise în funcţie de clasa de calitate.
71	 ③	Suduri cap la cap transversale : 3) Suduri cu pătrundere completă la îmbinarea cap la cap a ţevilor cu secţiune circulară. 4) 3) Suduri cu pătrundere completă la îmbinarea cap la cap a ţevilor cu secţiune dreptunghiulară.	Detaliile 3) şi 4) : -Convexitatea cordonului nu va depăşi 10% din grosime, cu trecere lină către materialul de bază. - Sudurile se vor executa în poziţie orizontală şi se vor inspecta conform normelor în vigoare de execuţie sau prevederilor din caiete de sarcini. - Dacă t > 8 mm încadrarea se poate face cu două clase mai sus.
56	 ④		

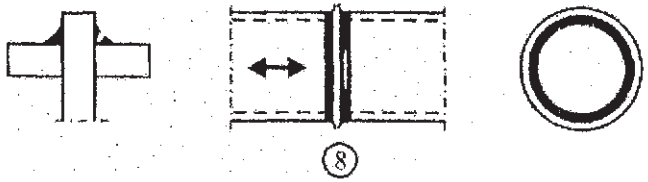
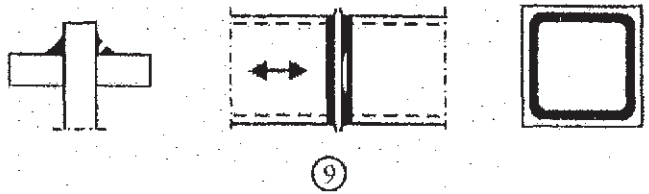
*) t ≤ 12,5 mm

Tabelul M. 6 Secţiuni tubulare*) – (pagina 2 din 3)

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiţii impuse (cerinţe)
71		Elemente secundare sudate de elemente principale : 5) Elementele cu secţiune circulară sau dreptunghiulară prinse cu suduri de colţ fără penetraţie completă de un alt element tubular.	5) Suduri pentru elemente secundare - Lăţimea profilului, *l* paralelă la direcţia de transmitere a eforturilor ≤ 100 mm. - Pentru toate celelalte cazuri vezi tabelul M. 4.
50		6) Secţiuni circulare îmbinate cu flanşă, sudurile cu penetraţie completă.	Detaliile 6) şi 7) - Suduri de rezistenţă (care transmit eforturi unitare). - Cordoane verificate, fără defecte în afara toleranţelor prevăzute în funcţie de clasa de calitate. - dacă t > 8 mm se încadrează într-o categorie cu o clasă superioară.
45		7) Secţiuni dreptunghiulare îmbinate cu flanşă; suduri de colţ cu penetraţie completă.	

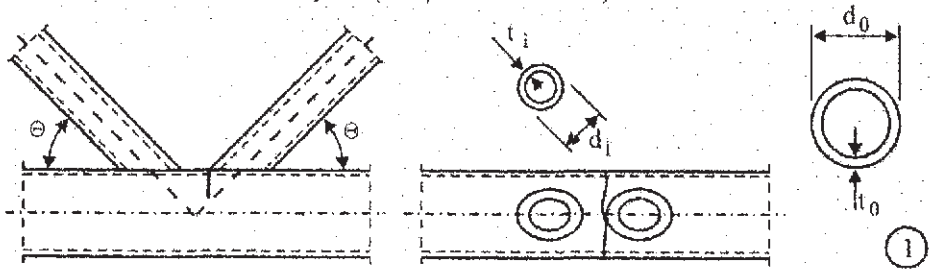
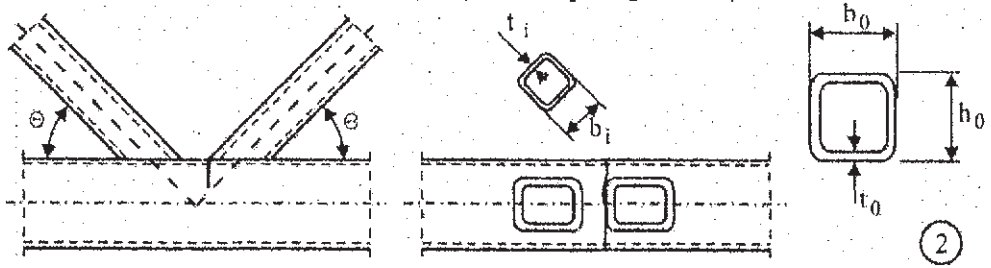
*) t ≤ 12,5 mm

Tabelul M. 6 Secţiuni tubulare[*)] –(pagina 3 din 3)

