

## COD PENTRU PROIECTAREA PODURILOR DE CALE FERATĂ. ACȚIUNI

INDICATIV CR 1-2.1—2005

### 1. Generalități

#### 1.1 Obiect și domeniu de aplicare

- (1) Prezentul cod se referă la determinarea valorii acțiunilor care trebuie luate în considerare la proiectarea podurilor de cale ferată metalice, de beton, de beton armat, de beton precomprimat, de zidărie sau de lemn.
- (2) Prevederile prezentului cod sunt valabile și pentru podurile combinate, în ceea ce privește partea de cale ferată. Pentru partea de șosea se vor lua ca referință prevederile cuprinse în STAS 1545 – 89 și SR EN 1991-2:2004.
- (3) Pentru podurile importante, pentru cele care prezintă un caracter constructiv neobișnuit, precum și pentru podurile cu destinație specială (poduri mobile, poduri demontabile etc.), se pot elabora caiete de sarcini în concordanță cu prezentul cod, care se vor aplica cu acordul tuturor autorităților relevante.
- (4) Greutățile tehnice ale materialelor din care sunt alcătuite elementele de construcție se iau având ca referință STAS 10101/1 – 78 și din SR EN 1991-1-1:2004.
- (5) Clasificările și grupările acțiunilor precum și coeficienții de încărcare și grupare ai acestora sunt luate având ca referință STAS 10101/OB – 87.

#### 1.2 Documente normative de referință

- (1) Codul cuprinde prin referințe, prevederi ale următoarelor documente:
- a) Reglementări tehnice:
- *“Cod pentru proiectarea podurilor de cale ferată. Convoaie tip.”*  
Indicativ CR1-2.2-2005
- b) Standarde:
- STAS 1489-78 Poduri de cale ferată. Acțiuni
  - STAS 1545-89 Poduri pentru străzi și șosele; pasarele. Acțiuni
  - SR 1991:1997 Poduri metalice de cale ferată. Prescripții de proiectare
  - STAS 3300/1-85 Teren de fundare. Principii generale de calcul
  - STAS 3300/2-85 Teren de fundare. Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe
  - STAS 10101/OB-78 Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru podurile de cale ferată și șosea
  - STAS 10101/1-78 Acțiuni în construcții. Greutăți tehnice și încărcări permanente
  - STAS 10101/21-92 Acțiuni în construcții. Încărcări din zăpadă
  - STAS 10111/2-87 Poduri de cale ferată și șosea. Suprastructuri din beton, beton armat și beton precomprimat. Prescripții de proiectare
  - SR 11100-1:93 Zonare seismică. Macrozonarea teritoriului României
  - SR EN 1990:2004 Eurocod: Bazele proiectării structurilor
  - SR EN 1991-1-1:2004 Eurocodul 1 Acțiuni asupra structurilor Partea 1-1 Acțiuni generale – Greutăți specifice, greutatea propriei, încărcări utile pentru clădiri
  - SR EN 1991-2:2004 Eurocodul 1 Acțiuni asupra structurilor Partea 2: Acțiuni din trafic la poduri
  - EN 1991-1-6:2005 Eurocodul 1 Partea 1-6 Acțiuni asupra structurilor – Acțiuni în timpul execuției

\*) Anexa este reprodusă în facsimil.

- prEN 1991-1-7 Eurocodul 1 Partea 1-7 Acțiuni asupra structurilor – Acțiuni accidentale datorate impactului și exploziilor

### 1.3 Distincția dintre principii și reguli de aplicare

- (1) În funcție de caracterul prevederilor fiecărui articol, în acest cod se face distincție între principii și reguli.
- (2) Principiile cuprind:
  - afirmații și definiții pentru care nu există alternativă;
  - cerințe și modele analitice (de calcul) pentru care nu se admite alternativă decât în cazul în care se menționează în mod special.
- (3) În textul codului, principiile sunt identificate cu litera P care urmează numărului articolului.
- (4) Regulile de aplicare sunt în general reguli recunoscute care respectă principiile și satisfac cerințele acestora.
- (5) Se permite utilizarea unor reguli de proiectare alternative, dacă acestea sunt cel puțin echivalente în ceea ce privește siguranța, exploatarea și durabilitatea structurii care s-ar obține utilizând prevederile prezentului.
- (6) În acest cod, regulile de aplicare sunt identificate numai cu numărul articolului.

### 1.4 Simboluri

În acest cod se utilizează simbolurile următoare.

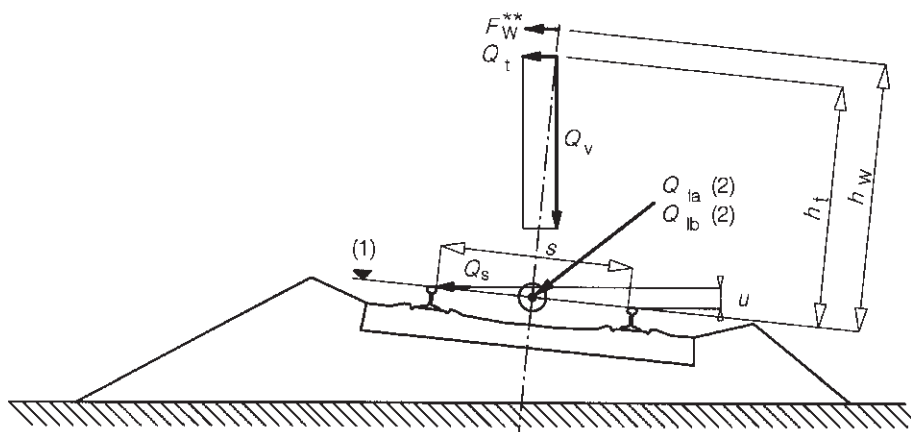


Figura 1.1 – Simboluri și dimensiuni specifice căii ferate

#### Litere latine mari

- $A_{(L/2)}$   $G_{(2)}$  Agresivitatea (a se vedea ecuațiile E.4 și E.5)  
 $D$  Lungimea vehiculului  
 $D_{IC}$  Lungimea intermediară a trenurilor reale cu o singură osie la fiecare vagon  
 $E_{cm}$  Modulul de elasticitate al betonului cu densitate normală  
 $F_L$  Reacțiunea longitudinală totală

$F_{Qk}$	Forța longitudinală caracteristică pe fiecare cale, la aparatul de reazem fix, datorată deformației tablierului
$F_{Tk}$	Forța longitudinală la aparatul de reazem fix, datorată răspunsului combinat al căii și structurii la variații de temperatură
$F_w^{***}$	Forța din vânt compatibilă cu traficul feroviar
$F_{li}$	Reacțiune longitudinală individuală datorată acțiunii $i$
$G$	Greutatea proprie (în general)
$H$	Distanța (pe verticală) dintre axa de rotație a aparatului fix și nivelul superior al elementelor care susțin calea (sub balastul pe care este amenajată calea)
$K$	Rigiditatea longitudinală totală a infrastructurii (reazemelor)
$K_2$	Rigiditatea longitudinală a reazemelor pe o cale pe metru, 2E3 kN/m
$K_5$	Rigiditatea longitudinală a reazemelor pe o cale pe metru, 5E3 kN/m
$K_{20}$	Rigiditatea longitudinală a reazemelor pe o cale pe metru, 20E3 kN/m
$L$	Lungime (în general)
$L_T$	Lungimea dilatației
$L_{TP}$	Lungimea dilatației maxime admise
$L_f$	Lungimea liniei de influență încărcate pentru cale în curbă
$L_i$	Lungimea liniei de influență
$L_\Phi$	Lungimea “determinantă” (asociată cu $\Phi$ )
$M$	Numărul forțelor concentrate unui tren
$N$	Numărul vagoanelor care se repetă regulat sau al vehiculelor care circulă regulat, sau numărul osiilor, sau numărul forțelor concentrate egale
$P$	Forță concentrată Încărcare (osie) unică
$Q$	Forță concentrată sau acțiune variabilă (în general)
$Q_{Ald}$	Forță concentrată pentru încărcarea din deraierea vehiculelor
$Q_h$	Forță orizontală (în general)
$Q_k$	Valoarea caracteristică a forței concentrate sau a acțiunii variabile (de exemplu valoarea caracteristică a încărcării verticale a pentru trotuare de serviciu)
$Q_{lak}$	Valoarea caracteristică a forței de tracțiune
$Q_{lbk}$	Valoarea caracteristică a forței de frânare
$Q_r$	Acțiunea traficului feroviar (în general, de exemplu, rezultanta forțelor centrifuge și a acțiunii vântului)
$Q_{sk}$	Valoarea caracteristică a forței de șerpuire
$Q_{sk}$	Valoarea caracteristică a forței centrifuge
$Q_v$	Încărcarea verticală pe osie
$Q_{vi}$	Încărcarea verticală pe roată
$Q_{vk}$	Valoarea caracteristică a încărcării verticale (încărcare concentrată)
$\Delta T$	Variația temperaturii
$\Delta T_D$	Variația temperaturii tablierului la nivelul căii
$\Delta T_N$	Variația temperaturii
$\Delta T_R$	Variația temperaturii în șină
$V$	Viteza în km/h Viteza maximă pe interval, în km/h
$X_i$	Lungimea sub-trenului alcătuit din $i$ osii

#### Litere latine mici

- a Distanța dintre reazemele șinelor, lungimea încărcărilor distribuite (la convoaiele de calcul SW/0 și SW/2)
- $a_g$  Distanța pe orizontală până la centru căii

$a'_{og}$	Distanța echivalentă pe orizontală până la centru căii
$b$	Lungimea pe care se distribuie încărcarea pe roată prin șină și balast
$c$	Spațiu cuprins între încărcările uniform distribuite (convoaiele SW/0 și SW/2)
$d$	Distanța regulată dintre osii Distanța dintre osii la un boghiu Distanța dintre forțele concentrate care alcătuiesc convoiul de calcul HSLM-B
$d_{BA}$	Distanța dintre osii la un boghiu
$d_{BS}$	Distanța dintre centrele unor boghiuri adiacente
$e$	Excentricitatea încărcărilor verticale, excentricitatea rezultantei (față de planul de referință)
$e_c$	Distanța dintre osii adiacente ale unui set obișnuit de două trenuri
$f$	Factorul de reducere pentru forța centrifugă
$f_{ck}, f_{ck, cube}$	Rezistența betonului la compresiune pe cilindru/cub
$g$	Accelerația gravitațională
$h$	Înălțime (general) Înălțimea straturilor cuprinse între fața superioară a elementelor care susțin calea și fața superioară a traversei
$h_g$	Distanța pe verticală de la nivelul suprafeței de rulare până la fața interioară a structurii deasupra căii
$h_t$	Distanța pe verticală de la forța centrifugă până la suprafața de rulare
$h_w$	Distanța pe verticală de la forța vântului până la suprafața de rulare
$k$	Forța longitudinală de lunecare a căii
$k_1$	Coefficient în funcție de forma aerodinamică a trenurilor
$k_2$	Factor care multiplică efectele aerodinamice produse pe suprafețe verticale paralele căii ferate
$k_3$	Factor de reducere a efectelor aerodinamice produse pe suprafețe orizontale simple adiacente căii ferate
$k_4$	Factor care multiplică efectele aerodinamice produse pe suprafețe incluzând ecartamentul căii ferate (acțiuni orizontale)
$k_5$	Factor care multiplică efectele aerodinamice produse pe suprafețe incluzând ecartamentul căii ferate (acțiuni verticale)
$k_{20}$	Rezistența plastică longitudinală a căii, 20 kN pe metru de cale
$k_{40}$	Rezistența plastică longitudinală a căii, 40 kN pe metru de cale
$k_{60}$	Rezistența plastică longitudinală a căii, 60 kN pe metru de cale
$n_0$	Prima frecvență proprie la încovoire a structurii neîncărcate
$n_T$	Prima frecvență proprie la torsiune a structurii
$q_{A1d}, q_{A2d}$	Forță distribuită pentru încărcarea din deraierea vehiculelor
$q_{fk}$	Valoarea caracteristică a forței distribuite verticale la trotuare de serviciu (încărcarea uniform distribuită)
$q_{ik}$	Valoarea caracteristică a încărcării distribuite echivalente aerodinamice
$q_{lak}$	Valoarea caracteristică a forței distribuite de tracțiune
$q_{lbk}$	Valoarea caracteristică a forței distribuite de frânare
$q_{tk}$	Valoarea caracteristică a forței centrifuge distribuite
$q_{v1}, q_{v2}$	Încărcarea verticală (încărcare uniform distribuită)
$q_{vk}$	Valoarea caracteristică a încărcărilor verticale (încărcări uniform distribuite)
$r$	Raza curbei (cale în curbă) Distanța între roți în sens transversal
$s$	Ecartament
$u$	Supraînălțare, distanța relativă pe verticală între nivelele superioare ale șinelor
$v$	Viteza nominală maximă în m/s Viteza maximă admisă a trenurilor în m/s Viteza în m/s

$v_{DS}$	Viteza de proiectare maximă în m/s
$v_i$	Viteza de rezonanță în m/s
$y_{din}, y_{stat}$	Răspunsul dinamic maxim și răspunsul static maxim corespunzător în orice punct al structurii

### Litere grecești mari

$\Theta$	Rotirea capătului structurii (general)
$\Phi(\Phi_2, \Phi_3)$	Coefficient dinamic pentru convoaiele de calcul LM 71, SW/0 și SW/2

### Litere grecești mici

$\alpha$	Factor pentru clasificarea încărcărilor Coefficienț al vitezei Coefficienț de dilatație liniară termică
$\beta$	Raportul dintre distanța de la axa neutră la suprafața elementelor care susțin calea și înălțimea structurii H
$\delta$	Deformație (în general) Deplasare verticală (săgeata)
$\delta_0$	Deplasare la mijlocul deschiderii din încărcări permanente
$\delta_B$	Deplasare relativă longitudinală a capătului tablierului datorită tracțiunii și frânării
$\delta_H$	Deplasare relativă longitudinală a capătului tablierului datorită deformației tablierului
$\delta_h$	Deplasare orizontală Deplasare orizontală datorită deplasării longitudinale a fundațiilor infrastructurii
$\delta_p$	Deplasare orizontală datorită deformației longitudinale a infrastructurilor
$\delta_V$	Deplasare verticală relativă la capătul tablierului
$\delta_\varphi$	Deplasare orizontală datorită rotației longitudinale a fundațiilor
$\gamma_{Ff}$	Coefficient parțial de siguranță pentru încărcările pentru oboseală
$\gamma_{Mf}$	Coefficient parțial de siguranță pentru rezistența la oboseală
$\varphi, \varphi', \varphi''$	Coefficient de amplificare dinamică al efectelor statice produse de trenurile reale
$\varphi'_{din}$	Coefficient de amplificare dinamică al efectelor statice produse de trenurile reale obținut printr-o analiză dinamică
$\kappa$	Coefficient în funcție de raportul rigidităților unei culei și a pilelor
$\lambda$	Factor de echivalare a vătămarilor de oboseală Lungimea de undă a excitației
$\lambda_C$	Lungimea de undă critică a excitației
$\lambda_i$	Lungimea de undă principală a excitației
$\lambda_v$	Lungimea de undă a excitației corespunzătoare vitezei maxime de proiectare
$\rho$	Densitate
$\sigma$	Efort
$\sigma_A, \sigma_B, \sigma_M$	Eforturi pe suprafața elementelor de rezistență care susțin calea din acțiunea traficului feroviar
$\Delta\sigma_{71}$	Ecart de efort produs de convoiul de calcul LM 71 (și unde este necesar convoiul de calcul SW/0)
$\Delta\sigma_C$	Valoarea de referință a rezistenței la oboseală
$\xi$	Factor de reducere pentru determinarea forțelor longitudinale în aparatele de reazem fixe al unui pod cu un singur tablier datorită tracțiunii și frânării
$\zeta$	Limita inferioară a coeficientului de amortizare critică (%) sau raportul amortizării
$\zeta_{TOTAL}$	Amortizarea totală (%)
$\Delta\zeta$	Amortizare adițională (%)

## 2. Acțiuni permanente

### 2.1 Greutatea căii

- (1) Greutatea elementelor căii cuprinde: greutatea șinelor, a materialului mărunț de cale, a contrașinelor (inclusiv scaunele lor de prindere), a tablei striate, a traverselor, a balastului (în cazul în care calea este pe balast), a podinei de trotuar și a elementelor ei de prindere, a șapelor și a betoanelor de egalizare sau de pantă (în cazul când există).
- (2) Greutatea căii se calculează ținând seama de greutatețile tehnice ale elementelor din care este alcătuită.
- (3) La podurile metalice la care calea este așezată direct pe elementele structurii de rezistență fără pat de balast dar cu traverse de lemn, greutatea căii se ia din tabelul 2.1, corespunzător convoaielor de calcul (tip) prevăzute în *“Cod pentru proiectarea podurilor de cale ferată. Convoaie tip”* indicativ CR1-2.2-2005.

**Tabelul 2.1**

Convoaie tip	Greutatea căii kN/m
LM 71 (linii cu ecartament normal sau lărgit)	9,00
0,513 LM 71 (linii cu ecartament îngust)	5,00

- (4) La podurile metalice cu grinzi gemene având șinele așezate pe longrine de lemn, fără contrașine, greutatea căii se consideră de 5000 N/m.
- (5) La grinzile cu zăbrele, greutatea căii se consideră aplicată la nodurile tălpii, la nivelul căreia este amplasată. La aceleași noduri se consideră și greutatețile grinzilor căii și ale elementelor de trotuar și parapet.
- (6) Greutatea căii se consideră uniform distribuită în lungul podului.

### 2.2 Greutatea structurii de rezistență

- (1) Greutatea structurii de rezistență se evaluează la elaborarea proiectului în mod aproximativ, în comparație cu structuri similare existente sau cu ajutorul a diferite formule sau tabele, funcție de caracteristicile podului.
- (2) Greutatea proprie a structurii de rezistență se consideră în calcul, în conformitate cu variația reală a dimensiunilor secțiunilor, luată având ca referință SR 1911:1997 și STAS 10111/2 – 87.



- pentru poduri în curbă,

valorile coeficientului  $K_1 = K_2$  se iau în funcție de raza curbei pe pod, din tabelul 2.4;

**Tabelul 2.4**

R, în m	$K_2$
$R \leq 1100$	1,10
$1100 < R \leq 2500$	1,05
$2500 < R \leq 4000$	1,02
$R > 4000$	1,00

- pentru poduri oblice,

valorile coeficientului  $K_1 = K_3$  sunt date în tabelul 2.5;

**Tabelul 2.5**

Alcătuirea podului și poziția căii	Oblicitatea	$K_3$
Grinzi cu inimă plină, cale sus Grinzi gemene	Orice oblicitate	1,03
Grinzi cu inimă plină, cale jos. Grinzi cu zăbrele	$\alpha \geq 60^0$	1,05
	$45^0 < \alpha < 60^0$	1,07
	$\alpha \leq 45^0$	1,10

- pentru grinzi cu inimă plină cu perete dublu, se ia:

$$K_1 = K_4 = 1,20$$

- pentru grinzi cu zăbrele având montanți suplimentari la toate nodurile se ia:

$$K_1 = K_5 = 1,04$$

- pentru poduri de cale ferată dublă se ia:

$$K_1 = K_6 = 1,95$$

- pentru poduri cu grinzi continue se ia:

$$K_1 = K_7 = 0,90$$

- pentru poduri sudate, executate din OL 37, valorile  $K_1 = K_8$  se iau din tabelul 2.6.

**Tabelul 2.6**

Alcătuirea podului	$K_8$
Grinzi cu inimă plină, cale sus sau jos, având contravântuiri nituite	0,85
Grinzi cu zăbrele nituite, iar grinzile căii sudate	0,95
Grinzi cu zăbrele, integral sudate inclusiv grinzile căii, prinderi și joante nituite	0,90

(5) Pentru un pod care are mai multe din caracteristicile de mai sus, coeficientul K de modificare a greutatei obținute cu formulele din tabelul 2.2 este egal cu produsul coeficienților  $K_i$  corespunzători fiecărei caracteristici.

(6) Greutatea trotuarelor pentru circulație se ia în calcul separat.



- (7) Greutatea podurilor confecționate din alte oțeluri decât OL 37 sau cu alcătuire deosebită trebuie evaluată prin alte metode.
- (8) După întocmirea proiectului, dacă greutatea structurii de rezistență rezultată din calcul depășește cu mai mult de 3% greutatea avută în vedere inițial, se verifică elementele cele mai solicitate, luând în considerare greutatea reală.
- (9) Pentru fazele de montaj se ține seama de repartiția reală a încărcărilor, inclusiv a instalațiilor de montaj care acționează construcția în faza respectivă.
- (10) Momentul  $M_{gz}$  din încărcarea permanentă uniform distribuită pentru diferite secțiuni  $x$  ale grinzii simplu rezemate poate fi stabilit cu relația:

$$M_{gx} = 4 \left( \frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right) M_{g \max} \quad (2.1)$$

în care:

$L$  – deschiderea grinzii;

$x$  – distanța de la reazem, a secțiunii în care se calculează  $M_{gx}$ ;

$M_{g \max}$  – momentul maxim, în mijlocul deschiderii, datorită încărcării permanente.

### 2.3 Împingerea pământului

- (1) Împingerea pământului se calculează ținând – se seama de caracteristicile fizico – mecanice ale pământului. Aceste caracteristici se stabilesc prin încercări, în laboratoare geotehnice.
- (2) Valorile normate ale caracteristicilor geotehnice reprezintă valori medii de referință sau în cazul construcțiilor importante ca încărcări și dimensiuni, valori rezultate dintr-un calcul static mai detaliat pe baza unui număr mare de încercări.
- (3) Valorile de calcul ce se utilizează la stările limită ultime ale caracteristicilor geotehnice (valorile limită) se determină multiplicând valorile normate respective cu coeficienții  $K_0$  care țin seama de variabilitatea rezultatelor obținute la încercări.
- (4) În calculele efectuate la stările limită ale exploatării normale se folosesc valorile de exploatare ale caracteristicilor geotehnice, care sunt egale cu valorile normate.
- (5) Stabilirea valorilor normate limită ale caracteristicilor geotehnice, se face având ca referință STAS 3300/1 – 85 anexa A;
- (6) În lipsa caracteristicilor geotehnice determinate ca mai sus, pentru ramblee de orice înălțime, alcătuite din pământuri necoezive, sau pentru ramblee cu înălțimi de maximum 4m executate din pământuri slab coezive (argile nisipoase, prafuri nisipoase, nisipuri argiloase etc.), se pot admite următoarele caracteristici geotehnice, normate, necesare calculului împingerii pământului:

- unghiul de frecare internă :  $\Phi = 33^0$
- greutatea volumică a pământului cu umiditate obișnuită :  $18 \text{ kN/ m}^3$  ;
- unghiul de frecare dintre pământ și zidărie :  $\delta = 2/3 \Phi = 22^0$

(7) Pentru caracteristicile geotehnice ale pământurilor din straturile naturale, pe baza fișelor de foraje executate și în lipsa datelor stabilite prin încercări de laborator, se pot adopta valorile normate din tabelul 2.7a în cazul pământurilor necoezive sau din tabelul 2.7b în cazul pământurilor coezive.

(8) Valorile limită ale unghiului de frecare internă, care țin seama de variabilitatea caracteristicii respective, se stabilesc conform pct. 2.3(12) iar valorile limită ale greutateților volumice ale pământului se stabilesc prin multiplicarea valorilor normate cu coeficienții de încărcare luați ca referință prevederile cuprinse în STAS 10101/OB – 87 tabelul 1.

(9) Valorile din tabelele 2.7a și 2.7b se pot folosi pentru podețe, poduri mici și mijlocii cu fundații directe, cu adâncimi maxime de 5m; la podurile cu fundații de mare adâncime și la podurile mari aceste valori se pot folosi numai pentru calcule aproximative sau în anteproiecte.

**Tabelul 2.7a**

Nr. Crt.	Denumirea pământurilor	Gradul de îndesare	Gradul de uniformitate	Caracteristicile pământurilor necoezive			
				Greutatea volumică kN/m <sup>3</sup>			Unghiul de frecare internă grade
				Deasupra apei		Sub apă	
				Cu umiditate naturală	saturat		
		$I_D$	$U$	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\gamma'$	$\Phi$
1	Pietriș. bolovăniș, cu părți reduse de nisip în strat de grosime redusă	$>0,15 \leq 0,30$		17,0	19,0	9,0	$32^{\circ}30'$
2		$>0,30 \leq 0,50$		18,0	20,0	10,0	$35^{\circ}$
3		$>0,30 \leq 0,75$		19,0	21,0	11,0	$37^{\circ}30'$
4	Nisip, nisip puțin prăfos, cu pietriș în strat de grosime redusă	$>0,15 \leq 0,30$	$\leq 6$	17,0	19,0	9,0	$30^{\circ}$
5		$>0,30 \leq 0,50$		18,0	20,0	10,0	$32^{\circ}30'$
6		$>0,30 \leq 0,75$		19,0	21,0	11,0	$35^{\circ}$
7	Nisip, pietriș cu nisip, pietriș puțin pufos în strat gros sau straturi care alternează	$>0,15 \leq 0,30$	$>6 \leq 15$	18,0	20,0	10,0	$30^{\circ}$
8		$>0,30 \leq 0,50$		19,0	21,0	11,0	$32^{\circ}30'$
9		$>0,30 \leq 0,75$		20,0	22,0	12,0	$35^{\circ}$
10	Nisip, nisip puțin prăfos, nisip cu pietriș în strat de grosime redusă	$>0,15 \leq 0,30$	$> 15$	18,0	20,0	10,0	$30^{\circ}$
11		$>0,30 \leq 0,50$		20,0	22,0	12,0	$32^{\circ}30'$
12		$>0,30 \leq 0,75$		22,0	24,0	14,0	$35^{\circ}$

(10) **OBSERVAȚII:**

1. Valorile din tabelul 2.7a se pot aplica și pentru umpluturi. În cazul terenurilor compacte gradul de îndesare  $I_D$  care se ia în considerare în vederea stabilirii caracteristicilor geotehnice, va fi confirmat prin studii de teren.

2. În lipsa unor studii care să precizeze valoarea lui  $I_D$ , valorile calculate se vor considera astfel:

- în calculele de verificare a stabilității la lunecare sau răsturnare, se vor lua valorile corespunzătoare pentru  $I_D = 0,15 \dots 0,30$ , iar valorile greutateților volumice se vor reduce cu  $2 \text{ kN/m}^3$  în cazul terenurilor cu umiditate naturală și cu  $1 \text{ kN/m}^3$  în cazul terenurilor saturate sau imersate;
- în calculele de evaluare a încărcărilor din greutatea proprie a terenurilor, se vor lua valorile corespunzătoare pentru  $I_D = 0,30 \dots 0,50$ .

3. În cazul terenurilor la care granulele sunt dominante, valorile de calcul ale unghiului de frecare internă  $\Phi'$  se pot majora cu  $2^{\circ}30'$ .

**Tabelul 2.7b**

Nr. crt.	Denumirea pământurilor	Limitele de plasticitate	Indice de consistență	Caracteristicile pământurilor coezive				
				Greutatea volumică kN/m <sup>3</sup>			Coeziunea kN/m <sup>3</sup>	
				Deasupra apei	sub apă	Unghiul de frecare internă	efectivă	aparentă
$I_D$	$U$	$\gamma$	$\gamma'$	$\Phi$				
1	Pământuri coezive cu caracteristici plastice pronunțate	>50	Plastic consistent >0,50... ≤ 0,75	18,0	8,0	17°30	0	15
2			Plastic vârtos >0,75... ≤ 1,0	19,0	9,0	17°30	10	35
3			Tare >1,0	20,0	10,0	11,0	25	75
4	Pământuri coezive cu caracteristici plastice medii	≤50 >35	>0,50... ≤ 0,75	19,0	9,0	22°30	0	5
5			>0,75... ≤ 1,0	19,5	9,5	22°30	5	25
6			>1,0	20,5	10,5	22°30	10	60
7	Nisip, pietriș cu nisip, pietriș puțin pufos în strat gros sau straturi care alternează	≤ 35	>0,50... ≤ 0,75	18,0	20,5	27°30	0	0
8			>0,75... ≤ 1,0	19,0	20,5	27°30	2	15
9			>1,0	20,0	21,0	27°30	5	40
10	Argilă sau praf de natură organică	-	>0,50... ≤ 0,75	14,0	4,0	15°	0	10
11			>0,75... ≤ 1,0	17,0	7,0	15°	0	20
12	Turbă neconsolidată	-	-	11,0	1,0	15°	2	10
13	Turbă puțin neconsolidată	-	-	13,0	3,0	15°	5	20

**(11) OBSERVAȚII:**

1. Valorile din tabelul 2.7b sunt valabile pentru terenuri coezive naturale consolidate. În cazul umpluturilor se va considera  $c'=0$  iar valorile pentru  $\gamma$ ,  $\gamma'$  și  $\Phi$  rămân valabile numai în condiții de compactare și asigurare de 95% din valoarea Proctor;

2. În calculele de verificare a stabilității la lunecare sau răsturnare, valorile greutății volumice din tabelul 2.7b se vor reduce cu:

- 2 kN/m<sup>3</sup> pentru terenuri situate deasupra apei;
- 1 kN/m<sup>3</sup> pentru terenuri situate sub nivelul apei.

3. Coeziunea poate fi considerată în calcule numai în cazul terenurilor coezive pentru care există siguranța unei comportări corespunzătoare constante a lor în contact cu apa sau cu alți agenți.

În cazul umpluturilor realizate din terenuri argiloase, coeziunea se va considera în calcule numai pe baza unei cercetări speciale în acest scop.

4. În cazul terenurilor stratificate constituite din materiale coezive sau necoezive sau în cazul terenurilor stratificate din materiale coezive de diferite caracteristici, când nu se dispune de studii de teren, se vor considera valorile caracteristicilor geotehnice ale terenului celui mai slab.

5. În cazul terenurilor coezive se impune analiza posibilității apariției presiunii apei în pori. Dacă nu se dispune de cercetări în acest scop, calculele se vor efectua atât cu valorile în stare de neconsolidare ( $\Phi_v$ ,  $c_u$ ) cât și pentru valorile în stare finală consolidată ( $\Phi'$ ,  $c'$ ).

(12) În lipsa încercărilor de laborator prin care să se stabilească coeficientul de variabilitate  $K_0$  (vezi pct 2.3(3)) în calculele la stările limită ultime se admite o variație maximă a unghiului de frecare internă  $\Delta\Phi'=\pm 5^\circ$ , după cum este mai defavorabil; valori mai mari se vor adopta la pământuri coezive.

(13) La pilele și culeile podurilor nu se ține seama de împingerea pasivă a pământului dacă fundațiile lor au o adâncime de încastrare mai mică de 5 m; adâncimea de încastrare se consideră de la nivelul cel mai coborât al fundului albiei (după afuiere). La aripi, la zidurile de sprijin și la blocurile de ancorare ale acestora, este admisă luarea în considerare a împingerii pasive la adâncimi mai mici de 5 m, numai la verificarea stabilității la alunecare, în măsura în care deplasările acestora nu au consecințe defavorabile asupra exploatării.

(14) La elementele de construcții (culei, ziduri de sprijin etc) prevăzute cu drenuri așezate pe console, se consideră că împingerea pământului acționează în planul de separație dintre pământ și dren, pe înălțimea consolei și a drenului. Dacă drenul nu este rezemat pe consolă, se poate considera că împingerea pământului acționează în planul de separație dintre teren și dren, numai dacă drenul are înălțimea elementului care preia împingerea, sau dacă talpa blocului de fundație a elementului este cu cel mult 1,0 m mai jos decât talpa drenului.

## 2.4 Forțele de precomprimare

(1) Eforturile produse de forțele de precomprimare în elementele podurilor din beton precomprimat se determină luând ca referință prevederile STAS 10111/2-87. Pentru podurile metalice la care se va folosi precomprimare, se vor utiliza prescripțiile cuprinse în “Normativul pentru proiectarea podurilor din beton și metal. Suprastructuri pentru poduri de șosea, cale ferată și pietonale precomprimare exterior” indicativ NP 104-04, precum și cele din caietele de sarcini.

## 2.5 Încărcări produse de greutatea obiectelor sau instalațiilor montate pe pod

(1) Încărcările produse de greutatea obiectelor sau instalațiilor fixe care se montează pe pod (conducte, fire, cabluri, precum și greutatea dispozitivelor care le susțin) se introduc în calcul separat de greutatea structurii de rezistență a căii și se determină pe baza dimensiunilor reale adoptate în proiect și a greutăților tehnice ale materialelor din care sunt alcătuite.

(2) La determinarea încărcărilor date de conducte se ține seama și de greutatea fluidelor care circulă prin acestea, precum și de condițiile prevăzute în procesul tehnologic de exploatare a lor, inclusiv de cele de probă.

## 2.6 Variații termice anuale

(1) Prin variație termică anuală se înțelege diferența dintre temperatura la încheierea construcției și temperatura medie de vară, determinată pe baza izotermei lunii iulie, respectiv temperatura medie de iarnă determinată după izoterma lunii ianuarie.

(2) Izotermele lunilor iulie și ianuarie se stabilesc pentru regiunea unde este situată construcția, pe baza hărții climatologice. În lipsa unor date certe se pot admite următoarele valori medii ale izotermelor:

- izoterma lunii iulie: +15°C
- izoterma lunii ianuarie: -15°C

(3) Temperatura de încheiere a construcției se consideră aceea arătată la pct. 3.11(4).

- (4) La calculul solicitărilor se consideră ca temperaturi maxime ale materialului construcției, valorile izotermelor de mai sus.

### 2.7 Deformațiile în timp ale betonului, din contracție

- (1) Acțiunea deformațiilor în timp ale betonului asupra structurilor de beton, beton armat și beton precomprimat se determină luându-se ca referință procedeele care sunt detaliate în STAS 10111/2-87.

- (2) În cazurile în care contracția este influențată de curgerea lentă, la stabilirea solicitărilor produse de acțiunea deformațiilor în timp ale betonului, din contracție, se va avea în vedere și curgerea lentă.

- (3) La construcțiile de beton și beton armat, efectul contracției și curgerii lente se poate asimila, într-un calcul simplificat, cu o scădere de temperatură  $\Delta t$  care se ia:

$\Delta t = 20^{\circ}\text{C}$  pentru bolți de beton simplu sau structuri de beton armat, având un procent mediu de armare de 0,5%;

$\Delta t = 15^{\circ}\text{C}$  pentru bolți și arce de beton armat cu procent de armare minim, luându-se ca referință STAS 10111/2-87 și pentru structuri de beton armat având procentul mediu de armare de 1,5%.

- (4) Când se iau măsuri speciale pentru reducerea contracției, prin consumarea unei părți importante din aceasta, până la încheierea construcției, valoarea  $\Delta t$  se poate reduce cu 5...10°C în funcție de mărimea intervalului de timp de la turnare și până la încheierea construcției.

### 2.8 Tasarea și deplasarea fundațiilor

- (1) Mărimile tasărilor și ale deplasărilor fundațiilor se stabilesc luându-se ca referință prevederile din STAS 3300/2-85, ținându-se seama de caracteristicile fizico-mecanice ale pământurilor.

- (2) La determinarea eforturilor produse de tasarea fundațiilor în construcții de beton, beton armat și beton precomprimat static nedeterminate, se ține seama de efectul curgerii lente.

### 2.9 Presiunea și subpresiunea hidrostatică la nivelul mediu

- (1) Presiunea și subpresiunea hidrostatică de la nivelul mediu al apelor se ia în considerare la:

- calculul stabilității la alunecare și răsturnare a elementelor cu adâncimea de fundare mai mică de 5 m (adâncimea la care nu se ia în considerare încastrarea în teren a elementului);

- determinarea presiunilor efective pe teren;

- stabilirea capacității portante a terenului (luând ca referință STAS 3300/2-85)

- (2) La calculul stabilității și la determinarea presiunilor efective pe teren se consideră că subpresiunea hidrostatică acționează prin reducerea greutateii proprii a elementelor de construcție și a greutateii volumice a pământului de pe treptele acestora.

(3) La stabilirea capacității portante a terenului și a presiunilor admisibile, subpresiunea hidrostatică acționează prin reducerea greutății volumice a pământului.

(4) Greutatea volumică a pământului sub apă  $\gamma'$ , ținând seama de subpresiunea hidrostatică, este dată în tabelele 2.7a și 2.7b.

### **3. Acțiuni variabile - Acțiuni din trafic și alte acțiuni specifice podurilor de cale ferată**

#### **3.1 Domeniu de aplicare**

(1)P Acest capitol se referă la acțiunile produse de traficul feroviar de pe liniile ferate cu ecartament normal sau ecartament lărgit ale rețelei principale de cale ferată europene.

(2) Convoaiele de calcul definite în acest capitol nu descriu trenurile (traficul) actuale. Acestea au fost selectate deoarece efectele lor, multiplicat cu coeficientul dinamic considerat separat, reprezintă efectele trenurilor din exploatare. În cazul unui trafic al cărui efect nu este acoperit de convoaiele de calcul precizate în acest capitol este nevoie să se considere modele de încărcare alternative cu reguli de combinare asociate.

NOTĂ - Convoaiele de calcul alternative și regulile de combinare asociate pot fi definite în anexa națională sau în caiete de sarcini.

(3)P Acest capitol nu se aplică pentru acțiuni datorate:

- căilor ferate înguste
- căilor de tramvai sau altor căi ferate ușoare
- căilor ferate conservate
- căilor ferate cu cremalieră
- căilor ferate funiculare

Acțiunile și valorile caracteristice ale încărcărilor pentru tipurile de căi ferate enumerate anterior se vor preciza în alte reglementari.

NOTĂ – Încărcările și valorile caracteristice ale acțiunilor pentru aceste tipuri de căi ferate pot fi definite în anexa națională sau în caiete de sarcini.

(4) Limitarea deformațiilor structurilor ce susțin trafic feroviar, din punctul de vedere al siguranței și confortului călătorilor, se va considera luând ca referință prevederile SR 1911:1998.

(5) Pentru stabilirea duratei de viață a structurilor, în Anexa D, sunt date trei variante de trafic.

