

CUPRINSUL TEZEI DE DOCTORAT

INTRODUCERE. TEMA ȘI OBIECTIVELE TEZEI DE DOCTORAT	3
CAPITOLUL 1 - EVOLUȚIE ȘI PARTICULARITĂȚI LA PODURILE PENTRU PIETONI	5
1.1.Scurt istoric.....	5
1.2.Scheme statice frecvent utilizate la podurile pentru pietoni.....	13
1.3.Sisteme de acces la podurile pentru pietoni.....	29
CAPITOLUL 2 - ÎNCĂRCĂRI DINAMICE PRODUSE DE ACȚIUNEA PIETONILOR	35
2.1.Studii experimentale privind efectele produse de mișcarea pietonilor.....	35
2.2.Forța dinamică verticală generate de mișcarea unui pieton	37
2.3.Forțe dinamice orizontale generate de mișcarea unui pieton.....	39
2.4. Încărcări produse de grupuri de pietoni.....	42
2.5.Încărcare cu aglomerări de oameni. Fenomenul de sincronizare.....	44
2.6.Modele propuse pentru simularea încărcărilor produse de acțiunea aglomerărilor de oameni.....	51
2.7.Prevederile principalelor reglementări oficiale.....	55
2.8.Soluții practice de îmbunătățire a comportării pasarelelor la acțiunea dinamică a pietonilor.....	84
CAPITOLUL 3 - ACȚIUNEA DINAMICĂ A VÂNTULUI LA PODURILE PENTRU PIETONI.....	86
3.1.Caracterizarea acțiunii vântului.....	86
3.2.Efectele vântului asupra structurilor	100
3.3.Fenoneme de instabilitate aeroelastică.....	105
3.4.Prescripții de proiectare la acțiunea vântului conform SR EN 1991-1-4:2006 pentru structuri de poduri.....	121
3.5.Procedură generală de proiectare a podurilor pentru pietoni la acțiunea vântului.....	125
3.6.Accidente grave cunoscute la poduri datorate efectelor acțiunii vântului.....	131

CAPITOLUL 4 - APLICAȚII NUMERICE.....	133
4.1.Pod pentru pietoni tip grindă cu zăbrele.....	133
4.2.Pod pentru pietoni tip suspendat.....	184
CAPITOLUL 5 - CONCLUZII. CONTRIBUȚII PERSONALE. DIRECȚII VIITOARE DE CERCETARE.....	241
5.1.Concluzii.....	241
5.2.ContribuȚii personale	242
5.3.Direcții viitoare de cercetare.....	243
BIBLIOGRAFIE.....	245
ANEXE	251

INTRODUCERE.TEMA ȘI OBIECTIVELE TEZEI DE DOCTORAT

Elegantă, luminozitate și zveltețe sunt cuvintele care, în general, caracterizează arhitectura modernă. Nici podurile pentru pietoni nu fac excepție de la această tendință. Deschiderile lor din ce în ce mai mari și caracteristicile materialelor din care sunt alcătuite, cu rezistențe mai mari și din ce în ce mai ușoare le conferă un plus de particularitate. De cele mai multe ori, consecințele acestor tendințe arhitecturale noi și moderne creează multe ”inconveniente” inginerilor constructori. Studiul oscilațiilor verticale și laterale ale tablierelor podurilor pentru pietoni generate de acțiuni dinamice (pietoni, vânt, etc.) au fost și sunt subiecte de mare interes în comunitatea științifică și tehnică în ultimii 30 de ani, ca dovadă fiind reuniunile științifice internaționale dedicate exclusiv acestor structuri sau cele dedicate concepției și siguranței podurilor care au avut secțiuni cu pondere semnificativă pentru podurile destinate pietonilor. Un număr important de lucrări au fost publicate în această perioadă din care rezultă evoluțiile în concepția și proiectarea podurilor pentru pietoni având ca suport rezultatele cercetărilor teoretice și experimentale din țările dezvoltate. În prezent, pe lângă prevederile din normele europene (EN 1991-2, EN 1991-4), există publicate un număr semnificativ de lucrări dintre care menționăm doar două [31] și [37] cu detalii referitoare la considerarea efectelor dinamice ale acțiunii pietonilor și a vântului.

În România, aspectele legate de concepție și de comportare la acțiuni dinamice a structurilor de poduri pentru pietoni sunt încă foarte restrânse în literatură tehnică de specialitate. În consecință, se poate considera justificată și necesară alegerea acestei teme pentru studiu și analiză într-o lucrare de doctorat. Principalul obiectiv al lucrării este să actualizeze și să îmbunătățească datele și informațiile referitoare la concepția și analiza efectelor acțiunilor dinamice pentru aceste structuri dar și să exemplifice prin aplicații adecvate originalitatea utilizării cunoștințelor actuale în asigurarea exigențelor de confort și siguranță în exploatare pentru podurile pietonale. Conținutul lucrării se adresează în primul rând inginerilor care lucrează în domeniul concepției și proiectării podurilor dar și studenților care se pregătesc în domeniul ingineriei civile.

Tema acestei lucrări de doctorat este studiul acțiunilor dinamice datorate pietonilor și vântului care în multe cazuri, pentru structurile de poduri pietonale, determină concepția acestora și necesită măsuri particulare pentru asigurarea exigențelor de confort și de siguranță în exploatare. Teza de doctorat este concepută cu o introducere, cinci capitole și o bibliografie. În introducere sunt precizări privind actualitatea și importanța temei alese, obiectivele lucrării și în rezumat conținutul celor cinci capitole.

Primul capitol conține elemente și exemplificări relevante din evoluția podurilor pentru pietoni dar și evidențierea particularităților acestor structuri (diversitatea formelor și sistemelor structurale, zveltețea structurilor moderne și soluțiile posibile de acces pe aceste poduri).

Capitolul doi este dedicat unui studiu bibliografic care grupează în el cele mai importante aspecte legate de mișcarea unui pieton, de generarea și modelarea forțelor dinamice care apar la interacțiunea pieton-structură, precum și acțiunea unui grup de pietoni și a modelelor de simulare a aglomerării cu oameni. Acest capitol al lucrării mai cuprinde un amplu studiu comparativ al principalilor parametri de analiză dinamică ai podurilor pentru pietoni reprezentați prin clase de

trafic pietonal, prin nivele de risc și prin intervale de frecvență pentru principalele reglementări în vigoare.

Capitolul trei este cel care încearcă să definescă în linii generale câteva noțiuni legate de viteza vântului în straturile atmosferei, de caracterul fluctuant și turbulent al vitezei vântului dar și de actualul standard românesc de proiectare a podurilor pentru pietoni la acțiunea vântului bazat pe euronorme (SR EN 1991-1-4:2006 [67]). De asemenea, tot în acest capitol regăsim și o reprezentare schematică a studiilor și verificărilor necesare pentru siguranța podurilor pentru pietoni, pentru structuri sensibile și puțin sensibile la acțiunea vântului.

Capitolul patru cuprinde modelarea și determinarea caracteristicilor proprii de vibrație a două suprastructuri de poduri pentru pietoni, la încărcarea cu aglomerări și grupuri de oameni în mișcare și la încărcarea cu acțiunea vântului precum și concluziile care se desprind în urma acestei analize. În final, în ultimul capitol al tezei sunt evidențiate contribuțiile personale cu caracter original față de subiectul abordat și direcțiile viitoare de studiu și de cercetare.

CAPITOLUL 1.

EVOLUȚIE ȘI PARTICULARITĂȚI LA PODURILE PENTRU PIETONI

1.1. Scurt istoric

PODUL este o construcție din categoria lucrărilor de artă care are drept scop susținerea unei căi de comunicație terestră și asigurarea continuității ei peste un obstacol natural sau artificial, obstacol pe care calea de comunicație îl traversează denivelat. Primele poduri au fost construite din materiale furnizate de natură, din lemn și piatră de cele mai multe ori.