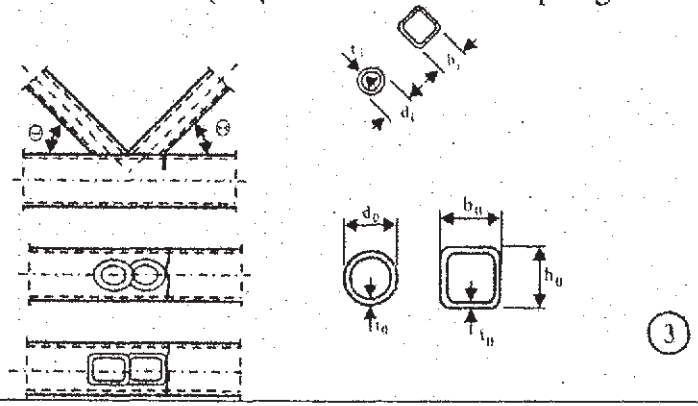
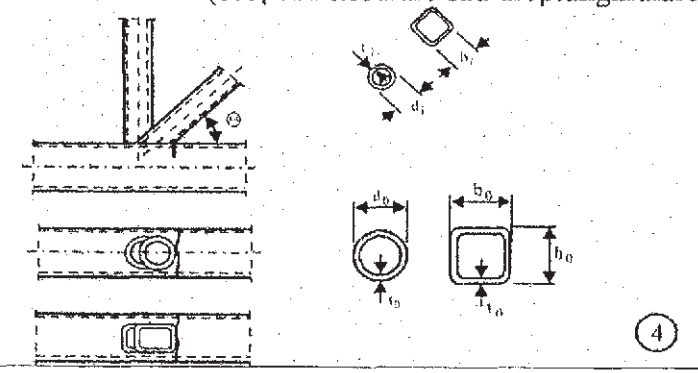
Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiţii impuse (cerinţe)
40	 ⑧	8) Secţiuni circulare îmbinate cu flanşă, suduri de colţ fără penetraţie completă.	Detaliile 8) şi 9) - Suduri de rezistenţă (care transmit eforturi unitare). - Grosimea t a peretelui ≤ 8 mm.
36	 ⑨	9) Secţiuni dreptunghiulare îmbinate cu flanşă; suduri de colţ fără penetraţie completă.	

[*)] $t \leq 12,5$ mm

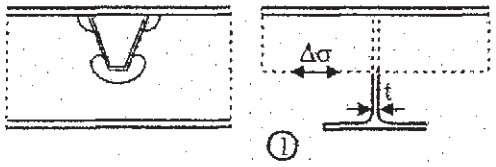
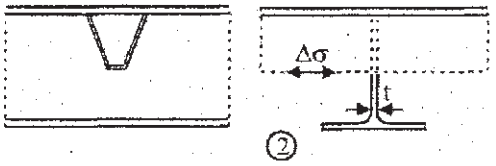
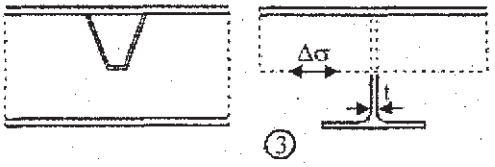
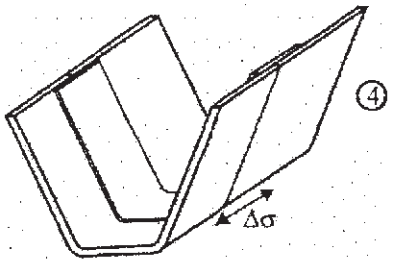
- **Tabelul M7 : Imbinări sudate (noduri) ale barelor cu secţiuni tubulare la grinzi cu zăbrele** (pagina 1 din 2)

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Descriere şi detalii constructive		Condiţii impuse (cerinţe)
90 **[m=5]**	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2.0$	Noduri cu elemente distanţate : (g – distanţa intre elemente ; $e_{i/p}$ – excentricitate pozitivă în planul grinzii) Detaliul 1) : Imbinări în K şi N (secţiuni circulare)  	Detaliile 1) şi 2) : - Se va efectua o verificare separată pentru tălpi si zăbrele ; - Pentru valori intermediare ale lui t_0/t_i se va interpola liniar între valorile grupelor de crestare. - Suduri de colţ permise la zăbrele cu grosimea peretelui $t \leq 8$ mm - $t \leq 12,5$ mm (dacă t>12.5 mm vezi 9.6.3 ENV 1993-1-1) - $35° \leq \theta \leq 50°$ - $b_0/t_0 \leq 25$; $d_0/t_0 \leq 25$ - $0.4 \leq b_i/b_0 \leq 1.0$ - $0.25 \leq d_i/d_0 \leq 1.0$ - $b_0 \leq 200$ mm - $d_0 \leq 300$ mm - $0.5\ h_0 \leq e_{i/p} \leq 0.25\ h_0$ - $0.5\ d_0 \leq e_i/_p \leq 0.25\ d_0$ - $e_{o/p} \leq 0.02 b_0$ sau $\leq d_0$ ($e_{o/p}$ excentricitatea in afara planului grinzii) Detaliul 2): - $0.5(b_0 - b_i) \leq g \leq 1.1(b_0 - b_i)$ şi - $g \leq 2t_0$
45 **[m=5]**	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1.0$		
71 **[m=5]**	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2.0$	Noduri cu elemente distanţate : (g – distanţa intre elemente ; $e_{i/p}$ – excentricitate pozitivă în planul grinzii) Detaliul 2) : Imbinări în K şi N (secţiuni dreptunghiulare)  	
36 **[m=5]**	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1.0$		