(6) Greutatea proprie a elementelor nestructurale include greutatea elementelor cum ar fi: greutatea barierelor de protecție, a semnalelor, canalelor, a cablurilor și a elementelor de susținere a firului de contact (cu excepția forțelor de întindere care apar în firul de contact).

(7) La proiectarea podurilor provizorii se va ține seama de flexibilitatea acestor structuri. Încărcările la care se calculează și se verifică aceste tipuri de structuri se vor preciza în alte reglementări sau în caiete de sarcini.

NOTĂ – Încărcările ce se au în vedere la proiectarea podurilor provizorii, care în general, se pot baza pe acest standard, vor fi precizate în anexa națională sau în caiete de sarcini. Precizări suplimentare pot fi date în anexa națională sau pentru situații concrete particulare în caiete de sarcini, pentru condițiile specifice în care podurile provizorii sunt utilizate (de exemplu, la podurile oblice sunt necesare cerințe speciale).

### 3.2 Reprezentarea acțiunilor din trafic feroviar

(1) Se dau reguli generale pentru calculul efectelor dinamice asociate, a forțelor centrifuge, a forțelor de șerpuire, a forțelor de tracțiune și frânare, și a acțiunilor aerodinamice datorate traficului feroviar.

(2) Acțiunile datorate traficului pe calea ferată sunt:

- încărcări verticale: convoiul LM 71, SW (SW/0) și SW/2), “trenul gol” și HSLM (3.3 și 3.4.6.1.);
- încărcare distribuită echivalentă a convoiului (3.3.6.4);
- efecte dinamice (3.4);
- forțe centrifuge (3.5.1);
- forța de șerpuire (3.5.2);
- forțele de frânare și tracțiune (3.5.3);
- efectul aerodinamic al trecerii trenurilor (3.6);
- acțiuni datorate echipamentului de susținere al liniei de contact instalații și echipamente ale infrastructurii căii ferate(3.7.3).

NOTĂ – Pentru evaluarea răspunsului combinat al structurii și căii la acțiuni variabile vezi (3.5.4).

(3) Pentru Situații de Proiectare Accidentale se consideră următoarele acțiuni din deraiere:

- efectul deraierii vehiculelor feroviare pe structuri de poduri de cale ferată (3.7.1)

### 3.3 Încărcări verticale – Valori caracteristice (efectul static), excentricități și distribuția încărcărilor

#### 3.3.1 Generalități

(1) Acțiunile datorate traficului feroviar se definesc cu ajutorul unor convoaie de calcul. Se dau cinci convoaie de calcul:

- convoiul LM 71 (și convoiul SW/0 pentru poduri continue) pentru reprezentarea traficului normal pe liniile de cale ferată principale;
- convoiul SW/2 pentru reprezentarea traficului greu;
- convoiul HSLM pentru reprezentarea traficului cu trenuri de călători cu viteze >200km/h;
- convoiul “tren neîncărcat” pentru reprezentarea efectului trenurilor cu vagoane goale.

NOTĂ – În 3.8.1 se dau prevederi pentru aplicarea convoaielor de calcul.

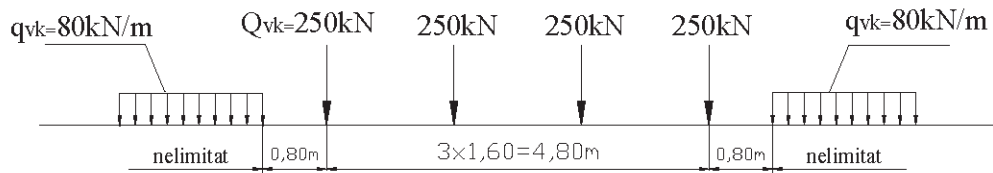
(2) Prevederile se fac pentru a lua în considerare diferențele în natura, volumul și greutatea maximă a traficului feroviar pe diferite căi ferate cât și pentru calități diferite ale căii.

#### 3.3.2 Convoiul de calcul LM 71

(1) Convoiul de calcul LM 71 reprezintă efectul static al încărcărilor verticale datorate traficului pe calea ferată normală.

(2)P Alcătuirea convoiului și valorile caracteristice ale încărcărilor verticale se vor lua ca în figura 3.1.





**Figura 3.1 – Convoiu de calcul LM 71 și valorile caracteristice ale încărcărilor verticale**

(3)P Valorile caracteristice ale încărcărilor date în figura 3.1 se vor multiplica cu factorul  $\alpha$ , pe linii cu trafic mai greu sau mai ușor decât cel normal. Dacă încărcările se vor multiplica cu factorul  $\alpha$ , atunci acestea se vor numi “încărcări verticale clasificate”. Acest factor va avea una din valorile următoare:

$$0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46$$

Pentru țara noastră, pentru traficul normal se adoptă  $\alpha = 1,00$ .

Încărcările enumerate mai jos se vor multiplica cu același factor  $\alpha$ :

- încărcarea verticală echivalentă pentru construcții de pământ și efectul presiunii pământului, în conformitate cu 3.3.6.4;
- forțele centrifuge, în conformitate cu 3.5.1;
- forța de șerpuire, în conformitate cu 3.5.2 (multiplicat cu  $\alpha$  numai dacă  $\alpha \geq 1,0$ );
- forțele de frânare și tracțiune în conformitate cu 3.5.3;
- răspunsul combinat al structurii și al căii la acțiuni variabile, în conformitate cu 3.5.4;
- acțiuni provocate de deraierea vehiculelor feroviare pentru Situații de Proiectare Accidentale, în conformitate cu 3.7.1(2);
- modelul de încărcare SW/0 pentru structuri continue în conformitate cu 3.3.3 și 3.8.1(8).

NOTĂ - Pentru linii internaționale se recomandă să se ia  $\alpha \geq 1,0$ . Acest factor  $\alpha$  poate fi precizat în anexa națională sau în caiete de sarcini.

(4)P Pentru verificarea deformațiilor se vor folosi încărcările verticale clasificate și celelalte acțiuni care se multiplică cu coeficientul  $\alpha$ , în conformitate cu 3.3.2(3) (cu excepție, pentru confortul călătorilor unde se va considera egal cu 1,0).

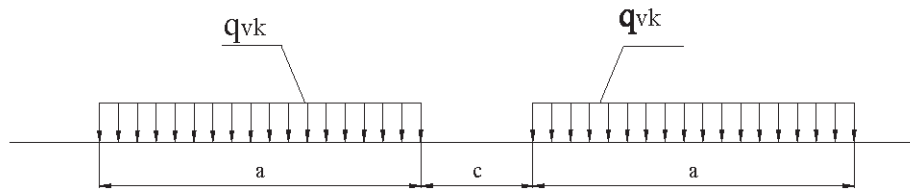
### 3.3.3 Convoaiele de calcul SW/0 și SW/2

(1) Convoiu de calcul SW/0 reprezintă efectul static al încărcărilor verticale datorate traficului feroviar normal pe grinzi continue.

(2) Convoiu de calcul SW/2 reprezintă efectul static al încărcărilor verticale datorat traficului feroviar greu.

(3)P Alcătuirea convoaielor SW/0 și SW/2 este dată în fig. 3.2, iar valorile caracteristice ale încărcărilor verticale se vor lua din tabelul 3.1.





**Figura 3.2 - Convoaiele de calcul SW/0 și SW/2**

**Tabelul 3.1 – Valori caracteristice pentru convoaiele SW/0 și SW/2**

Convoitul	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

(4)P Liniile de cale ferată sau secțiunile de circulație pe care vor opera trenurile grele de marfă la care trebuie să se utilizeze la proiectare convoiul de calcul SW/2 vor fi prestabilite.

NOTĂ – Stabilirea poate fi făcută în anexa națională sau în caiete de sarcini.

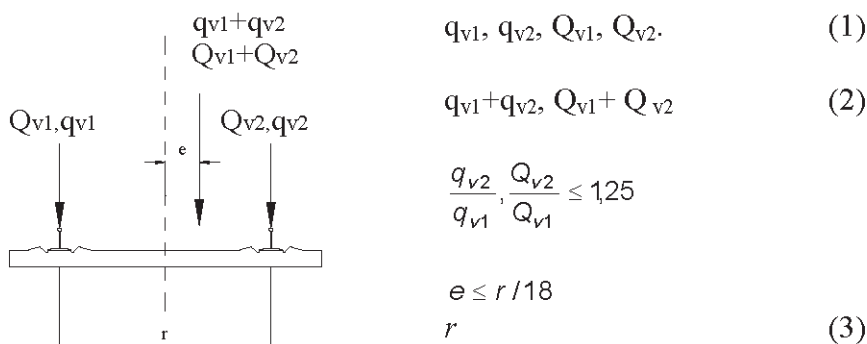
(5)P Convoitul de calcul SW/0 se va multiplica cu factorul  $\alpha$ , în conformitate cu 3.3.2(3).

### 3.3.4 Convoitul de calcul “tren neîncărcat”

(1) Pentru unele verificări (a se vedea SR EN 1990:2004 A2, § 2.2.4(2)) se folosește un convoi alcătuit din vagoane goale. Acest convoi este alcătuit dintr-o încărcare verticală uniform distribuită cu valoarea caracteristică de 10,0 kN/m.

### 3.3.5 Excentricitatea încărcărilor verticale (convoaiele de calcul LM 71 și SW/0)

(1)P Efectul excentricității încărcărilor verticale se consideră cu ajutorul raportului încărcărilor pe roți de cel mult 1,25:1,0, pe oricare linie. Excentricitatea  $e$  rezultată este arătată în figura 3.3. Excentricitatea încărcărilor verticale se vor neglija la calculul la oboseală.



unde:

- (1) sunt forțele uniform distribuite sau forțele concentrate pe fiecare șină;
- (2) convoiul LM 71 sau SW/0 unde este necesar;
- (3) este distanța în sens transversal dintre roțile vehiculului.

**Figura 3.3 - Excentricitatea forțelor verticale**

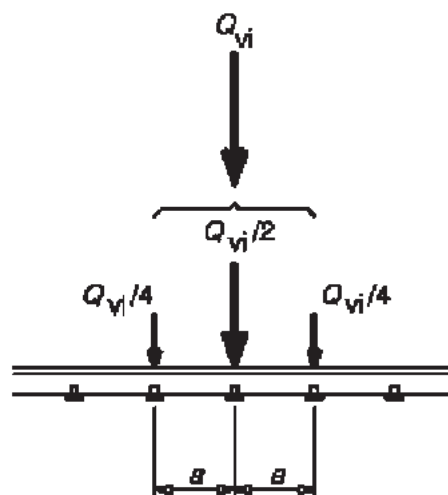
NOTĂ – Toleranța în ceea ce privește poziția căii pe pod se ia în considerare conform cu 3.8.1.

### 3.3.6 Distribuția încărcărilor de la roți prin șine, traverse și balast

(1) Dacă nu există alte precizări, prevederile de la 3.3.6.1 la 3.3.6.3 se aplică tuturor convoaielor de calcul (convoaiele LM 71, SW/0 și SW/2, “trenul neîncărcat”), convoaielor HSLM, trenurilor reale și trenurilor pentru calculul la oboseală.

#### 3.3.6.1 Distribuția longitudinală a unei forțe concentrate (din roata vehiculului) prin șină

(1) O forță concentrată a convoiului de calcul LM 71 (sau a încărcărilor verticale “clasificate” în concordanță cu 3.3.2(3) dacă este necesar) și a convoiului HSLM (cu excepția HSLM-B) sau încărcarea pe roată poate fi distribuită la trei puncte de rezemare a șinei, așa cum se arată în figura 3.4.



unde:

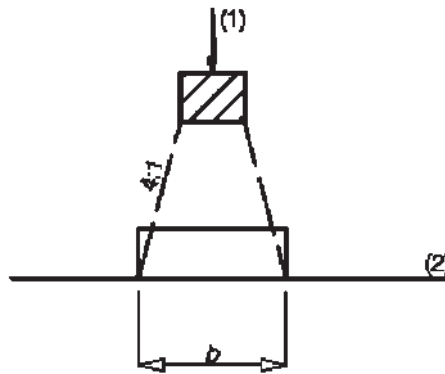
- $Q_{vi}$  este încărcarea pe roată a forței concentrate a convoiului LM 71 sau a Trenurilor Reale, în concordanță cu 3.3.5, a trenurilor pentru verificarea la oboseală sau a trenurilor HSLM (cu excepția HSLM-B);  
 $a$  este distanța dintre traverse.

Figura 3.4 - Distribuția longitudinală a unei forțe concentrate prin șină

#### 3.3.6.2 Distribuția longitudinală a încărcării prin traverse și balast

(1) În general, încărcările concentrate ale convoiului LM 71 sau o osie unică pot fi distribuite uniform în sens longitudinal căii (excepție de la această regulă se aplică la proiectarea elementelor care preiau direct încărcările de la cale, unde efectul local este semnificativ, de exemplu la proiectarea platelajului care susține calea).

(2) Pentru considerarea efectului local al încărcărilor la proiectarea elementelor încărcate direct (de exemplu nervuri longitudinale sau transversale, longeroni, antretoaze, platelaje ortotrope sau plăci din beton), distribuția longitudinală prin traverse a încărcărilor este dată în figura 3.5, unde planul de referință este definit ca nivelul superior al platelajului care susține calea.



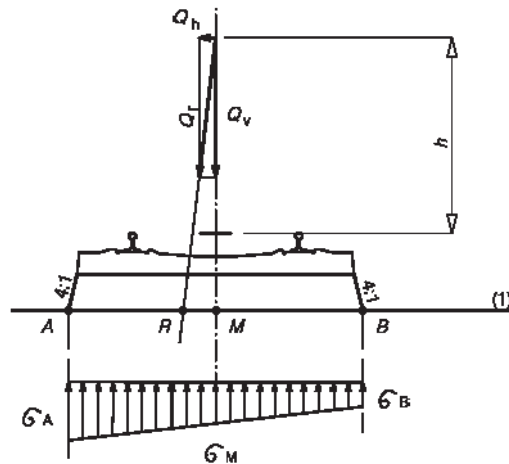
unde:

- încărcarea pe traversă
- planul de referință

**Figura 3.5 - Distribuția longitudinală a încărcării prin traversă și balast**

### 3.3.6.3 Distribuția transversală a încărcării prin traverse și balast

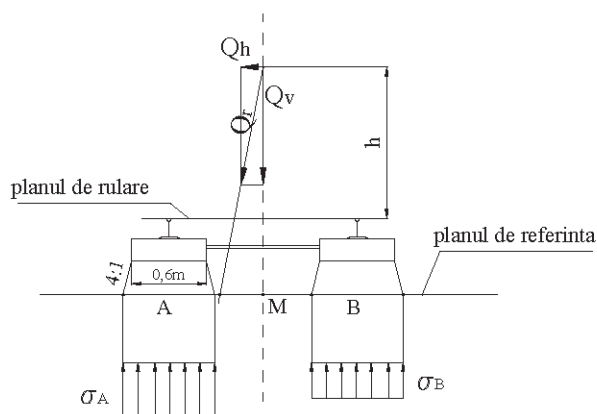
(1) La poduri cu calea pe balast fără supraînălțare, încărcările se vor distribui transversal ca în figura 3.6.



(1) planul de referință

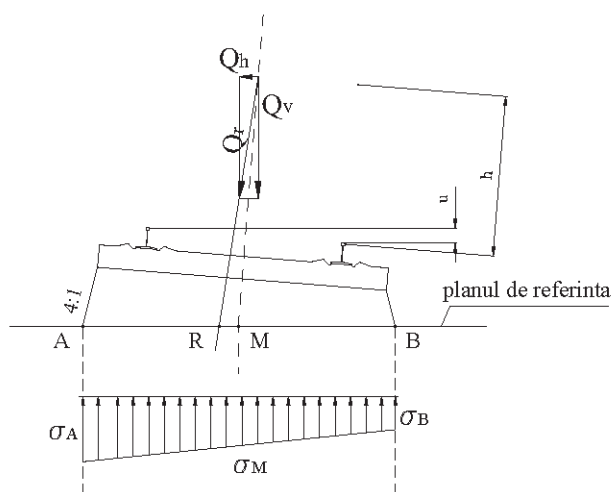
**Figura 3.6 - Distribuția transversală a încărcării prin traverse și balast la calea fără supraînălțare (efectul excentricității încărcărilor verticale nu este prezentată)**

(2) La poduri cu calea pe balast (fără supraînălțare) cu traverse, unde balastul este burat numai sub șine, sau la calea cu blocheți, încărcările se vor repartiza transversal ca în figura 3.7.



**Figura 3.7 - Distribuția transversală a încărcării prin traverse și balast la calea fără supraînălțare (efectul excentricității încărcărilor verticale nu este prezentată)**

(3) La poduri cu calea pe balast cu supraînălțare distribuția transversală a încărcărilor este prezentată în fig. 3.8.



**Figura 3.8 - Distribuția transversală a încărcării prin traverse și balast la calea cu supraînălțare (efectul excentricității încărcărilor verticale nu este prezentat)**

(4) La poduri cu calea pe balast cu supraînălțare, cu traverse, unde balastul este burat numai sub șine sau la calea cu blocheți, distribuția încărcărilor din figura 3.8 se va modifica ținând cont de distribuția încărcărilor sub fiecare șină, conform figurii 3.7.

(5) Se va specifica distribuția transversală care trebuie utilizată.

NOTĂ – Distribuția transversală ce trebuie utilizată va fi precizată în caiete de sarcini.

### 3.3.6.4 Încărcare verticală echivalentă pentru construcții de pământ și presiunea pământului

- (1) Pentru efectul global, încărcarea verticală echivalentă caracteristică datorită acțiunii traficului feroviar pentru construcțiile de pământ de sub sau adiacente căii se va considera ca o încărcare (acțiune) uniform distribuită obținută prin repartizarea convoiului de calcul LM 71 (valori clasificate sau caracteristice în funcție de 3.3.2(3)) pe lățimea de 3,0m dispusă la 0,70 m sub suprafața de rulare a căii.
- (2) Încărcarea (acțiunea) uniform distribuită nu se va multiplica cu coeficientul dinamic.
- (3) La proiectarea elementelor locale amplasate în apropierea căii (de exemplu opritorii de balast) se va face un calcul special ținând cont de încărcările verticale maxime în sens longitudinal și transversal datorate traficului feroviar.

### 3.3.7 Încărcări la trotuare de serviciu

NOTĂ – Caietele de sarcini pot preciza cerințe alternative pentru trotuarele de serviciu, căi pentru echipamente de întreținere sau platforme.

- (1) Trotuarele de serviciu se proiectează pentru utilizarea lor numai de către personalul autorizat.
- (2) Încărcările date de persoane, echipamentele sau de materialele necesare întreținerii curente a structurilor va fi reprezentată de o încărcare uniform distribuită cu valoarea caracteristică  $q_{fk}=5 \text{ kN/m}^2$ .
- (3) Pentru proiectarea elementelor locale ale trotuarelor de serviciu se utilizează o forță concentrată unică  $Q_k=2,0 \text{ kN}$  ce acționează pe o suprafață pătrată cu latura de 200 mm.
- (4) Parapelele și consolele trotuarelor de serviciu se calculează la o împingere orizontală de 500 N/m, aplicată la nivelul superior al mâinii curente a parapetului.  
La trotuarele publice această împingere se ia de 1500 N/m.
- (5) Mâna curentă a parapetului se verifică:
  - pentru trotuarele de serviciu la o încărcare concentrată verticală de 0,8 kN;
  - pentru trotuarele publice la o încărcare concentrată de 1,2 kN.

## 3.4 Efecte dinamice (inclusiv rezonanța)

### 3.4.1 Introducere

- (1) Eforturile și deformațiile statice (și accelerația asociată a podului la nivelul căii) induse în structură cresc sau descresc sub efectul convoaielor care se deplasează și depind de:
  - creșterea încărcării structurii datorită traficului care traversează structura și de răspunsul structurii la impact;
  - de excitația structurii și/sau elementelor structurale cu o încărcare variabilă cu frecvență apropiată de frecvența proprie a structurii sau multiplu sau submultiplu acesteia care conduce la rezonanță (vibrații cu amplitudine mare). Această situație se poate obține datorită distanțelor quasiuniforme dintre osii;
  - variații ale încărcărilor roților datorate imperfecțiunilor căii, ale vehiculelor feroviare (inclusiv neregularități ale roților).

(2)P Pentru determinarea efectelor (eforturi, deplasări, accelerații ale structurii) din acțiunea traficului feroviar se vor lua în considerare factorii susmenționați.

### 3.4.2 Factori care influențează comportarea dinamică

(1) Factorii principali care influențează comportarea dinamică sunt:

- i) viteza convoaielor la traversarea podurilor;
- ii) deschiderea L sau lungimea liniei de influență încărcate a elementului considerat (la încovoiere);
- iii) masa structurii;
- iv) frecvența proprie (naturală) a întregii structuri și a elementelor structurale (relevante) precum și formele proprii de vibrație;
- v) numărul osiilor, greutatea lor și distanța dintre acestea;
- vi) amortizarea structurii;
- vii) neregularități în plan vertical al căii;
- viii) masele suspendate sau independente și caracteristicile suspensiilor vehiculelor;
- ix) existența unei distribuții regulate a reazemelor elementelor de susținere a căii (antretoaze, traverse etc.);
- x) imperfecțiuni ale vehiculelor (bandaje uzate, defecte ale suspensiilor etc.);
- xi) caracteristici dinamice ale căii (balast, traverse, componentele căii etc.).

Influența acestor factori este prezentată de la 3.4.4 până la 3.4.6.

NOTĂ – Nu sunt precizate limite ale deformațiilor pentru evitarea efectelor rezonanței și a vibrațiilor excesive. Vezi SR EN 1990:2004A2 pentru criteriile de siguranță a traficului și confortul pasagerilor.

### 3.4.3 Reguli generale pentru proiectare

(1)P Se va efectua o analiză statică pe baza încărcărilor definite în 3.3 (cu convoiul LM 71 sau cu SW/0 și SW/2). Rezultatele se vor multiplica cu coeficientul dinamic  $\Phi$  definit în 3.4.5 (și dacă este necesar multiplicat și cu factorul  $\alpha$ , conform 3.3.2).

(2) Criteriul care stabilește dacă este necesară o analiză dinamică este prezentat în 3.4.4.

(3)P Când se cere analiza dinamică:

- cazurile de încărcare adiționale pentru analiza dinamică vor fi în concordanță cu prevederile 3.4.6.1.2;
- vârfurile accelerațiilor la nivelul căii vor fi verificate conform cu 3.4.6.5;
- rezultatele analizei dinamice vor fi comparate cu rezultatele analizei statice multiplicare cu coeficientul dinamic  $\Phi$  precizat la 3.4.5 (și dacă este necesar și cu factorul  $\alpha$  conform 3.3.2). La proiectarea structurilor de poduri se vor utiliza cele mai defavorabile efectele generate de convoaie, în conformitate cu 3.4.6.5;
- se va face o verificare în concordanță cu 3.4.6.6 pentru a verifica dacă încărcarea adițională pentru calculul la oboseală al structurilor traversate de trenuri cu viteze mari la rezonanță este acoperită de rezultatele obținute dintr-o analiză statică multiplicare cu coeficientul dinamic  $\Phi$ .

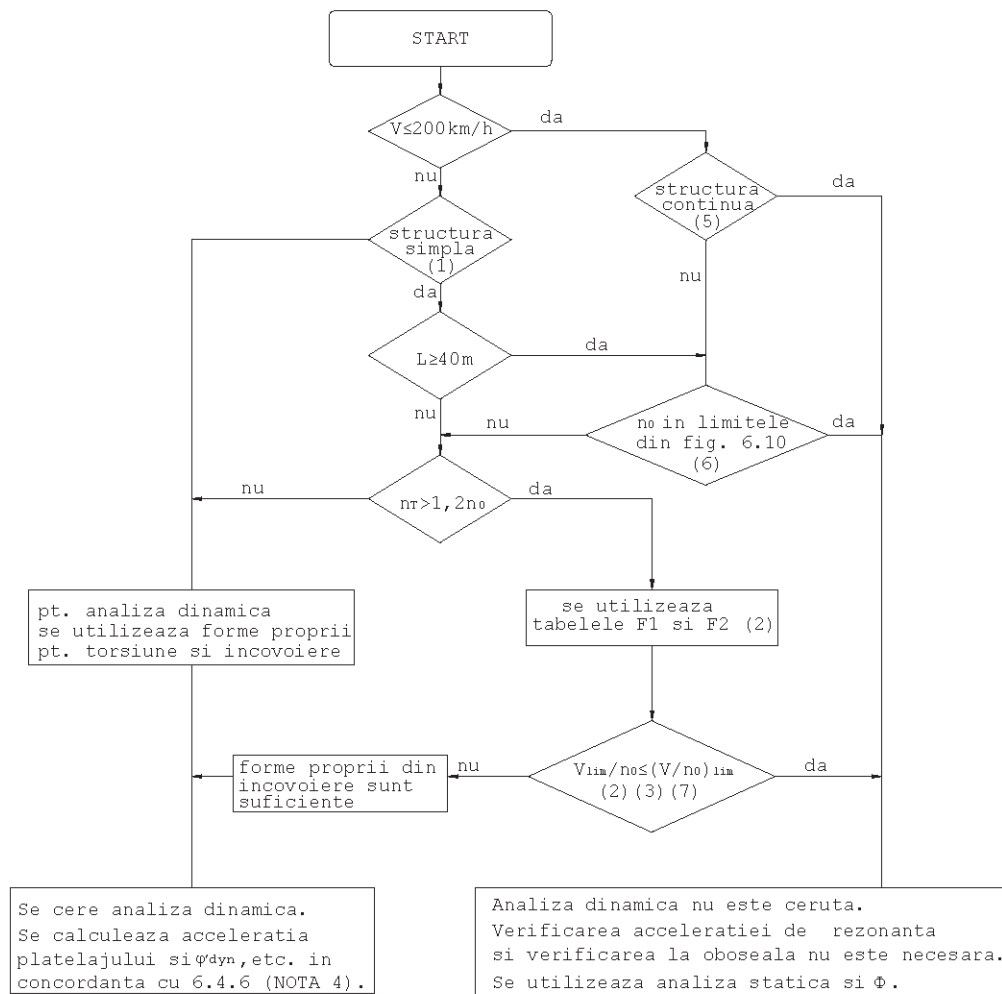
(4) Toate podurile amplasate pe linii cu trafic cu viteze mari ( $V > 200$  km/h) sau unde este necesară analiza dinamică vor fi proiectate utilizând valorile caracteristice ale convoiului de calcul LM 71 (sau unde este cazul convoiul SW/0), sau la încărcările verticale clasificate cu  $\alpha \geq 1,0$ , în conformitate cu 3.3.2.

(5) Pentru trenurile de pasageri, efectele dinamice permise conform prevederilor cuprinse de la 3.4.4 până la 3.4.6 sunt valide doar pentru viteze  $\leq 350$  km/h.

### 3.4.4 Necesitatea efectuării analizei statice sau dinamice

(1) Necesitatea efectuării analizei statice sau dinamice se stabilește urmărind schema logică din figura 3.9.

NOTĂ – Anexa națională poate cuprinde cerințe alternative. Se recomandă utilizarea schemei logice din figura 3.9.



unde:

$V$  este viteza maximă de circulație în amplasament [km/h]

$L$  este lungimea deschiderii [m]

$n_0$  este prima frecvență proprie (fundamentală) de încovoiere a podului încărcat numai cu încărcările permanente [Hz]

$n_T$  este prima frecvență proprie de torsiune a podului încărcat numai cu încărcările permanente [Hz]

$v$  este viteza nominală maximă (m/s)

$(v/n_0)_{lim}$  este dată în Anexa F

**Figura 3.9 - Schema logică pentru stabilirea necesității analizei dinamice**

NOTA 1 - Pentru poduri simplu rezemate numai cu grinzi longitudinale sau cu comportare de dală simplă la care se poate neglija efectul de oblicitate pe la rezeme rigide.

NOTA 2 - Pentru tabelele F1 și F2 și pentru limitele permise se va consulta Anexa F

NOTA 3 - Este necesară o analiză dinamică dacă viteza frecventă de operare a trenurilor reale este egală cu o viteză de rezonanță a structurii. Vezi 3.4.6.6 și Anexa F.

NOTA 4 -  $\varphi'_{dn}$  este coeficientul dinamic al trenurilor reale, dat în 3.4.6.5(3).

NOTA 5 - Validarea asigură că podul îndeplinește cerințele în ceea ce privește rezistența, deformațiile limită (admise în SR EN 1990:2004 A2.4.4) și că accelerația maximă a vagoanelor (cutiei vagoanelor) corespund standardelor de confort ale pasagerilor (dat în SR EN 1990:2004 A.2).

NOTA 6 - În cazul în care viteza de circulație pe linia pe care se află structura nu depășește 200 km/h și dacă frecvența proprie  $n_0$  se afla în limitele date în figura 3.10, nu este necesară efectuarea unei analize dinamice.

NOTA 7 - La structurile la care prima frecvență proprie  $n_0$  depășește limitele superioare date de curba (1) din figura 3.10 este necesară efectuarea unei analize dinamice. Vezi de asemenea și 3.4.6.1.1(7).

Limita superioară  $n_0$  este determinată de creșterea dinamică dată de neregularitățile căii și se consideră astfel:

$$n_0 = 94,76 L^{-0,748} \quad (3.1)$$

Limita inferioară a lui  $n_0$  este determinată de condiția de impact dinamic și este dată de:

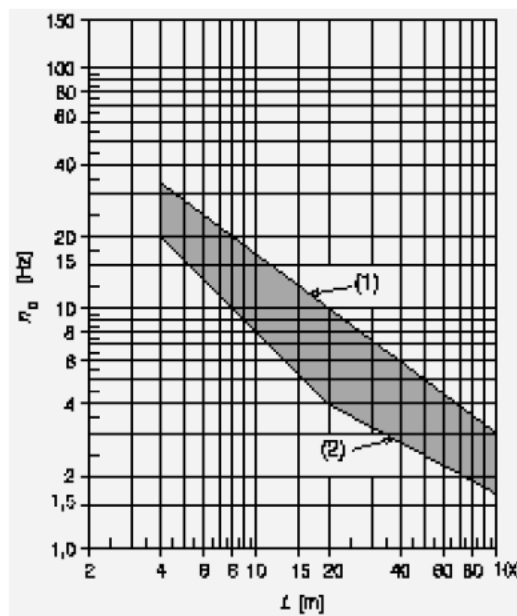
$$\begin{aligned} n_0 &= 80/L && \text{pentru } 4\text{m} \leq L \leq 20 \\ n_0 &= 23,58 L^{-0,592} && \text{pentru } 20\text{m} \leq L \leq 100 \end{aligned} \quad (3.2)$$

unde:

$n_0$  este prima frecvență proprie (fundamentală) a podului care ține seama de masa încărcărilor permanente

$L$  este deschiderea pentru poduri simplu rezemate sau  $L_\phi$  pentru alte tipuri de poduri

- (1) limita superioară a frecvenței proprii  
(2) limita inferioară a frecvenței proprii



**Figura 3.10** Limitele frecvențelor proprii ale podurilor  $n_0$  [Hz] în funcție de deschiderea  $L$  [m]

NOTA 8 - Pentru structuri simplu rezemate, solicitate numai la încovoiere, frecvența proprie poate fi estimată cu ajutorul formulei:

$$n_0 \text{ [Hz]} = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (3.3)$$

unde:

$\delta_0$  este săgeata exprimată în mm, la mijlocul deschiderii datorită încărcărilor permanente; pentru poduri de beton, deplasarea este calculată utilizând modulul de elasticitate pentru încărcări de scurtă durată, ci o încărcare potrivită pentru determinarea frecvenței proprii a podului.



### 3.4.5 Coeficientul dinamic $\Phi$ ( $\Phi_2, \Phi_3$ )

#### 3.4.5.1 Domeniu de aplicare

(1) Coeficientul dinamic  $\Phi$  amplifică eforturile în structură datorită acțiunii dinamice a convoaielor dar nu ține cont de efectele care apar la rezonanță în structură.

(2)P Dacă nu este îndeplinit criteriul precizat la 3.4.4 este posibil să apară fenomenul de rezonanță care să producă vibrații excesive în structură (cu posibilitatea de a se produce accelerații excesive la nivelul căii ce pot provoca instabilitatea prisme de balast sau să se înregistreze eforturi și deplasări mari). În aceste cazuri trebuie să se efectueze analiza dinamică pentru a se stabili consecințele și efectele produse la rezonanță.

NOTA - Metoda quasistatică care se bazează pe efectele analizei statice multiplicată cu coeficientul dinamic  $\Phi$  definit în 3.4.5, nu poate prevedea efectele datorită rezonanței produse de convoaiele care circulă cu viteze mari. Tehnicile analizelor dinamice vor lua în considerare natura dependentă de timp a încărcării date de convoaiele HSLM și trenurile reale trebuie să prevadă efectele la rezonanță (de exemplu rezolvând ecuațiile de mișcare).

(3) La structurile cu mai multe linii de cale ferată nu se va considera nici o reducere a coeficientului dinamic  $\Phi$ .

#### 3.4.5.2 Definierea coeficientului dinamic $\Phi$

(1)P Coeficientul dinamic  $\Phi$ , care sporește efectele statice provenite de la convoaiele de calcul LM 71, SW/0 și SW/2 se va considera sub una din formele:  $\Phi_2$  sau  $\Phi_3$ .

(2) În general, alegerea coeficientului dinamic  $\Phi_2$  sau  $\Phi_3$  este în funcție de calitatea întreținerii căii de rulare, astfel:

(a) pentru o cale întreținută foarte bine se aplică  $\Phi_2$

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (3.4)$$

cu condiția  $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

(b) pentru o cale întreținută în condiții standard (obisnuite) se aplică  $\Phi_3$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad (3.5)$$

cu condiția  $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$

unde:

$L_\Phi$  este lungimea “determinantă” (lungime asociată cu  $\Phi$ ), definită în tabelul 3.2 [m]

NOTĂ - Coeficienții dinamici sunt stabiliți pentru structuri simplu rezemate. Lungimea  $L_\Phi$  permite utilizarea acestor coeficienți și la alte structuri care au alte condiții de rezemare.

(3)P Dacă nu este precizat nici un coeficient dinamic, se va utiliza coeficientul  $\Phi_3$ .

NOTĂ - Coeficientul dinamic care trebuie utilizat poate fi precizat în Anexa Nationala sau în caiete de sarcini.

(4)P Coeficientul dinamic  $\Phi$  nu se va utiliza la:

- încărcarea cu trenuri reale
- încărcarea cu convoaiele speciale pentru calculul la oboseală (vezi anexa D)
- încărcarea cu convoiul HSLM (3.4.6.1.(2))
- încărcarea cu convoiul “tren neîncărcat”

### 3.4.5.3 Lungimea “determinantă” $L_{\Phi}$

(1) Lungimea “determinantă” se ia conform prevederilor din tabelul 3.2.

NOTĂ - Lungimea “determinantă” poate fi precizată în anexa națională. Se recomandă valorile date în tabelul 3.2.

(2) În cazul în care în tabelul 3.2 nu se specifică (precizează) nici o lungime “determinantă”, aceasta se va considera egală cu lungimea liniei de influență încărcată a elementului considerat sau se vor preciza valori alternative.

NOTĂ – Valori alternative pot fi precizate în caiete de sarcini.

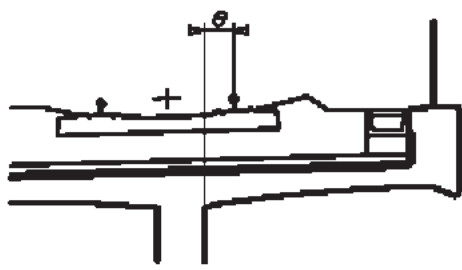
(3) În cazul în care efectul rezultat într-un element al structurii de rezistență provine din suprapunere a efectelor globale cu cele din efectele locale, la stabilirea coeficienților dinamici se vor folosi lungimi “determinante” diferite, corespunzătoare fiecărui efect.