Primele așezări organizate ale oamenilor au avut tendința să se extindă în căutarea lor de alimente și adăposturi dar au întâlnit în calea lor obstacole naturale precum râurile, văile sau defileurile. Uneori, ei au profitat de prezența unei bolți stâncoase fasonate prin eroziunea straturilor de rocă moale sub rocă dură, dar astfel de oportunități au fost foarte rare.



Fig.1.3.Pod alcătuit din trunchiuri de arbori [2]



Fig.1.4.Pod alcătuit din liane [2]

Unul dintre cele mai vechi poduri din istoria Romei a fost construit la mijlocul secolului al III-lea î.e.n., reconstruit în anul 1552 și este cunoscut astăzi sub numele de Ponte Rotto (Fig.1.7.)



din care se mai păstrează doar o boltă din piatră de la reconstrucția din secolul al XVI-lea și pilele originale din epoca romană.

Fig.1.7. Podul *Aemilius* (astăzi Ponte Rotto) [3]

Atestat documentar încă din anul 1181, Ponte di Rialto (Fig. 1.8.) este unul dintre cele mai vechi poduri de piatră pentru pietoni ce traversează Canal Grande din Veneția și a fost realizat conform



planurilor arhitectului Antonio da Ponte din marmură albă, cu o singură deschidere de 28.80 m, lățime de 22.90 m, și cu două rampe înclinate care duc către un portic central.

Fig.1.8. Ponte di Rialto, Italia [4]

Poate unul dintre cele mai frumoase poduri pentru pietoni ridicate de Imperiul Otoman în secolul al XVI-lea este Stari Most din Mostar (Fig.1.11.) care traversează râul Neretva și care la momentul finalizării era unul dintre cele mai mari poduri din piatră din lume.



Construcția podului a durat aproape 10 ani din 1557 până în 1566 și a rezistat 427 de ani fiind distrus pe 9 noiembrie 1993 în timpul războiului croato-bosniac, dar el a fost reconstruit după modelul original și redat pietonilor pe 23 iulie 2004.

Fig.1.11. Stari Most, Bosnia [7]

În epoca modernă pe plan internațional există o varietate foarte mare de poduri pentru pietoni, dar reprezentativ este podul Gateshead Millennium din Marea Britanie peste râul Tyne (Fig.1.15.). Specific pentru acest pod este faptul că pe lângă circulația pietonală se asigură și gabaritul de



navigație pe râu prin rotirea suprastructurii podului în jurul unui ax transversal pe aceasta.

Fig.1.15. Podul Gateshead Millennium, Marea Britanie [10]

În țara noastră unele dintre cele mai noi și mai frumoase poduri pentru pietoni au fost construite în municipiul Constanța, în stațiunea Mamaia, datorită faptului că în sezonul estival există o circulație pietonală intensă și așa aminti aici podul pentru pietoni “ laht ” (Fig.1.16.) din zona Sat Vacanță.



Fig.1.16. Podul pentru pietoni “ laht ” din stațiunea Mamaia, Jud. Constanța [45]

Existența unei zone verzi pe mijlocul bulevardului Mamaia în zona Sat Vacanță a permis poziționarea unui stâlp de susținere pentru vârful prorei al catargului pentru podul pentru pietoni “ laht ” care, cu o formă curbată și cu calea de rulare pietonală placată cu lemn, prezintă stilizat prora și catargul unui iaht.

1.2. Scheme statice frecvent utilizate la podurile pentru pietoni

Schemele statice ale structurilor de rezistență la podurile pentru pietoni sunt foarte asemănătoare cu cele ale podurilor rutiere sau feroviare cuprinzând aici toată gama de grinzi drepte și curbe, cadre, bolți sau arce, cu hobane sau suspendate și combinații între acestea.

1.3. Sisteme de acces la podurile pentru pietoni

În cazul podurilor pentru pietoni sunt utilizate sisteme de acces specifice în raport cu podurile rutiere și feroviare. Cel mai simplu acces se realizează cu rampe care se

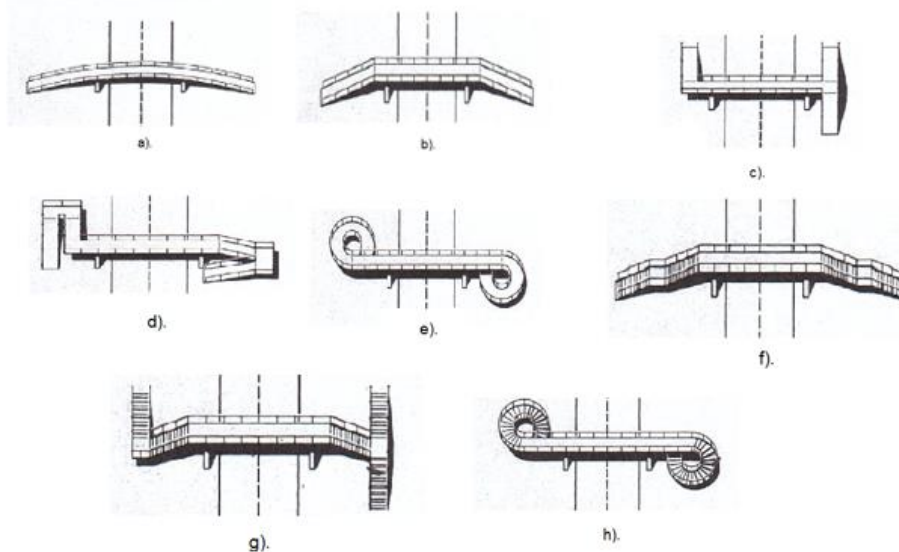


Fig.1.44. Diferite tipuri de acces la podurile pentru pietoni [46]

continuă și pe structura podului pietonal având panta variabilă. Sistemul se adaptează foarte bine în special la podurile a căror structură de rezistență este în formă de „ spinare de măgar ” așa cum se vede în figura 1.44.a. La structurile de rezistență drepte (grinzi, cadre), rampele de acces se realizează cu pantă constantă (Fig.1.44.b.). Acest tip de acces este recomandat în cazul în care nu se ajunge la lungimi importante ale rampelor care nu pot fi dezvoltate în zonele dens populate.

În cazul în care avem diferențe mari de nivel, rampele de acces se pot întoarce paralel sau transversal pe obstacolul traversat (Fig.1.44.c.). De asemenea, aceste rampe pot fi întoarse, racordarea dintre ele făcându-se prin podeste intermediare (Fig.1.44.d.). Pentru ca aceste rampe să se desfășoare pe o suprafață cât mai redusă, ele pot avea și formă circulară (Fig.1.44.e.). Dacă realizarea unor astfel de rampe de acces nu este posibilă datorită lungimii lor mari, se pot realiza scări de acces amplasate lateral sau scări de acces circulare (Fig. 1.44.f. g. h.).

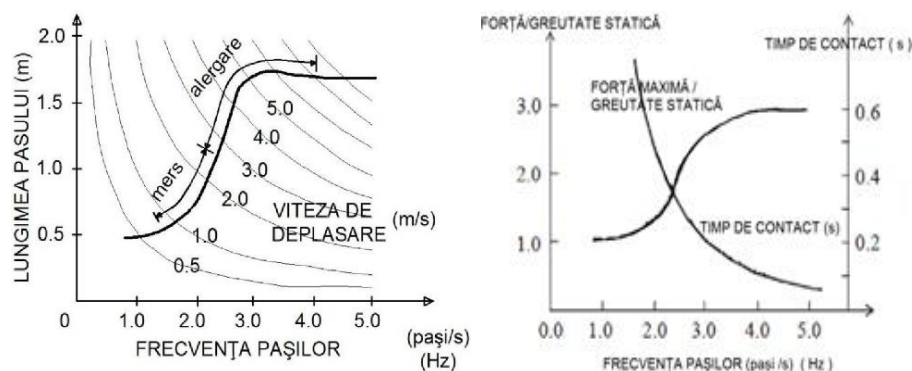
CAPITOLUL 2.