Tabelul M7 : Imbinări sudate (noduri) ale barelor cu secţiuni tubulare la grinzi cu zăbrele (pagina 2 din 2)

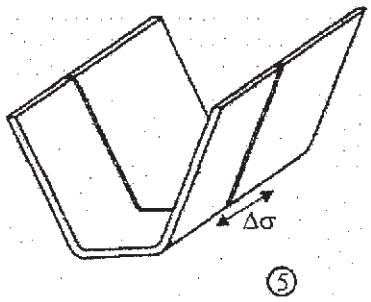
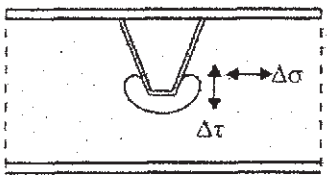
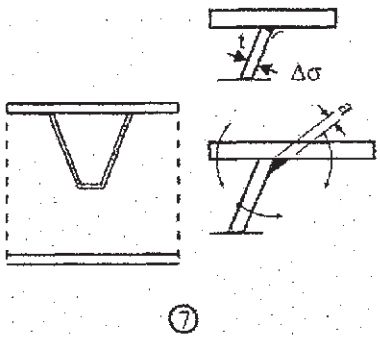
Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)		Descriere şi detalii constructive	Condiţii impuse (cerinţe)
71 **[m=5]**	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1.4$	Noduri cu elemente suprapuse : suprapunere (q/p)x (100 %)$e_{i/p}$, unde : – $e_{i/p}$ excentricitate pozitivă în planul grinzii Detaliul 2) : Imbinări în K (secţiuni circulare sau dreptunghiulare)  ③	Detaliile 3) şi 4) : - 30% < suprapunere ≤ 100%; - Se va efectua o verificare separată pentru tălpi si zăbrele ; - Pentru valori intermediare ale lui t_0/t_i se va interpola liniar între valorile grupelor de crestare. - Suduri de colţ permise la zăbrele cu grosimea peretelui t ≤ 8 mm - t ≤12,5 mm (dacă t >12.5 mm vezi 9.6.3 ENV 1993-1-1) - 35° ≤ θ ≤ 50° - $b_0/t_0 \leq 25$; $d_0/t_0 \leq 25$ - $0.4 \leq b_i/b_0 \leq 1.0$ şi - $0.25 \leq d_i/d_0 \leq 1.0$ - $b_0 \leq 200$ mm - $d_0 \leq 300$ mm - $0.5\ h_0 \leq e_{i/p} \leq 0.25\ h_0$ - $0.5\ d_0 \leq e_{i/p} \leq 0.25\ d_0$ - $e_{o/p} \leq 0.02 b_0$ sau $\leq d_0$ ($e_{o/p}$ excentricitatea in afara planului grinzii)
56 **[m=5]**	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1.0$		
71 **[m=5]**	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1.4$	Noduri cu elemente suprapuse : suprapunere (q/p)x (100 %)$e_{i/p}$, unde : – $e_{i/p}$ excentricitate negativă în planul grinzii Detaliul 2) : Imbinări în N (secţiuni circulare sau dreptunghiulare)  ④	
50 **[m=5]**	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1.0$		

Tabelul M. 8 Detalii pentru platelaje ortotrope pentru poduri cu nervuri longitudinale închise – (pagina 1 din 2).

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive	Descriere	Condiții impuse (cerințe)
80 **71**	t ≤ 12 mm t > 12 mm		1) Nervuri longitudinale continui cu degajări suplimentare în antretoaze	1) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din încovoiere, Δσ, în nervură.
80 **71**	t ≤ 12 mm t > 12 mm		2) Nervuri longitudinale continui fără degajări suplimentare în antretoaze	2) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din încovoiere, Δσ, în nervură.
36		3) Nervuri longitudinale separate, fixate de fiecare parte a antretoazelor	3) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din încovoiere, Δσ, în nervură. (A nu se folosi la poduri feroviare).
71		4) Imbinări sudate cap la cap pentru nervuri, cu penetrație completă și cu plăcuțe support din oțel*).	4) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din încovoiere, Δσ, în nervură.