**Tabelul 3.2 - Lungimea “determinantă”  $L_{\Phi}$** 

Cazul	Elementul structural	Lungimea “determinanta” $L_{\Phi}$
<b>Plăci metalice ortotrope:</b> plăci care susțin prisma de balast (plăci ortotrope)– (pentru eforturi locale și transversale)		
	Plăci cu antretoaze și nervuri longitudinale continue	
1.1	Placa (pe ambele direcții)	de 3 ori distanța dintre antretoaze
1.2	Nervuri longitudinale continue (incluzând console mici de cel mult 0,50 m) <sup>a</sup>	de 3 ori distanța dintre antretoaze
1.3	Antretoaze	de 2 ori lungimea antretoazei
1.4	Antretoaze finale	3,6 m <sup>b</sup>
	Plăci numai cu antretoaze	
2.1	Placa (pe ambele direcții)	de 2 ori distanța dintre antretoaze + 3 m
2.2	Antretoaze	de 2 ori distanța dintre antretoaze + 3 m
2.3	Antretoaze finale	3,6 m <sup>b</sup>
<b>Rețea de grinzi metalică:</b> cale fără balast <sup>b</sup> (pentru eforturi locale și transversale)		
3.1	Longeroni - ca element continuu al rețelei de grinzi - simpli rezemați	de 3 ori distanța dintre antretoaze distanța dintre antretoaze + 3 m
3.2	Consola longeronilor	3,6 m
3.3	Antretoaze (ca parte a antretoazei/ ca element al rețelei)	de 2 ori lungimea antretoazei
3.4	Antretoaze finale	3,6 m <sup>b</sup>
<p><sup>a</sup> În general, toate consolele cu lungimi mai mari de 0,5m ce susțin calea necesită un studiu special în conformitate cu 3.4.6, cu încărcarea precizată în anexa națională și agreată de beneficiar.</p> <p><sup>b</sup> Se recomandă să se aplice <math>\Phi_3</math>.</p>		

(continuă)

Tabelul 3.2 Lungimea “determinanta”  $L_{\Phi}$  (continuare)

Cazul	Elementul structural	Lungimea “determinanta” $L_{\Phi}$
<b>Plăci de beton ce susțin prisma de balast</b> (pentru eforturi locale și transversale)		
4.1	Placa – parte a casetei sau a tălpii superioare a grinzii principale - rezemând transversal pe grinzile principale - rezemând în direcție longitudinală  - antretoaze  - console transversale ce susțin calea	de 3 ori deschiderea plăcii  de 3 ori deschiderea plăcii  de 2 ori lungimea antretoazei    - $e \leq 0,5\text{m}$ : de 3 ori distanța dintre inimi - $e > 0,5\text{ m}$ : <sup>a</sup>
<b>Figura 3.11 - Console transversale ce susțin calea</b>		
4.2	Plăci continue (pe direcția grinzilor principale) peste antretoaze	de 2 ori distanța dintre antretoaze
4.3	Plăci la poduri cu calea la mijloc și cu calea jos - rezemând perpendicular pe grinzile principale - rezemând în direcție longitudinală	de 2 ori deschiderea plăcii + 3 m  de 2 ori deschiderea plăcii
4.4	Plăci rezemând transversal între grinzile metalice ale tablierelor grinzi înglobate	de 2 ori lungimea “determinantă” pe direcție longitudinală
4.5	Console longitudinale ale plăcilor	- $e \leq 0,5\text{m}$ : 3,6 m <sup>b</sup> - $e > 0,5\text{ m}$ : <sup>a</sup>
4.6	Antretoaze finale sau grinzi jug (la reazeme)	3,6m <sup>b</sup>
<p><sup>a</sup> În general, toate consolele cu lungimi mai mari de 0,5m ce susțin calea necesită un studiu special în conformitate cu 3.4.6, cu încărcarea precizată în anexa națională și agreată de beneficiar.</p> <p><sup>b</sup> Se recomandă să se aplice <math>\Phi_3</math>.</p> <p>NOTĂ - Pentru cazurile de la 1.1 la 4.6 inclusiv, <math>L_{\Phi}</math> depinde de lungimea “determinantă” maximă a grinzii principale.</p>		

(continuă)

**Tabelul 3.2 Lungimea “determinanta”  $L_{\Phi}$  (continuare)**

Cazul	Elementul structural	Lungimea “determinanta” $L_{\Phi}$								
<b>Grinzi principale</b>										
5.1	Grinzi simplu rezemate și plăci (inclusiv grinzi metalice înglobate în beton)	deschiderea pe direcția grinzii principale								
5.2	Grinzi și plăci continue pe $n$ deschideri $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ (3.6)	$L_{\Phi} = k \cdot L_m$ (3.7) dar nu mai mic de $\max L_i (i=1, \dots, n)$  <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td><math>n = 2</math></td> <td><math>3</math></td> <td><math>4</math></td> <td><math>\geq 5</math></td> </tr> <tr> <td><math>k = 1,2</math></td> <td><math>1,3</math></td> <td><math>1,4</math></td> <td><math>1,5</math></td> </tr> </table>	$n = 2$	$3$	$4$	$\geq 5$	$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$
$n = 2$	$3$	$4$	$\geq 5$							
$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$							
5.3	Cadre (portal) și cadre închise sau casete  - o singură deschidere  - mai multe deschideri	considerate ca grinzi continue pe trei deschideri (utilizați 5.2, cu lungimile verticale și orizontale ale elementelor cadrului sau casetei)  considerate ca grinzi continue pe mai multe deschideri (utilizați 5.2, cu lungimile elementelor verticale de capăt și lungimile elementelor orizontale)								
5.4	Arc simplu, arc cu nervuri, grinzi rigidizate de rigidizare ale arcelor cu tirant	jumătate de deschidere								
5.5	Serii de arce cu timpane neportante	de 2 ori lumina								
5.6	Elemente de suspendare (legătura cu grinzi de rigidizare)	de 4 ori distanța longitudinală dintre elementele de suspendate								
<b>Reazeme structurale (structuri de rezemare)</b>										
6	Stâlpi, estacade, reazeme, reazeme de ridicare, ancore tensionate, câș și lasușțin calculul presiunilor de contact pe reazeme	Lungimea “determinantă” a elementelor pe care le susțin								

**3.4.5.4 Reducerea coeficientului dinamic**

(1) În cazul podurilor în arc și la podurile de beton de orice tip la care umplutura este mai mare de 1,0 m, coeficientul dinamic se poate reduce astfel:

$$\text{red } \Phi_{2,3} = \Phi_{2,3} - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0 \quad (3.8)$$

unde:

$h$  este distanța de la fața superioară a elementului de rezistență la fața superioară a traversei, exprimată în [m] (la podurile în arc, de la extrados în zona cheii).

(2) Stâlpii cu zveltețe < 30 (lungimea de flambaj/raza de giratie), culeile, fundațiile, zidurile de sprijin și presiunea pe pământ se pot calcula fără a ține cont de efectele dinamice.

### 3.4.6 Cerințe pentru analiza dinamică

#### 3.4.6.1 Încărcări și combinații ale încărcărilor

##### 3.4.6.1.1 Încărcări

(1)P Analizele dinamice se vor efectua utilizând valorile caracteristice ale trenurilor reale precizate. Selecția trenurilor reale se va face ținând cont de configurația trenurilor permise sau avute în vedere pentru toate tipurile de trenuri de mare viteză ce urmează să fie admise ori prevăzute să circule pe structură cu viteze de peste 200 km/h.

NOTA 1 - În proiecte speciale se vor preciza valorile caracteristice ale axelor precum și distanțele dintre osii pentru fiecare configurație a trenurilor reale.

NOTA 2 - Dacă este necesară efectuarea unei analize dinamice pentru viteze maxime în amplasament mai mici decât 200 km/h vezi, de asemenea, 3.4.6.1.1(7) pentru încărcare.

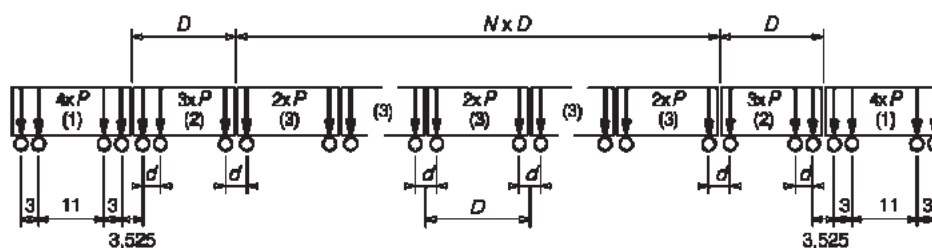
(2)P Analizele dinamice se vor efectua utilizând convoiul de calcul HSLM pentru structuri de poduri care se află pe linii internaționale europene unde se vor aplica criteriile de interoperabilitate pentru viteze mari.

NOTĂ - În caiete de sarcini se va preciza unde se va folosi convoiul HSLM.

(3) Convoiul HSLM cuprinde două Trenuri Universale diferite HSLM-A și HSLM-B, ce au lungimi variabile ale vagoanelor.

NOTĂ - Cele două trenuri, HSLM-A și HSLM-B, împreună reprezintă efectul dinamic al încărcărilor datorate vehiculelor convenționale articulate care circulă cu viteze mari, destinate traficului de călători și care corespund cerințelor exprimate în Caietul de sarcini european în ceea ce privește interoperabilitatea, dat în anexa E1.

(4) Convoiul HSLM-A este prezentat în figura 3.12 și în tabelul 3.3.



unde:

- (1) Locomotiva (locomotivele de la ambele capete ale trenului sunt identice)
- (2) Ultimile vagoane (identice)
- (3) Vagoane intermediare

Figura 3.12 – HSLM-A

Tabelul 3.3 – Convoiu HSLM-A

Tren universal	Numărul vagoanelor intermediare N	Lungimea vagoanelor D [m]	Distanța dintre osii D[m]	Greutatea osiilor P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

(5) Convoiu HSLM-B se compune dintr-un număr de  $N$  forțe concentrate, de 170 kN echidistante, la distanța  $d$  [m], unde  $N$  și  $d$  sunt date în figurile 3.13 și 3.14.

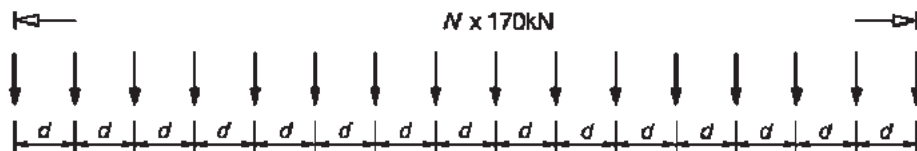


Figura 3.13 – Convoiu HSLM-B

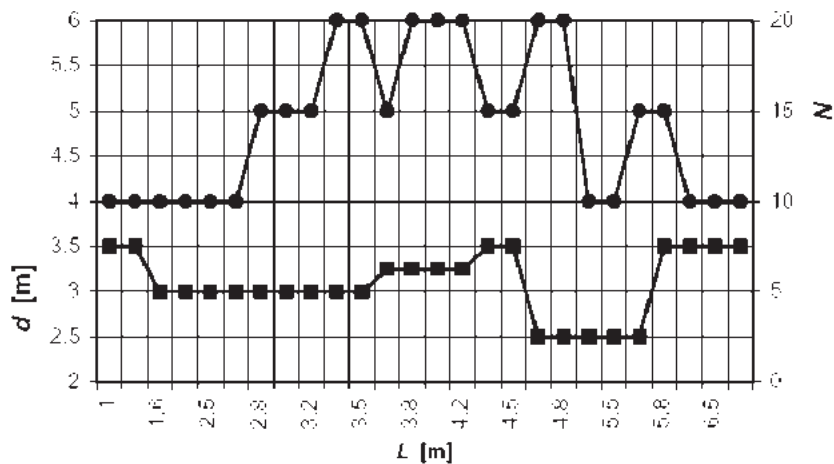


Figura 3.14 – Convoiu HSLM-B

unde  $L$  este deschiderea [m].

(6) În funcție de criteriile cuprinse în tabelul 3.4, se va aplica fie convoiu HSLM-A fie HSLM-B.

**Tabelul 3.4 – Aplicarea convoaielor HSLM-A sau HSLM-B**

Configurația structurală	Deschiderea	
	$L < 7$ m	$L \geq 7$ m
Grinda simplu rezemată (o singură deschidere)	HSLM-B <sup>b</sup>	HSLM-A <sup>c</sup>
Structură continuă <sup>a</sup> sau Structură complexă <sup>c</sup>	HSLM-A Trenurile A1 la A10 inclusiv <sup>d</sup>	HSLM-A Trenurile A1 la A10 inclusiv <sup>d</sup>

<sup>a</sup> Se va folosi pentru poduri cu structura de rezistență grinzi simplu rezemate, pe reazeme rigide sau la plăci simple la care se poate neglija efectul oblicității.

<sup>b</sup> Pentru poduri cu structura de rezistență grinzi simplu rezemate, cu deschideri mai mici de 7,0 m se va utiliza un singur tren critic universal de tipul HSLM-B pentru analiză, conform 3.4.6.1.1(5).

<sup>c</sup> Pentru poduri cu structura de rezistență grinzi simplu rezemate, cu deschideri mai mari sau egale cu 7,0 m se va utiliza un singur tren critic universal de tipul HSLM-A pentru analiza dinamică, conform anexei E (poate fi utilizate alternativ trenurile universale de la A1 la A10)

<sup>d</sup> La proiectare se vor utiliza toate trenurile de la A1 la A10 inclusiv.

<sup>e</sup> Se aplică oricărei structuri care nu se încadrează prevederilor notei anterioare. De exemplu, structuri oblice, poduri cu solicitări de torsiune importante, structuri cu calea la mijloc cu moduri de vibrație ale grinzilor principale. În plus, la structuri complexe cu moduri de vibrație deosebite ale platelajului (de exemplu la structuri cu calea la mijloc sau la poduri cu calea jos cu platelaje subțiri) se va utiliza convoiul HSLM-B.

NOTĂ – Anexa națională sau alte documente pot cuprinde prevederi suplimentare în ceea ce privește utilizarea convoaielor HSLM-A sau HSLM-B la structuri continue sau complexe.

(7) Dacă nu sunt îndeplinite limitele de frecvență indicate în figura 3.10 și viteza maximă în amplasament este  $\leq 200$  km/h se va efectua analiza dinamică. Analiza va ține cont de comportarea structurii conform 3.4.2 și se utilizează:

- trenurile de la 1 la 12 prezentate în anexa D,
- trenurile reale stabilite

NOTĂ – Încărcarea și metodologia de realizare a analizei poate fi precizată în caiete de sarcini și vor fi agreate de autoritatea relevantă precizată în anexa națională.

#### 3.4.6.1.2 Combinarea încărcărilor și coeficienți parțiali de siguranță

(1) La analizele dinamice, pentru determinarea masei asociate greutateii proprii și a încărcărilor care se pot îndepărta (balastul etc.) se va utiliza valoarea nominală a densității.

(2)P La analizele dinamice se vor utiliza ca încărcări cele precizate în 3.4.6.1.1(1) și (2) și dacă este necesar cele prevăzute în 3.4.6.1.1(7).

(3) La analiza dinamică numai a structurii se va considera o linie încărcată (situația cea mai defavorabilă), în conformitate cu prevederile tabelului 3.5.



**Tabelul 3.5 – Sumarul cazurilor de încărcare adiționale  
în funcție de numărul liniilor pe pod**

Numărul liniilor pe pod	Linii încărcate	Încărcări pentru analiza dinamică
1	una	Fiecare tren real și convoiul HSLM (dacă este necesar) parcurgând podul în sensul permis de circulație
2 (Trenuri ce parcurg structura în sensuri opuse, în mod normal) <sup>a</sup>	una din linii	Fiecare tren real și convoiul HSLM (dacă este necesar) parcurgând podul în sensul permis de circulație
	cealaltă linie	Nimic (linie neîncărcată)
<sup>a</sup> La poduri ce susțin mai mult de două linii parcurse de trenuri în același sens în mod normal sau pentru poduri care susțin 3 sau mai multe linii pe linii unde viteza trenurilor depășește 200 km/h, încărcările vor fi cu acordul autorității relevante precizate în anexa națională)		

(4) În cazul în care efectele determinate prin analiza dinamică depășesc efectele determinate cu ajutorul convoiului de calcul LM 71 (sau a convoiului SW/0 pentru structuri continue), în conformitate cu 3.4.6.5(3), atunci efectele analizei dinamice se vor combina cu:

- efectele încărcărilor produse de forțele orizontale pe linia încărcată pentru analiza dinamică
- efectele încărcărilor produse de încărcările verticale și orizontale pe linia cealaltă, în conformitate cu prevederile 3.8.1 și tabelul 3.11.

(5)P În cazul în care efectele determinate prin analiza dinamică depășesc efectele determinate cu ajutorul convoiului de calcul LM 71 (sau a convoiului SW/0 pentru structuri continue), în conformitate cu 3.4.6.5(3), atunci efectele dinamice ale încărcărilor (momente încovoietoare, forțe tăietoare, deformații etc. exclusiv accelerațiile) obținute din analiza dinamică se vor multiplica cu coeficienții parțiali din anexa A2 al standardului SR EN 1990:2004.

(6)P Coeficienții parțiali nu se vor aplica încărcărilor date la 3.4.6.1.1 pentru determinarea accelerațiilor la nivelul căii. Valorile calculate ale accelerațiilor se vor compara direct cu valorile proiectate date în 3.4.6.5.

(7) Pentru oboseală, podurile se vor proiecta pentru efectele adiționale de oboseală la rezonanță din încărcările precizate la 3.4.6.1.1 aplicate pe oricare o linie. Vezi 3.4.6.6.

### 3.4.6.2 Considerarea vitezelor

(1)P Se va considera o serie de viteze inferioare vitezei maxime de proiectare pentru fiecare tren real și pentru modelul de încărcare HSLM. Viteza maximă de proiectare, se stabilește în general, 1,2 x viteza maximă în amplasament.

Trebuie precizată viteza maximă de circulație în amplasament.

NOTA 1 – Caietele de sarcini pot preciza maximul vitezei în amplasament.

NOTA 2 – Dacă se precizează, în cazuri particulare se poate utiliza o viteză redusă pentru trenurile reale, de 1,2 x viteza maximă permisă a trenurilor.

NOTA 3 – Se recomandă creșterea vitezei maxime pe linie în amplasament prin specificațiile din caietele de sarcini pentru a ține seama de o eventuală modificare a infrastructurii și a materialului rulant în viitor.

NOTA 4 – Structurile pot fi expuse unor vârfuri înalte datorate răspunsului ca efect al rezonanței. Dacă există posibilitatea ca trenurile să circule cu viteze care depășesc fie viteza maximă permisă fie viteza maximă a liniei în amplasament, curentă sau de viitor se recomandă ca specificațiile din caietele de sarcini să prevadă un factor de creștere a vitezei maxime de proiectare pentru a fi utilizat în analiza dinamică.

NOTA 5 – Se recomandă ca în caiete de sarcini să fie precizări suplimentare pentru verificarea structurii dacă aceasta este destinată pentru secțiuni de linie pe care se vor efectua teste cu trenuri reale. Viteza maximă de proiectare utilizată pentru trenurile reale vor fi cel puțin 1,2 x viteza maximă de încercare a trenurilor. Calculele trebuie să demonstreze că sunt satisfăcute condițiile de siguranță (acelerații maxime la nivelul căii, efecte maxime ale încărcărilor) pentru structuri la viteze mai mari de 200 km/h. Criteriile pentru oboseala și confortul pasagerilor nu este necesar să fie verificate pentru 1,2 x viteza maximă de încercare a trenului.

(2) Calcululele se vor face pentru viteze începând cu 40 m/s până la viteza maximă de proiectare, definită la 3.4.6.2(1). În apropierea vitezei de rezonanță, pașii de viteză vor fi mai mici.

Pentru grinzi simplu rezemate, care pot fi modelate ca o grindă liniară, viteza de rezonanță poate fi estimată utilizând ecuația 3.9.

$$v_i = n_0 \lambda_i \quad (3.9)$$

și

$$40 \text{ m/s} \leq v_i \leq \text{viteza maximă de proiectare} \quad (3.10)$$

unde:

$v_I$  este viteza de rezonanță [m/s]

$n_0$  este prima frecvență proprie a structurii neîncărcate

$\lambda_i$  este lungimea de undă principală a frecvenței de excitație și poate fi estimată cu relația:

$$\lambda_i = d/i \quad (3.11)$$

$d$  este spațiul regulat dintre grupuri de osii

$i$  = 1, 2, 3 sau 4

### 3.4.6.3 Parametrii podului

#### 3.4.6.3.1 Amortizare structurală

(1) Vârful răspunsului unei structuri la circulația traficului cu viteză corespunzătoare încărcării de rezonanță depinde în mod esențial de amortizare.

(2) P Se va folosi numai valoarea cea mai mică a amortizării.

(3) La analizele dinamice se vor folosi următoarele valori ale amortizării:

**Tabelul 3.6 – Valorile amortizării utilizate la proiectare**

Tipul podului	$\zeta$ Valoarea inferioară a fracțiunii din amortizarea critică [%]	
	Deschiderea $L < 20$ m	Deschiderea $L \geq 20$ m
Metalic și compus	$\zeta=0,5+0,125(20-L)$	$\zeta=0,5$
Beton precomprimat	$\zeta=1,0+0,07(20-L)$	$\zeta=1,0$
Grinzi înglobate și beton armat	$\zeta=1,5+0,07(20-L)$	$\zeta=1,5$

NOTĂ – Valori minime alternative ale amortizării pot fi precizate într-un document agreat al unei autorități relevante specificate în anexa națională.

### 3.4.6.3.2 Masa podului

(1) Încărcarea cu efectul maxim dinamic care se produce la rezonanță (vârf) când multiplii frecvenței încărcării și frecvența proprie a structurii coincid, orice subestimare a masei structurii va conduce la o supraestimare a frecvenței proprii a structurii la supraestimarea vitezei traficului la care se produce rezonanța.

La rezonanță, accelerația maximă a structurii este invers proporțională cu masa structurii.

(2)P Se vor considera două cazuri specifice pentru stabilirea masei structurii, incluzând balastul și calea:

- considerarea valorii minime a masei structurii pentru a estima accelerațiile maxime la nivelul căii utilizând greutatea specifică în stare uscată a balastului și grosimea minimă a acestuia,
- considerarea valorii maxime a masei structurii pentru estimarea celor mai joase viteze la care efectele de rezonanță apar, utilizând greutatea specifică maximă saturată a balastului murdar precum și sporirea grosimii acestuia în eventualitatea unor ridicări ale niveleței în viitor.

NOTĂ – Greutatea specifică minimă a balastului poate fi considerată  $1700 \text{ kg/m}^3$ . Valori alternative trebuie precizate în caiete de sarcini.

(3) Greutățile specifice ale balastului se vor considera, având ca referință SR EN 1991-1-1.

NOTĂ – Datorită numărului mare de parametri care afectează densitatea betonului nu se poate prezice cu precizie valori mărite ale densității cu suficientă acuratețe ale acestuia pentru a prezice răspunsul dinamic al podului. Valori alternative ale densității pot fi utilizate dacă acestea sunt confirmate de o serie de încercări pe epruvete prelevate la punerea în operă a betonului (de pe șantier), în concordanță cu SR EN 1990:2004, En 1992 și ISO 6784 supuse aprobării autorității relevante specificate în anexa națională.

### 3.4.6.3.3 Rigiditatea podului

(1) Încărcarea cu efectul maxim dinamic care se produce la rezonanță (vârf), când multiplii frecvenței încărcării și frecvența proprie a structurii coincid, orice supraestimare a rigidității podului va conduce la o supraestimare a frecvenței proprii a structurii și a vitezei la care rezonanța apare.

(2)P Se va utiliza o limită inferioară estimată a rigidității structurii.

(3) Rigiditatea întregii structuri include determinarea rigidității elementelor componente ale structurii și se va face luând ca referință standardele EN 1992 până la EN 1994.

Valorile modulului de elasticitate Young pot fi luate având ca referință standardele EN 1992 până la EN 1994.

La betoane cu rezistența la compresiune determinată pe cilindrii cu valori  $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$  (rezistența la compresiune determinată pe cuburi  $f_{ck, cub} \geq 60 \text{ N/mm}^2$ ) valorile modulului static de elasticitate ( $E_{cm}$ ) se vor limita la valoarea corespunzătoare betonului cu rezistență  $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$  ( $f_{ck, cub} = 60 \text{ N/mm}^2$ ).

NOTA 1 – Întrucât o serie de parametrii pot afecta valoarea  $E_{cm}$  nu este posibil să se precizie o valoare care să stabilească cu precizie răspunsul dinamic al structurii. Sporirea valorii  $E_{cm}$  poate fi utilizate dacă sunt confirmate de o serie de încercări pe epruvete prelevate la punerea în operă a betonului (de pe șantier), în concordanță cu SR EN 1990:2004, En 1992 și ISO 6784 supuse aprobării autorității relevante specificate în anexa națională.

NOTA 2 – Alte proprietăți ale materialelor pot fi utilizate dacă sunt supuse aprobării autorității relevante specificate în anexa națională.

#### 3.4.6.4 Modelarea excitației și comportarea dinamică a structurii

(1) Efectele dinamice ale trenurilor reale pot fi reprezentate de o serie de treceri pe structură a unor forțe concentrate. Se poate neglija interacțiunea masei vehicul/structură.

Analiza va ține cont de variațiile în lungul trenului a intensității forțelor și a distanțelor dintre osii.

(2) Când tehnica analizei permite, se va ține seama de următoarele comportări dinamice ale structurii:

- pentru structuri complexe, apropierea de formele adiacente și asociate modurilor proprii de vibrație,
- interacțiunea dintre modurile de încovoiere și de torsiune,
- comportarea locală a elementelor de la nivelul căii (platelaje puțin înalte, antretoaze ale podurilor cu calea la mijloc sau ale grinzilor cu zăbrele etc.),
- comportarea plăcilor oblice etc.

(3) Reprezentarea fiecărei osii printr-o forță concentrată conduce la supraestimarea efectelor dinamice pentru lungimi de încărcare mai mici de 10 m. În asemenea cazuri, se va folosi repartiția încărcărilor prin șină, traverse și balast.

În contradicție cu 3.3.6.2(1) pentru analiza dinamică încărcarea dintr-o singură axă nu va fi distribuită uniform în sens longitudinal.

(4) Pentru deschideri mai mici de 30 m interacțiunea efectelor mase vehicul/structură conduc la reducerea răspunsului la rezonanță. Se va ține seama de aceste efecte prin: efectuarea unei analize interactive dinamice vehicul/structură

NOTĂ – Metoda utilizată va fi precizată în anexa națională și va fi aprobată de autoritatea relevantă specificată în anexa națională.

- creșterea valorii amortizării considerate pentru structură, în conformitate cu figura 3.15. Pentru grinzi continue, se va utiliza valoarea cea mai mică  $\Delta\zeta$  pentru toate deschiderile. Valoarea totală a amortizării ce se va utiliza este dată de:

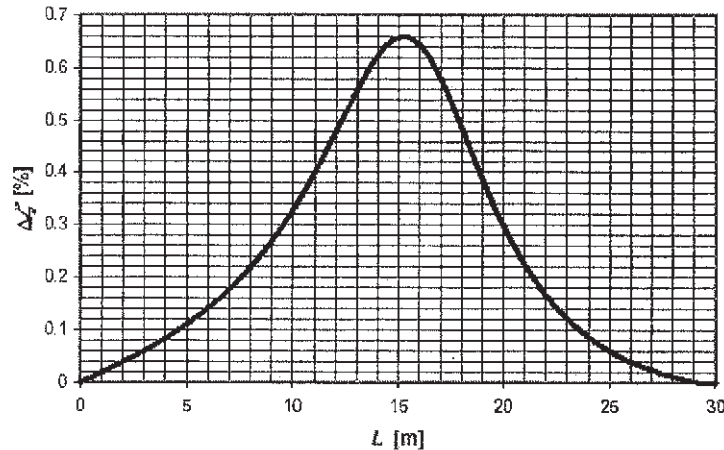
$$\zeta_{TOTAL} = \zeta + \Delta\zeta \quad (3.12)$$

unde:

$$\Delta\zeta = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} [\%] \quad (3.13)$$

$\zeta$  este limită inferioară a fracțiunii din amortizarea critică [%] definită în 3.4.6.3.1.

NOTĂ – Anexa națională poate prevedea valori alternative.



**Figura 3.15 – Amortizare adițională  $\Delta\zeta$  [%] în funcție de deschidere  $L$  [m]**

(5) Efectele dinamice ale încărcărilor determinate prin calcul trebuie sporite (eforturi, deformații, accelerații la nivelul căilor, etc.) datorită posibilelor defecte ale căii și ale imperfecțiunilor materialului rulant, prin multiplicarea efectelor calculate cu un coeficient:

- $(1 + \varphi''/2)$  pentru întreținere foarte bună a căii,  
 $(1 + \varphi'')$  pentru cale întreținută în condiții standard (obișnuite),

unde:

$\varphi''$  este în concordanță cu prevederile anexei C și nu se va lua o valoare mai mică de 0.

NOTĂ – Anexa națională va prevedea ce valoare a coeficientului se va utiliza.

(6) În cazul unui pod care satisface limita superioară din figura 3.10, factorii care influențează comportarea dinamică precizați în 3.4.2 de la (vii) la (xi) pot fi considerați că sunt cuprinși în  $\Phi$ ,  $\varphi''/2$  și  $\varphi''$  dați în 3.4 și anexa C.

### 3.4.6.5 Verificări la starea limită

(1)P Pentru asigurarea siguranței traficului:

- La starea limită de serviciu, pentru prevenirea instabilității căii, verificarea cerințelor impuse de siguranța traficului trebuie să se facă pentru vârful maxim al accelerației grinzii.
- Sporirea efectelor dinamice ale încărcărilor va fi permisă prin multiplicarea încărcărilor statice cu coeficientul dinamic  $\Phi$  definit la 3.4.5. În cazul în care este necesară efectuarea unei analize dinamice, rezultatele analizei dinamice vor fi comparate cu rezultatele analizei statice sporite cu coeficientul dinamic  $\Phi$  (și dacă este necesar multiplicat și cu factorul  $\alpha$ ), iar la proiectarea podului se vor utiliza cele mai defavorabile efecte.

- În cazul în care este necesară o analiză dinamică, se va face o verificare în conformitate cu 3.4.6.6 pentru a stabili dacă încărcările adiționale pentru oboseală, pentru viteze mari și la rezonanță sunt acoperite de efectele produse de  $\Phi \times LM\ 71$  (sau dacă este necesar  $\Phi \times SW/0$  pentru structuri continue și încărcări verticale clasificate). La proiectare vor fi folosite cele mai defavorabile încărcări pentru oboseală.

(2)P Valorile maxime de proiectare permise ale accelerațiilor grinzilor podului calculate în lungul căii nu vor depăși valorile recomandate, date în A2 a standardului SR EN 1990:2004 (vezi A2.4.4.2.1).

(3) O analiză dinamică se va utiliza (dacă este necesar) pentru determinarea următorului spor:

$$\varphi'_{din} = \max|y_{din} / y_{stat}| - 1 \quad (3.14)$$

unde:

$y_{din}$  este răspunsul dinamic maxim și  $y_{stat}$  este răspunsul static corespunzător în orice punct al elementelor structurale produs de trenurile reale sau de convoiul HSLM.

La proiectarea podurilor, considerarea tuturor efectelor datorate încărcărilor verticale de la trafic se va utiliza cea mai defavorabilă combinație:

$$\left(1 + \varphi'_{din} + \varphi''/2\right) \times \begin{pmatrix} HSLM \\ \text{sau} \\ \text{tren real} \end{pmatrix} \quad (3.15)$$

sau

$$\Phi \times ((LM\ 71'' + SW/0)) \quad (3.16)$$

unde:

HSLM este convoiul pentru trafic cu viteze mari, definit în 3.4.6.1.(2);  
 LM 71'' + SW/0 este convoiul LM 71 și dacă este relevant convoiul SW/0 pentru structuri continue (sau încărcări clasificate, în conformitate cu 3.3.2(3));  
 tren real este încărcarea datorată trenurilor reale definite la 3.4.6.1.1;  
 $\varphi''/2$  este sporul efectelor dinamice calculate (eforturi, deformații, accelerații etc.) ce rezultă din defectele căii și imperfecțiunile vehiculelor, în conformitate cu anexa C, pentru cale întreținută foarte bine (pentru cale ferată cu întreținere standard se va utiliza  $\varphi''$ );  
 $\Phi$  este coeficientul dinamic, conform 3.4.5.

### 3.4.6.6 Verificări suplimentare pentru oboseală în cazul în care este cerută analiza dinamică

(1)P Verificarea la oboseală a structurilor va ține seama de șirul eforturilor (spectru) în elementele structurii ce oscilează în jurul poziției deformată corespunzătoare încărcărilor permanente datorită:

- vibrațiilor libere suplimentare determinate de efectul impactului osiilor ce parcurg podul cu viteză mare;
- magnitudinea efectelor dinamice ale încărcărilor mobile la rezonanță;
- cicluri suplimentare ale eforturilor unitare determinate de încărcări dinamice la rezonanță.

(2)P În cazul în care viteza de circulație frecventă a trenurilor reale pe structură este apropiată de viteza de rezonanță, proiectarea va ține seama de vătămarea adițională de oboseală datorată efectelor rezonanței.

NOTĂ – La proiectare, caietele de sarcini pot specifica încărcări pentru oboseală, de exemplu detalii, tonaj anual, trenuri reale și vitezele de circulație frecvente asociate în amplasament.

(3) Dacă un pod este proiectat la convoiul HSLM, în conformitate cu 3.4.6.1.1(2), încărcarea pentru oboseală considerată va ține seama de cea mai bună estimare a traficului curent și cel de viitor.

NOTĂ – La proiectare, caietele de sarcini pot specifica încărcări pentru oboseală, de exemplu detalii, tonaj anual, trenuri reale și vitezele de circulație frecvente asociate în amplasament.

(4) Pentru structuri care îndeplinesc cerințele cuprinse în anexa F, viteza de rezonanță poate fi estimată utilizând ecuațiile 3.9 și 3.10.

(5) Pentru verificarea la oboseală vor fi considerate o serie de viteze inferioare vitezei nominale maxime.

NOTĂ – Se recomandă ca în caiete de sarcini să se utilizeze o valoare sporită a vitezei nominale maxime pentru a ține cont de eventualele modificări viitoare a infrastructurii căii ferate și a materialului rulant.

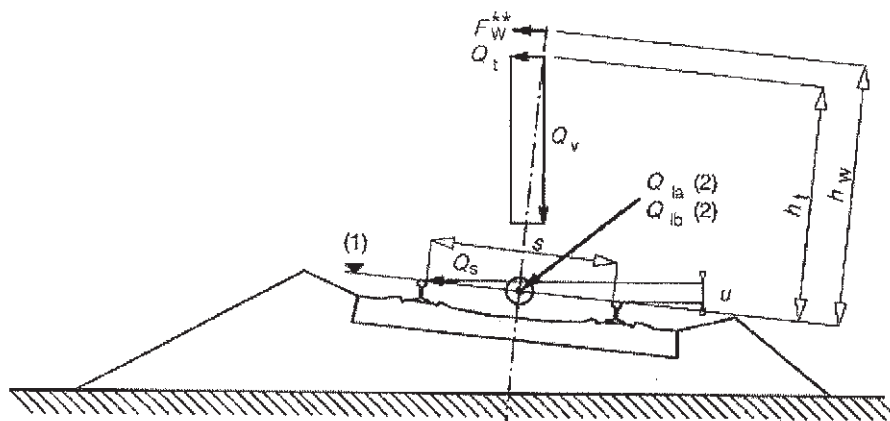
## 3.5 Forțe orizontale – valori caracteristice

### 3.5.1 Forțe centrifuge

(1)P În cazul în care calea pe pod este în curbă (pe toată lungimea podului sau numai pe o parte a sa) se va considera efectul forței centrifuge și a supraînălțării căii.

(2)P Forța centrifugă se consideră că acționează spre exteriorul curbei în direcție orizontală la o înălțime de 1,80 m deasupra suprafeței de rulare, ca în figura 3.16. Pentru anumite tipuri de trafic, de exemplu cu compartimente suprapuse se va preciza o valoare sporită a dimensiunii  $h_t$ .





unde:

- (1) suprafața de rulare  
 (2) forțe longitudinale ce acționează în lungul axei căii

**Figura 3.16 – Considerarea forței centrifuge**

NOTĂ – Anexa națională sau caietele de sarcini pot preciza o valoare mai mare a dimensiunii  $h_t$ .

(3)P Forța cetrifugă se va combina întotdeauna cu încărcările verticale din trafic. Forța cetrifugă nu se va multiplica cu coeficientul dinamic  $\Phi_2$  sau  $\Phi_3$ .

NOTĂ – Când se consideră efectul vertical al forțelor centrifuge (indirect), efectul încărcării verticale datorat încărcărilor centrifuge (indirect) fără nici o reducere datorată supraînălțării, se va multiplica cu coeficientul dinamic relevant.

(4)P Valoarea caracteristică a forței centrifuge se va determina cu următoarele relații:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times Q_{vk}) \quad (3.17)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad (3.18)$$

unde:

- $Q_{tk}, q_{tk}$  sunt valorile caracteristice ale forței centrifuge [kN, kN/m]  
 $Q_{vk}, q_{vk}$  sunt valorile caracteristice ale încărcărilor verticale precizate în 3.3 (nemultiplicate cu coeficientul dinamic), ale convoaielor LM 71, SW/0, SW/2 și ale trenului "neîncărcat". Pentru convoiul HSLM valoarea caracteristică a forței centrifuge se va determina cu ajutorul convoiului LM 71  
 $f$  este un coeficient de reducere  
 $v$  este viteza maximă în conformitate cu 3.5.1(5) [m/s]  
 $V$  este viteza maxima în conformitate cu 3.5.1(5) [km/h]  
 $g$  accelerația gravitațională [9,81m/s<sup>2</sup>]  
 $r$  raza curbei [m]

În cazul în care raza curbei variază pe pod, se va utiliza raza medie potrivită.

(5)P Calculul se va efectua pentru viteza maximă în amplasament precizată. Pentru convoiul SW/2 se poate utiliza o valoare alternativă asumată a vitezei maxime.



NOTA 1 – Caietele de sarcini pot conține aceste cerințe.

NOTA 2 – Pentru convoiul SW/2 se poate considera viteza maximă de 80 km/h.

NOTA 3 – Se recomandă ca în caietele de sarcini să specifice creșterile vitezelor de circulație în amplasament ce vor lua în considerare modificările infrastructurii și materialului rulant în viitor.

(6)P În plus, pentru poduri cu calea situată în curbă, dacă se aplică cazul de încărcare precizat în 3.3.2 și dacă este aplicabil și 3.3.3, se va considera forța centrifugă.

(7) Pentru convoiul de calcul LM 71 (și unde este necesar convoiul SW/0) și viteze maxime de circulație în amplasament mai mari de 120 km/h se vor considera următoarele cazuri:

- Convoiul LM 71 (și unde este necesar SW/0) cu coeficientul dinamic și forța centrifugă pentru  $V=120\text{km/h}$ , conform relațiilor (3.17) și (3.18) cu  $f=1,0$ .
- Convoiul LM 71 ( $f_{xQ_{vk}}$ ,  $f_{xq_{vk}}$ ) ( $f_{xSW/0}$ ) cu coeficientul său dinamic și forța centrifugă conform relațiilor (3.17) și (3.18) pentru viteza maximă  $V$  precizată, utilizând un coeficient de reducere  $f$  conform 3.5.1(8).

(8) Pentru convoiul de calcul LM 71 (și unde este necesar convoiul SW/0) factorul  $f$  se obține astfel:

$$f = \left[ 1 - \frac{V - 120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (3.19)$$

cu condiția unei valori minime de 0,35.

unde:

$L_f$  este lungimea părții încărcate a liniei de influență a căii în curbă de pe pod, care este cea mai defavorabilă pentru proiectarea elementului structural luat în considerație [m].

$V$  este viteza maximă precizată, în conformitate cu 3.5.1(5).