ÎNCĂRCĂRI DINAMICE PRODUSE DE ACȚIUNEA PIETONILOR

Studiul comportamentului dinamic al podurilor pentru pietoni sub trecerea pietonilor se situează în contextul general al vibrațiilor induse prin mișcările individuale ale unui om, ale unei mulțimi sau aglomerări de oameni.

2.1. Studii experimentale privind efectele produse de mișcarea pietonilor

Măsurătorile experimentale realizate arată că pentru mersul liber pe o suprafață plană, frecvențele sunt cuprinse între 1.5 și 2.5 Hz, au o distribuție log-normală cu valoarea medie de 1.8-2.0 Hz și abaterea standard 0.1-0.2 Hz [27]. Viteza de deplasare (V_d) a unui pieton rezultă prin înmulțirea frecvenței pașilor (f_p) cu lungimea unui pas. Studiile experimentale ne arată că o creștere a frecvenței de mers conduce către o creștere a vitezei de mers [49] care la rândul său duce la creștere în lungime a pasului.



În plus, creșterea frecvenței pașilor a dus la o scădere a timpului de contact a unui picior cu structura. Aceste relații sunt ilustrate în figura 2.3. [72] și sunt valabile nu doar pentru un mers liber ci și pentru o activitate de alergare.

2.2. Forța dinamică verticală ($F_v(t)$) generată de mișcarea unui pieton

În timpul mersului, fiecare picior al pietonului care este în contact direct cu structura generează o forță dinamică $F_p(t)$ care are trei componente. În cele ce urmează, indicii v, l și L indică direcțiile verticală, laterală respectiv longitudinală a acestei forțe, iar indicii d și s sunt pentru piciorul drept respectiv stâng al pietonului aflat în mișcare.

$$[F_{ps}(t)] = \begin{bmatrix} F_{vs}(t) \\ F_{ls}(t) \\ F_{Ls}(t) \end{bmatrix} \quad \text{și} \quad [F_{pd}(t)] = \begin{bmatrix} F_{vd}(t) \\ F_{ld}(t) \\ F_{Ld}(t) \end{bmatrix}$$

$$[F_p(t)] = [F_{ps}(t)] + [F_{pd}(t)] = \begin{bmatrix} F_{vs}(t) + F_{vd}(t) \\ F_{ls}(t) + F_{ld}(t) \\ F_{Ls}(t) + F_{Ld}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_v(t) \\ F_l(t) \\ F_L(t) \end{bmatrix}.$$

2.3. Forțe dinamice orizontale generate de mișcarea unui pieton

2.3.1. Forța dinamică laterală $F_l(t)$

Forța dinamică laterală $F_l(t)$ are sensuri opuse pentru fiecare picior: în timpul unui pas în care piciorul stâng este în contact direct cu structura, ea este inițial îndreptată spre dreapta; și este invers în cazul piciorului drept. Amplitudinea acestei forțe variază în intervalul de valori -35 N și + 35 N conform [49] și între -25 N și + 25 N după [29] așa cum rezultă din figura 2.6.

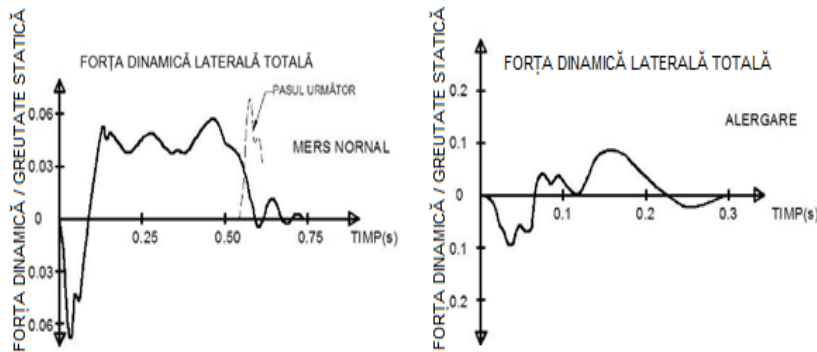


Fig.2.6. Forța dinamică laterală totală $F_l(t)$ a unui pieton raportată la greutatea statică pentru diferite tipuri de mișcări [28]

2.3.2. Forța dinamică longitudinală $F_L(t)$

Forța dinamică longitudinală totală $F_L(t)$ este considerată ca fiind periodică de perioadă egală cu durata unui pas. Prin urmare, forța dinamică longitudinală are aceeași perioadă și aceeași frecvență cu forța verticală.

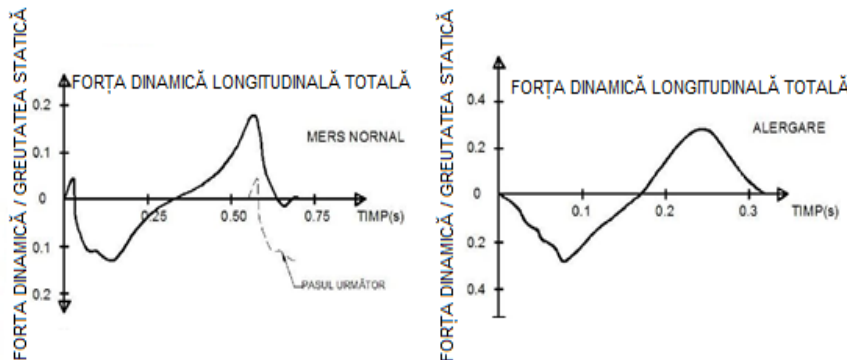


Fig.2.7. Forța dinamică longitudinală totală $F_L(t)$ a unui pieton raportată la greutatea statică pentru diferite tipuri de mișcări [28]

Funcția periodică $F(t)$ poate fi descompusă într-o serie Fourier, adică într-o parte constantă la care se adaugă o sumă infinită a forțelor armonice. Suma tuturor acestor termeni ai sumei redă efectul total al acțiunii periodice.

$$F(t) = G_0 + G_1 \sin(2\pi f_m t) + \sum_{i=2}^n G_i \sin(2\pi i f_m t - \varphi_i), \quad (2.1.)$$

unde : G_0 este forța statică (greutatea pietonului pentru componenta verticală) (N) ;

G_i - amplitudinea armoniciei de ordinul ' i ' , $G_i = a_i G_0$;

a_i - coeficientul Fourier al armoniciei de ordinul ' i ' , factor de încărcare dinamică;

f_m - frecvența mersului pietonului (Hz) ;

φ_i - defazajul între armonica ' i ' raportat la prima armonică ;

n - numărul armonicelor care s-au luat în calcul ;

t - variabilă care desemnează timpul (s), [31].

Privind atent la relația (2.1.), putem deduce că funcția de variație a forței verticale, longitudinale respectiv, laterale produse de un pieton în mers liber este :

Forța verticală :

$$F_v(t) = G_0 + \sum_{i=1}^{\infty} G_i \sin(2\pi i f_m t - \varphi_i), \quad (2.2.),$$

Forța longitudinală :

$$F_L(t) = \sum_{i=1}^n G_i \sin(2\pi i f_m t) \quad (2.3.),$$

Forța laterală :

$$F_I(t) = \sum_{i=1}^n G_i \sin(2\pi i f_m t), \quad (2.4.)$$

Concluzie : modelarea forțelor generate de un pieton aflat în mers liber este destul de complicată pentru că trebuie să se ia în considerare mai mulți parametri cum ar fi: greutatea persoanei, frecvența mișcării, amplitudinea, etc și în plus forța dinamică generată este considerată un proces de bandă îngustă [31].