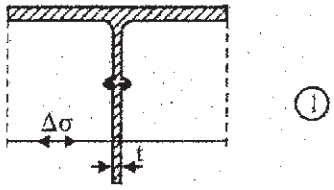
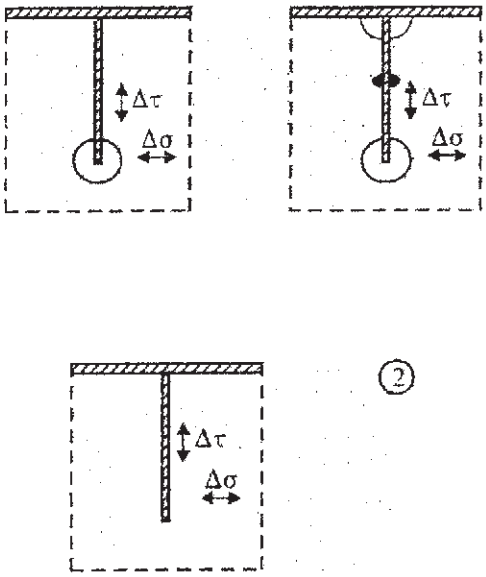
*) Nu se va folosi sudura cap la cap dintr-o singură parte pentru poduri de cale ferată

Tabelul M. 8 Detalii pentru platelaje ortotrope pentru poduri cu nervuri longitudinale închise – (pagina 2 din 2).

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive		Descriere	Condiții impuse (cerințe)
112	Vezi tabelul M. 3, detaliul 1), 2), 3).	 ⑤	5) Sudură cap la cap cu penetrație completă sudată din ambele părți*) fără plăcuță suport.	5) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din încovoiere, Δσ, în nervură.
90	Vezi tabelul M. 3, detaliul 1), 4), 5).			
80	Vezi tabelul M. 3, detaliul 6), 7).			
36	 ⑥		6) Imbinarea nervurii longitudinale continue cu antretoaza.	6) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din forfecare, Δτ, combinat cu ecartul de eforturi unitare din încovoiere, Δσ, în inimă, considerând un ecart de eforturi unitare echivalent: $\Delta\sigma_{eq} = [\Delta\sigma^2 + \Delta\tau^2]^{0,5}$
71	Vezi tabelul M. 5, detaliul 10).	 ⑦	7) Imbinare între tola platelajului şi nervurile trapezoidale sau cu secțiunea în V.	7) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din încovoiere, Δσ, în sudură datorită încovoierii transversale.
50	Vezi tabelul M. 5, detaliul 11).			

* Nu se va folosi sudura cap la cap dintr-o singură parte pentru poduri de cale ferată

Tabelul M. 9 Detalii pentru platelaje ortotrope pentru poduri cu nervuri longitudinale deschise

Grupa de crestare (Categoria detaliului constructiv)	Detalii constructive		Descriere	Condiții impuse (cerințe)
80	$t \leq 12$ mm		1) Imbinările nervurilor longitudinale continui cu antretoazele.	1) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din încovoiere, $\Delta\sigma$, în nervură.
71	$t > 12$ mm			
36			2) Imbinările nervurilor longitudinale continui cu antretoaze continui.	2) Verificarea bazată pe ecartul de eforturi unitare din forfecare, $\Delta\tau$, combinat cu ecartul de eforturi unitare din încovoiere, $\Delta\sigma$, în inima antretoazei, considerând un ecart de eforturi unitare echivalent: $\Delta\sigma_{eq} = [\Delta\sigma^2 + \Delta\tau^2]^{0,5}$

EDITOR: PARLAMENTUL ROMÂNIEI — CAMERA DEPUTAȚILOR

Regia Autonomă „Monitorul Oficial“, Str. Parcului nr. 65, sectorul 1, București,
IBAN: RO75RNCB5101000000120001 Banca Comercială Română — S.A. — Sucursala „Unirea“ București
și IBAN: RO12TREZ7005069XXX000531 Direcția de Trezorerie și Contabilitate Publică a Municipiului București
(alocat numai persoanelor juridice bugetare)
Tel. 318.51.29/150, fax 318.51.15, E-mail: marketing@ramo.ro, Internet: www.monitoruloficial.ro
Adresa pentru publicitate: Centrul pentru relații cu publicul, București, șos. Panduri nr. 1,
bloc P33, parter, sectorul 5, tel. 411.58.33 și 410.47.30, tel./fax 410.77.36 și 410.47.23
Tiparul: Regia Autonomă „Monitorul Oficial“

Monitorul Oficial al României, Partea I, nr. 554 bis/29.VI.2005 conține 492 de pagini. Prețul: 885.600 lei vechi/88,56 lei noi **ISSN** 1453—4495

Acest număr al Monitorului Oficial al României a fost tipărit în afara abonamentului.