$f=1,0$  dacă  $V \leq 120 \text{ km/h}$  sau  $L_f \leq 2,88 \text{ m}$

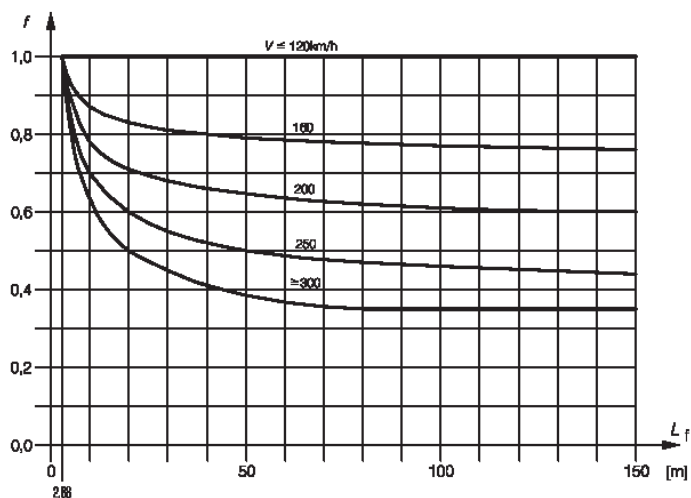
$f < 1,0$  dacă  $120 \text{ km/h} < V \leq 300 \text{ km/h}$   
(vezi tabelul 3.7 sau figura 3.17 sau ecuația 3.19) și  $L_f > 2,88 \text{ m}$

$f(V)=f(300)$  dacă  $V > 300 \text{ km/h}$

Pentru convoiul SW/2 și pentru trenul “neîncărcat” valoarea coeficientului de reducere  $f$  se va lua egal cu 1,0.

Tabelul 3.7 - Factorul  $f$  pentru convoaiele LM 71 și SW/0

$L_f$ [m]	Viteza maximă în conformitate cu 3.5.1.(5) [km/h]				
	$\leq 120$	160	200	250	$\geq 300$
$\leq 2,88$	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
$\geq 150$	1,00	0,76	0,60	0,44	0,35

Fig. 3.17 - Factorul  $f$  pentru convoaiele LM 71 și SW/0

(9) Pentru convoaiele LM 71 și SW/0 forțele centrifuge se vor determina conform ecuațiilor (3.17) și (3.18), utilizând încărcările verticale clasificate (vezi 3.3.2(3)), în conformitate cu cazurile de încărcare date în tabelul 3.8:

**Tabelul 3.8 - Cazuri de încărcare pentru forța centrifugă corespunzătoare valorilor  $\alpha$  și vitezei maxime de circulații pe linie în amplasament**

Valoarea $\alpha$	Viteza maximă de circulație pe linie în amplasament	Forța centrifuga bazata pe: <sup>d</sup>				Trafic vertical asociat bazat pe: <sup>a</sup>
		$V$ [km/h]	$\alpha$	$f$		
$\alpha < 1$	$> 120$	$V$	$1^c$	$f$	$1^c \times f \times$ (LM 71''+'SW/0) pt. 3.5.1(7) <sup>b</sup>	$\Phi \times 1^c \times f \times$ (LM 71''+'SW/0)
		120	$\alpha$	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0) pt. 3.5.1(7) <sup>b</sup>	$\Phi \times \alpha \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0)
		0	-	-	-	
	$\leq 120$	$V$	$\alpha$	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0)	
		0	-	-	-	
$\alpha < 1$	$> 120$	$V$	1	$f$	$1 \times f \times$ (LM 71''+'SW/0) pt. 3.5.1(7) <sup>b</sup>	$\Phi \times 1 \times f \times$ (LM 71''+'SW/0)
		120	1	1	$1 \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0) pt. 3.5.1(7) <sup>a</sup>	$\Phi \times 1 \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0)
		0	-	-	-	
	$\leq 120$	$V$	1	1	$1 \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0)	
		0	-	-	-	
$\alpha > 1$	$> 120^b$	$V$	1	$f$	$1 \times f \times$ (LM 71''+'SW/0) pt. 3.5.1(7) <sup>b</sup>	$\Phi \times 1 \times f \times$ (LM 71''+'SW/0)
		120	$\alpha$	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0) pt. 3.5.1(7) <sup>a</sup>	$\Phi \times \alpha \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0)
		0	-	-	-	
	$\leq 120$	120	$\alpha$	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM 71''+'SW/0)	
		0	-	-	-	

<sup>a</sup>  $0,5 \times (LM 71''+'SW/0)$  în loc de  $(LM 71''+'SW/0)$  unde acțiunea verticală din trafic este favorabilă.

<sup>b</sup> Valabil pentru trafic greu de marfă cu viteza limitată la maxim 120km/h

<sup>c</sup>  $\alpha=1,0$  pentru a evita dubla reducerea masei trenului cu factorul  $f$ .

<sup>d</sup> Vezi 3.5.1(3) în legatură cu efectele verticale ale forței centrifuge. Efectul încărcărilor verticale al forței centrifuge (indirect) fără nici o reducere datorată supraînălțării, vor fi multiplicat cu coeficientul dinamic relevant. Când se determină efectul vertical datorat forței centrifuge se va utiliza factorul  $f$  menționat mai sus.

unde:

$V$

este viteza maximă, în conformitate cu 3.5.1(5) [km/h]

$f$

este factorul de reducere, în conformitate cu 3.5.1(8)

$\alpha$

este factor pentru clasificarea încărcărilor verticale, în conformitate cu 3.3.2(3)

LM 71''+'SW/0

Convoiu LM 71 sau dacă este relevant convoiul SW/0 pentru poduri continue

(10) Criteriile cuprinse în 3.5.1(5) și de la 3.5.1(7) până la 3.5.1(9) nu se vor folosi pentru calculul forței centrifuge datorate trenurilor grele de marfă dacă viteza de circulație maximă permisă a vehiculelor depășește 120km/h. În cazul în care viteza de circulație a trenurilor grele de marfă depășește viteza de 120km/h sunt necesare precizări adiționale.

NOTĂ – Caietele de sarcini pot specifica precizări adiționale.

### 3.5.2 Forța de șerpuire

(1)P Forța de șerpuire se consideră ca o forță concentrată orizontală, aplicată la nivelul superior al șinei, normală pe axul liniei. Se va aplica atât la calea în aliniament cât și la calea în curbă.

(2)P Valoarea caracteristică a forței de șerpuire se va lua  $Q_{sk}=100$  kN. Valoarea ei nu va fi multiplicată cu coeficientul dinamic  $\Phi$  (conform 3.4.5) sau de factorul  $f$  definit în 3.5.1(4).

(3) Pentru valori  $\alpha > 1,0$ , valoarea caracteristică a forței de șerpuire precizată în 3.5.2(2), se va multiplica cu factorul  $\alpha$  definit la 3.3.2(3).

(4)P Forța de șerpuire se va combina întotdeauna cu încărcările verticale din trafic.

(5)P Forța de șerpuire este incompatibilă cu forța centrifugă.

### 3.5.3 Acțiuni datorate tracțiunii și frânării

(1)P Forțele de tracțiune și de frânare se consideră ca forțe orizontale longitudinale căii ce acționează la nivelul superior al șinelor. Ele se vor considera că acționează uniform distribuit pe toată lungimea  $L_{a,b}$  a liniei de influență corespunzătoare pentru efectele tracțiunii și frânării pentru elementul structural considerat. La stabilirea sensului în care forțele de tracțiune și frânare acționează se va ține seama de sensul permis de circulație pe fiecare linie în parte.

(2)P Valorile caracteristice ale forței de tracțiune și ale forței de frânare se vor lua astfel:

Forța de tracțiune:

$$Q_{lak}=33 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000 \text{ [kN]} \quad (3.20)$$

pentru convoaiele LM 71, SW/0, SW/2 și HSLM

Forța de frânare:

$$Q_{ibk}=20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000 \text{ [kN]} \quad (3.21)$$

pentru convoaiele LM 71, SW/0 și HSLM

$$Q_{ibk}=35 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \quad (3.22)$$

pentru convoiul SW/2

Valorile caracteristice ale forței de tracțiune și ale forței de frânare nu se vor multiplica cu coeficientul dinamic  $\Phi$  (vezi 3.4.5.2) sau cu factorul  $f$  (vezi 3.5.1(6)).

NOTA 1 - Pentru convoaiele SW/0 și SW/2 forțele de tracțiune sau de frânare se vor aplica numai acelor părți ale structurii care se încarcă conform figurii 3.2 și tabelului 3.1.

NOTA 2 - Forța de tracțiune și de frânare datorată trenului “neîncărcat” pot fi neglijate.

(3) Valorile caracteristice ale forței de tracțiune și ale forței de frânare determinate conform relațiilor anterioare pot fi utilizate indiferent de modul de realizare al căii pe pod: cu șine continui sudate sau cale cu joante, cu sau fără dispozitive de compensare.

(4) Valorile caracteristice ale forței de tracțiune și ale forței de frânare pentru convoaiele de calcul LM 71 și SW/0 se vor multiplica cu factorul  $\alpha$ , conform cerințelor de la 3.3.2(3).

(5) În cazul în care lungimea de încărcat este mai mare de 300 m se vor face precizări suplimentare în acest sens.

NOTĂ – Anexa națională sau caietele de sarcini vor cuprinde precizări suplimentare.

(6) Pentru linii cu trafic special (de exemplu restricții de viteză aplicate trenurilor de pasageri de mare viteză) forțele de tracțiune și de frânare se pot considera egale cu 25% din suma încărcărilor pe osii ale trenurilor reale ce acționează pe lungimea liniei de influență al elementului structural considerat dar nu mai mult de valoarea 1000 kN pentru  $Q_{Iak}$  și respectiv 6000 kN pentru  $Q_{Ibk}$ . Pentru liniile cu trafic special se vor preciza încărcările și detaliile asociate ale acestora.

NOTA 1 – Caietele de sarcini pot specifica cerințele.

NOTA 2 – În cazul în care caietele de sarcini precizează reducerea forțelor de tracțiune și de frânare menționată anterior se va ține seama și de alt trafic permis pe linie, de exemplu cum sunt convoaiele și echipamentele pentru întreținerea căii.

(7)P Forțele de tracțiune și de frânare se vor combina cu încărcările verticale corespunzătoare.

(8) Când calea este continuă la unul sau la ambele capete ale podului, numai o parte din forța de tracțiune sau de frânare se transferă prin tablier la aparatele de reazem când există rezistență în spatele culeilor, forța rămasă se transmite prin cale, în spatele culeilor. Partea din forță care se transmite prin tablier aparatelor de reazem se stabilește ținând cont de răspunsul combinat al structurii și căii, conform cu prevederile 3.5.4.

(9)P În cazul podurilor care susțin două sau mai multe linii, forța de frânare de pe o linie se va combina cu forța de tracțiune de pe o altă linie (una). În cazul în care pe pod sunt două sau mai multe linii care au același sens de operare se va considera pe ambele fie forța de tracțiune fie forța de frânare.

NOTĂ – Anexa națională va specifica cerințe alternative pentru aplicarea forțelor de tracțiune și frânare pentru poduri ce susțin două sau mai multe linii de cale ferată, care au același sens de circulație.

### **3.5.4 Răspunsul combinat al structurii și căii la acțiuni variabile**

#### **3.5.4.1 Principii generale**

(1) Când calea este continuă peste discontinuități ale suportului căii (de exemplu, calea nu este întreruptă la intrarea pe pod), structura podului și calea (șine-balast) suportă împreună acțiunile longitudinale datorate tracțiunii și frânării. Acțiunile longitudinale se transmit o parte prin șină terasamentului din spatele culeilor și o parte aparatelor de reazem ale podului și apoi prin infrastructuri la fundații.

NOTA – Referințele despre terasament în 3.5.4 pot fi considerate de asemenea ca referințe pentru alcătuirea căii sau despre terenul de sub cale din vecinătatea podului când calea este în umplutură (rambleu), la nivelul terenului sau în săpătură (debleu).

(2) În șine și în aparatele de reazem fixe ale podului vor apare forțe longitudinale dacă șinele sunt continue și împiedică deplasarea deformațiilor libere ale grinzilor podului (de exemplu deplasări din variații de temperatură, din încărcări verticale sau datorate curgerii lente și contracției).

(3)P La proiectarea suprastructurilor podurilor, a reazemelor fixe, a infrastructurilor și la verificarea efectelor în șine vor fi luate în considerare efectele rezultate din răspunsul combinat al structurii și căii la acțiuni variabile.

(4) Precizările din 3.5.4 sunt valabile pentru calea pe balast cu alcătuire tradițională (convențională).

(5) În cazul căii nebalastate se vor face precizări speciale.

NOTĂ – Cerințe referitoare la calea fără balast se vor specifica fie în anexa națională fie în caiete de sarcini.

### 3.5.4.2 Parametrii care afectează răspunsul combinat al structurii și al căii

(1)P Următorii parametri influențează răspunsul combinat al structurii și căii și vor fi luați în considerare în calcule:

a) Configurația structurii

- grindă simplu rezemată, grinzi continue sau serii de grinzi
- numărul tablierelor și lungimea fiecăruia
- numărul deschiderilor și lungimea fiecăreia
- poziția reazemelor fixe
- poziția secțiunii (punctului) (relativ) fix la deplasări din temperatură
- lungimea de dilatație liberă  $L_T$ , între secțiunea fixă și capătul tablierului

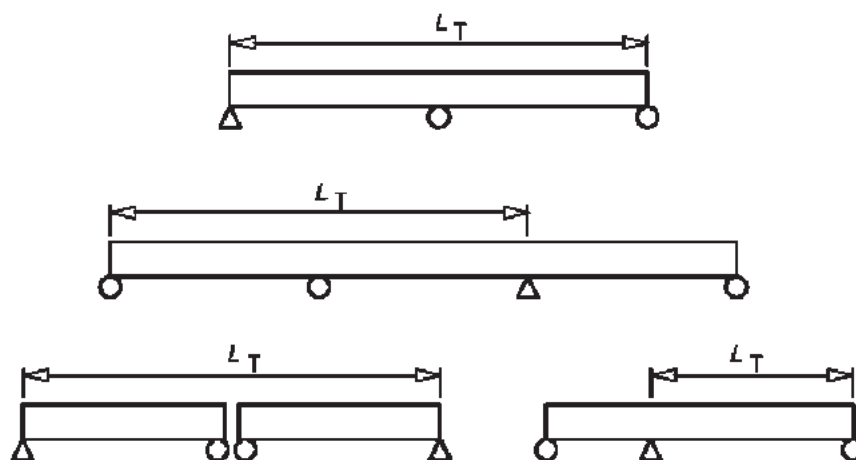


Fig. 3.18 - Exemple de lungimi de expansiune  $L_T$

## b) Configurația căii

- cale pe balast sau fără
- distanța pe verticala între fața superioară a tablierului și axa neutră a șinei
- poziția rostului de dilatație

NOTĂ – Caietele de sarcini pot cuprinde cerințe speciale privind amplasarea dispozitivelor de compensare urmărind ca aceste dispozitive să fie asigurate împotriva efectelor defavorabile induse de situarea acestora în apropierea capătului tablierului.

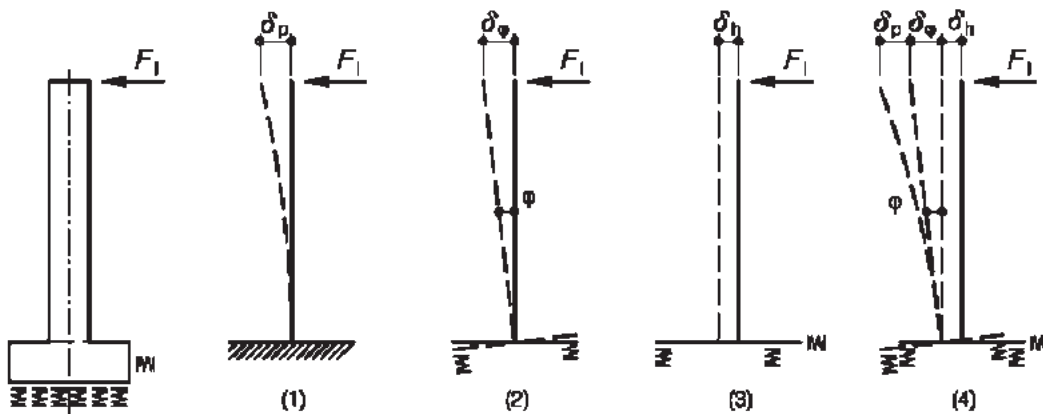
## c) Proprietățile structurii

- rigiditatea verticală a tablierului
- distanța între axa neutră a grinzilor și fața superioară a grinzilor
- distanța între axa neutră a grinzilor și axa de rotație a reazemului
- configurația structurală care generează deplasarea longitudinală la nivelul căii din rotirea pe reazem a grinzii
- rigiditatea longitudinală a structurii definită ca rigiditatea totală care poate fi mobilizată de infrastructură la acțiuni longitudinale aplicate la nivelul căii, ținând cont de rigiditatea reazemelor, infrastructurii și a fundațiilor.

De exemplu, rigiditatea longitudinală totală a unei singure pile este dată de relația:

$$K = \frac{F_1}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \quad (3.23)$$

pentru cazul prezentat în figura 3.19



- (1) încovoierea pilei
- (2) rotirea fundației
- (3) deplasarea fundației
- (4) deplasarea totală a capătului pilei

Fig. 3.19 - Exemplu pentru determinarea rigidității longitudinale echivalente la reazeme

## d) Proprietățile căii

- rigiditatea axială a șinei
- rezistența căii sau a șinelor la deplasări longitudinale considerând fie:
  - rezistența șinelor și a traverselor la deplasarea longitudinală a lor în balast

fie:

- rezistența la deplasare a șinelor din prinderea acestora
- de exemplu, cu balast înghețat sau cu șine prinse direct (prindere directă),

unde rezistența la deplasare este o forță pe unitatea de lungime a căii, ce acționează în sens opus deplasării și este în funcție de deplasarea relativă dintre șina și grinda suport a căii sau terasament.

### 3.5.4.3 Considerarea acțiunilor

(1)P Se vor lua în considerare următoarele acțiuni:

- forțele de tracțiune și frânare definite la 3.5.3.
- efecte termice în sistemul combinat structura-cale
- încărcări verticale clasificate din trafic (inclusiv SW/0 sau unde este necesar SW/2). Efectul dinamic asociat se neglijează.

NOTĂ – Răspunsul combinat al structurii datorat trenului “neîncărcat” și a convoiului HSLM poate fi neglijat.

- alte acțiuni cum ar fi contracția și curgerea lentă, variații de temperatură se vor lua în considerare dacă este relevant, pentru determinarea rotirii și deplasării longitudinale asociate ale capătului tablierului.

(2) Variațiile de temperatură în structura de rezistență se vor considera egale cu  $\Delta T_N$ , (luând ca referință EN 1991-1-5) cu  $\gamma$  și  $\psi$ , având valoarea 1,0.

NOTA 1 - Valorile date în EN 1991-1-5 sunt recomandate. Anexa națională poate prevedea valori alternative pentru  $\Delta T_N$ .

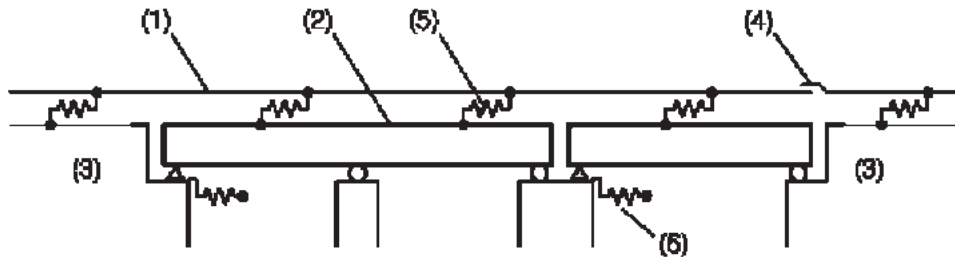
NOTA 2 - Pentru calcule simplificate se poate considera  $\Delta T_N = \pm 35^\circ\text{K}$ . Alte valori pot fi precizate în anexa națională sau în caiete de sarcini.

(3) La determinarea răspunsului combinat al căii și al structurii la acțiunea forțelor de tracțiune sau frânare, forțele de frânare sau tracțiune nu se vor aplica pe terasamentul adiacent decât dacă se face o analiza completă considerând apropierea, trecerea și îndepărtarea trenurilor de pod pe terasamentele adiacente pentru a stabili cele mai defavorabile efecte ale încărcării.

### 3.5.4.4 Modelarea și calculul sistemului combinat cale-structura

(1) La determinarea răspunsului combinat al căii și al structurii se va utiliza un model similar celui din figura 3.20.



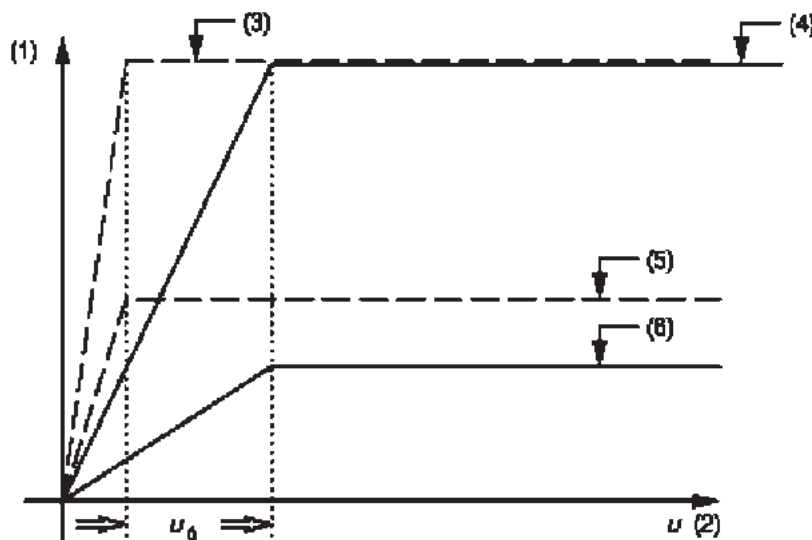


unde:

- (1) cale
- (2) suprastructura cuprinzând (grinda continuă pe două deschideri și o grindă independentă)
- (3) terasament
- (4) dispozitiv de compensare al șinei (dacă există)
- (5) resort longitudinal neliniar (raportul încărcare/deplasare) care reproduce comportarea căii
- (6) resort longitudinal care reproduce rigiditatea longitudinală  $K$  a reazemelor fixe luând în considerare rigiditatea fundației corpului pilei (culeii) și reazemelor.

**Figura 3.20 - Exemplu de modelare a sistemului cale-structură**

(2) În figura 3.21 este reprezentată relația încărcare longitudinală/deplasare corespunzătoare comportării căii sau suportului șinelor cu o componentă de forfecare elastică inițială a rezistenței [kN/mm de deplasare pe m liniar de cale și o componentă plastică de rezistență la forfecare,  $k$ , kN/m de cale].



- (1) forța
- (2) deplasarea relativă a șinei față de partea superioară a elementelor ce susțin calea (grinda suport a căii)
- (3) rezistența prinderii șinei de traversă (cale încărcată)  
(balast înghețat sau cale fără balast cu prindere obișnuită)
- (4) rezistența traversei în balast (cale încărcată)
- (5) rezistența prinderii șinei de traversă (cale neîncărcată)  
(balast înghețat sau cale fără balast cu prindere obișnuită)
- (6) rezistența traversei în balast (cale neîncărcată)

**Figura 3.21 - Variația forței longitudinale de alunecare a căii funcție de deplasarea longitudinală a căii, pentru o linie**

NOTA 1 – Pentru analizele rigidităților cale-balast-pod pot fi date în anexa națională sau cu aprobarea autorităților relevante specificate în anexa națională.

NOTA 2 - Comportarea descrisă în figura 3.21 este valabilă în cele mai multe cazuri (dar nu pentru șine a căror prindere nu este cea convențională).

(3) În cazul în care este previzibilă modificarea caracteristicilor în viitor, aceasta va fi luată în considerație, în calcul, în concordanță cu cerințele specificate.

NOTĂ – Caietele de sarcini vor preciza aceste cerințe.

(4)P Pentru calculul reacțiunii longitudinale totale în reazeme,  $F_L$ , și pentru a compara valorile permise ale eforturilor globale echivalente în șine, efectul global se calculează astfel:

$$F_l = \sum \psi_{0i} F_{li} \quad (3.24)$$

unde:

$F_{li}$  sunt reacțiunile individuale ale suportului, corespunzătoare acțiunii  $i$

$\psi_{0i}$  coeficienți de combinare definiți, având ca referință SR EN 1990:2004 A.2 pentru calculul efectelor încărcărilor în suprastructură, aparate de reazem și infrastructuri

$\psi_{0i}$  pentru determinarea eforturilor în șină  $\psi_{0i}$  va lua valoarea 1,0

(5) Pentru determinarea efectului fiecărei acțiuni se va ține cont de comportarea neliniară a căii așa cum este prezentată în figura 3.21.

(6) Forța longitudinală în șini și în aparatele de reazem, care apar din fiecare acțiune, se pot suprapune liniar.

### 3.5.4.5 Criterii de proiectare

NOTA - Cerințe alternative pot fi precizate în anexa națională.

#### 3.5.4.5.1 Calea

(1) Pentru șinele de pe pod și de pe zonele adiacente culeilor, eforturile suplimentare permise, rezultate răspunsului combinat al structurii și căii la acțiuni variabile, se vor limita la următoarele valori de proiectare:

- compresiune: 72 N/mm<sup>2</sup>,
- întindere 92 N/mm<sup>2</sup>.

(2) Limitele precizate anterior sunt permise, dacă sunt întrunite următoarele condiții:

- șina tip 60 cu o rezistență de cel puțin 900 N/mm<sup>2</sup>,
- cale în aliniament sau în curbă cu  $r \geq 1500$  m,

NOTĂ - Pentru calea pe balast cu măsuri suplimentare pentru împiedicarea deplasării laterale sau pentru calea prinsă direct, valoarea minimă a razei curbei poate fi redusă, de acord cu organele abilitate relevante specificate în anexa națională.

- pentru cale pe balast cu traverse grele din beton cu poza de min. 65 cm sau pentru cale realizată similar,
- pentru cale pe balast cu cel puțin 30 cm de balast sub talpa traversei.

În cazul în care condițiile enumerate mai sus nu sunt îndeplinite se vor face studii speciale sau se vor prevedea măsuri suplimentare.

NOTĂ - Pentru alte tipuri de cale standardizată (în particular acelea care influențează rezistența laterală) sau alte tipuri de șină se recomandă ca eforturile maxime să fie precizate în anexa națională sau în caiete de sarcini.

#### 3.5.4.5.2 Limitarea valorilor deformațiilor structurii

(1)P Datorită frânării sau tracțiunii, mărimea  $\delta_B$  [mm] nu va depăși următoarele valori:

- 5 mm pentru șini sudate fără dispozitive de compensare sau pentru șini cu dispozitiv de compensare prevăzut numai la un capăt al podului,
- 30 mm pentru șini cu rosturi de dilatație la ambele capete ale podului și la care balastul este continuu la ambele capete,
- deplasări  $> 30$  mm vor fi permise numai în cazul în care balastul este prevăzut cu spațiu de dilatare iar șinele au dispozitive de compensare.

unde  $\delta_B$  [mm] este:

- deplasarea longitudinală relativă dintre capatul tablierului și culeea adiacentă sau,
- deplasarea longitudinală relativă dintre două tabliere consecutive.

(2)P Din acțiunea verticală a traficului (cel mult două căi încărcate cu convoiul LM 71 sau după caz SW/0) mărimea  $\delta_H$  [mm] nu va depăși următoarele valori:

- 8 mm când se ia în considerare răspunsul combinat al structurii și căii (valabil în cazul în care nu există dispozitiv de compensare sau numai unul),
- 10 mm dacă se neglijează răspunsul combinat al structurii și al căii.

unde  $\delta_H$  [mm] este:

- deplasarea longitudinală a părții superioare a capătului tablierului datorită deformării tablierului

NOTĂ - În cazul în care fie eforturile adiționale permise în șină (vezi 3.5.4.5.1(1)) fie deplasările longitudinale ale căii depășesc valorile stabilite la 3.5.4.5.2(1) sau 3.5.4.5.2(2) se va adopta o altă structură sau se vor prevedea dispozitive de compensare.

(3)P Deplasarea verticală relativă  $\delta_V$  [mm], a părții superioare la nivelul superior al căii față de construcțiile adiacente (culee sau alt tablier) produsă de încărcările variabile nu vor depăși valorile:

- 3 mm pentru viteze de circulație maxime în amplasament  $\leq 160$  km/h
- 2 mm pentru viteze de circulație maxime în amplasament  $> 160$  km/h

(4)P Pentru prinderea directă, elementele sistemului de prindere al căii și suportul căii vor fi verificate pentru stările limită relevante (inclusiv oboseala) împotriva forțelor de ridicare (desprindere) a căii de acestea (elementele de prindere și suportul căii) la forțele generate de încărcările verticale din trafic.

### 3.5.4.6 Metode de calcul

NOTĂ - Metode alternative de calcul pot fi precizate în anexa națională sau în caiete de sarcini.

(1) Metodele următoare de calcul permit verificarea răspunsului combinat al căii și al structurii în funcție de criteriile de proiectare de la 3.5.4.5. Pentru calea pe balast criteriile de proiectare constau în principal din următoarele:

- a) Deplasarea longitudinală relativă la capătul tablierului formată din două componente care permit comparația cu valorile permise:  $\delta_B$  dată de frânarea și tracțiunea vehiculelor și  $\delta_H$ , din deformația verticală a structurii,
- b) Eforturi maxime adiționale în șină,
- c) Deplasare verticală relativă maximă la capătul structurii la nivelul căii,  $\delta_V$ .

La calea prinsă direct, este necesară o verificare suplimentară în ceea ce privesc forțele de ridicare, conform 3.5.4.5.2(4).

(2) În 3.5.4.6.1 se prezintă o metodă simplificată pentru estimarea răspunsului combinat la acțiuni variabile, pentru o structură simplu rezemată sau o structură continuă pentru cale ferată simplă, având o lungime de dilatație de maxim  $L_T = 40$  m.

(3) Pentru structuri care nu îndeplinesc cerințele de la 3.5.4.6.1, în anexa G se prezintă o metodă pentru determinarea răspunsului combinat al structurii și căii la acțiuni variabile pentru:

- structuri simplu rezemate sau continui pentru cale ferată simplă,
- structuri alcătuite dintr-o succesiune de tabliere simplu rezemate, pentru cale ferată simplă
- structuri alcătuite dintr-o succesiune de tabliere continue pentru cale ferată simplă.

(4) Alternativ, pentru alte tipuri de cale sau configurații structurale este necesar să se efectueze analize în conformitate cu prevederile de la 3.5.4.2 la 3.5.4.5.

#### 3.5.4.6.1 Metoda de calcul simplificată pentru tablier cu cale simplă

(1) Pentru tabliere cu cale simplă (simplu rezemate sau structuri continue cu reazem fix dispus fie la unul din capetele podului sau intermediar) nu este necesar să se verifice eforturile în șina dacă:

- infrastructura are o rigiditate suficientă,  $K$ , pentru a limita mărimea  $\delta_B$ , deplasarea longitudinală a tablierului din tracțiune și frânare (conform 3.5.4.6.1(2), pe baza valorilor clasificate în concordanță cu 3.3.2(3)) la maximum 5 mm. Pentru determinarea deplasărilor se vor lua în considerare configurațiile și proprietățile structurii date în 3.5.4.2(1),
- $\delta_H$  (deplasarea longitudinală a părții superioare a tablierului la capătul tablierului din deformarea acestuia) din acțiuni verticale din trafic nu depășește 5 mm,
- lungimea de expansiune  $L_T < 40$  m.

NOTĂ - Se recomandă criteriul dat în acest paragraf. Criterii alternative pot fi precizate în anexa națională.

(2) Limitele de valabilitate ale metodei de calcul prezentate în 3.5.4.6.1 sunt:

- realizarea căii întrunește cerințele de la 3.5.4.5.1(2).
- rezistența de lunecare longitudinală plastică,  $k$ , a căii:  
 pentru calea neîncărcată:  $k=20$  la  $40$  kN/m de cale,  
 pentru cale încărcată  $k=60$  kN pe m de cale.
- încărcarea verticală din trafic:

convoiul de calcul LM 71 (sau SW/0 unde este necesar) cu  $\alpha=1,0$ , în conformitate cu 3.3.2(3).  
convoiul de calcul SW/2,

NOTĂ - Metoda este valabilă pentru valori  $\alpha$  dacă efectele  $\alpha \times$  LM 71 sunt mai mici sau egale cu efectul produs de SW/2.

- acțiuni datorită frânării din:  
convoiul de calcul LM 71 (sau SW/0 unde este necesar) și convoiul HSLM:  
 $q_{lbk}=20$  kN/m,  
convoiul SW/2:  
 $q_{lbk}=35$  kN/m.
- acțiuni datorită tracțiunii:  
 $q_{lak}=33$  kN/m, limitată la maximum  $Q_{lak}=1000$  kN.
- acțiuni datorită temperaturii:  
variația temperaturii  $\Delta T_D$  a căii:  $\Delta T_D \leq 35$  Kelvin,  
variația temperaturii șinei:  $\Delta T_R \leq 50$  Kelvin,  
diferența maximă de temperatură între șină și tablă:  
 $|\Delta T_D - \Delta T_R| \leq 20$  Kelvin. (3.25)

(3) Forța longitudinală produsă de forța de frânare sau de tracțiune ce solicită aparatele de reazem fixe se obține prin multiplicarea forței de frânare sau de tracțiune cu factorul de reducere  $\xi$ , dat în tabelul 3.9.

**Tabelul 3.9 – Factorul de reducere  $\xi$  pentru determinarea forțelor longitudinale în aparatele de reazem fixe pentru un singur tablă datorită frânării și tracțiunii**

Lungimea totală a structurii [m]	Factorul de reducere $\xi$		
	Cale continuă	Cale cu un dispozitiv de compensare la unul din capetele structurii	Cale cu dispozitive de compensare la ambele capete ale structurii
$\leq 40$	0,60	0,70	1,00

NOTĂ: Pentru cadrele portale și cadrele închise sau casete se recomandă ca factorul de reducere  $\xi$  să se ia egal cu 1,0. Se pot utiliza și alte metode alternative metodei prezentate în anexa G dar care să satisfacă prevederile de la 3.5.4.2 până la 3.5.4.5.

(4) Valoarea caracteristică a forței longitudinale  $F_{Tk}$  pe cale, din variații de temperatură (în conformitate cu 3.5.4.3) care solicită aparatele de reazem fixe se obține astfel:

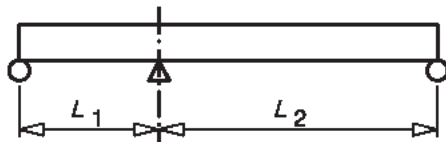
- pentru poduri cu șine sudate continue la ambele capete ale podului și care au aparate de reazem fixe la unul din capete:  
 $F_{Tk} [\text{kN}] = \pm 0,6 k L_T$  (3.26)  
unde:  
 $k$  [kN/m] rezistența de lunecare longitudinală plastică pe unitate de lungime a căii, în concordanță cu 3.5.4.4(2) pentru cale neîncărcată  
 $L_T$  [m] este lungimea de expansiune, în conformitate cu 3.5.4.2(1).
- pentru poduri cu șine sudate continue la ambele capete ale podului și cu aparate de reazem fixe așezate la distanța  $L_1$  față de unul din capetele podului și la distanța  $L_2$  față de celălalt capăt al podului:

$$F_{Tk} \text{ [kN]} = \pm 0,6 k (L_2 - L_1) \quad (3.27)$$

unde:

$k$  [kN/m] este rezistența de alunecare longitudinală plastică pe unitate de lungime a căii, în concordanță cu 3.5.4.4(2) pentru cale neîncărcată

$L_1$  [m] și  $L_2$  [m] sunt în conformitate cu figura 3.22.



N.B.(1)  $L_1$  sau  $L_2$  pot include una sau mai multe deschideri ale tablierului

Fig. 3.22 – Tablier cu aparate de reazem fixe care nu sunt dispuse la capetele acestuia <sup>(1)</sup>

- pentru poduri cu șine sudate continue la ambele capete ale podului, cu aparate de reazeme fixe la unul din capete și cu dispozitive de compensare la capătul liber al podului:

$$F_{Tk} \text{ [kN]} = \pm 20 L_T, \text{ dar } F_{Tk} \leq 1100 \text{ kN} \quad (3.28)$$

unde:

$L_T$  [m] este lungimea de expansiune conform 3.5.4.2.(1).

- pentru poduri cu dispozitive de compensare la ambele capete:

$$F_{Tk} = 0 \quad (3.29)$$

NOTĂ - Pentru căile care îndeplinesc cerințele 3.5.4.5.1(2) valoarea  $k$  poate fi luată din anexa G. Valori alternative pentru  $k$  pot fi date în Anexa Nationala

(5) Valoarea caracteristică a forței longitudinale  $F_{Qk}$  per cale, datorită deformațiilor grinzii (tablierului), ce soliciță aparatele de reazem fixe se obține astfel:

- pentru poduri cu șine sudate continue la ambele capete ale podului, cu aparate de reazeme fixe la unul din capete și cu dispozitive de compensare la capătul liber al podului:

$$F_{Qk} \text{ [kN]} = \pm 20 L \quad (3.30)$$

unde:  $L$  [m] este lungimea primei deschideri adiacente reazemului fix.

- pentru poduri cu dispozitive de compensare la ambele capete:

$$F_{Qk} = 0 \quad (3.31)$$

(6) Deplasările verticale relative la nivelul superior al căii față de construcțiile adiacente (culee sau tablierul următor) din acțiuni variabile se poate calcula ignorând răspunsul combinat al structurii și verificând dacă criteriile din 3.5.4.5.2(3) sunt îndeplinite.

### 3.6 Efecte aerodinamice ca rezultat al trecerii trenurilor

#### 3.6.1 Generalități

(1)P La proiectarea structurilor adiacente căilor ferate se va ține seama de efectul aerodinamic produs de trecerea trenurilor.