2.4. Încărcări produse de grupuri de pietoni

Este foarte dificil de simulat complet acțiunea reală a unui grup de pietoni, dar cu ajutorul unor ipoteze simplificatoare constituite în urma unor studii experimentale cu privire la comportamentul pietonilor, putem presupune că efectul unei mulțimi se poate deduce prin multiplicarea efectului de bază produs de un pieton eventual corectat cu anumiți coeficienți de reducere.

2.5. Încărcare cu aglomerări de oameni. Fenomenul de sincronizare [31]

Pentru un anumit număr critic de pietoni, notat în continuare $N_{lock-in}$, se realizează fenomenul de

sincronizare dintre pietoni și structură, în care amortizarea negativă produsă de pietonii în mișcare depășește amortizarea pozitivă a structurii determinând astfel o creștere a oscilațiilor [29]:

$$N_{\text{lock-in}} = \frac{8\pi\xi m^* f_i}{K}, \quad (2.8.)$$

unde: ξ reprezintă fracțiunea din amortizarea critică a podului pentru pietoni, m^* - masa modală generalizată a tablierului podului pentru pietoni, f_i - frecvența ce caracterizează modul propriu ' i ' de vibrație, iar K - constantă de proporționalitate.

Tot în urma măsurărilor experimentale efectuate la podul Solferino [31], [32] s-a stabilit că intervalul valorilor accelerațiilor pentru care are loc fenomenul de sincronizare este:

$$a_{\text{lock-in}} = 0.10 \div 0.15 \text{ m/s}^2, \quad (2.9.)$$

și au furnizat următoarele observații importante :

- ✓ Fenomenul de sincronizare se poate produce pentru primul mod de vibrație laterală a structurii ;
- ✓ Fenomenul de sincronizare nu pare să apară la modurile de torsiune care au simultan prezente mișcări verticale și orizontale, chiar și atunci când aglomerarea de oameni se deplasează cu o frecvență care a dat naștere la fenomenul de rezonanță ;
- ✓ Noțiunea de număr critic de pietoni este destul de relativă în sensul că sub un anumit prag sincronizarea nu poate avea loc, dar și invers, peste un anumit prag în unele condiții specifice, sincronizarea nu se produce ;
- ✓ Sincronizarea se produce plecând de la un anumit prag, care conduce către un număr suficient de pietoni prezenți pe pod, dar care poate la fel de bine să conducă către o valoare a accelerației resimțită de pietonii în mers liber.

2.6. Modele propuse pentru simularea încărcărilor produse de acțiunea aglomerărilor de oameni

2.6.1. Modelul încărcărilor cu variație periodică [44]

Acest model de încărcare cu variație periodică sugerează pentru factorul de coordonare N' următoarea expresie:

$$N' = D_s \cdot N_p = 0.2 N_p, \quad (2.12.),$$

unde $D_s = 20 \%$ reprezintă gradul de sincronizare al pietonilor, iar N_p numărul de pietoni prezenți la un moment dat pe pod [44]. Expresia factorului de coordonare N' se poate aplica la podurile pentru pietoni care au mișcări oscilatorii în direcție verticală sau laterală deoarece aceste tipuri de mișcări sunt, în general, interdependente.

2.6.2. Modelul încărcărilor dinamice aleatoare [17]

Acest model consideră că efectul unei aglomerări de oameni aleatorii trebuie analizat folosind o abordare probabilistică considerând că frecvența pietonilor nu are o distribuție normală.

2.6.3. Modelul încărcărilor laterale. Modelul Dallard [29]

Acest model de încărcare s-a dezvoltat ca urmare a oscilațiilor transversale excesive înregistrate la inaugurarea Millennium Bridge din Londra, Anglia. Testele efectuate au arătat că încărcarea dinamică laterală produsă prin mers liber de fiecare pieton dintr-o aglomerare de oameni $F_{1l}(t)$, este direct proporțională cu viteza laterală a podului pentru pietoni conform expresiei:

$$F_{1l}(t) = k \cdot \dot{u}(t), \quad (2.14.),$$

unde k (N·s/m) este o constantă de proporționalitate care depinde de caracteristicile podului pentru pietoni iar $\dot{u}(t)$ este viteza laterală modală a tablierului podului.

2.6.4. Modelul încărcărilor laterale. Modelul Nakamura [43]

Încărcarea modală laterală produsă de o aglomerare de oameni pe un pod pentru pietoni se poate exprima prin relația :

$$F_l(t) = k_1 k_2 \frac{u(t)}{k_3 + |u(t)|} G(f_i) M_p g, \quad (2.21.)$$

unde: k_1 reprezintă raportul dintre forța laterală produsă de un pieton și greutatea lui;

k_2 este un procent de sincronizare al pietonilor la vibrațiile laterale ale structurii;

k_3 este un coeficient de limitare a răspunsului dinamic;

$u(t)$ este viteza laterală modală a tablierului podului pentru pietoni;

$G(f_i)$ este o funcție care descrie modul de sincronizare al pietonilor în funcție de frecvența primului mod de vibrație lateral al structurii, cea mai mare valoare pe care poate să o ia această funcție este 1;

$M_p g$ reprezintă greutatea proprie modală a pietonilor.

2.6.5. Modelul încărcărilor armonice : vezi subcapitolul 2.7.4. (cazul III de încărcare);

2.6.6. Modelul încărcărilor spectrale: vezi subcapitolul 2.7.5.

2.7. Prevederile principalelor reglementări oficiale

2.7.1. Eurocoduri

Eurocodurile nu au o secțiune exclusivă și completă referitoare la podurile pentru pietoni. Cele mai relevante reglementări pentru aceste structuri sunt în EN 1990 - Bazele proiectării structurilor-Anexa 2 : Aplicație pentru poduri [61] și în EN 1991-2 : Acțiuni din trafic la poduri, secțiunea 5 : Acțiuni la trotuare, piste de bicicliști, pasarele. În EN 1990, punctul A 2.4.3 se precizează că la podurile pentru pietoni cu o frecvență naturală mai mică de 5 Hz pentru moduri de vibrație verticale sau 2.5 Hz pentru cele laterale și de torsiune trebuie verificate în raport cu criteriile de confort. Eurocodurile menționează patru cazuri de încărcare importante care trebuie luate în considerare.

- ✓ Un pieton care traversează structura în timp ce un alt pieton stă poziționat în milocul deschiderii;
- ✓ Prezența unui grup de 8 până la 15 pietoni;
- ✓ Prezența aglomerărilor de oameni cu mai mult de 15 pietoni;
- ✓ Evenimente festive și coregrafice.

2.7.2. ISO 10137 :2008 [62]

ISO 10137 [62] este un standard internațional care prezintă bazele proiectării structurilor în general, dar și pentru poduri în special. ISO 10137 prevede reguli de bază pentru proiectarea de poduri pietonale. Criteriile de confort ale acestui standard se bazează pe limitele de accelerație indicate.

2.7.3. Modelul britanic conform anexei naționale BS EN 1991-2:2003 [64]

Anexa națională a BS EN 1991-2:2003, partea 2, împarte podurile pentru pietoni în patru categorii în funcție de amplasament și gradul lor de utilizare. Pentru fiecare categorie în parte se consideră atât efectele mersului liber cât și cele ale aglomerărilor de oameni, iar pentru ambele acțiuni se definesc mărimea grupurilor de pietoni care pot fi prezenți pe pod și densitatea pietonilor în situațiile de aglomerare.