(2) Trecerea trenurilor supune orice structură aflată în vecinătatea căii ferate la acțiunea unor valuri alternative de presiuni sau succțiuni în mișcare (vezi figurile de la 3.23 până la 3.26). Mărimea acțiunii depinde în principal de:

- pătratul vitezei trenurilor;
- forma aerodinamică a trenurilor
- forma structurilor
- poziția structurii, mai precis de spațiul liber de la structură la vehicul.

(3) Pentru verificările la starea limită de exploatare normală sau ultimă și la oboseală, acțiunile pot fi approximate cu încărcări echivalente, distribuite înaintea și înapoia capătului trenului. Valorile caracteristice ale încărcărilor sunt date de la 3.6.2 până la 3.6.6.

NOTĂ - Anexa națională și caietele de sarcini pot preciza alte valori. Sunt recomandate valorile date de la 3.6.2 la 3.6.6.

(4) În 3.6.2 până la 3.6.6, viteza maximă de proiectare  $V$  [km/h] se va lua ca viteza maximă de circulație în amplasament exceptând cazurile precizate în SR EN 1990:2004 A2.2.4(6).

(5) Pe o zonă de 5 m lungime, măsurată paralel cu calea, de la începutul și sfârșitul structurilor adiacente căii, încărcările echivalente menționate în 3.6.2 până la 3.6.6, se vor multiplica cu un coeficient de amplificare dinamică egal cu 2,0.

NOTĂ - Pentru structurile sensibile la acțiuni dinamice se poate ca valoarea susmenționată a coeficientului de amplificare dinamică să fie insuficientă, fiind necesar un studiu special. Acest studiu va ține seama de caracteristicile dinamice ale structurii, inclusiv reazeme și condițiile de capăt, viteza convoaielor de pe liniile adiacente, de efectele aerodinamice asociate și de răspunsul dinamic al structurii inclusiv de viteza de propagare a undei de deformare indusă în structură. În plus, la structuri sensibile dinamic mai poate fi necesar un coeficient dinamic pentru părți ale structurii cuprinse între începutul și sfârșitul acestora.

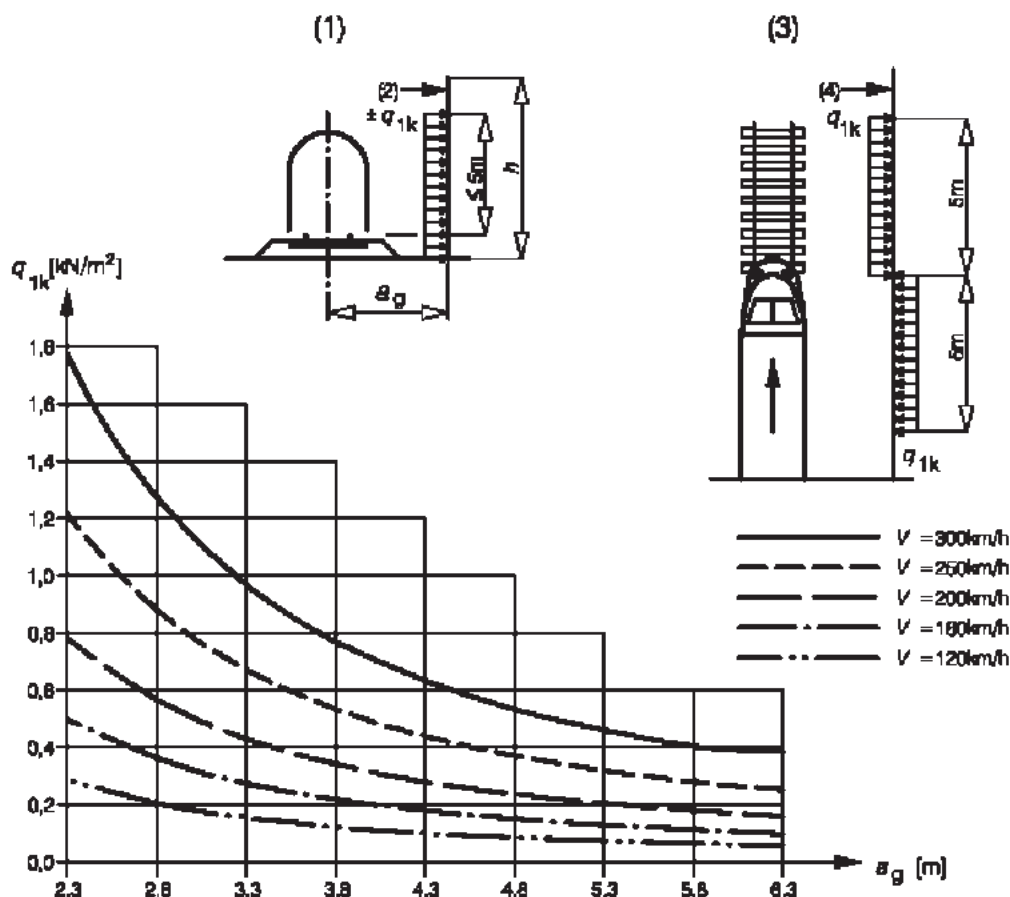
#### 3.6.2 Suprafețe simple verticale paralele căii ferate (de exemplu bariere fonoabsorbante)

(1) Valorile caracteristice ale acțiunilor,  $\pm q_{1k}$ , sunt date în figura 3.23.

(2) Valorile caracteristice se aplică trenurilor cu formă aerodinamică nefavorabilă și pot fi reduse cu:

- factorul  $k_1 = 0,85$  pentru trenuri cu material rulant cu margini netede
- factorul  $k_1 = 0,6$  pentru trenuri cu formă aerodinamică (de exemplu ETR, ICE, TGV, Eurostar sau similar)

(3) Dacă o mică parte dintr-un perete de înălțime  $\leq 1,0$  m și lungime  $\leq 2,5$  m este considerat de exemplu ca un element al barierei fonoabsorbante, acțiunile  $q_{1k}$  se vor spori cu factorul  $k_2=1,3$ .



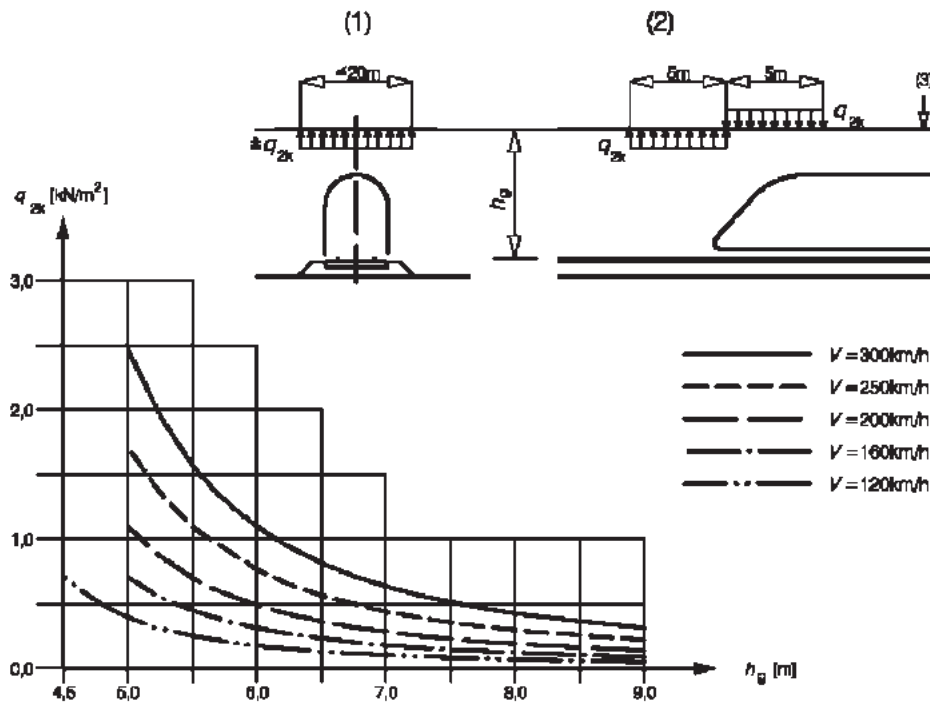
- (1) secțiune transversală
- (2) suprafața structurii
- (3) vedere în plan
- (4) suprafața structurii

Figura 3.23 - Valori caracteristice ale acțiunilor  $q_{1k}$  pentru suprafețe simple verticale paralele cu calea

### 3.6.3 Suprafețe simple orizontale deasupra căii ferate (de exemplu structuri de protecție)

- (1) Valorile caracteristice ale acțiunilor,  $\pm q_{2k}$ , sunt date în figura 3.24.
- (2) Lățimea încărcată a elementului structural se extinde până la 10,0 m de o parte și de alta a axei căii.
- (3) Efectele aerodinamice produse de trenuri care circulă în direcții opuse se vor suprapune. Se vor considera numai acțiunile produse de trenurile care circulă pe maxim două linii.
- (4) Acțiunile  $q_{2k}$  pot fi reduse cu factorul  $k_1$  definit la 3.6.2.
- (5) Acțiunile care se manifestă pe marginile laterale ale unei structuri late, care traversează calea, pot fi multiplicată cu un factor egal cu 0,75 asupra unei lățimi de cel mult 1,50m.





- (1) secțiune transversală  
 (2) elevație  
 (3) fața inferioară a structurii

**Figura 3.24 - Valori caracteristice ale acțiunilor  $q_{2k}$  pentru suprafețe simple orizontale situate deasupra căii ferate**

### 3.6.4 Suprafețe simple orizontale adiacente căii ferate (de exemplu platforme boltite fără pereți verticali)

(1) Valorile caracteristice ale acțiunilor,  $\pm q_{3k}$ , sunt date în figura 3.25 și se aplică indiferent de forma aerodinamică a trenurilor.

(2) Pentru orice poziție în lungul suprafeței structurii ce se proiectează,  $q_{3k}$  se determină în funcție de distanța  $a_g$  de la cea mai apropiată cale. Acțiunile trebuie suprapuse în cazul în care sunt căi amplasate de o parte și de alta a elementului structural analizat.

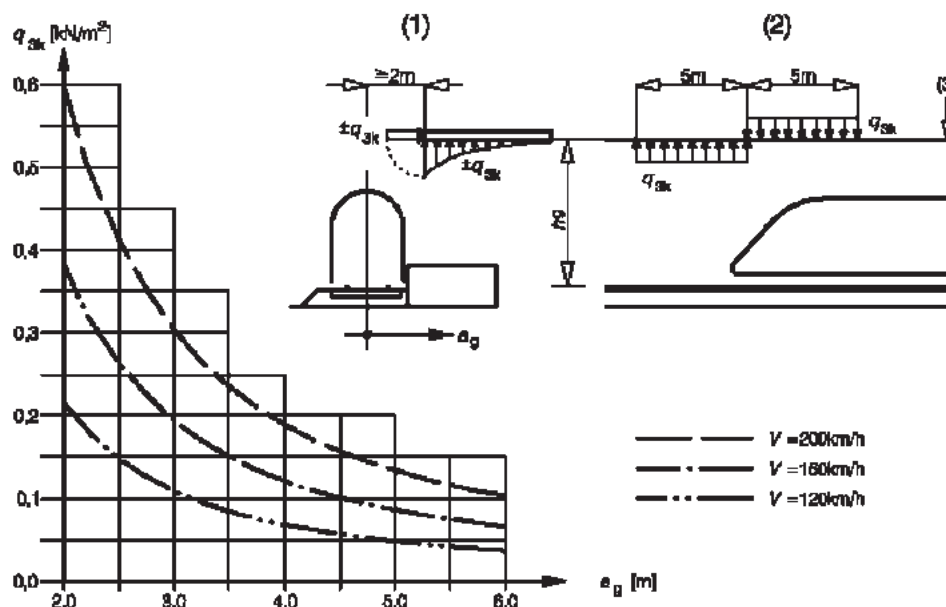
(3) Dacă distanța  $h_g$  depășește 3,80 m valoarea  $q_{3k}$  poate fi redusă cu factorul  $k_3$ :

$$k_3 = \frac{(7,5 - h_g)}{3,7} \quad \text{daca } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m} \quad (3.32)$$

$$k_3 = 0 \quad \text{daca } h_g \geq 7,5 \text{ m} \quad (3.33)$$

unde:

$h_g$  este distanța de la nivelul superior al șinei până la fața inferioară a structurii



- (1) secțiune transversală  
 (2) elevație  
 (3) fața inferioară a structurii

Figura 3.25 - Valori caracteristice ale acțiunilor  $q_{3k}$  pentru suprafețe simple orizontale adiacente căii ferate

### 3.6.5 Structuri cu suprafețe multiple în lungul căii ferate, cu suprafețe verticale, orizontale sau înclinate (de exemplu bariere fonoabsorbante, platforme boltite cu pereți verticali)

(1) Valorile caracteristice ale acțiunilor,  $\pm q_{4k}$ , date în figura 3.26 se vor aplica normal la suprafețele considerate. Acțiunile se vor lua din graficele din figura 3.23, adoptând cea mai mică valoare a distanței:

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g \quad \text{sau} \quad 6,0 \text{ m} \quad (3.34)$$

unde distanțele  $\min a_g$  și  $\max a_g$  sunt date în figura 3.26.

(2) Dacă  $\max a_g > 6,0 \text{ m}$ , se va lua valoarea  $\max a_g = 6,0 \text{ m}$ .

(3) Se vor folosi factorii  $k_1$  și  $k_2$  definiți la 3.6.2.

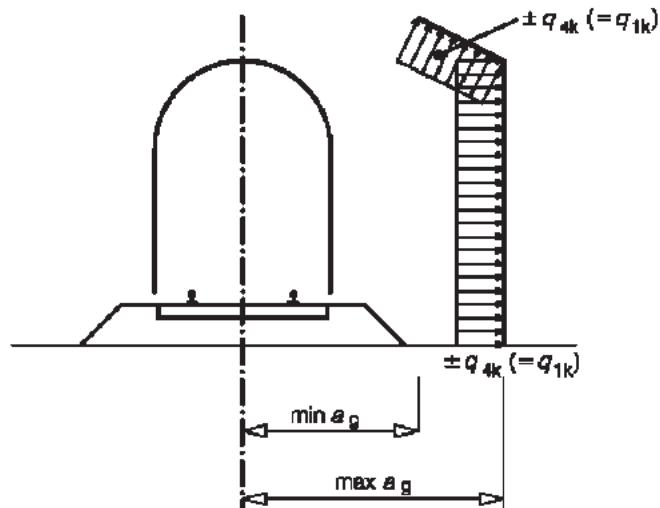


Figura 3.26 - Definierea distanțelor  $\min a_g$  și  $\max a_g$  față de axa căii ferate

**3.6.6 Suprafețe incluzând ecartamentul căii ferate pe o lungime limitată (până la 20m) (suprafețe orizontale deasupra căii ferate și cel puțin un perete vertical, de exemplu eșafodaje, construcții provizorii)**

(1) Toate acțiunile se vor aplica indiferent de forma aerodinamică a trenurilor astfel:

- pe întreaga înălțime a suprafețelor verticale:

$$\pm k_4 q_{1k} \quad (3.35)$$

unde:

$q_{1k}$  se determină conform 3.6.2

$$k_4=2,0$$

- pe suprafețele orizontale

$$\pm k_5 q_{2k} \quad (3.36)$$

unde:

$q_{2k}$  se determină conform 3.6.3 pentru o singură linie

$k_5=2,5$  pentru o singură linie inclusă

$k_5=3,5$  dacă două linii sunt incluse

### 3.7 Deraieri și alte acțiuni la poduri de cale ferată

(1)P Structurile pentru calea ferată se vor proiecta astfel ca, în eventualitatea unei deraieri, avariile produse în structura podului să fie minime (în particular să se evite răsturnarea sau prăbușirea întregii structuri).

#### 3.7.1 Acțiunea convoaielor feroviare deraiate asupra podurilor de cale ferată

(1)P Deraierea convoaielor feroviare pe podurile de cale ferată se consideră ca situație accidentală de proiectare.

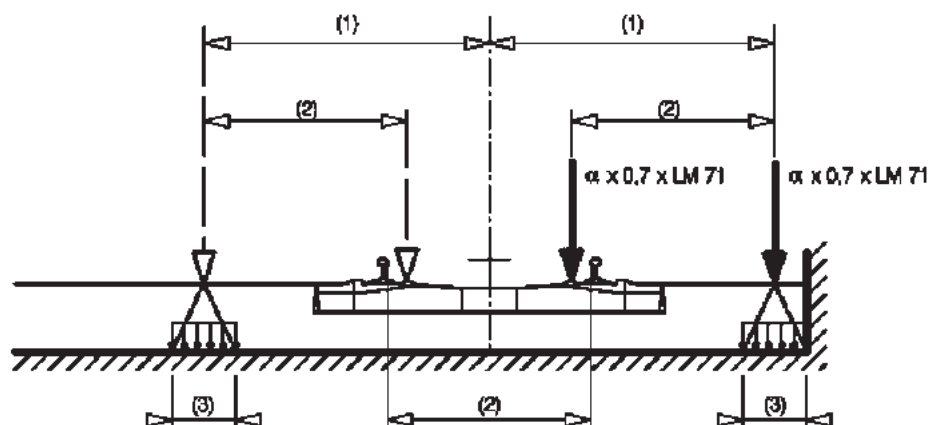
(2)P Se vor considera doua situații de proiectare:

- Situația I de proiectare: deraierea vehiculelor feroviare; o parte a convoiului deraiat rămâne în zona căii pe tablierul podului, iar cealaltă parte a convoiului rămâne pe calea adiacentă sau pe zidul de gardă;
- Situația II de proiectare: vehiculele deraiate se balansează pe marginea podului, încărcând marginea suprastructurii (excluzând elementele nestructurale cum sunt trotuarele).

NOTĂ - Anexa națională sau caietele de sarcini pot cuprinde cerințe alternative sau suplimentare pentru încărcări.

(3)P Pentru situația I de proiectare trebuie evitat colapsul unei părți importante a structurii. Avarii locale pot fi totuși permise. Părțile structurii care pot fi afectate de deraieri se vor proiecta pentru următoarele încărcări ce vor fi luate în considerare la situațiile accidentale de proiectare:

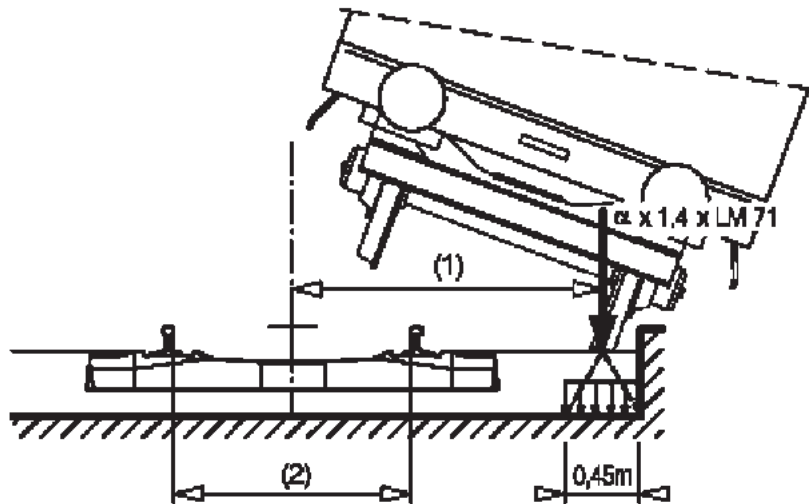
$\alpha \times 1,4 \times \text{LM 71}$  (forțele concentrate  $Q_{A1d}$  împreună cu forța uniform distribuită  $q_{A1d}$ ) considerat paralel cu calea, amplasat în cea mai defavorabilă poziție, în interiorul unei suprafețe cu lățimea de 1,5 ori ecartamentul căii de-o parte sau de cealaltă a axei căii (figura 3.27).



- (1) maxim  $1,5s$  sau mai puțin dacă se opune un perete
- (2) ecartamentul căii ferate,  $s$
- (3) pentru cale pe balast forța concentrată poate fi considerată că se distribuie pe o suprafață pătrată cu latura de 450 mm aplicată pe fața superioară a platelajului

**Figura 3.27 - Situația de proiectare I – încărcările echivalente  $Q_{A1d}$  și  $q_{A1d}$**

(4)P În situația II de proiectare, podul nu se va răsturna sau prăbuși. Pentru determinarea stabilității generale a structurii se va considera o forță uniform distribuită  $q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times \text{LM 71}$  pe o lungime de maximum 20,0 m aplicată pe marginea structurii considerate (figura 3.28).



- (1) încărcarea acționează pe marginea structurii  
 (2) ecartamentul căii ferate,  $s$

**Figura 3.28 - Situația de proiectare II – încărcarea echivalentă  $q_{AId}$**

NOTĂ - Încărcările menționate anterior se consideră numai la verificarea la stării limită ultime sau la verificarea stabilității structurii considerată ca un rigid. Elemente structurale mai puțin importante nu vor fi proiectate pentru aceste încărcări.

(5)P Situațiile de proiectare I și II se vor examina separat. Aceste încărcări nu se vor combina.

(6) Pentru situațiile de proiectare I și II, alte acțiuni din trafic vor fi neglijate pentru calea supusă acțiunilor din deraiere.

NOTĂ - Vezi SR EN 1990:2004 A2 pentru precizări referitoare la aplicarea acțiunilor din trafic pe celelalte căi.

(7) La încărcările definite la 3.7.1(3) și 3.7.1(4) nu se va aplica coeficientul dinamic.

(8)P Pentru elemente structurale situate deasupra nivelului șinelor se vor lua măsuri pentru reducerea consecințelor deraierilor în concordanță cu cerințele specifice

NOTA 1 - Aceste cerințe pot fi cuprinse în Anexa Națională sau în caietele de sarcini.

NOTA 2 - Anexa națională sau caietele de sarcini pot de asemenea specifica cerințe pentru reținerea trenului deraiat pe structură (contrașini).

### **3.7.2 Deraierea sub structură sau pe structuri adiacente și alte acțiuni pentru Situații Accidentale de Proiectare**

(1)P Atunci când se produce o deraiere, există riscul de ciocnire a trenului cu structura de deasupra sau cu structurile adiacente căii. Încărcările (forțele de izbire) și alte precizări de proiectare sunt cuprinse în EN 1991-1-7.

(2) Alte acțiuni ce se vor lua în considerare la Situații Accidentale de Proiectare sunt cele date, luându-se ca referință EN 1991-1-7.

### 3.7.3 Alte acțiuni

(1)P La proiectarea structurilor se va ține cont și de următoarele acțiuni:

- efecte datorită tablierelor înclinate sau a suprafețelor înclinate de rezemare,
- forțe longitudinale datorită detensionării sau pretensionării șinelor de cale ferată, în concordanță cu cerințe specifice.
- forțe longitudinale datorate ruperii accidentale ale șinelor, în concordanță cu cerințele specifice.
- acțiuni datorate liniei de contact sau altor echipamente suspendate de structura, în concordanță cu cerințe specifice.
- acțiuni de la alte echipamente legate de alte infrastructuri și echipamente ale liniei de cale ferată, în concordanță cu cerințe specifice.

NOTĂ: În Anexa națională sau în caiete de sarcini pot fi precizate cerințe specifice care include încărcări care se vor lua în considerare în Situații Accidentale de Proiectare.

## 3.8 Aplicarea încărcărilor din trafic la podurile de cale ferată

### 3.8.1 Generalități

NOTĂ: Vezi 3.3.2 pentru aplicarea factorului  $\alpha$  și 3.4.5 pentru aplicarea coeficientului dinamic  $\Phi$ .

(1)P Podul va fi astfel proiectat pentru numărul și poziția liniilor de cale ferată cerute, în concordanță cu poziția și toleranțele admise în norme.

NOTĂ – Caietele de sarcini pot preciza poziția căilor și toleranțele admise.

(2) Fiecare structură va fi de asemenea proiectată pentru cel mai mare număr geometric și structural posibil de linii, amplasate în cea mai puțin favorabilă poziție, indiferent de poziția în care se intenționează să se așeze liniile ținând cont de valorile minime ale spațiului ocupat de fiecare cale și de ecartamentul liniei.

NOTĂ – Distanța minimă între linii și ecartamentul pot fi precizate în caiete de sarcini.

(3)P Efectele tuturor încărcărilor din trafic se vor determina pe baza încărcărilor și a forțelor amplasate în zonele cele mai defavorabile. Acțiunile din trafic care produc efecte favorabile vor fi neglijate.

(4)P Pentru determinarea celor mai defavorabile efecte datorate convoiului LM 71 se va proceda astfel:

- pentru fiecare cale, se vor aplica cel mult patru forțe concentrate  $Q_{vk}$  însoțite de un număr nelimitat de zone încărcate cu forța uniform distribuită  $q_{vk}$ ,
- pentru structuri care susțin două linii de cale ferată, convoiul de calcul LM 71 se va aplica fie pe o linie fie pe ambele linii,
- pentru structuri ce susțin trei linii sau mai multe, convoiul de calcul LM 71 se va aplica pe una sau două linii, iar pe a treia sau mai multe linii încărcate se va aplica 0,75 LM 71.

(5)P Pentru determinarea celor mai defavorabile efecte produse de convoiul SW/0 se va proceda astfel:

- încărcarea definită în figura 3.2 și în tabelul 3.1 se va aplica o singură dată pentru o cale,

- pentru structuri care susțin două linii de cale ferată, convoiul de calcul SW/0 se va aplica fie pe o linie fie pe ambele linii,
- pentru structuri ce susțin trei linii sau mai multe linii, convoiul de calcul SW/0 se va aplica pe una sau două linii, iar pe a treia sau mai multe linii încărcate se va aplica 0,75 SW/0.

(6)P Pentru determinarea celor mai defavorabile efecte produse de convoiul SW/2 se va proceda astfel:

- încărcarea definită în figura 3.2 și în tabelul 3.1 se va aplica o singură dată pentru o cale,
- pentru structuri care susțin mai multe linii, convoiul SW/2 se va aplica numai pe o linie iar pe celelalte linii se va aplica convoiul LM 71 sau SW/0, în conformitate cu 3.8.1(4) și 3.8.1(5).

(7)P Pentru determinarea celor mai defavorabile efecte produse din convoiul “tren neîncărcat” se va proceda astfel:

- se aplică pe cale un număr nelimitat de zone încărcate cu forța uniform distribuită  $q_{vk}$ ,
- în general, acest convoi se utilizează numai la proiectarea structurilor care susțin doar o linie de cale ferată.

(8)P Toate structurile grinzi continue se vor calcula la convoiul de calcul LM 71 și se vor verifica suplimentar la convoiul SW/0.

(9)P În cazul în care este cerută analiza dinamică conform 3.4.4, toate podurile vor fi proiectate la încărcarea cu trenurile reale și la convoiul HSLM, conform cu 3.4.6.1.1. Determinarea efectului cel mai defavorabil produs de trenurile reale sau de convoiul HSLM va fi în concordanță cu 3.4.6.1.1(6) și 3.4.6.5(3).

(10)P Pentru verificarea deformațiilor și vibrațiilor se vor aplica încărcările verticale astfel:

- convoiul de calcul LM 71 și când este necesar convoiul SW/0 sau SW/2,
- convoiul HSLM, conform 3.4.6.1.1,
- trenuri reale pentru stabilirea comportării dinamice în cazul rezonanței sau vibrațiilor excesive ale tablierului, când cere (impune) 3.4.6.1.1.

(11)P La verificarea deformațiilor și vibrațiilor, numărul căilor încărcate și toate acțiunile din trafic asociate vor fi în concordanță cu cele prevăzute în tabelul 3.10. Când se cere, conform 3.3.2(3), se vor utiliza valorile clasificate ale încărcărilor.

**Tabelul 3.10 - Numărul liniilor ce trebuie încărcate pentru verificarea limitelor săgeților și vibrațiilor**

Stări limită și criteriile asociate acceptate	Numărul liniilor pe pod		
	1	2	≥3
<b>Verificări de siguranță:</b>			
- răsucirea tablierului (SR EN 1990:2004: A.2.4.4.2.2)	1	1 sau 2 <sup>a</sup>	1 sau 2 sau 3 sau mai multe <sup>b</sup>
- deformația (săgeata) pe verticală a tablierului (SR EN 1990:2004: A.2.4.4.2.3)	1	1 sau 2 <sup>a</sup>	1 sau 2 sau 3 sau mai multe <sup>b</sup>
- deformația orizontală a tablierului (SR EN 1990:2004: A.2.4.4.2.4)	1	1 sau 2 <sup>a</sup>	1 sau 2 sau 3 sau mai multe <sup>b</sup>
- răspuns combinat al structurii și căii la acțiuni variabile incluzând limitele deplasărilor pe verticală și pe direcție longitudinală ale capetelor platelajului (3.5.4)	1	1 sau 2 <sup>a</sup>	1 sau 2 <sup>a</sup>
- accelerația verticală a tablierului (3.4.6 și SR EN 1990:2004: A.2.4.4.2.1)	1	1	1
<b>Verificări SLS:</b>			
- confortul călătorilor (EN 1991: A.2.4.4.3)	1	1	1
<b>Verificări SLU:</b>			
- ridicarea de pe reazeme (SR EN 1990:2004:2002, A.2.4.4.1(2)P)	1	1 sau 2 <sup>a</sup>	1 sau 2 sau 3 sau mai multe <sup>b</sup>
<sup>a</sup> Oricare este critic. <sup>b</sup> Dacă sunt utilizate grupe de încărcări, numărul liniilor încărcate este conform cu tabelul 3.11. Dacă nu sunt utilizate grupe de încărcări, numărul liniilor încărcate este de asemenea conform cu tabelul 3.11.  NOTĂ - Numărul liniilor care se vor încărca pentru verificarea drenajului și golurile structurale impuse pot fi precizate în anexa națională sau în caiete de sarcini.			

### 3.8.2 Grupuri de încărcări – valori caracteristice ale acțiunilor cu mai multe componente

(1) Simultaneitatea încărcărilor definite la 3.3 ÷ 3.5 și 3.7 se poate lua în considerare prin utilizarea grupurilor de încărcări definite în tabelul 3.11. Fiecare din aceste grupuri de încărcări care se exclud reciproc se vor considera că definesc o singură acțiune variabilă, caracteristică ce se va combina cu încărcări care nu provin din trafic. Fiecare grup de încărcări se va aplica formând o singură acțiune variabilă.

NOTĂ - În unele cazuri este necesar să se considere alte combinații potrivite de acțiuni nefavorabile individuale din trafic, vezi A2.2.6(4) din SR EN 1990:2004.

(2) Factorii dați în tabelul 3.11 se vor aplica valorilor caracteristice ale diferitelor încărcări considerate în fiecare grup.

NOTĂ - În Anexa Națională toate valorile propuse pentru acești factori pot varia. Valorile date în tabelul 3.11 sunt recomandate.

(3) În cazul în care grupuri de încărcări nu sunt luate în considerare, acțiunile din trafic trebuie combinate în conformitate cu tabelul A2.3 din SR EN 1990:2004.



**Tabelul 3.11 – Grupuri de încărcări pentru trafic feroviar (valori caracteristice ale acțiunilor cu mai multe componente)**

Numarul liniilor pe structură	Grupuri de încărcări		Forțe verticale				Forțe orizontale			Comentarii
	Referințe EN 1991-2	linia de încărcată	6.3.2/6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.3.3	6.5.1	6.5.2	6.5.2	
1	nr. liniilor încărcate	grupa de încărcare (6)	LM 71 <sup>(1)</sup> SW/O <sup>(1),(2)</sup> HSLM <sup>(6),(7)</sup>	SW/2 <sup>(1),(3)</sup>	tren neîncărcat	frânarea, tracțiunea <sup>(1)</sup>	forța centrifugă <sup>(1)</sup>	forța de șerpuire <sup>(1)</sup>		
2	≥3	gr 11	1			1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Max. vertical 1 cu max. longitudinal	
		gr 12	1			0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Max. vertical 2 cu max. transversal	
		gr 13	1 <sup>(4)</sup>			1	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Max. longitudinal	
		gr 14	1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup>	1	1	Max. lateral	
		gr 15			1		1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Stabilitate laterală cu "tren neîncărcat"	
		gr 16		1		1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 cu max. longitudinal	
		gr 17		1		0,5 <sup>(5)</sup>	1	1	SW/2 cu max. transversal	
		gr 21	1			1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Max. vertical 1 cu max. longitudinal	
		gr 22	1			0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	Max. vertical 2 cu max. transversal	
		gr 23	1 <sup>(4)</sup>			1	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	Max. longitudinal	
		gr 24	1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup>	1	1	Max. lateral	
		gr 25	1	1		1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 cu max. longitudinal	
		gr 26	1	1		0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	SW/2 cu max. transversal	
		gr 31	0,75			0,75 <sup>(5)</sup>	0,75 <sup>(5)</sup>	0,75 <sup>(5)</sup>	Cazuri de încărcare adiționale	

Acțiunea componenta dominantă corespunzătoare

Se va considera la proiectarea structurilor care susțin o singură linie (grupurile de încărcare 11-17)

Se va considera la proiectarea structurilor ce susțin două linii (grupurile de încărcare 11-27, cu excepția 15). Fiecare din cele două linii se vor considera fie linia T<sub>1</sub> fie linia T<sub>2</sub>.

Se va considera la proiectarea structurilor cu 3 sau mai multe linii; (grupurile de încărcare 11-31 cu excepția 15). Orice linie se va considera T<sub>1</sub> și oricare alta T<sub>2</sub>, iar celelalte linii nu se vor încărca. Suplimentar, la grupul de încărcări 31 se va considera o încărcare suplimentară la care toate lungimile defavorabile T<sub>i</sub> se vor încărca.

- (1) Toti factorii relevanți ( $\alpha, \Phi, f, \dots$ ) se vor lua în considerare
- (2) Convoitul SW/0 se va aplica numai la poduri continue
- (3) Convoitul SW/2 se va aplica numai la podurile pe a căror linii se stipulează că vor circula trenuri grele
- (4) Factorul poate fi redus la 0,5, dacă are efect favorabil, el nu poate avea valoare 0.
- (5) În cazuri favorabile, aceste valori non-dominante se vor considera egale cu 0.
- (6) Convoaiele HSLM și trenurile reale, când se cere, în conformitate cu 3.4.4 și 3.4.6.1.1.
- (7) Dacă se cere analiza dinamică conform 3.4.4 și vezi de asemenea 3.4.6.5(3) și 3.4.6.1.2.
- (8) Vezi de asemenea tabelul A2.3 din SR EN 1990:2004.

### **3.8.3 Grupuri de încărcări – Alte valori reprezentative ale acțiunilor cu mai multe componente**

#### **3.8.3.1 Valori frecvente ale acțiunilor cu mai multe componente**

(1) Valorilor frecvente ale acțiunilor relevante considerate în fiecare grup de încărcare li se aplică factorii dați în tabelul 3.11 pentru fiecare grup de încărcare, când grupurile de încărcări se iau în concordanță cu 3.8.2(1).

NOTĂ: Valorile frecvente ale acțiunilor cu mai multe componente pot fi definite în anexa națională. Regulile date în acest paragraf sunt recomandate.

(2)P În cazul în care nu se utilizează, grupurile de încărcări, încărcările din traficul feroviar se vor combina în conformitate cu tabelul A2.3 din SR EN 1990:2004.

#### **3.8.3.2 Valori quasi-permanente ale acțiunilor cu mai multe componente**

(1) Încărcările quasi-permanente din trafic se vor lua egale cu zero.

NOTĂ – Valorile quasi-permanente ale acțiunilor cu mai multe componente pot fi date în anexa națională. Valorile date în acest paragraf sunt recomandate.

### **3.8.4 Încărcări din trafic în Situații Tranzitorii de Proiectare**

(1) Se vor defini încărcări din trafic pentru Situații Tranzitorii de Proiectare.

NOTĂ – Câteva indicații sunt date în anexa H. Încărcări din trafic pentru Situații Tranzitorii de Proiectare pot fi definite în caiete de sarcini.

## **3.9 Convoaie de calcul pentru oboseală**

(1)P Pentru toate elementele structurale supuse la variații de eforturi unitare se vor determina vătămările din oboseală

(2) Pentru traficul normal bazat pe valorile caracteristice ale convoiului LM 71, inclusiv coeficientul dinamic  $\Phi$ , verificarea la oboseală va fi realizată pe baza traficului mixt, a “traficului standard”, a “traficului cu încărcarea pe osie de 250 kN” sau a “traficului ușor mixt”, în funcție de traficul care se va derula pe structură: trafic greu de marfă predominant, respectiv trafic ușor de pasageri predominant, în funcție de cerințele specificate. Detalii asupra trenurilor și a structurii traficului considerat și asupra sporului dinamic ce se va aplica sunt date în anexa D.

NOTĂ – Cerințele pot fi cuprinse în caiete de sarcini.

(3) În cazul în care traficul mixt nu reprezintă traficul real (de exemplu, în situații speciale când sunt limitate tipurile de trenuri care domină încărcările pentru oboseală sau pentru trafic ce impune valori  $\alpha > 1,0$ ) se va specifica un trafic mixt alternativ.

NOTĂ – Trafic mixt alternativ poate fi definit în caiete de sarcini.

(4) Fiecare combinație se bazează pe un trafic anual de  $25 \times 10^6$  tone ce trece pe pod, pe fiecare linie.

(5)P Pentru structuri ce susțin mai multe linii de cale ferată, încărcările pentru oboseală se vor aplica pe cel mult două linii, în pozițiile cele mai defavorabile.

(6) Vătămările din oboseală vor fi determinate pentru durata proiectată de viață.

NOTĂ: Durata proiectată de viață poate fi precizată în anexa națională. Se recomandă 100 de ani. Vezi și SR EN 1990:2004.

(7) Alternativ, verificarea la oboseală poate fi efectuată pe baza unui trafic special mixt.

NOTĂ: Anexa națională poate preciza combinația de trenuri pentru verificarea la oboseală.

(8) Când analiza dinamică este cerută, conform 3.4.4, cerințe suplimentare pentru verificarea la oboseală a podurilor sunt date în 3.4.6.6, care iau în considerare probabilitatea unui efect dinamic excesiv.

(9) Acțiunile verticale din trafic, inclusiv efectele dinamice și forțele centrifuge se vor lua în considerare la verificarea la oboseală. În general, forța de șerpuire precum și forțele longitudinale datorate traficului se pot neglija la verificarea la oboseală.

NOTĂ – În unele situații, de exemplu la podurile amplasate în apropierea stațiilor de cale ferată, efectele forțelor longitudinale se vor lua în considerare la calculul la oboseală.

### 3.10 Frecarea în aparatele de reazem mobile

(1) Forța de frecare maximă ( $T$ ), care poate lua naștere la aparatele de reazem mobile metalice se determină cu relația:

$$T = f \cdot R \quad (3.1)$$

în care:

$f$  - coeficient de frecare având valorile:  
0,2 pentru aparatele de reazem cu frecare de alunecare;  
0,03 pentru aparatele de reazem cu frecare de rostogolire.

$R$  - reacțiunea maximă verticală, care acționează asupra aparatului de reazem mobil (încărcarea mobilă se consideră aplicată static):

(2) Pentru reazeme mobile alcătuite din alte materiale (neopren etc.) forțele de frecare se iau în considerare conform prescripțiilor în vigoare.

### 3.11 Variațiile termice zilnice

(1) Prin variație termică zilnică se înțelege diferența de temperatură dintre izoterma lunii iulie și temperatura maximă de vară, respectiv diferența dintre izoterma lunii ianuarie și temperatura minimă de iarnă.

(2) Diferențele dintre temperatura maximă de vară și izoterma lunii iulie, respectiv dintre temperatura minimă de iarnă și izoterma lunii ianuarie, se stabilesc pentru regiunea unde este situată construcția, pe baza hărții climatologice.

(3) La stabilirea variațiilor de temperatură ale materialului de construcție, se va ține seama de inerția termică a materialului respectivi, de dimensiunile elementului de construcție și de mărimea suprafețelor expuse influenței temperaturii aerului.

(4) În lipsa unor date certe, în calcul se pot admite, pentru materialele din care sunt alcătuite podurile, următoarele valori ale temperaturilor maxime și minime:

pentru poduri metalice:  $+50^{\circ}\text{C}$  și  $-30^{\circ}\text{C}$ ;

pentru poduri masive:  $+25^{\circ}\text{C}$  și  $-15^{\circ}\text{C}$ ;

iar ca temperatură de închidere a construcției:  $+5^{\circ}\text{C} \dots +15^{\circ}\text{C}$ , în funcție de anotimpul și regiunea în care se găsește construcția.

La stabilirea valorilor maxime și minime arătate mai sus, s-a ținut seama de inerția termică diferită a metalului și a betonului sau zidăriei.

(5) Se permite neglijarea în calcul a acțiunii variațiilor de temperatură la podețele înecate în rambleu, de orice fel, având un strat de acoperire de cel puțin 1,5 m grosime, precum și la cele boltite având deschiderea  $L \leq 15$  m și săgeata  $f \geq 1/4L$ , indiferent de grosimea stratului de acoperire.

(6) Valorile temperaturilor maxime și minime prevăzute la art. 3.11(1) pentru podurile masive (de beton, beton armat și beton precomprimat) sunt valabile la elementele cu dimensiunea minimă a secțiunii transversale  $d \leq 20$  cm.

(7) Dacă dimensiunea minimă a secțiunii transversale  $d$  în care este cuprinsă și eventuala grosime a stratului de pământ cu care este acoperit elementul respectiv sau grosime stratului izolant (a șapei hidrofuge) este egală sau mai mare de 70 cm, temperaturile maxime și minime prevăzute la art. 3.11(1) pot fi reduse cu câte  $5^{\circ}\text{C}$ . La elementele din beton casetate, dimensiunea minimă se consideră egală cu suma grosimilor pereților dacă aria secțiunii golurilor este mai mare decât 50% din aria suprafeței delimitate de conturul exterior al elementului. În caz contrar secțiunea se consideră plină, luându-se ca dimensiune minimă, dimensiunea minimă exterioară.

(8) În calcul se pot adopta următorii coeficienți de dilatație liniară ( $\alpha_t$ )

- pentru poduri metalice:  $\alpha_t = 1,2 \times 10^{-5}$ ;
- pentru poduri metalice care conlucrează cu platelajele de beton și I pentru poduri din beton, beton armat și beton precomprimat:  $\alpha_t = 1,0 \times 10^{-5}$ ;
- pentru poduri de zidărie de piatră naturală:  $\alpha_t = 0,8 \times 10^{-5}$ ;

### 3.12 Diferența de temperatură între elementele construcției

- (1) La podurile de beton armat și beton precomprimat se ia în considerare diferența de temperatură de  $\pm 5^{\circ}\text{C}$  între diversele elemente ale structurii (de exemplu între placa superioară și placa inferioară a unei structuri casetate).
- (2) Elementele care se iau în considerare se aleg astfel încât să se realizeze solicitarea cea mai defavorabilă în structura respectivă, cu condiția ca să fie posibilă încălzirea sau răcirea diferită a acestor elemente.
- (3) Pentru lucrări importante, diferența de temperatură de va stabili prin cercetări specifice, în amplasament, pe modele similare.

### 3.13 Presiunea vântului

- (1) Presiunea vântului se introduce în calcule ca o forță orizontală cu valoarea de :  
 $2000 \text{ N/m}^2$  pentru podul descărcat;  
 $1500 \text{ N/m}^2$  pentru podul încărcat cu convoi;  
 $2000 \text{ N/m}^2$  în timpul montajului podurilor.
- (2) Presiunea vântului se consideră că acționează normal pe axa longitudinală a podului, pe suprafețele de calcul stabilite conform art. 3.13(7) la 3.13(14).
- (3) La calcul, dacă rezultă mai defavorabil, se poate considera că vântul acționează numai pe anumite porțiuni din deschiderea podului.
- (4) Dacă deschiderea podului este egală cu 20 m sau mai mică și înălțimea infrastructurii este egală sau mai mică de 10 m, acțiunea vântului se va considera numai în calculul de stabilitate (lunecare și răsturnare).
- (5) În calculul infrastructurilor, în situațiile indicate indicate la art. 3.13(15) se consideră că vântul acționează și longitudinal podului.
- (6) Acțiunea vântului longitudinal podului nu se cumulează cu acțiunea transversală a vântului.
- (7) Convoitul se consideră că reprezintă o suprafață de calcul cu înălțimea de 3,5 m la calea ferată normală și 2,5 m la calea ferată îngustă și cu lungimea egală cu lungimea încărcată cu convoi; centrele de greutate ale acestor suprafețe se consideră la  $\frac{1}{2}$  înălțime măsurată de la nivelul superior al șinei.
- (8) La podurile metalice cu inimă plină, la calculul suprafeței expusă vântului, se iau în considerare suprafețele pline, reale, ale următoarelor elemente:
  - grinzile principale;
  - grinzile căii;
  - elementele de cale: șine, traverse etc;
  - partea de infrastructură expusă vântului, la podurile cu deschideri mai mari de 20 m.
 Porțiunile de suprafețe care se suprapun se iau în considerare în calcul o singură dată.
- (9) La podurile metalice cu grinzi cu zăbrele, suprafețele de calcul se iau după cum urmează:

- pentru deschideri până la 60 m, ca suprafață expusă vântului de către grinzile principale se consideră 0,4 din aria închisă de conturul schemei geometrice a grinzii, din care s-a scăzut porțiunea comună cu cea a grinzilor căii, a elementelor căii și eventual al convoiului dacă podul este încărcat;
- pentru deschideri de 60 m și mai mari, ca suprafață expusă vântului de grinzile principale se consideră suprafața reală a plinurilor primei grinzi principale, la care se adaugă 0,75 din cea a plinurilor celei de-a două grinzi neacoperite de grinzile căii, de cale și, eventual, de convoi dacă podul este încărcat;
- la suprafețele determinate ca mai sus se adaugă suprafața integrală a grinzilor căii, a elementelor căii și eventual a convoiului, dacă podul este încărcat precum și suprafața plină a infrastructurii expusă vântului.

(10) La podurile de lemn cu suprastructură cu contur închis fără goluri, se consideră ca suprafață expusă vântului, suprafața conturului exterior al suprastructurii.

(11) În cazul suprastructurilor de lemn cu contrafișe, suprafața ce se ia în considerare este suprafața urșilor, la care se adaugă suprafața limitată de contrafișe multiplicată cu coeficientul de reducere 0,6.

(12) În cazul suprastructurilor de lemn cu zăbrele, suprafața expusă vântului se stabilește conform art. 3.13(9) aliniatul 2, coeficientul de reducere al suprafeței conturului închis al schemei teoretice a suprastructurii fiind 0,6 în loc de 0,4.

(13) La infrastructura podurilor de lemn, suprafața expusă vântului se consideră astfel:

- în cazul infrastructurilor masive, conform art 3.13(8).
- în cazul infrastructurilor din palei, suprafața conturului exterior expusă vântului, multiplicată cu coeficientul 0,6.

(14) La podurile de beton, beton armat, beton precomprimat sau zidărie, ca suprafața expusă vântului, se consideră suprafața conturului exterior a suprastructurii scăzând golurile, la care se adaugă suprafața greptunghiului căii și în cazul podurilor încărcate suprafața convoiului, ambele neacoperite de construcție.

La infrastructură se consideră suprafața expusă vântului.

Dacă deschiderea este egală cu 20 m sau mai mică și înălțimea infrastructurii este mai mică de 10 m, se poate neglija acțiunea presiunii vântului.

(15) La podurile cu infrastructuri care au înălțimi deasupra văii sau apei mai mari de 10 m, forțele produse de presiunea vântului care acționează longitudinal podului, se vor determina astfel:

- la podurile cu suprastructuri cu grinzi având suprafețe pline (grinzi metalice sau de lemn cu inima plină, grinzi de beton armat sau precomprimat), se vor lua în considerare numai suprafețele expuse de infrastructură
- la podurile cu suprastructuri cu grinzi cu zăbrele (metalice sau de lemn) se va lua în considerare 60% din forțele transversale stabilite pentru suprastructură conform paragrafelor anterioare, la care se adaugă cele provenite din suprafețele expuse de infrastructură.



### **3.14 Presiunea și subpresiunea apei de la nivelul mediu la nivelul maxim sau minim**

- (1) Influența presiunii și subpresiunii apei de la nivelul mediu la nivelul maxim sau minim se calculează conform 2.9.
- (2) Diferența în plus datorată supresiunii până la nivelul maxim sau diferența în minus datorată subpresiunii până la nivelul minim se iau în considerare separat de subpresiunea apei de la nivelul mediu, după cum este mai defavorabil pentru elementul calculat.
- (3) La infrastructurile sau zidurile de sprijin situate în ape cu adâncimi mari (de exemplu lacuri de acumulare) sau la infrastructurile podurilor executate în zona marină, se ține seama și de acțiunea hidrodinamică a apei produsă de valuri.
- (4) La zidurile de sprijin situate pe malurile râurilor sau lacurilor cu variația mare în timp scurt a nivelurilor apelor, trebuie să se țină seama de diferența presiunilor apei din spatele și fața zidului de sprijin.

### **3.15 Presiunea gheții**

- (1) Presiunea gheții se ia în considerare numai la calculul infrastructurilor podurilor peste Dunăre sau lacuri de acumulare. Această acțiune se consideră atât transversal cât și longitudinal podului.
- (2) Determinarea presiunii gheții se stabilește luând ca referință STAS 1545-89.

### **3.16 Încărcarea cu zăpadă**

- (1) Încărcarea cu zăpadă se ia în considerare numai în cazuri speciale, când există posibilitatea de a se introduce simultan cu încărcarea din convoaie, cum ar fi la podurile acoperite. Această încărcare se ia în considerare și la calculul podurilor mobile pentru elementele care suferă deplasări importante.
- (2) Mărimea încărcării cu zăpadă se determină în acest caz luând ca referință prevederile STAS 10101/21-92.

### **3.17 Încărcările care apar la montajul în consolă al suprastructurilor sau la operații similare**

- (1) La stabilirea încărcărilor care apar la montajul în consolă al suprastructurilor sau la operații similare cum ar fi modificări sau consolidări de suprastructură etc, trebuie să se țină seama de prevederile 4.1 și 4.2, și luând ca referință prevederile conținute în EN 1991-1-6:2005-Eurocodul 1: Acțiuni la structuri – Partea 1-6: Acțiuni în timpul execuției.

### 3.18 Forțele de inerție (la podurile mobile)

(1) Forțele de inerție care se produc la deplasarea în plan orizontal sau vertical sau la rotirea podurilor mobile se iau în considerare în calcule ținând seama de masa elementelor care se deplasează sau se rotește și de accelerația maximă de deplasare lineară sau unghiulară.

### 3.19 Încărcările cu cărucioare electrice pe peroane

(1) Elemente podurilor care asigură circulația cărucioarelor electrice se calculează la încărcarea dată de un grup de 2 forțe de 15 kN/osie (figura 3.29) simultan cu încărcarea cu oameni, conform 3.3.7

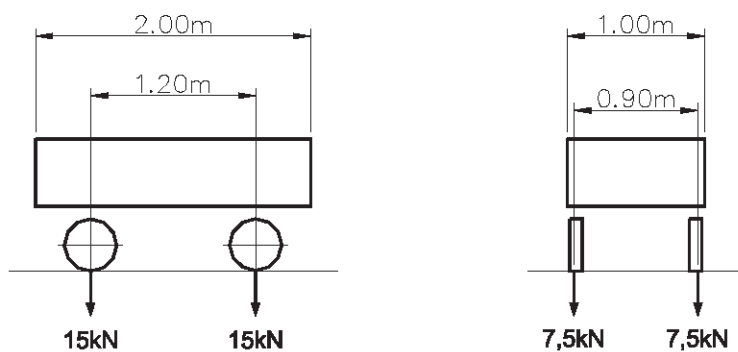


Figura 3.29 – Schema cărucioarelor electrice

(2) Încărcările date de cărucioarele electrice se consideră aplicate static.

## 4. Acțiuni accidentale

### 4.1 Izbirea navelor și ambarcațiunilor de pilele podurilor peste cursuri de apă navigabile

(1) Mărimea forțelor produse de izbirile navelor și ambarcațiunilor se stabilește pe bază de măsuri și prescripții speciale.

În lipsa acestora se pot folosi următoarele relații aproximative la determinarea mărimii forței de izbire ( $Q$ ) pentru diferite lungimi de nave sau ambarcațiuni  $L_v$ :

-în lungul axei podului:

$$Q=10(L_v-20) \text{ kN, pentru } L_v \leq 150 \text{ m;}$$

$$Q=10(2L_v-170) \text{ kN, pentru } L_v > 150 \text{ m;}$$

-transversal axei podului:

$$Q=10(2L_v-40) \text{ kN, pentru } L_v \leq 150 \text{ m;}$$

$$Q=10(4L_v-340) \text{ kN, pentru } L_v > 150 \text{ m;}$$



## **4.2 Forța seismică**

(1) Forța seismică se stabilește având în vedere zonarea seismică, luând ca referință prevederile SR 11.100-1:1993. Influența forței seismice se ia în considerare conform reglementărilor tehnice specifice.

## **4.3 Încărcări provenite prin distrugerea unor instalații fixe**

(1) Încărcările produse prin distrugerea unor instalații fixe sunt acelea care apar în urma spargerii unor conducte și inundarea unor anumite părți de pod cu lichidul scurs din conducte, sau datorită unor fire ale instalațiilor de electrificare, ruperii unor cabluri etc.

(2) Mărimea acestor încărcări se determină pe baza unor măsuri sau pe baza unor valori comunicate de administrația tutelară a acestor instalații.

## **4.4 Încărcările provenite din transportul, execuția și montajul elementelor**

(1) Încărcările care acționează elementele de pod în timpul montajului, execuției și transportului sunt: greutatea permanentă, încărcarea cu oameni, materiale și utilaje etc.

(2) Se ține seama de efectul dinamic ce se produce prin manevrarea pieselor în timpul montării, multiplicând încărcările cu un coeficient dinamic  $\psi=1,2$ , pentru piese cu 200 kN greutate și  $\psi=1,1$  pentru piese peste 200kN greutate. Acești coeficienți dinamici afectează greutatea utilajului montat pe construcție pentru manevrarea pieselor.

(3) La proiectarea structurilor de poduri se va lua ca referință prevederile cuprinse în prEN 1991-1-7 – Eurocodul 1 Partea 1-7 Acțiuni asupra structurilor- Acțiuni accidentale datorate impactului și exploziilor și EN 1991-1-6 – Eurocodul 1 Partea 1-6 Acțiuni asupra structurilor – Acțiuni în timpul execuției.

## Anexa C (normativă)

### Coeficientul dinamic $1+\varphi$ pentru trenuri reale

(1)P Pentru luarea în considerare a efectelor dinamice produse de mișcarea cu viteză a trenurilor actuale în serviciu, eforturile secționale obținute printr-un calcul static, vor fi multiplicare cu un coeficient dinamic corespunzător vitezei maxime permise a trenurilor.

(2) Coeficientul dinamic  $1+\varphi$  se utilizează de asemenea la calculul vătămarilor din oboseală.

(3)P Încărcările statice produse de trenurile reale care circulă cu viteza  $v$  [m/s] se vor multiplica:  
fie cu  $1+\varphi=1+\varphi'+\varphi''$  pentru căi întreținute standard (C.1)

fie cu  $1+\varphi=1+\varphi'+0,5\varphi''$  pentru căi foarte bine întreținute (C.2)

NOTĂ – Anexa națională va preciza care din relațiile (C.1) sau (C.2) va fi utilizată. În cazul în care nu este precizată relația care se va utiliza atunci se recomandă utilizarea relației (C.1).

unde:

$$\varphi' = \frac{K}{1-K+K^4} \quad \text{pentru } K < 0,76 \quad (C.3)$$

și

$$\varphi' = 1,325 \quad \text{pentru } K \geq 0,76 \quad (C.4)$$

$$\text{unde: } K = \frac{v}{2L_{\varphi} \times n_0} \quad (C.5)$$

și

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56e^{-\left(\frac{L_{\varphi}}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_{\varphi} n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\varphi}}{20}\right)^2} \right] \quad (C.6)$$

$$\varphi'' \geq 0$$

$$\text{cu } \alpha = v/22 \quad \text{pentru } v \leq 22 \text{ m/s} \quad (C.7)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{pentru } v > 22 \text{ m/s}$$

unde:

$v$  este viteza maximă permisă a trenurilor [m/s]

$n_0$  este prima frecvență proprie de vibrație prin încovoiere a podului încărcat numai cu încărcările permanente [Hz]

$L_{\varphi}$  este lungimea determinantă [m], în conformitate cu 3.4.5.3.

$\alpha$  este un coeficient ce depinde de viteză.

Limita de aplicare pentru  $\varphi'$  definită de ecuațiile (C.3) și (C.4) se referă la valoarea cea mai mică a frecvenței proprii dată în figura 3.10 și pentru viteze de 200 km/h. Pentru celelalte cazuri,  $\varphi'$  se va determina din analize dinamice, în conformitate cu 3.4.6.

NOTĂ – Metoda utilizată va fi aprobată de autoritatea relevantă specificată în anexa națională.

Limita de aplicare pentru  $\varphi''$  definită de ecuația (C.6) este limita superioară a frecvenței proprii date în figura 3.10. Pentru celelalte cazuri,  $\varphi''$ , poate fi determinat printr-o analiză dinamică ce ia în considerare interacțiunea dintre maselor neelastice ale osiilor ale trenului și pod, în conformitate cu 3.4.6.

(4)P Dacă prima frecvență proprie a podului  $n_0$  nu este cunoscută, valorile  $\varphi'+\varphi''$  se vor determina utilizând limitele superioare și inferioare ale primei frecvențe naturale:

Limita superioară a frecvenței naturale  $n_0$  este:

$$n_0 = 94,76L_{\phi}^{-0,748} \quad (\text{C.8})$$

și limita inferioară este:

$$n_0 = \frac{80}{L_{\phi}} \quad \text{pentru } 4,0\text{m} \leq L_{\phi} \leq 20,0\text{m} \quad (\text{C.9})$$

$$n_0 = 23,58L_{\phi}^{-0,592} \quad \text{pentru } 20,0\text{m} \leq L_{\phi} \leq 100,0\text{m} \quad (\text{C.10})$$

## Anexa D (normativă)

### Bazele evaluării oboselii structurilor de poduri de cale ferată

#### D.1 Ipoteze pentru acțiuni care produc oboseala

(1) Coeficienții dinamici  $\Phi_2$  și  $\Phi_3$  care multiplică efectele statice produse de convoaiele de calcul LM 71, SW/0 și SW/2, dacă se aplică clauza 3.5.4, reprezintă cazul de încărcare extrem ce trebuie luat în considerare la proiectarea elementelor podului. Acești coeficienți sunt nejustificat de oneroși dacă se aplică trenurilor din exploatare pentru verificarea la oboseală.

(2) Pentru considerarea efectelor medii pe o perioadă presupusă de 100 de ani a duratei de viață a structurii, sporul dinamic pentru fiecare tren din exploatare se reduce la:

$$1 + \frac{1}{2}(\varphi' + \frac{1}{2}\varphi'') \quad (D.1)$$

unde  $\varphi'$  și  $\varphi''$  sunt definiți în ecuațiile (D.2) și (D.5).

(3) Ecuațiile (D.2) și (D.3) sunt forme simplificate ale ecuațiilor (C.3) și (C.6) care au suficientă precizie pentru determinarea vătămarilor din oboseală și pot fi folosite pentru viteze maxime permise ale trenurilor de cel mult 200km/h.

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (D.2)$$

cu

$$K = v/160 \quad \text{pentru } L \leq 20,0\text{m} \quad (D.3)$$

$$K = \frac{v}{47,16L^{0,408}} \quad \text{pentru } L > 20,0 \quad (D.4)$$

și

$$\varphi'' = 0,56e^{\frac{L^2}{100}} \quad (D.5)$$

unde:

$v$  este viteza maximă permisă a trenurilor [m/s]

$L$  este lungimea determinantă  $L_\phi$  în concordanță cu 3.4.5.3.

NOTĂ - Dacă efectele dinamice incluzând rezonanța pot fi excesive și analiza dinamică este cerută în conformitate cu 3.4.4, în 3.4.6.6 sunt date precizări suplimentare în ceea ce privește evaluarea oboselii podurilor.

#### D.2 Metoda generală de proiectare

(1) În general, verificarea șirului eforturilor unitare pentru evaluarea oboselii se va face conform cu prevederilor cuprinse în EN 1992, EN 1993 și EN 1994.

(2) Ca un exemplu, pentru poduri metalice, va fi efectuată o verificare de siguranță prin asigurarea că următoarea condiție este satisfăcută:

$$\gamma_{Ff} \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_{71} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (D.6)$$

unde:

$\gamma_{Ff}$  este coeficientul parțial de siguranță pentru încărcările care produc oboseala

NOTĂ - Valoare pentru  $\gamma_{Ff}$  poate fi dată în anexa națională. Valoarea recomandată este  $\gamma_{Ff}=1,0$ .

$\lambda$  este un factor de echivalare a vătămărilor de oboseală care ia în considerare traficul de exploatare a podului și deschiderea elementului. Valoarea lui  $\lambda$  este dată în codurile de proiectare.

$\Phi_2$  este coeficientul dinamic (vezi 3.4.5)

$\Delta\sigma_{71}$  este ecartul de eforturi unitare produs de convoiul de calcul LM 71 (sau SW/2 dacă este cazul)

excluzând factorul  $\alpha$ , așezat în cea mai defavorabilă poziție pentru elementul considerat

$\Delta\sigma_c$  este valoarea de referință a rezistenței la oboseală

$\gamma_{Mf}$  este coeficientul parțial de siguranță pentru rezistența la oboseală

### D.3 Tipuri de trenuri pentru oboseală

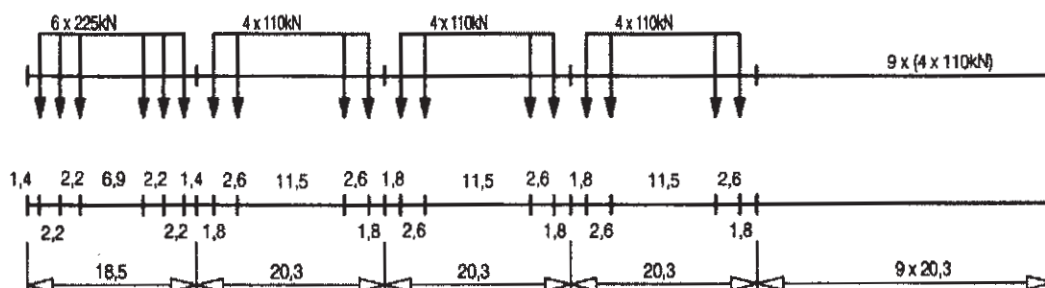
Evaluarea oboselei trebuie efectuată pe baza unui trafic mixt, “trafic uzual –standard”, “trafic cu osii de 250 kN” sau “trafic ușor mixt”, în funcție de traficul mixt predominant suportat de structură: trafic mixt predominant greu sau predominant ușor.

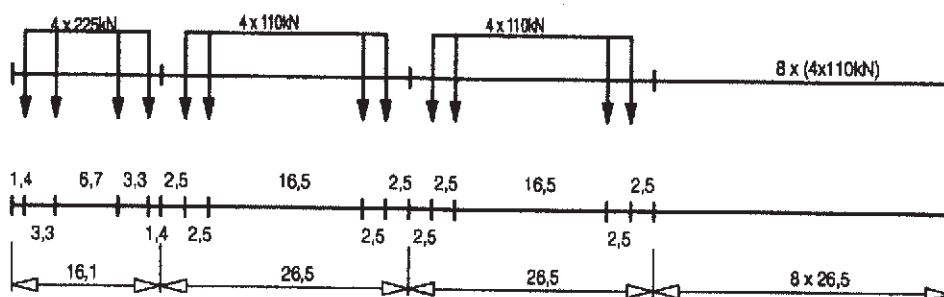
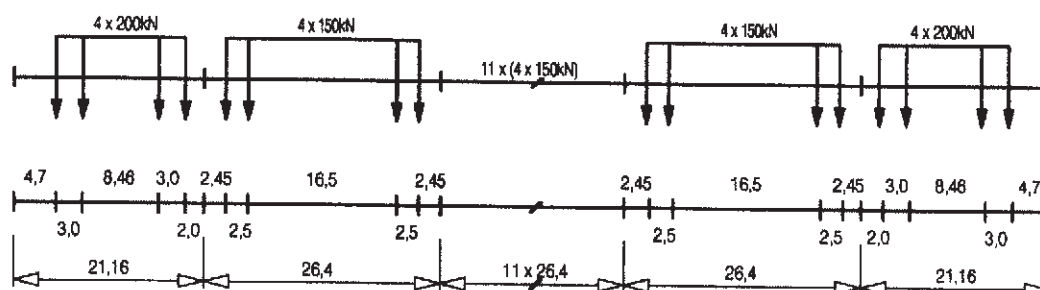
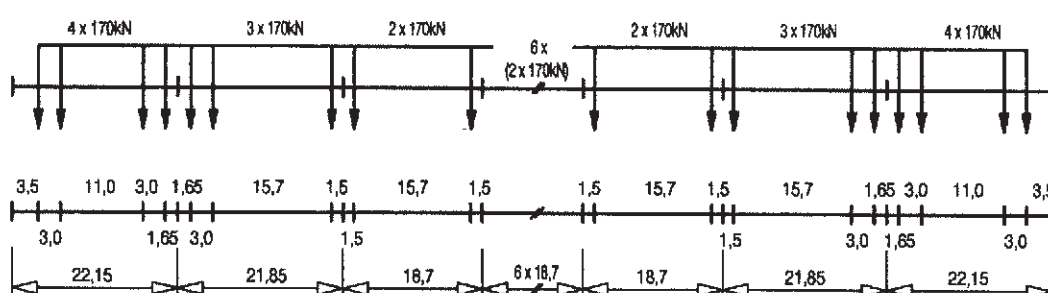
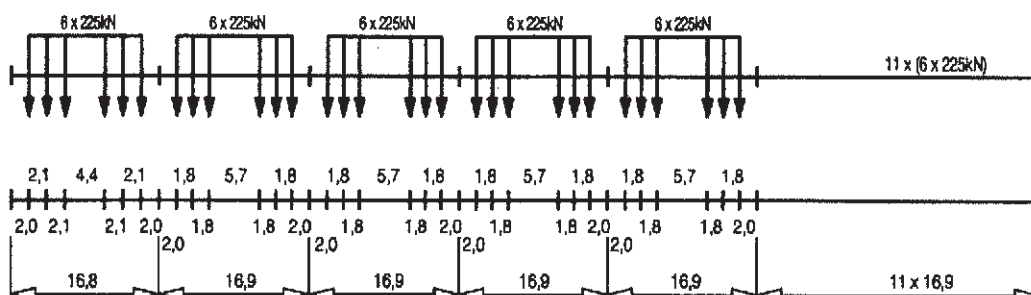
Detalii asupra trenurilor din exploatare și a traficului mixt se dau mai jos.

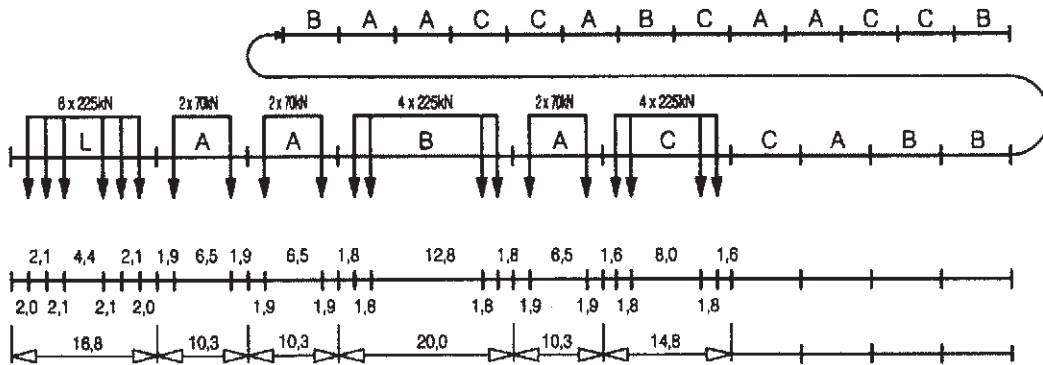
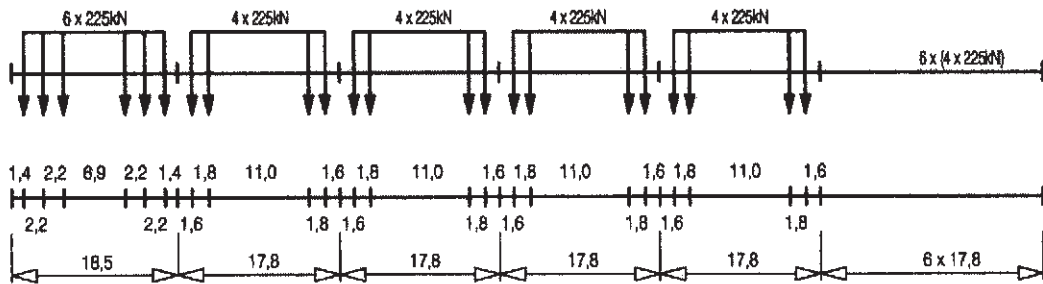
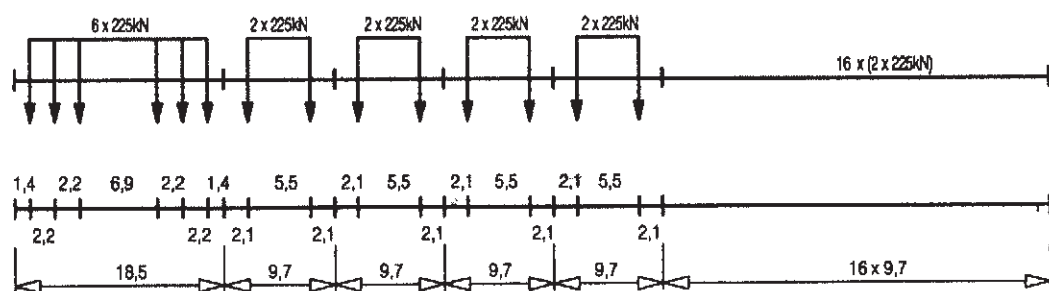
(1) Trafic standard și ușor

**Tipul 1** Tren de călători

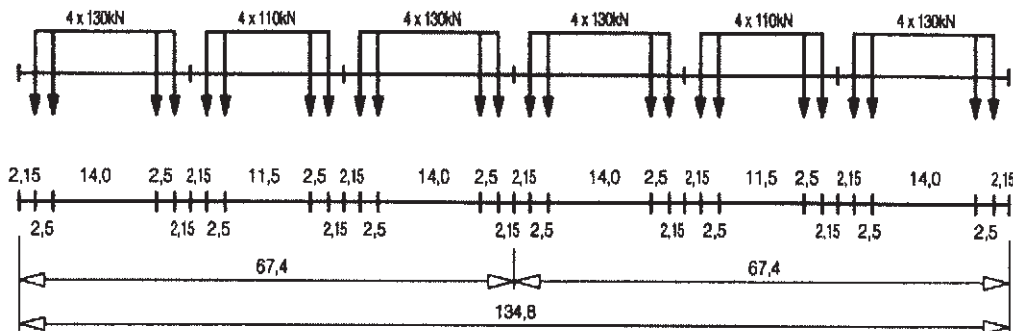
$\Sigma Q=6630$  kN  $V=200$ km/h  $L=262,1$  m  $q=25,3$  kN/m



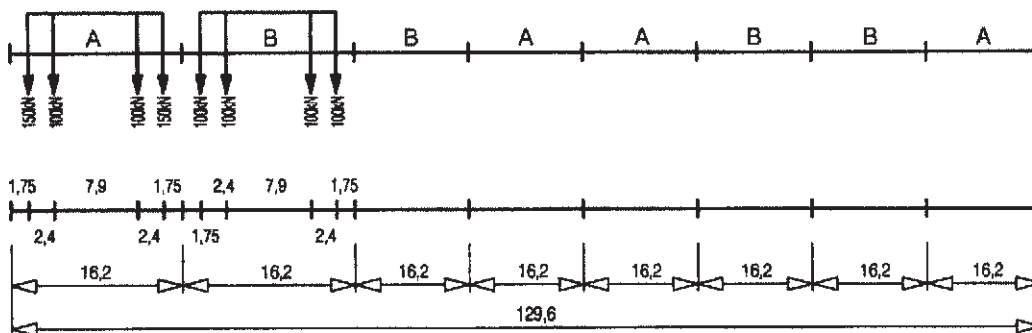
**Tipul 2** Tren de călători
 $\Sigma Q=5300 \text{ kN}$   $V=160\text{km/h}$   $L=281,1 \text{ m}$   $q=18,9 \text{ kN/m}$ 
**Tipul 3** Tren de călători de mare viteză
 $\Sigma Q=9400 \text{ kN}$   $V=250\text{km/h}$   $L=385,52 \text{ m}$   $q=24,4 \text{ kN/m}$ 
**Tipul 4** Tren de călători de mare viteză
 $\Sigma Q=5100 \text{ kN}$   $V=250\text{km/h}$   $L=237,6 \text{ m}$   $q=21,5 \text{ kN/m}$ 
**Tipul 5** Tren de marfă
 $\Sigma Q=21600 \text{ kN}$   $V=80\text{km/h}$   $L=270,3 \text{ m}$   $q=80,0 \text{ kN/m}$ 


**Tipul 6** Tren de marfă
 $\Sigma Q=14310 \text{ kN}$   $V=100\text{km/h}$   $L=333,1 \text{ m}$   $q=43,0 \text{ kN/m}$ 
**Tipul 7** Tren de marfă
 $\Sigma Q=10350 \text{ kN}$   $V=120\text{km/h}$   $L=196,5 \text{ m}$   $q=52,7 \text{ kN/m}$ 
**Tipul 8** Tren de marfă
 $\Sigma Q=10350 \text{ kN}$   $V=100\text{km/h}$   $L=212,5 \text{ m}$   $q=48,7 \text{ kN/m}$ 


**Tipul 9** Multiplu tren suburban  
 $\Sigma Q=2960 \text{ kN}$   $V=120 \text{ km/h}$   $L=134,8 \text{ m}$   $q=22,0 \text{ kN/m}$

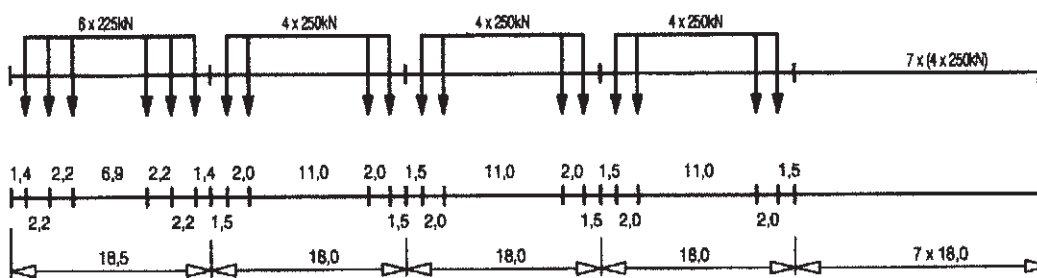


**Tipul 10** Tren de metrou  
 $\Sigma Q=3600 \text{ kN}$   $V=120 \text{ km/h}$   $L=129,6 \text{ m}$   $q=27,8 \text{ kN/m}$

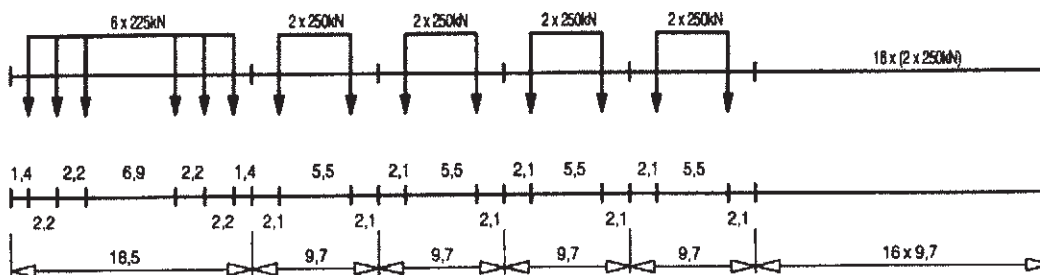


(2) Trafic greu cu osii de 250 kN

**Tipul 11** Tren de marfă  
 $Q=11350 \text{ kN}$   $V=120 \text{ km/h}$   $L=198,5 \text{ m}$   $q=52,7 \text{ kN/m}$



**Tipul 12** Tren de marfă  
 $\Sigma Q=11350 \text{ kN}$   $V=100 \text{ km/h}$   $L=212,5 \text{ m}$   $q=53,4 \text{ kN/m}$





## (3) Trafic mixt

**Tabelul D.1 - Trafic standard mixt cu osii  $\leq 22,5t$  (225 kN)**

Tipul trenului	Numar de trenuri/zi	Greutatea trenului [t]	Volumul traficului [mil 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 D.2 - Trafic greu mixt cu osii de 25,0t (250 kN)**

Tipul trenului	Numar de trenuri/zi	Greutatea trenului [t]	Volumul traficului [mil 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 D.3 - Trafic ușor mixt cu osii  $\leq 22,5t$  (225 kN)**

Tipul trenului	Numar de trenuri/zi	Greutatea trenului [t]	Volumul traficului [mil t/an]
1	10	663	2,4
2	5	530	1,0
5	2	2160	1,4
9	190	296	20,5
	207		25,3

## Anexa E (informativă)

### Limitele de valabilitate ale convoiului HSLM și selecția trenului universal critic din HSLM-A

#### E.1 Limitele de valabilitate ale convoiului HSLM

(1) Convoiul HSLM este valabil pentru trenuri de călători ce respectă următoarele reguli:

- limitarea greutății  $P$  [kN] a osiei (individuale) la 170 kN și de asemenea limitarea valorii în conformitate cu ecuația (E.2), pentru greutatea osiilor trenurilor convenționale.
- distanța  $D$  [m] ce reprezintă lungimea vagonului sau distanța dintre osii ce se repetă regulat este conformă cu tabelul E.1.
- spațiul dintre boghiuri  $d_{BA}$  [m] respectă condiția:

$$2,5 \text{ m} \leq d_{BA} \leq 3,5 \text{ m} \quad (\text{E.1})$$

- pentru trenuri convenționale, distanțele dintre centrele boghiurilor vehiculelor adiacente,  $d_{BS}$  [m] respectă ecuația (E.2),
- pentru trenuri cu alcătuire regulată din vagoane cu o singură osie pe vagon (de exemplu trenul tip E din anexa F2), lungimea intermediară a vagonului  $D_{IC}$  [m] și distanța dintre axe adiacente peste cupla dintre două set-trenuri individuale,  $e_C$  [m], în conformitate cu tabelul E.1,
- $D/d_{BA}$  și  $(d_{BS} - d_{BA})/d_{BA}$  nu vor avea valoare apropiată de număr întreg,
- greutatea totală maximă a trenului va fi de 10 000 kN,
- lungimea maximă a trenului 400 m,
- masa maximă a osiei neelastice (legată) de 2 tone.