2.7.4. SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes) [31]

Conform acestui normativ, valorile frecvențelor unei activități de mers liber sau de alergare pentru proiectarea podurilor pentru pietoni trebuie să se încadreze în intervalele date în tabele.

2.7.5. HIVOSS - Human Induced Vibrations of Steel Structures [32]

Prezenta reglementare oficială sugerează intervalele critice ale frecvențelor naturale pentru direcțiile verticale, longitudinale și laterale. Dacă frecvența naturală a podului pentru pietoni se încadrează în intervalul critic trebuie făcută o analiză dinamică.

2.7.6. Comparații grafice/analitice între prevederile principalelor reglementări oficiale

Tabelul 2.25. Tabel comparativ între diverse normative pentru valori ale accelerației verticale și orizontale de vibrație

Norma de proiectare	Accelerația verticală (m/s ²)	Accelerația orizontală (m/s ²)
Eurocod 1990 [61]	$a_{max} \leq 0.7$	$a_{max} \leq 0.2$ $a_{max} \leq 0.4$ - pentru cazul aglomerărilor de oameni
ISO 10137:2008[62]	De 60 de ori curba de bază din figura 2.18.	De 30 de ori curba de bază din figura 2.19.
BS EN 1991-2:2003 [64]	$0.5 \leq a_{max} \leq 2.0$	-
SETRA [31]	Depinde de nivelul de confort (vezi tabelul 2.13.)	Depinde de nivelul de confort (vezi tabelul 2.14.)
HIVOSS [32]	Depinde de clasa de confort (vezi tabelul 2.20.)	Depinde de clasa de confort (vezi tabelul 2.20.)

Tabelul 2.26. Valori ale frecvențelor de risc prezente în diferite norme de proiectare

Norma de proiectare	Frecvența (Hz)	
	Verticală	Transversală
Eurocod 1 (EN 1991-2)[61]	1 ÷ 3	0.5 ÷ 1.5
Eurocod 2 (EN 1992-2)	1.6 ÷ 2.4	0.8 ÷ 1.2
Eurocod 5 (EN 1995-2)[60]	< 5	< 2.5
ISO 10317 : 2008 [62]	1.7 ÷ 2.3	-
BS EN 1991-2:2003 [64]	< 5	-
SETRA [31]	Depinde de nivelul de rezonanță al podului (vezi tabelul 2.15.)	Depinde de nivelul de rezonanță al podului (vezi tabelul 2.16.)
HIVOSS [32]	1.25 ÷ 4.6	0.5 ÷ 1.2
SR EN 1990-A1 [65]	< 5	< 2.5

Sistematizarea principalelor rezultate ale standardelor și recomandărilor de studiu, este prezentată în tabelul 2.25. și permite caracterizarea limitelor corespunzătoare ale accelerației în direcțiile verticală și orizontală, precum și în tabelul 2.26. unde sunt prezentate valori pentru frecvențele de risc precizate în normele de proiectare în vigoare.

2.7.7. *Procedură generală de proiectare a podurilor pentru pietoni la acțiunea dinamică a pietonilor* [32]

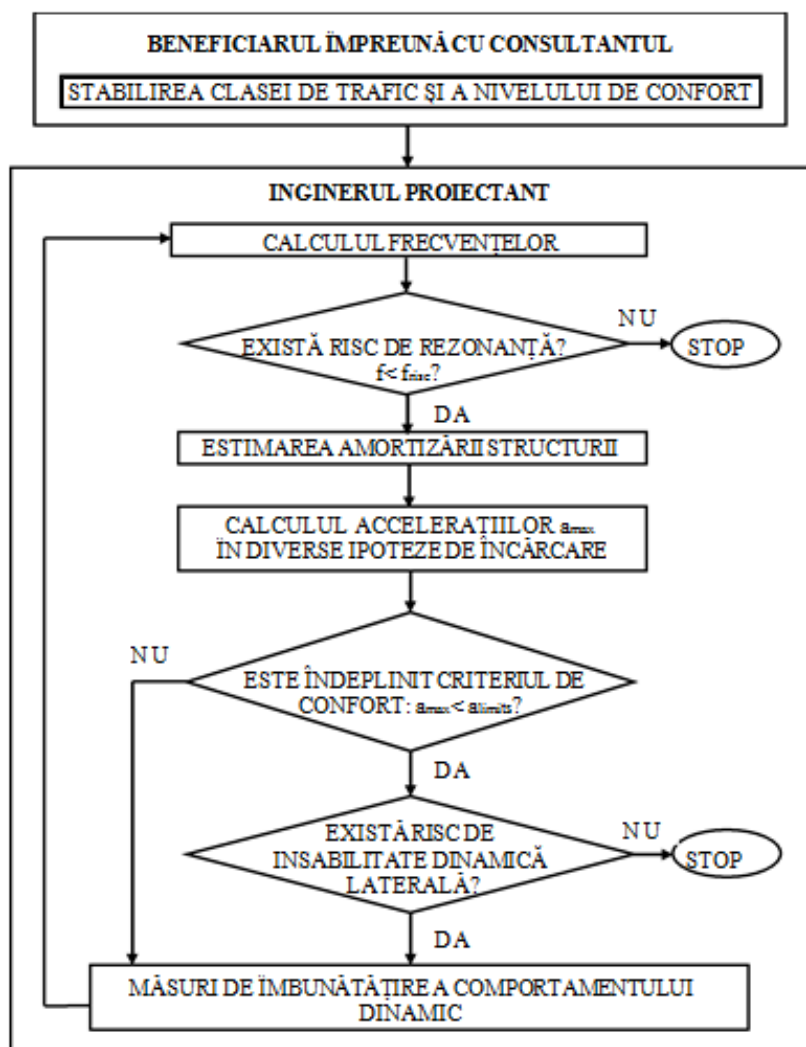


Fig.2.33. Procedură generală de proiectare a podurilor pentru pietoni [32],[42A]

2.8. *Soluții practice de îmbunătățire a comportării pasarelelor la acțiunea dinamică a pietonilor* [41]

Soluțiile practice de îmbunătățire a comportării structurilor podurilor pentru pietoni, la acțiuni dinamice în general și la acțiunea dinamică a pietonilor în particular, rezultă din analiza parametrilor care influențează amplitudinea și frecvența vibrațiilor determinate de aceste acțiuni, care sunt : rigiditatea structurii, masa și amortizarea structurii, precum și frecvența acțiunii pietonilor.

CAPITOLUL 3.

ACȚIUNEA DINAMICĂ A VÂNTULUI LA PODURILE PENTRU PIETONI

Efectele vântului asupra construcțiilor și structurilor din mediul înconjurător depind foarte mult de proprietățile vântului (viteza medie, caracteristicile turbulenței, rugozitatea terenului), de forma, dimensiunile și orientarea construcției (structurii) față de direcția de acțiune a vântului, de proprietățile dinamice ale structurii, de amplasamentul structurii , de construcțiile învecinate existente, etc. Atât viteza vântului cât și răspunsul structurii la acțiunea vântului sunt modelate ca mărimi aleatoare.

3.1. Caracterizarea acțiunii vântului.

3.1.1. Stratul limită atmosferic

Stratul limită atmosferic este partea atmosferei în care prezența solului perturbă câmpul de viteze al vântului. Studiul acestei zone a fost subiectul a numeroase cercetări și publicații [34], [35] în urma cărora, pe scurt, s-a ajuns la concluzia că dacă notăm cu z_0 grosimea stratului limită atmosferic ea poate să varieze de la câteva sute de metri până la mai mulți kilometri în funcție de viteza vântului, de rugozitatea solului, de locația și de ora din zi și poate fi alcătuită din trei părți distincte: stratul d'Ekman, stratul de suprafață și sub stratul rugos.

3.1.2. Rugozitatea suprafeței terenului. Viteza medie a vântului

Rugozitatea suprafeței terenului este descrisă aerodinamic de lungimea de rugozitate z_0 , în metri. Alternativ, rugozitatea terenului poate fi descrisă și prin coeficientul k definit în funcție de lungimea de rugozitate z_0 prin expresia [68]:

$$k = \left(\frac{1}{2.5 \cdot \ln \frac{10}{z_0}} \right)^2 \quad (3.1.).$$

În tabelul 4.1, pagina 21 din SR EN 1991-1-4 : 2006/NB :2007 [67] sunt întabulate categoriile de teren funcție de lungimea de rugozitate z_0 . Lungimea de rugozitate z_0 variază foarte mult în amplasament plecând de la valori de ordinul milimetrilor pentru un vânt de la mare și ajungând până la câțiva metri pentru un vânt din zonele urbane.

3.1.3. Viteza de referință a vântului

Acțiunea vântului este presupusă orizontală și direcțională și poate fi privită ca un proces staționar pentru o perioadă ce variază între zece minute și aproximativ o oră. În figura 3.2. se prezintă un spectru clasic al vitezei vântului [57]. Tot în intervalul ce variază între zece minute și aproximativ o oră se poate observa existența unei “ găuri spectrale “ a energiei vântului, iar pentru frecvențe foarte mari, adică pentru variații pe termen scurt ale perioadei, energia vântului este concentrată în jurul perioadei de un minut. Prin urmare, putem să considerăm viteza vântului ca fiind o sumă între o componentă medie și o componentă fluctuantă față de medie. Componenta medie este modelată ca variabilă aleatoare, în timp ce componenta fluctuantă este reprezentată

de intensitatea turbulenței.

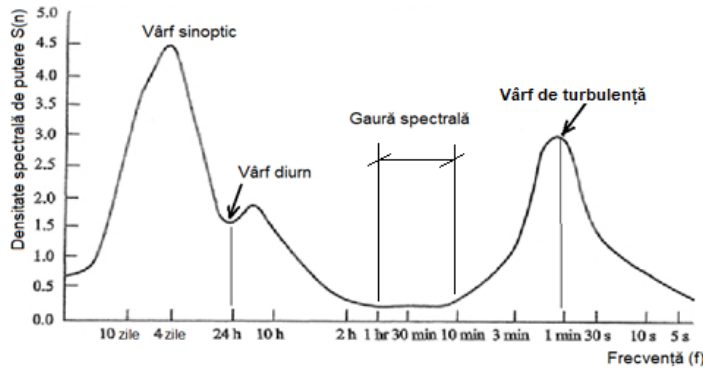


Fig.3.2. Spectru vitezei vântului pentru o perioadă lungă de timp, Van der Hoven, 1957 [57]

3.1.4. Viteza medie a vântului. Variația vitezei medii a vântului cu înălțimea

Viteza vântului conține o componentă medie și una fluctuantă.

Viteza medie a vântului $\{V(t)\}$ este o valoare deterministă care variază cu înălțimea, cu rugozitatea solului și orografia terenului. În studiile experimentale practice ea se măsoară cu ajutorul anemometrelor pentru o perioadă de timp care variază între 10 minute și o oră. În lipsa anemometrelor estimarea vitezei vântului la suprafața terestră se face cu ajutorul scării Beaufort care oferă unele indicii cu privire la evenimentele de vânt și senzațiile resimțite de ființa umană în funcție de viteza vântului.

Viteza fluctuantă $\{V'(t)\}$ numită viteza la rafală este o funcție aleatoare care reprezintă fluctuațiile turbulente ale vitezei vântului în jurul unei valori medii. Fiecare componentă a câmpului stochastic este definită prin abaterea medie standard a turbulenței sau, într-o manieră mai complexă, printr-o funcție de densitate spectrală asociată. Viteza instantanee a vântului $\{V(t)\}$ într-un punct P, poate fi descompusă în suma unei viteze medii $\{V\}$, calculată pentru o perioadă cuprinsă între 10 minute și o oră și o viteză fluctuantă $\{V'(t)\}$.

Variația vitezei medii a vântului cu înălțimea deasupra terenului datorită rugozității suprafeței acestuia poate fi reprezentată de o lege logaritmică (adoptată de SR EN 1991-1-4 [67] și de Codul de proiectare. Bazele proiectării și acțiuni asupra construcțiilor. Acțiunea vântului [68]) sau de o lege exponențială (adoptată de codurile similare din SUA și Canada). Modelul funcției putere sau modelul empiric permite descrierea evoluția vitezei medii a vântului în funcție de altitudine și o rugozitate omogenă a solului. Modelul este descris de următoarea expresie matematică: $V(z) = \left(\frac{z}{z_1}\right)^\alpha V(z_1)$, relație în care $V(z)$ și $V(z_1)$ reprezintă vitezele medii ale vântului la altitudinea z respectiv z_1 , iar α un coeficient exponent adimensional ce depinde de rugozitatea terenului.

Modelul funcției logaritmice are la bază teoria stratului limită și furnizează următoarele relație:

$$V(z) = \begin{cases} V_{\text{ref}} k_T(z_0) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & \text{pentru } z > z_{\text{min}} \\ V_{\text{ref}} k_T(z_0) \ln\left(\frac{z_{\text{min}}}{z_0}\right), & \text{pentru } z < z_{\text{min}} \end{cases}, \quad (3.5.),$$

în care V_{ref} reprezintă viteza medie de referință corespunzătoare condițiilor de măsurare convenționale independente de condițiile reale din amplasament ; z_0 este lungimea de rugozitate

iar $k_T(z_0)$ este factorul de teren care depinde de rugozitate.

3.1.5. Turbulența vântului. Intensitatea turbulenței

Intensitatea turbulenței $I(z)$ este un coeficient de variație al fluctuațiilor vitezei în jurul vitezei medii și poate fi definită ca fiind raportul dintre abaterea standard σ și viteza medie a vântului $U(t)$, rezultând la final o mărime adimensională care descrește evident cu înălțimea z , atunci când viteza medie $V(z)$ crește și depinde de rugozitatea terenului :

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u}{V(z)}, \quad I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V(z)}, \quad I_w(z) = \frac{\sigma_w}{V(z)}, \quad (3.7.)$$

Intensitatea turbulenței $I_v(z)$ la înălțimea z se determină cu relația [68]:

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{\sqrt{b}}{2.5 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & , \text{pentru } z_{\min} < z \leq z_{\max} = 200 \text{ m} \\ I_v(z_{\min}) & , \text{pentru } z \leq z_{\min}, \end{cases} \quad (3.9.)$$

Densitatea spectrală $S_i(n)$ a componentei i descrie repartiția frecvențială a turbulenței și poate fi teoretic, definită ca fiind transformata Fourier a funcției de autocorelare a componentei considerate în punctul r_0 din spațiu $M_i(\tau) = M_i(r_0, r_0, \Delta_t)$, notând $\tau = \Delta_t$. Densitatea spectrală $S_i(n)$ verifică relația:

$$S_i(n) = 4 \int_0^\infty M_i(\tau) \cos(2\pi n\tau) d\tau, \quad (3.15.)$$

3.1.6. Valoarea de vârf a presiunii vitezei vântului

Valoarea de vârf a presiunii $q_p(z)$ la înălțimea z care include media și fluctuațiile pe termen scurt ale vitezei se determină cu relația:

$$q_p(z) = [1 + 7 I_v(z)] 0.5 \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b, \quad (3.24.)$$

în care: ρ este densitatea aerului ce variază în funcție de altitudine, temperatură și presiunea atmosferică care sunt de așteptat în regiune în timpul furtunilor; $c_e(z)$ - coeficientul de expunere ce se calculează cu relația: $c_e(z) = q_p(z)/q_b$; q_b este presiunea de referință dată de relația: $q_b = 0.5 \rho v_b^2(z)$ [67].