**Tabelul E.1 – Parametrii limită pentru trenurile de călători de mare viteză care se conformează convoiului HSLM**

Tipul trenului	$P$ [kN]	$D$ [m]	$D_{IC}$ [m]	$e_C$ [m]
Articulate	170	$18 \leq D \leq 27$	-	-
Convenționale	Mai mică de 170 sau valoare conformă cu ecuația E.2	$18 \leq D \leq 27$	-	-
Cu alcătuire regulată	170	$10 \leq D \leq 14$	$10 \leq D_{IC} \leq 14$	$7 \leq e_C \leq 10$

unde:

$$4P \cos\left(\frac{\pi d_{BS}}{D}\right) \cos\left(\frac{\pi d_{BA}}{D}\right) \leq 2P_{HSLM} \cos\left(\frac{\pi d_{HSLMA}}{D_{HSLMA}}\right) \quad (\text{E.2})$$

unde:

$P_{HSLMA}$ ,  $d_{HSLMA}$  și  $D_{HSLMA}$  sunt parametrii trenului universal, în conformitate cu figura 3.12 și tabelul 3.3, corespunzând lungimii vagonului  $D_{HSLMA}$  pentru:

- un singur tren universal unde  $D_{HSLMA}$  este egal cu  $D$ ,
- două trenuri universale unde  $D$  nu este egal cu  $D_{HSLMA}$  cu  $D_{HSLMA}$  luat chiar mai mare decât  $D$  sau chiar mai mic decât  $D$ ,

și  $D$ ,  $D_{IC}$ ,  $P$ ,  $d_{BA}$ ,  $d_{BS}$ , și  $e_C$  sunt definite pentru trenuri articulate, convenționale și cu alcătuire regulată, prezentate în figurile E.1 la E.3.

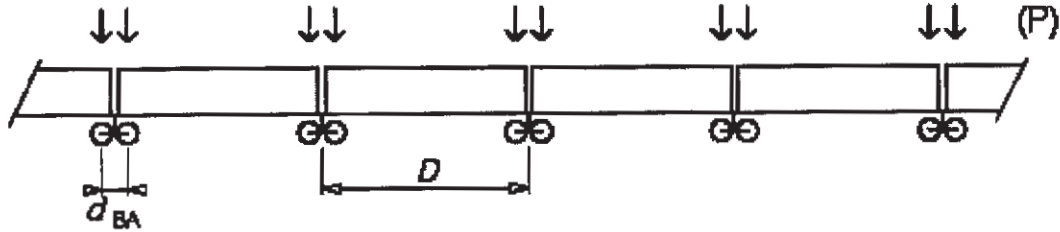


Figura E1 – Tren articulat

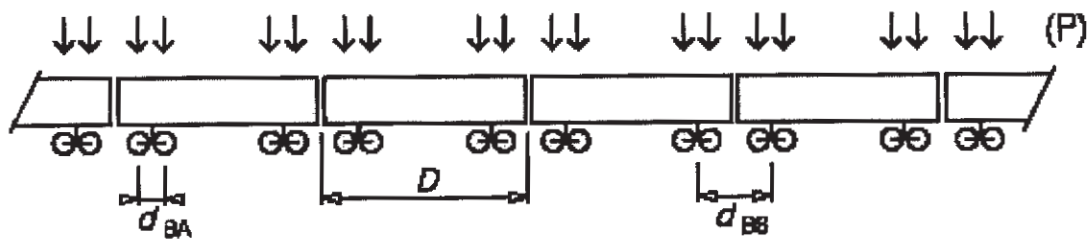


Figura E2 – Tren convențional

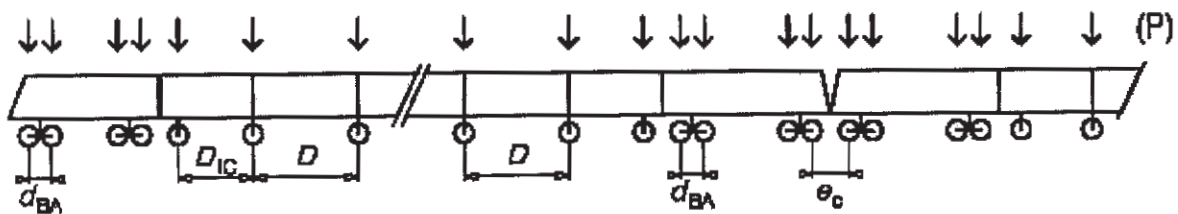


Figura E3 – Tren cu alcătuire regulată

(2) Forțele concentrate, dimensiunile și lungimile trenurilor universale definite la 3.4.6.1.1 nu fac parte din specificațiile trenurilor reale dacă nu sunt specificate în E.1(1).

## E.2 Selectarea trenului universal din HSLM-A

(1) Pentru grinzi simplu rezemate cu deschideri mai mari de 7 m, expuse unui comportament liniar dinamic poate fi utilizat pentru analiza dinamică un singur tren universal derivat din convoiul HSLM-A.

(2) Trenul critic universal este definit în E.2(5) ca o funcție de:

- lungimea de undă critică a excitației  $\lambda_C$  [m] definită în E.2(4)

unde lungimea de undă critică a excitației  $\lambda_C$  este funcție de:

- lungimea de undă a excitației  $\lambda_V$  [m] la viteza maximă de proiectare dată în E.2(3),
- deschiderea podului  $L$  [m],
- valoarea maximă a agresivității  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  [kN/m], dată în E.2(4), în șirul excitațiilor cu lungimi de undă între 4,5 m până la  $L$  [m].

(3) Lungimea de undă a excitației  $\lambda_V$  [m], la viteza maximă de proiectare este dată de relația:

$$\lambda_V = v_{DS} / n_0 \quad (E.3)$$

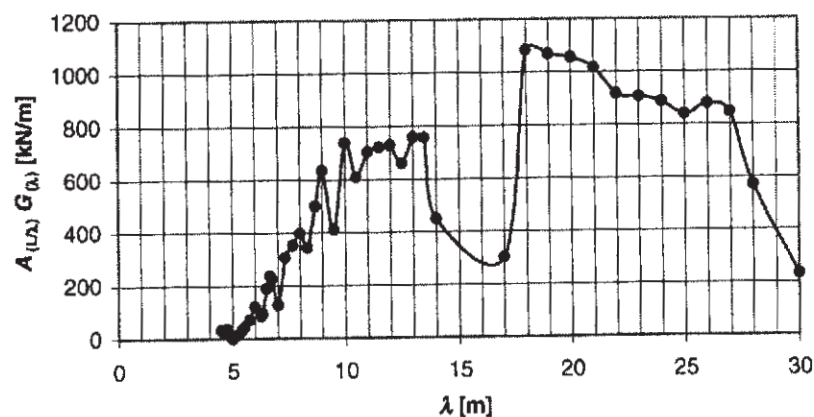
unde:

- $n_0$  este prima frecvență proprie a grinzii simplu rezemate [Hz]
- $v_{DS}$  viteza maximă de proiectare, în conformitate cu 3.4.6.2(1) [m/s]

(4) Lungimea de undă critică a excitației  $\lambda_C$  se va determina din figurile E.4 la E.17, unde  $\lambda_C$  corespunde valorii maxime a agresivității  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  pentru o deschidere de lungime  $L$  [m], în șirul excitațiilor cu lungimi de undă de la 4,5 m până la  $\lambda_V$ .

Unde deschiderea tablierului nu corespunde lungimilor de referință  $L$  din figurile E.4 la E.17, se vor considera două figuri ce corespund fie unei valori imediat mai mari fie unei valori imediat mai mici a deschiderii  $L$ . Lungimea de undă critică  $\lambda_C$  se va determina din figura ce corespunde agresivității maxime. Interporarea între două grafice nu este permisă.

NOTĂ – Se poate observa din figurile E.4 la E.17 că în multe cazuri  $\lambda_C = \lambda_V$  dar în unele cazuri  $\lambda_C$  corespunde unui vârf a valorilor agresivității la o valoare  $\lambda$  mai mică decât  $\lambda_V$ . (de exemplu în figura E.4, pentru  $\lambda_V = 17$  m,  $\lambda_C = 13$  m)



**Figura E.4 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=7,5$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$**

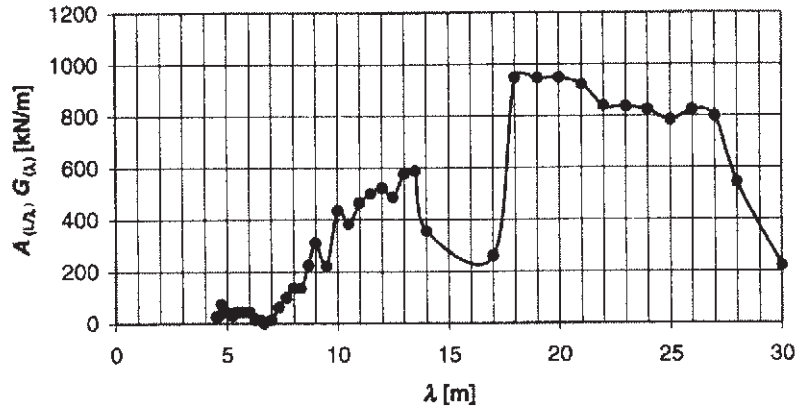


Figura E.5 – Agresivitatea  $A_{(L,\lambda)}G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=10,0$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

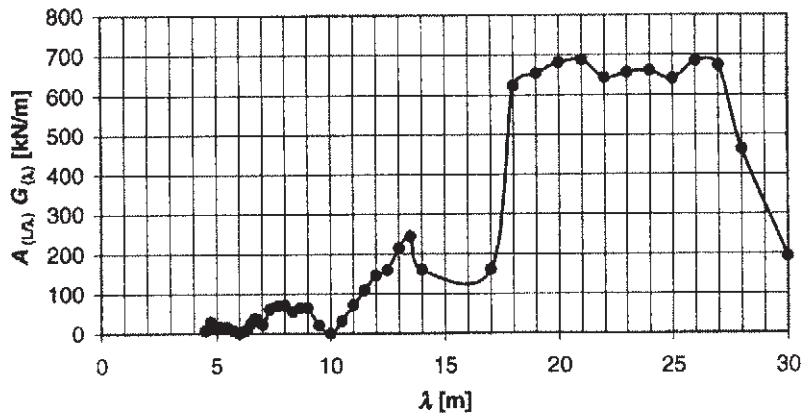


Figura E.6 – Agresivitatea  $A_{(L,\lambda)}G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=12,5$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

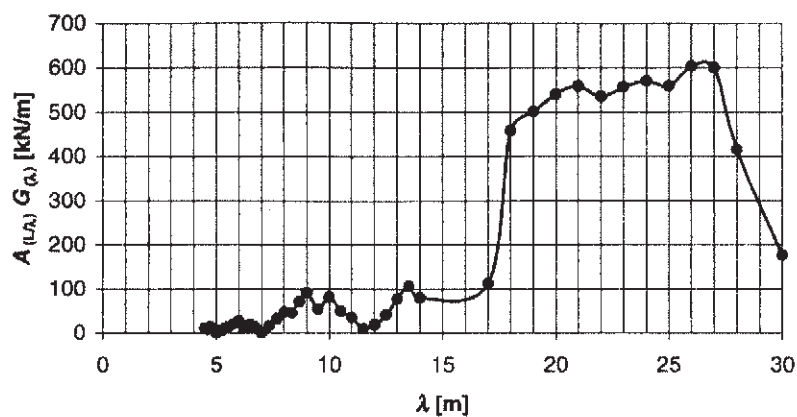


Figura E.7 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=15,0$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

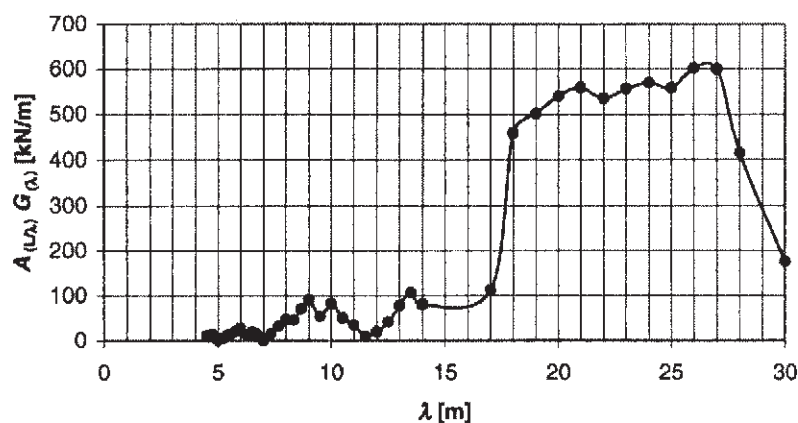


Figura E.8 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=17,5$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

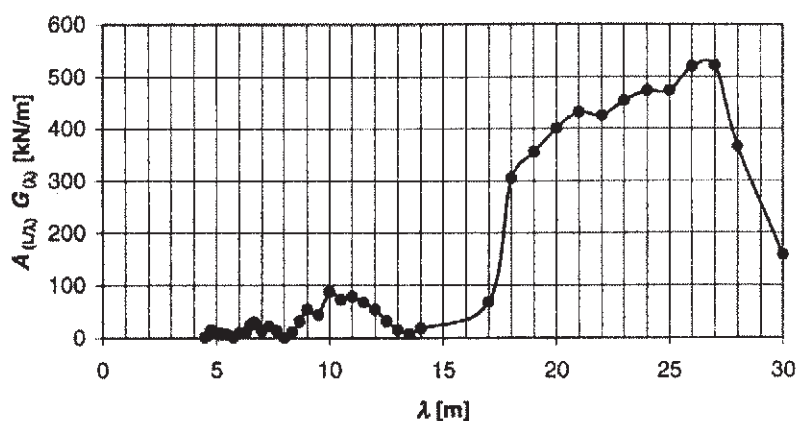


Figura E.9 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=20,0$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

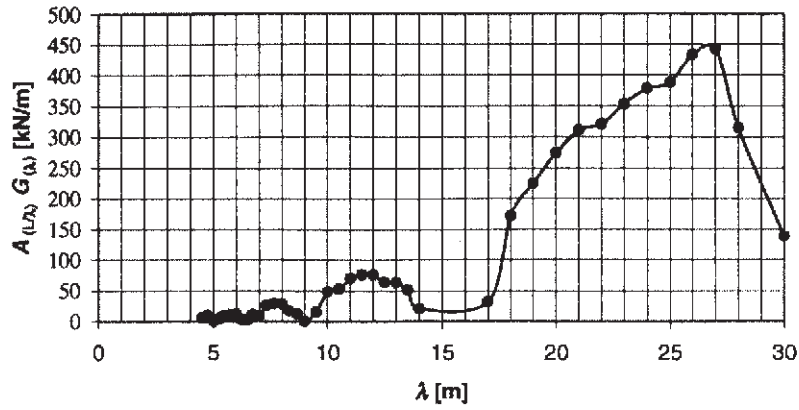


Figura E.10 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=22,5$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

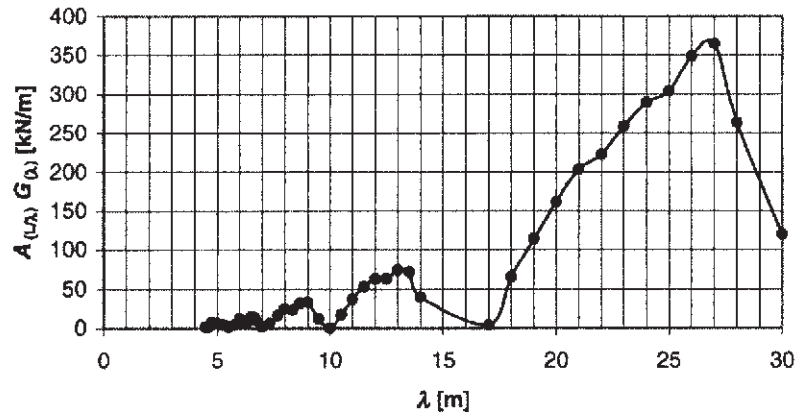


Figura E.11 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=25,0$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

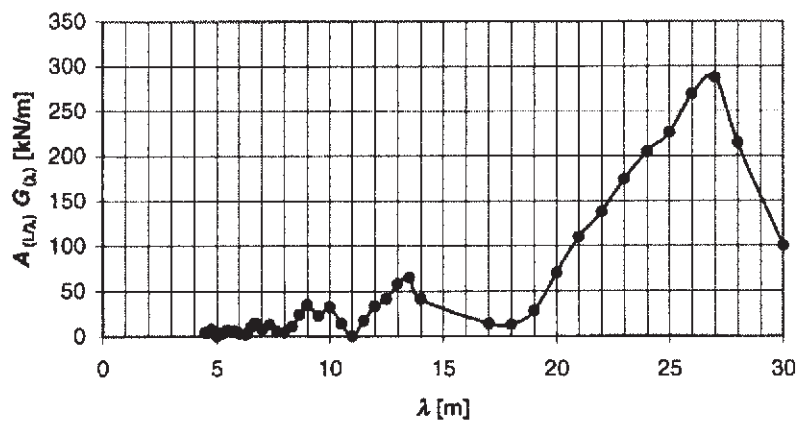


Figura E.12 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)} G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=27,5$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

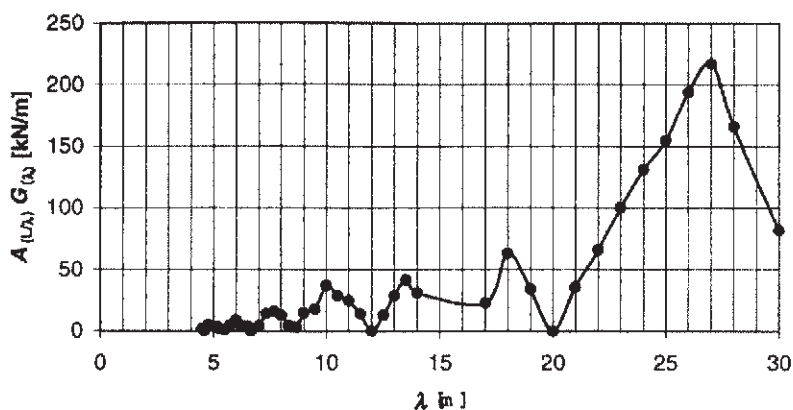


Figura E.13 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=30,0$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

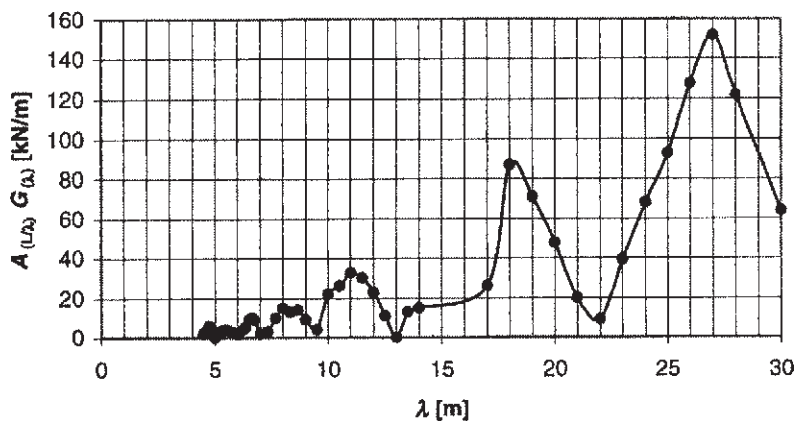


Figura E.14 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=32,5$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

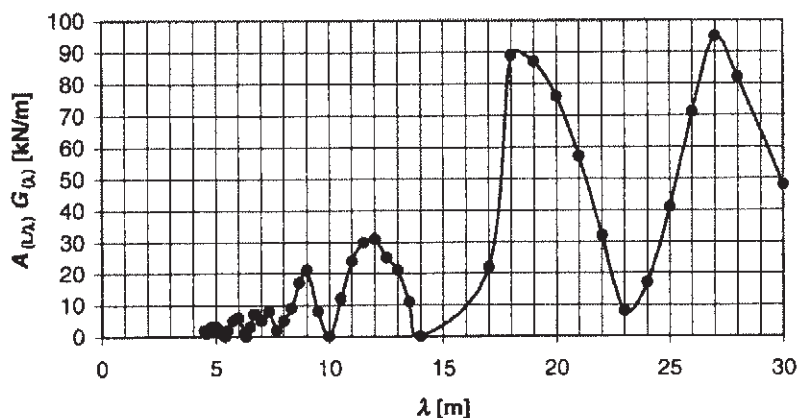


Figura E.15 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=35,0$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$



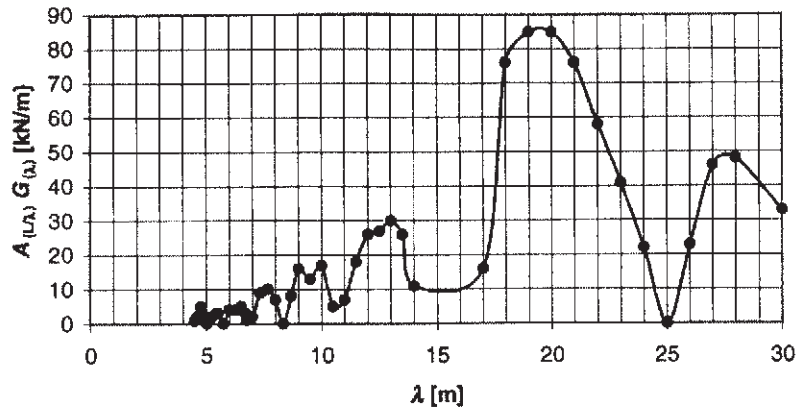


Figura E.16 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă  $\lambda$  pentru un pod grindă simplu rezemată cu deschiderea  $L=37,5$  m și un procent de amortizare  $\zeta=0,01$

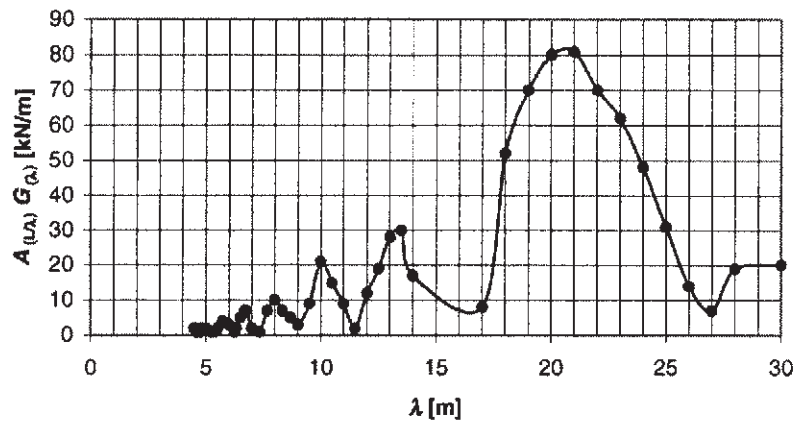
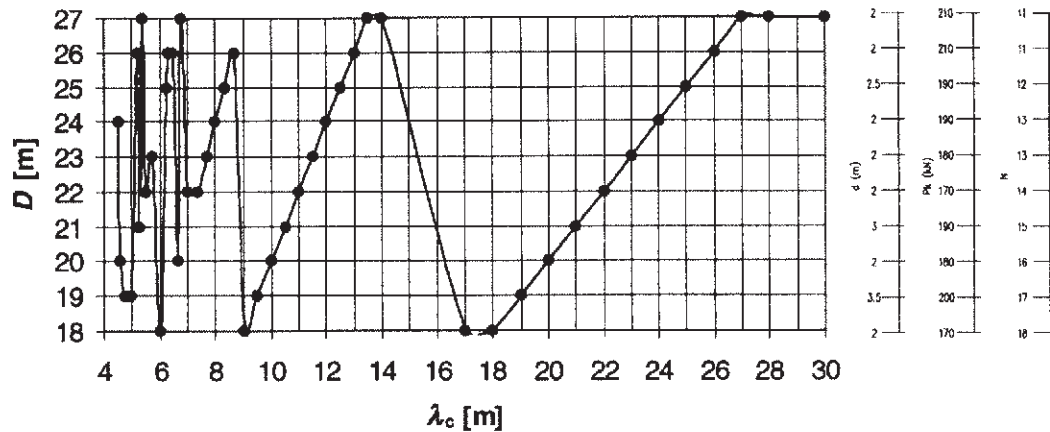


Figura E.17 – Agresivitatea  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  funcție de lungimea de undă a excitației  $\lambda$  pentru o deschidere simplu rezemată cu lungimea  $L=40,0$  m și un coeficient de amortizare  $\zeta=0,01$

(5) Trenul universal critic HSLM-A este definit în figura E.18.



**Figura E.18 – Parametri care definesc trenul universal critic HSLM-A funcție de lungimea de undă critică a excitației  $\lambda_c$  [m]**

NOTĂ – Pentru valori  $\lambda_c < 7,0$  m se recomandă ca analiza dinamică să se realizeze cu trenurile A1 la A10 inclusiv, în conformitate cu tabelul 3.3.

unde:

- $D$  este lungimea vagonului intermediar sau a ultimului, definită în figura 3.12 [m]
- $d$  este spațiul dintre axele boghiurilor pentru vagoane intermediare sau de capăt, definit în figura 3.12 [m]
- $N$  este numărul vagoanelor intermediare definit în figura 3.12
- $P_k$  este forța concentrată a fiecărei osii a vagoanelor intermediare sau de capăt sau a locomotivei așa cum este definită în figura 3.12
- $\lambda_c$  lungimea de undă critică dată în E.2(4) [m]

(6) În alternativă, agresivitatea  $A_{(L/\lambda)}G_{(\lambda)}$  [kN/m] este definită de ecuațiile (E.4) și (E.5).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad (E.4)$$

$$G_{\lambda} \equiv \max_{i=0 \text{ la } M-1} \frac{1}{\zeta X_i} \sqrt{\left(\sum_{k=0}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2 + \left(\sum_{k=0}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2} \left(1 - \exp\left(-2\pi \zeta \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad (E.5)$$

unde  $i$  ia valori de la 0 la  $(M-1)$  pentru a acoperi toate sub-trenurile, incluzând întregul tren și:

- $L$  este deschiderea [m]
- $M$  este numărul osiilor ale unui tren
- $P_k$  este greutatea osiei  $k$  [kN]
- $X_i$  este lungimea sub-trenului, alcătuit din  $i$  osii
- $x_k$  distanța până la forța  $P_k$  de la prima forță a trenului  $P_0$  [m]
- $\lambda$  lungimea de undă a excitației [m]
- $\zeta$  coeficientul de amortizare

## Anexa F (informativă)

### Criteriile ce trebuie îndeplinite în cazul în care nu este cerută analiza dinamică

NOTĂ – Anexa F nu este valabilă pentru convoiul HSLM (anexa F este valabilă pentru trenurile date în F(4)).

(1) Pentru structuri simplu rezemate ce satisfac maximul valorii  $(v/n_0)_{lim}$  date în tabelul F.1 și F.2:

- efecte dinamice maxime (eforturi unitare, săgeți) și
- încărcările pentru oboseală la viteze mari (excepție când viteza frecventă de operare corespunde vitezei de rezonanță și în acest caz analiza dinamică specifică și verificarea la oboseală va fi realizată conform prevederilor din 3.4.6)

nu depășesc valorile produse de  $\Phi_2 \times LM 71$  și nu este necesară o altă analiză dinamică și

- accelerația maximă a tablierului este mai mică fie de  $3,5 \text{ m/s}^2$  fie de  $5,0 \text{ m/s}^2$ , după cum este cazul (potrivit).

**Tabelul F.1 – Valoarea maximă  $(v/n_0)_{lim}$  pentru grinzi simplu rezemate sau plăci și o accelerație maximă permisă  $a_{max} < 3,5 \text{ m/s}^2$**

Masa $m$ $10^3 \text{ kg/m}$	$\geq 5,0$ $< 7,0$	$\geq 7,0$ $< 9,0$	$\geq 9,0$ $< 10,0$	$\geq 10,0$ $< 13,0$	$\geq 13,0$ $< 15,0$	$\geq 15,0$ $< 18,0$	$\geq 18,0$ $< 20,0$	$\geq 20,0$ $< 25,0$	$\geq 25,0$ $< 30,0$	$\geq 30,0$ $< 40,0$	$\geq 40,0$ $< 50,0$	$\geq 50,0$ -	
Deschiderea $L \in$ $m^a$	$\zeta$ %	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	
[5,00,7,50)	2	1,71	1,78	1,88	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,54	3,59
	4	1,71	1,83	1,93	1,93	2,13	2,24	3,03	3,08	3,38	3,54	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	1,94	2,08	2,64	2,64	2,77	2,77	3,06	5,00	5,14	5,20	5,35	5,42
	4	2,15	2,64	2,77	2,98	4,93	5,00	5,14	5,21	5,35	5,62	6,39	6,53
[10,0,12,5)	1	2,40	2,50	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	6,57
	2	2,50	2,71	2,71	5,83	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	7,19	7,29
[12,5,15,0)	1	2,50	2,50	3,58	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	9,14	9,14	9,14
	2	3,45	5,12	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,76	10,36	10,48
[15,0,17,5)	1	3,00	5,33	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	10,17	10,33	10,33	10,50	10,67	12,40
[17,5,20,0)	1	3,50	6,33	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	7,17	10,67	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	5,21	5,42	7,08	7,50	7,50	13,54	13,54	13,96	14,17	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,25	6,46	6,46	10,21	10,21	10,21	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				10,56	18,33	18,33	18,61	18,61	18,89	19,17	19,17	19,17
$\geq 40,0$	1				14,73	15,00	15,56	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33

<sup>a</sup>  $L \in [a,b)$  înseamnă  $a \leq L < b$

NOTA 1 – Tabelul F.1 include un coeficient de siguranță de 1,2 pentru  $(v/n_0)_{lim}$  pentru criteriile de accelerație, săgeți și rezistențe și un coeficient de siguranță de 1,0 pentru  $(v/n_0)_{lim}$  la oboseală.

NOTA 2 – Tabelul F.1 include o majorare de  $(1+\varphi^n)$  pentru neregularitățile căii.

**Tabelul F.2 – Valoarea maximă  $(v/n_0)_{lim}$  pentru grinzi simplu rezemate sau plăci și o accelerație maximă permisă  $a_{max} < 5,0 \text{ m/s}^2$**

Masa $m$ $10^3 \text{ kg/m}$	$\geq 5,0$ $< 7,0$	$\geq 7,0$ $< 9,0$	$\geq 9,0$ $< 10,0$	$\geq 10,0$ $< 13,0$	$\geq 13,0$ $< 15,0$	$\geq 15,0$ $< 18,0$	$\geq 18,0$ $< 20,0$	$\geq 20,0$ $< 25,0$	$\geq 25,0$ $< 30,0$	$\geq 30,0$ $< 40,0$	$\geq 40,0$ $< 50,0$	$\geq 50,0$ -	
Deschiderea $L \in$ $m^a$	$\zeta$ %	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	
[5,00,7,50)	2	1,78	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,44	3,54	3,59	4,13
	4	1,88	1,93	2,13	2,13	3,08	3,13	3,44	3,54	3,59	4,31	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	2,08	2,64	2,78	2,78	3,06	5,07	5,21	5,21	5,28	5,35	6,33	6,33
	4	2,64	2,98	4,86	4,93	5,14	5,21	5,35	5,42	6,32	6,46	6,67	6,67
[10,0,12,5)	1	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19
	2	2,71	5,83	6,15	6,15	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19	7,75	7,75
[12,5,15,0)	1	2,50	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,33	9,14	9,14	9,14	9,14
	2	5,12	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,64	10,36	10,36	10,48	10,48
[15,0,17,5)	1	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	6,33	6,50	6,50	10,33	10,33	10,50	10,50	10,67	10,67	12,40	12,40
[17,5,20,0)	1	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	10,67	10,67	12,80	12,0	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	7,08	7,50	7,50	13,54	13,75	13,96	14,17	14,38	14,38	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,46	10,20	10,42	10,42	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				18,33	18,61	18,89	18,89	19,17	19,17	19,17	19,17	19,17
$\geq 40,0$	1				15,00	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

<sup>a</sup>  $L \in [a,b]$  înseamnă  $a \leq L < b$

NOTA 1 – Tabelul F.1 include un coeficient de siguranță de 1,2 pentru  $(v/n_0)_{lim}$  pentru criteriile de accelerație, săgeți și rezistențe și un coeficient de siguranță de 1,0 pentru  $(v/n_0)_{lim}$  la oboseală.

NOTA 2 – Tabelul F.1 include o majorare de  $(1+\varphi'')$  pentru neregularitățile căii.

unde:

$L$  este deschiderea podului [m]

$m$  este masa podului [ $10^3 \text{ kg/m}$ ]

$\zeta$  este procent din amortizarea critică [%]

$v$  este viteza maximă nominală, care în general, este viteza maximă de circulație pe linie în amplasament. Se poate utiliza o viteză redusă verificarea pentru trenurile reale utilizând viteza maximă permisă permisă a acestuia. [m/s]

$n_0$  este prima frecvență proprie a deschiderii [Hz]

$\Phi_2$  și  $\varphi''$  sunt definiți în 3.4.5.2 și în anexa C.

(2) Tabelele F.1 și F.2 sunt valabile dacă:

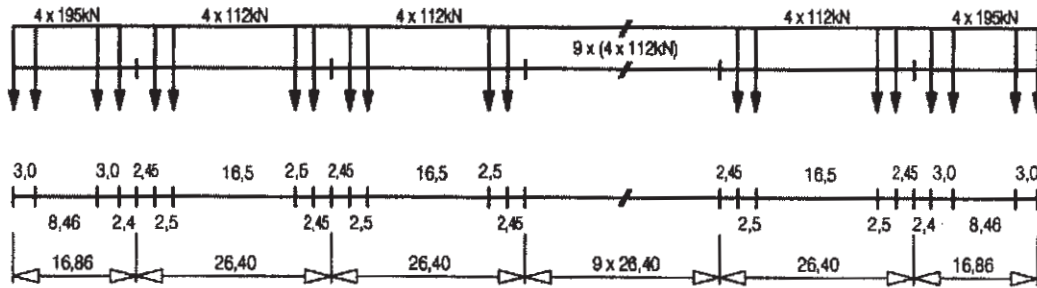
- podul este grindă simplu rezemată cu efecte neglijabile ale oblicității și poate fi modelat ca o grindă liniară sau o placă rezemând pe reazeme rigide. Tabelele F.1 și F.2 nu se aplică tablierelor cu calea la mijloc și grinzilor cu zăbrele cu platelaj subțire sau altor structuri cu alcătuire complexă, care nu pot fi reprezentate printr-o grindă liniară sau dală,
- la podurile la care înălțimea de la axa neutră a structurii până la nivelul căii este suficientă pentru ca forțele concentrate să se distribuie pe o distanță de cel puțin 2,50 m,
- se aplică trenurile listate la F(4),
- structurile se proiectează la valorile caracteristice ale încărcărilor verticale sau ale încărcărilor clasificate pentru valori  $\alpha \geq 1,0$ , în conformitate cu 3.3.2,
- calea pe pod este foarte bine întreținută,
- prima frecvență proprie a structurii  $n_0$ , este mai mică decât limita superioară indicată în figura 3.10,
- structuri cu frecvențe proprii de torsiune  $n_T$  care satisfac relația:  $n_T > 1,2 \times n_0$ .

(3) În cazul în care criteriile enumerate mai sus nu sunt respectate se va efectua o analiză dinamică conform 3.4.6.

(4) Următoarele trenuri reale se vor utiliza în dezvoltarea după criteriile din 3.4 și anexa F (cu excepția convoiului HSLM care se bazează pe tipuri de trenuri permise de criteriile de interoperativitate relevante).

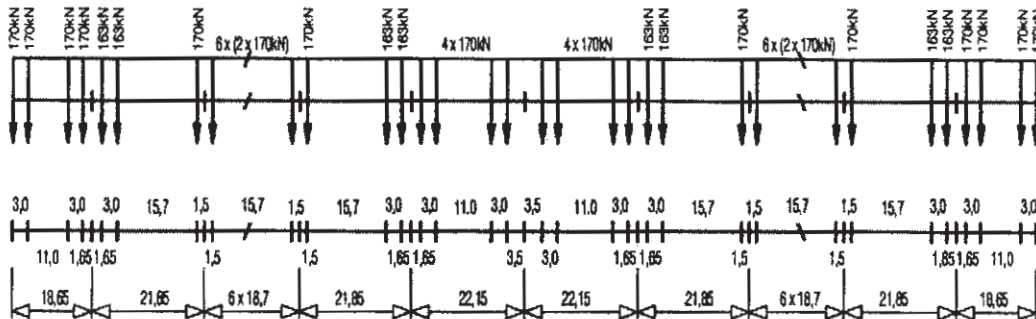
**Tipul A**

$Q=6936 \text{ kN}$   $V=350 \text{ km/h}$   $L=350,52 \text{ m}$   $q=19,8 \text{ kN/m}$



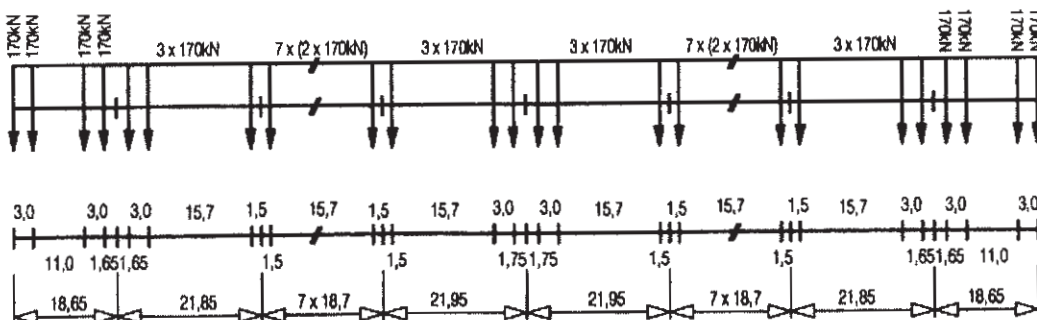
**Tipul B**

$\Sigma Q=8784 \text{ kN}$   $V=350 \text{ km/h}$   $L=393,4\text{m}$   $q=22,3 \text{ kN/m}$



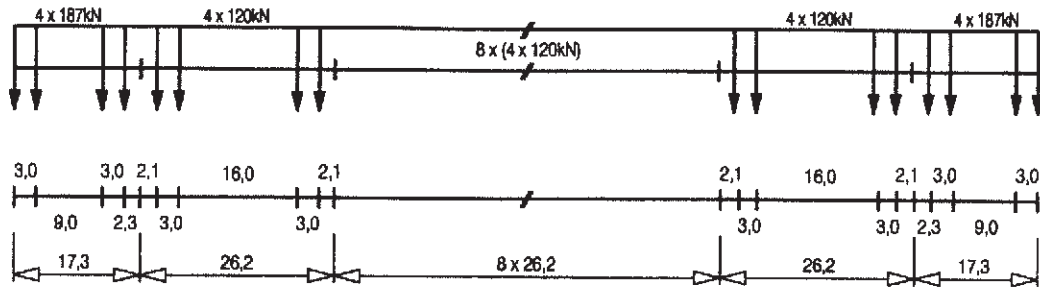
**Tipul C**

$\Sigma Q=8160 \text{ kN}$   $V=350 \text{ km/h}$   $L=386,7 \text{ m}$   $q=21,1 \text{ kN/m}$



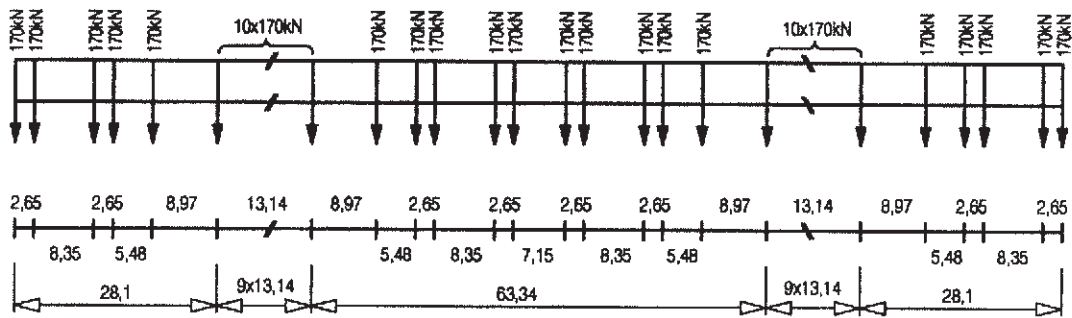
**Tipul D**

$\Sigma Q=6296 \text{ kN}$   $V=350 \text{ km/h}$   $L=295,7 \text{ m}$   $q=21,3 \text{ kN/m}$



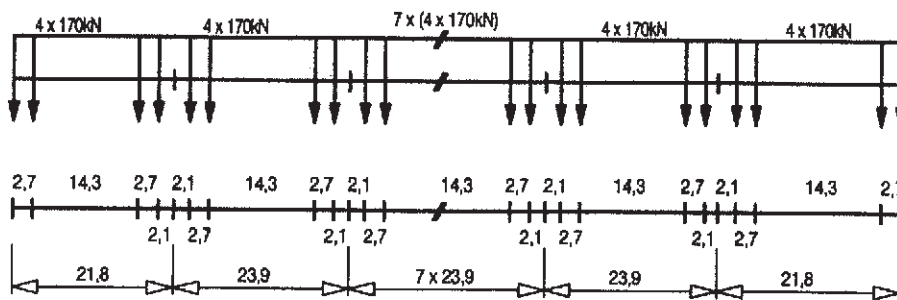
**Tipul E**

$\Sigma Q=68000 \text{ kN}$   $V=350 \text{ km/h}$   $L=356,06 \text{ m}$   $q=19,1 \text{ kN/m}$



**Tipul F**

$\Sigma Q=7480 \text{ kN}$   $V=350 \text{ km/h}$   $L=258,7 \text{ m}$   $q=28,9 \text{ kN/m}$



## Anexa G (informativă)

### Metodă pentru determinarea răspunsului combinat al structurii și al căii la acțiuni variabile

#### G.1 Introducere

(1) O metodă de determinare a răspunsului combinat al structurii și al căii la acțiuni variabile este dată pentru:

- grinzi simplu rezemate sau structuri continue având o singură cale (G3),
- structuri alcătuite dintr-o succesiune de grinzi simplu rezemate (G4),
- structuri alcătuite dintr-o succesiune de tabliere ...continue..

(2) Pentru fiecare caz în parte cerințele (precizările) sunt date pentru:

- determinarea lungimii de expansiune maximă permisă  $L_{TP}$  care corespunde eforturilor maxime permise în șine, precizate la 3.5.4.5.1(1) sau deformației maxime permise a structurii, produse de forțele de fânare sau de tracțiune precizată la 3.5.4.5.2(1) sau a deformației maxime produse de acțiunea traficului vertical precizată la 3.5.4.5.2(2). Dacă valoarea propusă pentru  $L_T$  depășește  $L_{TP}$ , se vor prevedea rosturi de dilatație sau se va reface calculul într-o manieră mai rafinată, în conformitate cu prevederile de la 3.5.4.1 până la 3.5.4.5.
- determinarea acțiunilor longitudinale în aparatele de reazem fixe produse de:
  - tracțiune și frânare,
  - variații de temperatură,
  - rotirea capătului tablierului din acțiunea convoaielor verticale

(3) În toate cazurile se va face o verificare separată pentru ca deplasările maxime ale suprafeței superioare a căii să fie în acord cu precizările de la 3.5.4.5.2(3).

#### G.2 Limitele de valabilitate a metodei de calcul

(1) Construcția căii:

- șină UIC tip 60 cu o rezistență de cel puțin  $900 \text{ N/mm}^2$ ,
- traverse grele de beton cu poza la cel mult 65 cm sau realizare echivalentă a căii,
- cel puțin 30 cm de balast bine compactat sub talpa traversei,
- cale în aliniament în curbă cu rază  $r \geq 1500 \text{ m}$ .

(2) Configurația podului:

- lungimea de expansiune  $L_T$ :
  - pentru structuri metalice  $L_T \leq 60 \text{ m}$ ,
  - pentru structuri de beton sau compuse,  $L_T \leq 90 \text{ m}$ .

(3) Rezistența longitudinală  $k$  a căii:

- cale neîncărcată:  $k = 20$  la  $40 \text{ kN}$  pe m de cale,
- cale încărcată:  $k = 60 \text{ kN}$  pe m de cale.

(4) Încărcările verticale din trafic:

- convoiul LM 71 (și unde este necesar SW/0) cu  $\alpha = 1$ , în conformitate cu 3.3.2(3),
- convoiul SW/2,

NOTĂ – Metoda este valabilă pentru acele valori ale factorului  $\alpha$  care conduc la efecte  $\alpha \times$  LM 71 mai mici sau cel mult egale cu cele produse de convoiul SW/2.

(5) Acțiuni datorate frânării:

- pentru convoiul LM 71 (și unde este necesar SW/0) și convoiul HSLM:  
 $q_{lbk}=20$  kN/m, limitat la o valoare maximă  $Q_{lbk} = 6000$  kN,
- pentru convoiul SW/2:  
 $q_{lbk}=35$  kN/m.

(6) Acțiuni datorate tracțiunii:

- $q_{lak}=33$  kN/m, limitat la o valoare maximă  $Q_{lak} = 1000$  kN,

(7) Acțiuni datorate temperaturii:

- variația de temperatură  $\Delta T_D$  a tablierului  $\Delta T_D \leq 35$  Kelvin,
- variația de temperatură în șină  $\Delta T_R$ ,  $\Delta T_R \leq 50$  Kelvin,
- diferența maximă de temperatură între șină și tablier:  
 $|\Delta T_D - \Delta T_R| \leq 20$  Kelvin (G.1)

### G.3 Structuri alcătuite dintr-un singur tablier

(1) Inițial, următoarele valori se vor determina neglijând răspunsul combinat al structurii și al căii la acțiuni variabile:

- lungimea de expansiune  $L_T \leq \max L_T$  conform G.2(2) și figurii 3.17,
- rigiditatea  $K$  a infrastructurii, conform cu 3.5.4.2,
- deplasarea longitudinală a marginii superioare a tablierului din deformația tablierului:

$$\delta = \Theta H \text{ [mm]} \quad \text{(G.2)}$$

unde:

$\Theta$  este rotirea capătului tablierului [rad]

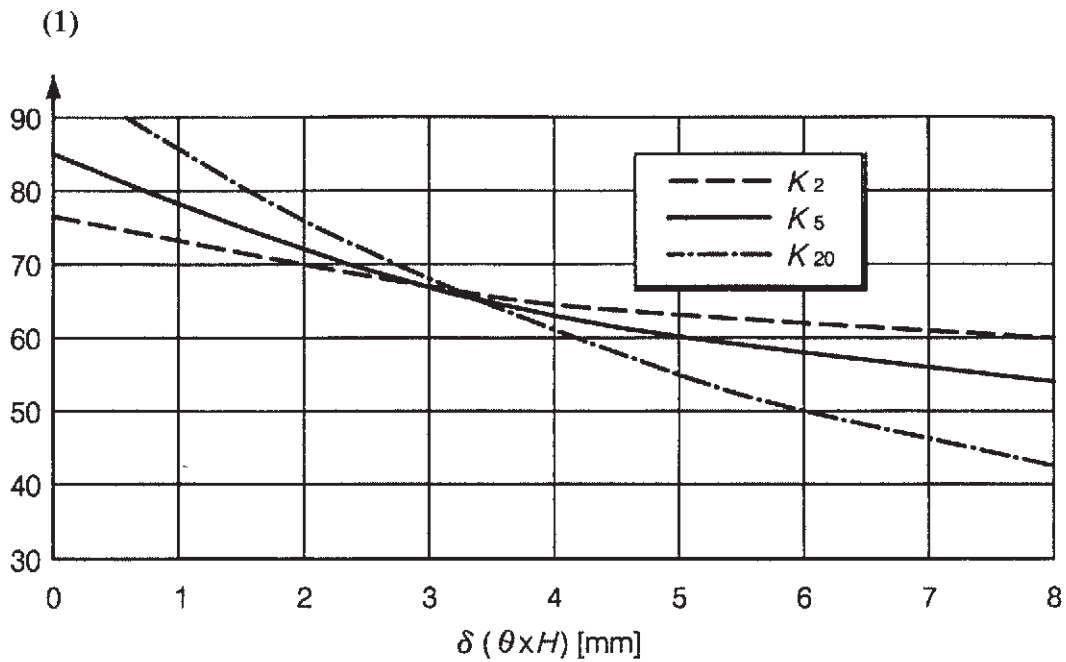
$H$  este înălțimea cuprinsă între axa de rotație a aparatului de reazem fix și suprafața căii [mm],

(2) Pentru valorile cuplate (cale neîncărcată/încărcată) a rezistenței tangențiale plastice a căii de  $k=20/60$  kN pe m de cale și  $k=40/60$  kN pe m de cale și pentru coeficientul de dilatație termică liniară  $\alpha_T = 10E-6$  [1/Kelvin] sau  $\alpha_T = 12E-6$  [1/Kelvin], lungimea maximă permisă de expansiune  $L_{TP}$  [m] este dată în figurile G.1 la G.4 după cum este mai potrivită.

Eforturile adiționale maxime permise în șine indicate în 3.5.4.5.1(1), precum și deformațiile maxime permise ale structurii conform 3.5.4.5.2(1) datorită tracțiunii și frânării și a celor din încărcări verticale (conform 3.5.4.5.2(2)) sunt satisfăcute dacă punctul ( $L_T$ ,  $\delta$ ) ce descrie lungimea de expansiune a tablierului și deplasarea longitudinală a capătului tablierului din acțiunea traficului vertical se află sub curba corespunzătoare sau interpolată ce corespunde rigidității longitudinale a infrastructurii  $K$ .

În caz contrar, dacă aceste condiții nu sunt satisfăcute se va efectua o analiză în conformitate cu prevederile de la 3.5.4.2 până la 3.5.4.5 sau se vor prevedea rosturi de dilatație.





unde:

(1) lungimea maximă de expansiune  $L_{TP}$  [m]

$k$  este rezistența plastică la lunecare longitudinală a căii [kN pe m de cale]:

pentru cale neîncărcată:

-  $k_{20} = 20$  kN pe m de cale și  $k_{40} = 40$  kN pe m de cale

pentru cale încărcată:

-  $k_{60} = 60$  kN pe m de cale

$K$  este rigiditatea infrastructurii pe cale pe m de tablier (rigiditatea infrastructurii împărțită la numărul căilor și la lungimea tablierului) [kN/m]:

$K_2 = 2E3$  kN/m

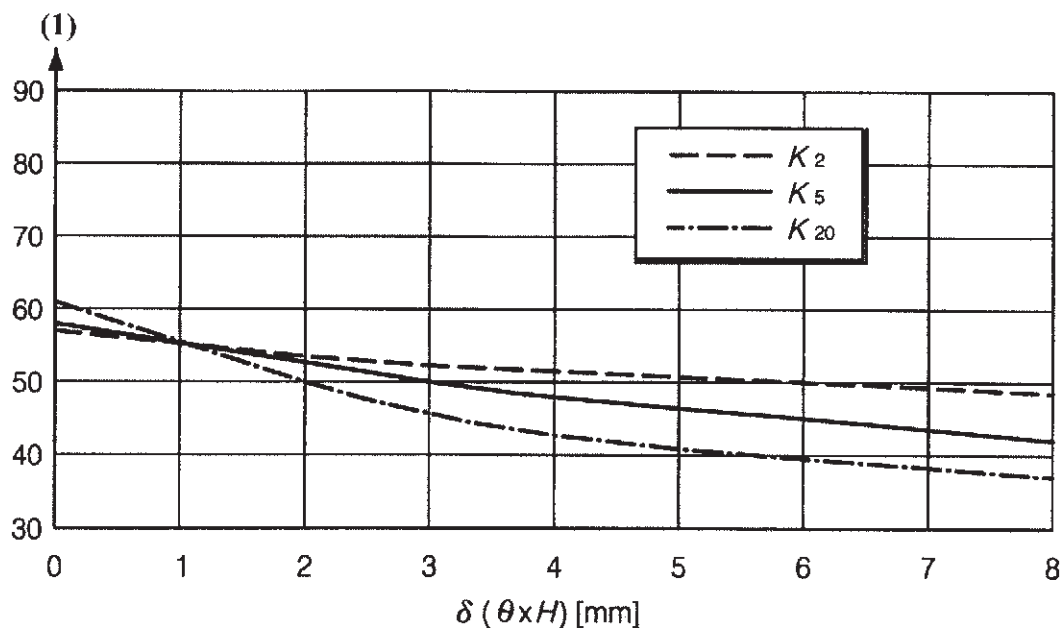
$K_5 = 5E3$  kN/m

$K_{20} = 20E3$  kN/m

$\alpha_T$  este coeficientul liniar de dilatație termică [1/Kelvin]

$\delta(\Theta)$  este deplasarea pe orizontală a părții superioare a marginii tablierului datorită rotirii capătului tablierului [mm].

**Figura G.1 – Domeniu permis pentru eforturile în șine pentru poduri grinzi simplu rezemate pentru  $\alpha_T = 10E-6$  [1/Kelvin],  $\Delta T = 35$  [Kelvin],  $k_{20}/k_{60} = 20/60$  [kN/m]**



unde:

(1) lungimea maximă de expansiune  $L_{TP}$  [m]

$k$  este rezistența plastică la alunecare longitudinală a căii [kN pe m de cale]:

pentru cale neîncărcată:

-  $k_{20} = 20$  kN pe m de cale și  $k_{40} = 40$  kN pe m de cale

pentru cale încărcată:

-  $k_{60} = 60$  kN pe m de cale

$K$  este rigiditatea infrastructurii pe cale pe m de tablier (rigiditatea infrastructurii împărțită la numărul căilor și la lungimea tablierului) [kN/m]:

$K_2 = 2E3$  kN/m

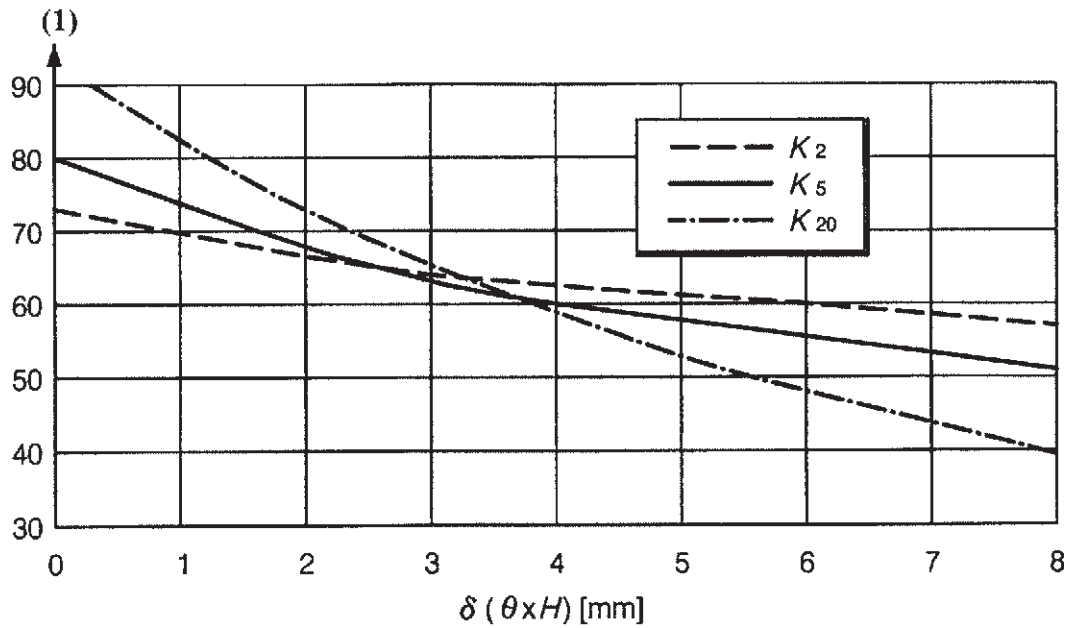
$K_5 = 5E3$  kN/m

$K_{20} = 20E3$  kN/m

$\alpha_T$  este coeficientul liniar de dilatație termică [1/Kelvin]

$\delta(\theta)$  este deplasarea pe orizontală a părții superioare a marginii tablierului datorită rotirii capătului tablierului [mm].

**Figura G.2 – Domeniu permis pentru eforturile în șine pentru poduri grinzi simplu rezemate pentru  $\alpha_T = 10E-6$  [1/Kelvin],  $\Delta T = 35$  [Kelvin],  $k_{40}/k_{60} = 40/60$  [kN/m]**



unde:

(1) lungimea maximă de expansiune  $L_{Tp}$  [m]

$k$  este rezistența plastică la lunecare longitudinală a căii [kN pe m de cale]:

pentru cale neîncărcată:

-  $k_{20} = 20$  kN pe m de cale și  $k_{40} = 40$  kN pe m de cale

pentru cale încărcată:

-  $k_{60} = 60$  kN pe m de cale

$K$  este rigiditatea infrastructurii pe cale pe m de tablier (rigiditatea infrastructurii împărțită la numărul căilor și la lungimea tablierului) [kN/m]:

$K_2 = 2E3$  kN/m

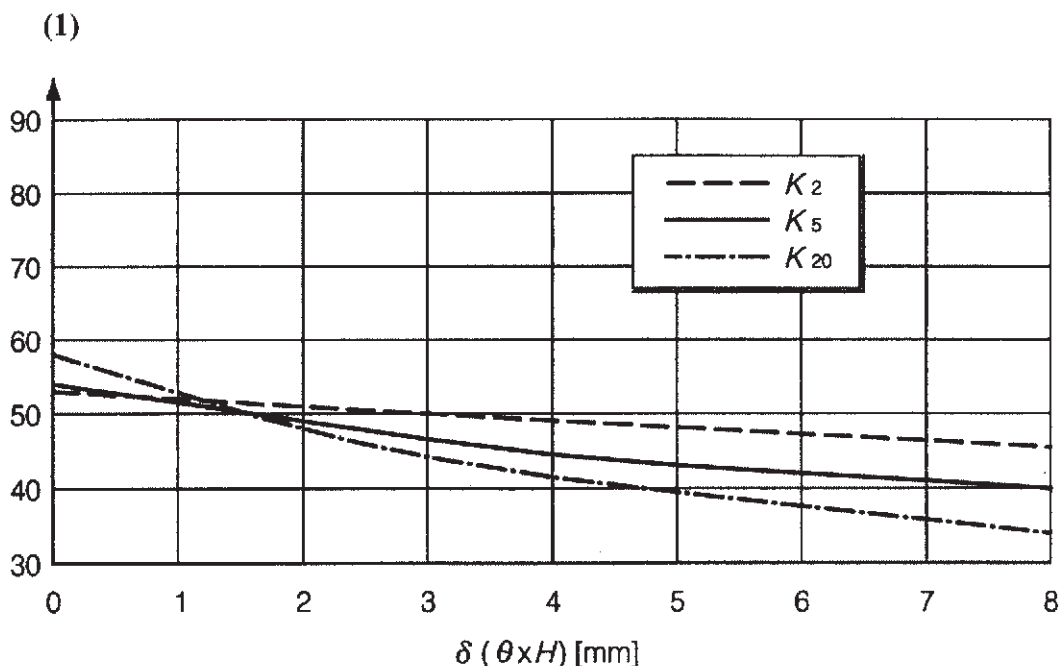
$K_5 = 5E3$  kN/m

$K_{20} = 20E3$  kN/m

$\alpha_T$  este coeficientul liniar de dilatație termică [1/Kelvin]

$\delta(\Theta)$  este deplasarea pe orizontală a părții superioare a marginii tablierului datorită rotirii capătului tablierului [mm].

**Figura G.3 – Domeniu permis pentru eforturile în șine pentru poduri grinzi simplu rezemate pentru  $\alpha_T = 12E-6$  [1/Kelvin],  $\Delta T = 35$  [Kelvin],  $k_{20}/k_{60} = 20/60$  [kN/m]**



unde:

(1) lungimea maximă de expansiune  $L_{Tp}$  [m]

$k$  este rezistența plastică la alunecare longitudinală a căii [kN pe m de cale]:

pentru cale neîncărcată:

-  $k_{20} = 20$  kN pe m de cale și  $k_{40} = 40$  kN pe m de cale

pentru cale încărcată:

-  $k_{60} = 60$  kN pe m de cale

$K$  este rigiditatea infrastructurii pe cale pe m de tablier (rigiditatea infrastructurii împărțită la numărul căilor și la lungimea tablierului) [kN/m]:

$K_2 = 2E3$  kN/m

$K_5 = 5E3$  kN/m

$K_{20} = 20E3$  kN/m

$\alpha_T$  este coeficientul liniar de dilatație termică [1/Kelvin]

$\delta(\Theta)$  este deplasarea pe orizontală a părții superioare a marginii tablierului datorită rotirii capătului tablierului [mm].

**Figura G.4 – Domeniu permis pentru eforturile în șine pentru poduri grinzi simplu rezemate pentru  $\alpha_T = 12E-6$  [1/Kelvin],  $\Delta T = 35$  [Kelvin],  $k_{40}/k_{60} = 40/60$  [kN/m]**

(3) Acțiunile pe direcție longitudinală asupra aparatelor de reazem (fixe) din frânare și tracțiune, din variații de temperatură și datorită deformațiilor tablierului sub acțiunea încărcărilor verticale din trafic se vor determina cu formulele date în tabelul G.1. Formulele sunt valabile pentru o singură linie. Pentru structuri ce susțin două sau mai multe linii ce au rigiditatea reazemelor  $K_U$ , acțiunile asupra reazemelor mobile se pot determina considerând o rigiditate a reazemelor  $K = K_U/2$  și multiplicând rezultatele formulelor pentru o linie cu 2.

**Tabelul G.1 Acțiuni asupra aparatelor de reazem fixe pe direcție longitudinală podului <sup>a</sup>**

Cazul de încărcare	Limite de valabilitate	Șine continue sudate	Cu un rost de dilatație
Frânare <sup>e</sup>	$L \geq 50$ m	$82 \cdot 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}$ <sup>b</sup>	$2,26 \times L^{1,1} \times K^{0,1}$ <sup>b</sup>
	$L \leq 30$ m	$126 \cdot 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}$	$3,51 \times L^{1,1} \times K^{0,1}$
Temperatură	$20 \leq k$ [kN/m] $\leq 40$	$(0,34+0,013 k) L^{0,95} \times K^{0,25}$ <sup>c</sup>	800+0,5L+0,01K/L <sup>c</sup> pentru $L \geq 60$ m  20 L pentru $L \leq 40$ m  valori interpolate pentru 40 < L < 60 m
Rotirea capătului	Pod cu calea sus	$0,11 L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1-\beta) \times \theta H^{0,86}$	La fel ca la șinele sudate continue
	Pod cu calea la mijloc	$0,11 L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1-\beta) \times \theta H$	La fel ca la șinele sudate continue

<sup>a</sup> Dacă sunt prevăzute rosturi de dilatație la ambele capete ale tablierului întreaga forță din tracțiune-frânare va fi preluată de aparatul de reazem fix. Acțiunile asupra aparatului de reazem fix din variația de temperatură și din rotirea capătului tablierului determinată de deformarea acestuia în plan vertical depind de configurația structurală și de lungimile de expansiune asociate.

<sup>b</sup> Forța de frânare aplicată aparatului de reazem fix se limitează la o valoare maximă de 6000 kN pe cale.

<sup>c</sup> Forțele aplicate aparatelor de reazem fix din variație de temperatură sunt limitate la 1340 kN în cazul în care pe toate șinele sunt prevăzute rosturi de dilatație la unul din capetele tablierului.

<sup>d</sup> Pentru valori L cuprinse în intervalul 30 < L < 50 se poate folosi interpolarea liniară pentru estimarea efectelor din frânare.

<sup>e</sup> Formulele pentru frânare iau în considerare efectul tracțiunii.

unde:

$K$  este rigiditatea reazemelor așa cum sunt definite mai sus, [kN/m],

$L$  depinde de configurația structurală și de tipul acțiunii variabile după cum urmează:

- pentru grindă simplu rezemată cu reazeme fixe la unul din capetele podului:

$$L = L_T,$$

- pentru structuri continue pe mai multe deschideri cu aparate de reazem fix la unul din capete:

pentru "frânare"

$$L = L_{tabl}, \text{ (lungimea totală a tablierului)}$$

pentru "temperatură"

$$L = L_T,$$

pentru "rotirea capătului tablierului din încărcări verticale"

$$L = \text{lungimea deschiderii adiacente reazemului fix}$$

- pentru structuri continue pe mai multe deschideri cu aparate de reazem fix intermediar:

pentru "frânare"

$$L = L_{tabl}, \text{ (lungimea totală a tablierului)}$$

pentru "temperatură"

acțiunea din variația de temperatură se determină ca sumă algebrică a reacțiunilor a două poziții statice obținute prin împărțirea (divizarea) tablierului în dreptul aparatelor de reazem fix, fiecare tablier având reazemul fix la reazemul intermediar.

pentru "rotirea capătului tablierului din încărcări verticale"

$$L = \text{lungimea deschiderii celei mai mari, adiacente reazemului fix}$$

$\beta$  este raportul a distanței dintre axa neutră și suprafața căii relativă la înălțime [raport].

#### G.4 Structuri alcătuite dintr-o succesiune de tabliere

(1) Suplimentar, limitelor admise precizate la G.3, se utilizează și următoarele limite de valabilitate dacă:

- calea pe pod și cel puțin 100 m pe terasamente de-o parte și de alta a podului ce au șine sudate fără rosturi de dilatație,
- toate tablierele au același sistem static (reazem fix la același capăt și nu pe aceeași pilă),
- lungimile fiecărui tablier diferă cu cel mult 20% față de media deschiderilor podului,
- un aparat de reazem este fixat pe una din culei,
- lungimea de expansiune  $L_T$  a fiecărui tablier este  $< 30$  m dacă  $\Delta T_D = 35$  Kelvin, sau  $< 60$  m dacă  $\Delta T_D = 20$  Kelvin și posibilitatea de a îngheța balastul este redusă. (Dacă variația maximă a temperaturii a tablierelor este între 20 Kelvin și 35 Kelvin și posibilitatea de a îngheța balastul este redusă, limita maximă pentru  $L_T$  se poate interpola între 30 și 60 m),
- rigiditatea reazemelor fixe este mai mare decât  $2E3 \times L_T$  [m] [KN/m a căii pe fiecare cale] pentru  $L_T = 30$  m și  $3E3 \times L_T$  [m] [KN/m a căii pe fiecare cale] pentru  $L_T = 60$  m, mulțiplicate cu numărul liniilor, unde  $L_T$  este în [m],
- rigiditatea fiecărui reazem fix (cu excepția reazemului fix amplasat pe culee) nu diferă cu mai mult de 40% față de valoarea medie ale aparatelor de reazem,
- deplasarea longitudinală maximă din deformarea tablierului la nivelul superior al dalei care susține calea în raport cu culeea adiacentă, evaluată fără a lua în considerare răspunsul combinat al structurii și al căii la încărcări variabile este mai mică de 10 mm,
- suma absolută ale deplasărilor din deformarea tablierelor la nivelul superior al dalelor ce susțin calea, la capetele adiacente ale două tabliere, evaluate fără a lua în considerare răspunsul combinat al structurii și al căii la încărcări variabile este mai mică de 15 mm.

(2) Reacțiunile longitudinale în aparatele de reazem  $F_{Lj}$  din variația de temperatură, tracțiune și frânare și deformația căii se pot determina astfel:

Acțiuni  $F_{L0}$  pe reazemul fix ( $j = 0$ ) pe culee:

din variația de temperatură:

$F_{L0}(\Delta T_D)$  determinată considerând un singur tablier de lungime  $L_1$  pe primul tablier.

din frânare și tracțiune:

$$F_{L0} = \kappa \cdot q_{lbk} (q_{lak}) L_1 \quad (G.3)$$

unde:

$\kappa = 1$  dacă rigiditatea culeii este aceeași cu cea a pilelor,

$\kappa = 1,5$  dacă rigiditatea culeii este cel puțin de 5 ori mai mare decât rigiditatea pilelor,

$\kappa$  se interpolează pentru alte rapoarte între rigiditățile infrastructurilor,

$q_{lak}, q_{lbk}$  încărcări din tracțiune și frânare, conform cu G.2(5) și G.2(6),

$L_1$  [m] lungimea tablierului conectat la reazemul fix.

din frânare și tracțiune:

$$F_{L0}(q_v) = F_{L0}(\Theta H) \quad (G.4)$$

Determinat în conformitate cu G.3 pentru pod dintr-o singură deschidere unde  $\Theta H$  este în [mm].

În final, încărcările pe aparatele de reazem fixe de pe pile se vor determina în conformitate cu prevederile tabelului G.2.

**Tableul G.2 – Formule pentru calculul reacțiunilor la reazeme pentru o succesiune de tabliere**

Reazem $j = 0 \dots n$	Variație de temperatură $F_{Lj}(\Delta T)$	Tracțiune/Frânare $F_{Lj}(q_L)$	Deformarea tablierului $F_{Lj}(\Theta H)$
Culee cu primul reazem fix $j = 0$	$F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L0}(q_L) = \kappa \cdot q_L L_0$	$F_{L0}(\Theta H)$
Prima pilă $j = 1$	$F_{L1}(\Delta T) = 0,2 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L1}(q_L) = q_L L_1$	$F_{L1}(\Theta H) = 0$
Pile intermediare $j = m$	$F_{Lm}(\Delta T) = 0$	$F_{Lm}(q_L) = q_L L_m$	$F_{Lm}(\Theta H) = 0$
a (n-1) pilă $j = (n-1)$	$F_{L(n-1)}(\Delta T) = 0,1 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L(n-1)}(q_L) = q_L L_{(n-1)}$	$F_{L(n-1)}(\Theta H) = 0$
a n-a pilă $j = n$	$F_{Ln}(\Delta T) = 0,5 F_{L0}(\Delta T)$	$F_{Ln}(q_L) = q_L L_n$	$F_{Ln}(\Theta H) = 0,5 F_{L0}(\Theta H)$

NOTA 1 - Formulele pentru frânare iau în considerare efectele tracțiunii.

NOTA 2 – Forța din frânare aplicată reazemelor fixe este limitată la o valoare maximă de 6000 kN pe fiecare linie.

NOTA 3 – Forțele aplicate aparatelor de reazem fixe din temperatură este limitată la o valoare limită de 1340 kN dacă este prevăzut un rost de dilatație.

## Anexa H (informativă)

### Convoaie de încărcare pentru încărcări din trafic în situații tranzitorii

(1) La verificările necesare la proiectare pentru situații tranzitorii datorate lucrărilor de întreținere a căii sau a podului, valorile caracteristice ale convoaielor LM 71, SW/0, SW/2, a trenului “neîncărcat” și a convoaielor HSLM și trenurilor asociate se vor considera egale cu valorile caracteristice ale încărcărilor corespunzătoare precizate în capitolul 3, pentru situații permanente.

### Anexă bibliografică

- STAS 1489-78 Poduri de cale ferată. Acțiuni
- STAS 1545-89 Poduri pentru străzi și șosele; pasarele. Acțiuni
- SR 1991:1997 Poduri metalice de cale ferată. Prescripții de proiectare
- STAS 3300/1-85 Teren de fundare. Principii generale de calcul
- STAS 3300/2-85 Teren de fundare. Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe
- STAS 10101/OB-78 Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru podurile de cale ferată și șosea
- STAS 10101/1-78 Acțiuni în construcții. Greutăți tehnice și încărcări permanente
- STAS 10101/21-92 Acțiuni în construcții. Încărcări din zăpadă
- STAS 10111/2-87 Poduri de cale ferată și șosea. Suprastructuri din beton, beton armat și beton precomprimat. Prescripții de proiectare
- SR 11100-1:93 Zonare seismică. Macrozonarea teritoriului României
- SR EN 1990:2004 Eurocod: Bazele proiectării structurilor
- SR EN 1991-1-1:2004 Eurocod 1 Acțiuni asupra structurilor Partea 1-1 Acțiuni generale – Greutăți specifice, greutate proprii, încărcări utile pentru clădiri
- SR EN 1991-2:2004 Eurocod 1 Acțiuni asupra structurilor Partea 2: Acțiuni din trafic la poduri
- EN 1991-1-6:2005 Eurocod 1 Partea 1-6 Acțiuni asupra structurilor – Acțiuni în timpul execuției
- prEN 1991-1-7 Eurocod 1 Partea 1-7 Acțiuni asupra structurilor – Acțiuni accidentale datorate impactului și exploziilor
- SR EN 1992-1-1:2004 Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton – Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
- EN 1992-1-2:2006 Eurocod 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules Structural fire design
- EN 1993-1-1:2005 Eurocod 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1993-1-2:2005 Eurocod 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
- EN 1993-1-8:2005 Eurocod 3: Design of steel structures – Part 1-8: General rules – Design of joints
- EN 1993-1-9:2005 Eurocod 3: Design of steel structures – Part 1-9: General rules – Fatigue
- SR EN 1994-1-1:2004 Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oțel- beton – Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri
- ISO 6784:1982 Concrete – Determination of static modulus of elasticity in compression