3.1.7. Studiu comparativ al prescripțiilor de proiectare la acțiunea vântului între prevederile principalelor reglementări oficiale [59], [69], [70]

Eurocod 1, Partea 2-4: Acțiuni ale vântului (EN 1991-1-4: 1994), proiectul de standard internațional ISO 4354: Acțiuni ale vântului asupra structurilor, 2009 [70] și ASCE 7-93 (sau revizuirile propuse la ASCE 7-95 [69]), standardul american pentru încărcări de proiectare în construcții, conțin proceduri stocastice precise pentru calcularea efectelor vântului asupra clădirilor și a structurilor. Cu toate acestea, această ultimă generație de standarde dovedesc lipsa armonizării internaționale a datelor meteorologice, structurale și aerodinamice utilizate pentru determinarea încărcărilor de proiectare statice și dinamice ale vântului. Diferențele în ceea ce privește definirea parametrilor de bază pentru încărcarea cu acțiunea vântului pe structuri creează dificultăți semnificative pentru unificarea formatelor recomandate de Eurocod 1, ISO 4354 și standardele ASCE.

Categoria de teren	Modelul funcției logaritmice				Modelul funcției putere			
	EUROCODE 1		ISO 4354		ASCE 7-93		ASCE 7-95	
	$k_r^2(z_0)(\ln \frac{z}{z_0})^2$		$A(z_0)(\ln \frac{z}{z_0})^2$		$B(\frac{z}{10})^{2\alpha}$		$2.58(\frac{z}{z_g})^{2\alpha}$	
	k _r	z ₀ (m)	z ₀ (m)	A(z ₀)	B	α	α	z _g (m)
Mare, lacuri sau terenuri plane	0.17	0.01	0.003	0.021	1.4	0.11	1/10	213
Câmpie	0.19	0.05	0.03	0.030	1.0	0.14	1/7	274
Zonă urbană	0.22	0.3	0.3	0.041	0.5	0.22	1/4.5	365
Centrul orașului, zone aglomerate	0.24	3	3	0.058	0.16	0.31	1/3	457

Tabelul 3.2. Factorul de rugozitate $c_r(z)$ (Eurocode 1) sau factorul de expunere $c_{exp}(z)$ (ASCE, ISO)

În tabelul 3.2. găsim expresiile factorului de expunere respectiv ale factorului de rugozitate pentru prescripțiile de proiectare analizate, pentru diferite categorii de teren.

3.2. Efectele vântului asupra structurilor

Efectele vântului asupra structurilor depind de mărimea, forma și proprietățile dinamice ale structurii, determinând astfel răspunsul dinamic al structurii datorat turbulenței în direcția vântului în rezonanță cu vibrațiile modului fundamental de încovoiere.

3.2.1. Presiunea vântului pe suprafețe. Forțe din vânt

Evaluarea reală a acțiunii vântului la structuri dezvoltate atât pe orizontală cât și pe verticală este astăzi o problemă de maximă importanță având în vedere progresele ingineresti realizate în teoria structurilor dar și unele accidente majore provocate de acțiunea vântului construcțiilor. În general, determinarea acțiunii vântului la construcții, presupune o serie de studii referitoare la:

- ✓ analiza statistică a datelor meteorologice cu privire la viteza vântului și a factorilor care o influențează;
- ✓ simularea efectelor pe structură prin modele studiate în tunele aerodinamice;
- ✓ sinteza criteriilor meteorologice și a rezultatelor măsurărilor și observațiilor din tunel.

Forțele din vânt care acționează asupra unei structuri sau asupra unui element structural se pot obține astfel :

- ✓ prin coeficienții de forță;
- ✓ prin coeficienții de presiune pe suprafețe;
- ✓ direct pe structură sau pe elementul structural;
- ✓ prin însumarea vectorială pentru elementele structurale individuale.

Forța vântului F_w , ce acționează pe structuri sau elemente structurale se determină prin însumarea vectorială a forțelor externe $F_{w,e}$, a forțelor interne $F_{w,i}$ și forțelor de frecare F_f calculate din presiunile interioare și exterioare definite anterior respectiv forțele de frecare rezultate din frecarea vântului paralel cu suprafețele exterioare.

$$\checkmark \text{ Forțe externe : } F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{suprafețe}} w_e \cdot A_{\text{ref}}, \quad (3.28.)$$

$$\checkmark \text{ Forțe interne : } F_{w,i} = \sum_{\text{suprafețe}} w_i \cdot A_{\text{ref}}, \quad (3.29.)$$

$$\checkmark \text{ Forțe de frecare : } F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{\text{ref}}, \quad (3.30.)$$

3.2.2. Coeficienți de răspuns dinamic c_s , c_d . Factor structural $c_s c_d$.

Relația de determinare a coeficientului de răspuns dinamic al construcției, c_d conform [67] este următoarea:

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_V(z_s) \sqrt{B^2}}, \quad (3.34),$$

în care : - k_p este factorul de vârf definit ca raportul dintre valoarea maximă a părții variabile a răspunsului și abaterea standard a acestuia;

- z_s este înălțimea de referință pentru determinarea factorului structural dată de figura 6.1., pagina 30, în SR EN 1991-1-4:2006 [67];

- I_V este intensitatea turbulenței;

- B^2 este factorul de răspuns cvasi static;

- R^2 este factorul de răspuns rezonant.

Expresia de calcul a factorului structural $c_s c_d$ este dată de relația:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_V(z_s)}, \quad (3.35),$$

în care mărimile ce intervin au fost deja stabilite în expresia coeficientului de răspuns dinamic al construcției c_d . Strâns legat de factorul de vârf k_p este și factorul de rafală $c_g(z)$ la înălțimea z deasupra terenului care este o funcție liniară de intensitatea turbulenței și este dat de relația:

$$c_g(z) = 1 + 2k_p \cdot I_V, \quad (3.36.)$$

3.3. Fenomene de instabilitate aeroelastică

Forțele sau efectele aeroelastice exercitate de vânt se dezvoltă la o structură flexibilă atunci când forțele aerodinamice produc deplasarea acesteia. Torsorul tridimensional al eforturilor atașat structurii este alcătuit din trei forțe și trei momente: F_x - forța de antrenare, F_y - forța de deviere, F_z - forța de portanță, M_x -moment de balans în jurul axului longitudinal, M_y -moment de tangaj, adică de balans în jurul axului transversal și M_z -moment transversal (figura 3.8.). Pentru cazul bidimensional, semnificative sunt doar forțele de antrenare F_x , de portanță F_z și momentul de tangaj perturbator M_y .

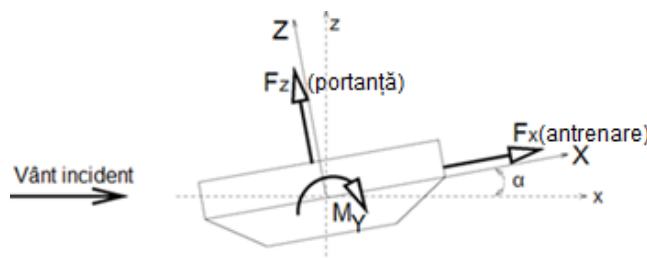


Fig.3.8. Forțele produse de acțiunea statică a vântului asupra unui tablier de pod [37]

Forțele aerodinamice sunt de obicei date sub formă de coeficienți adimensionali, ceea ce facilitează trecerea de la un efort măsurat pe un model la un efort determinat la scară reală. Coeficienții de forță se pot defini astfel:

$$C_x = \frac{F_x}{\frac{1}{2} \rho S V_{ref}^2} ; C_y = \frac{F_y}{\frac{1}{2} \rho S V_{ref}^2} ; C_z = \frac{F_z}{\frac{1}{2} \rho S V_{ref}^2} , \quad (3.37.)$$

unde ρ reprezintă densitatea aerului ($1.25 \div 1.3 \text{ kg/m}^3$), S suprafața tablierului podului, iar V_{ref} este viteza medie de referință a vântului.

3.3.1. Fenoneme de instabilitate aeroelastică generate de vârtejuri

Mișcarea maselor de aer se poate produce în două moduri: - printr-o mișcare laminară, caracterizată de deplasarea aerului în straturi paralele; - printr-o mișcare turbulentă, caracterizată de amestecarea violentă a straturilor de aer. Apariția unuia din cele două moduri de mișcare (laminară sau turbulentă) este caracterizată de numărul Reynolds, R_e , ce se definește ca raportul între forțele de inerție și forțele vâscoase dezvoltate în masa de aer în timpul curgerii (vezi relația 3.27.):

$$R_e = \frac{\text{Forța de inerție}}{\text{Forța vâscoasă}} = \frac{\rho V L}{\mu} = \frac{V L}{\nu} , \text{ unde :} \quad (3.27.)$$

μ se numește vâscozitatea dinamică a fluidului ($\text{Pa} \cdot \text{s}$), ν este vâscozitatea cinematică a fluidului (m^2/s), V este viteza curentului de fluid (m/s), iar L este o dimensiune caracteristică a volumului de aer (m). Pentru valori mici ale numărului Reynolds curgerea fluidului este laminară, iar pentru valori mari curgerea devine turbulentă. Efectul desprinderii vârtejurilor va fi considerat dacă este îndeplinită condiția:

$$v_{crit,i} \leq 1.25 v_m , \text{ unde:} \quad (3.40.)$$

$v_{crit,i}$ este viteza critica a vântului pentru modul i de vibrație al structurii;

v_m este viteza medie a vântului caracteristică pe 10 min în secțiunea în care se produce desprinderea vârtejurilor.

Fenomenul de desprindere a vârtejurilor (în lb. engleză *vortex shedding*) este probabil unul din cele mai studiate fenomene din domeniul mecanicii fluidelor cu aplicabilitate mare pentru cilindrii circulari drepecți, așa cum au forma majoritatea pilelor podurilor. Acest fenomen complex nu poate fi explicat fără a lua în considerare vâscozitatea aerului și fără a ști că, de obicei, un corp cu formă ne-aerodinamică imersat într-un curent de aer produce în urma sa un siaj format din trenuri de vârtejuri alternante (ciclize) care se desprind de corp (figura 3.11.), cunoscut în literatura de specialitate ca siajul von Karman [42].

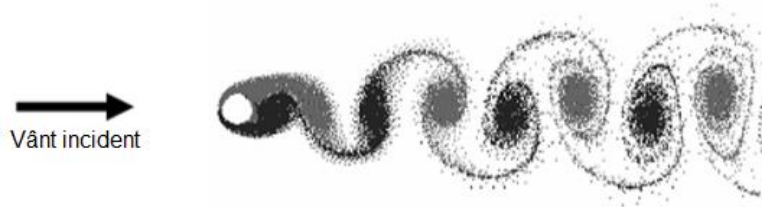


Fig.3.11. Siajul von Karman pentru o secțiune circulară [42]

Un alt parametru determinant în studiul fenomenului de desprindere a vârtejurilor este numărul Strouhal,

$$St = nD / V(t) , \quad (3.44.)$$

unde n reprezintă frecvența de desprindere a vârtejurilor, D dimensiunea caracteristică a secțiunii

transversale (de exemplu diametrul unei secțiuni circulare) și $V(t)$ viteza medie de curgere a fluidului (a vântului).

3.3.2. Fenomene de instabilitate aerodinamică

✓ interacțiunea vânt-structură sau mai simplu, galoparea (în lb. engleză *galloping*) este o formă de instabilitate aerodinamică care se poate produce atât pentru viteze modeste ale vântului dar și pentru viteze critice ridicate la structurile zvelte și ușoare și cu amortizare structurală redusă și care, în anumite condiții, pot avea oscilații transversale cu amplitudine mare. Galoparea constă în combinarea forței aerodinamice transversale sau portante F_z și forța de antrenare F_x ce acționează asupra structurii și se manifestă ca o vibrație în direcție transversală vântului [42].

✓ fenomenul de fluturare (în lb. engleză *flutter*) este un fenomen propriu aeronavelor caracterizat prin apariția în timpul zborului a unor oscilații a elementelor de structură datorat interacțiunii dintre forțele aerodinamice și cele elastice. În cazul structurilor, comportamentul vibratoriu la acțiunea vântului depinde, pe de-o parte, de eforturile aeroelastice (sau auto-întreținute, sau auto-excite sau flutter) și pe de altă parte de eforturile nestăționare induse prin turbulența vântului.

✓ fenomenul de divergență torsională (în lb. engleză *torsional divergence*) la poduri a fost studiat prin analogie cu cel din aeronautică la aripile aeronavelor care se pot roti la viteze mari de curgere a aerului, dar fenomenul în sine, se poate traduce printr-o pierdere de rigiditate a elementului structural prin torsiune ce se produce la o anumită viteză critică a vântului. Cu toate că este posibil teoretic, rămâne destul de rar întâlnit în practică, dar odată produs, fenomenul conduce la distrugerea totală a elementului structural.

3.3.3. Coeficienți de antrenare aerodinamică

Se poate observa ușor că pentru primul tablier de pod din figura 3.16. coeficienții de antrenare aerodinamică variază aproape liniar cu unghiul de incidență al vântului α , iar pentru celelalte tipuri de tablere din figurile 3.17. și 3.18. această liniaritate nu se mai păstrează, mai ales pentru coeficientul C_l . După cum se va vedea ulterior, calculul dinamic în abordare spectrală necesită o expresie liniară a coeficienților aerodinamici exprimați în funcție de unghiul de incidență al vântului α .

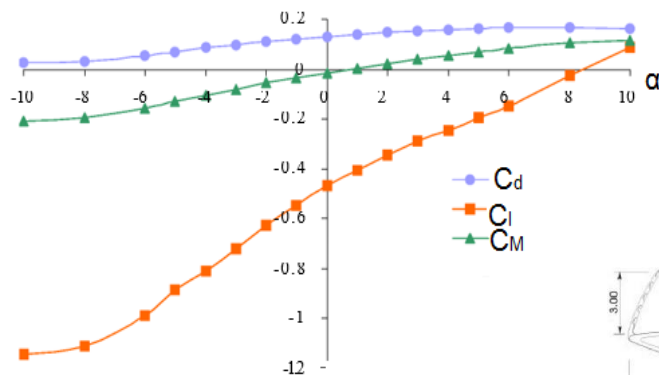
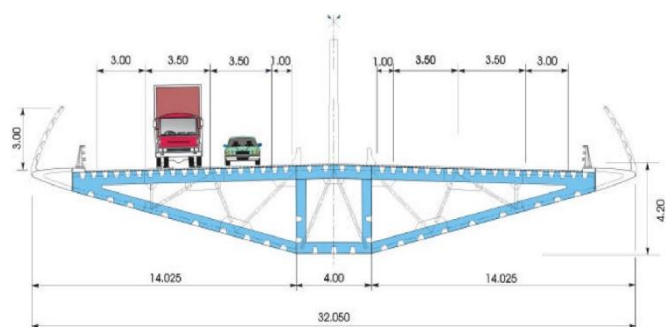


Fig.3.16. Variația coeficienților de antrenare aerodinamică pentru Viaductul Millau, Franța [40]



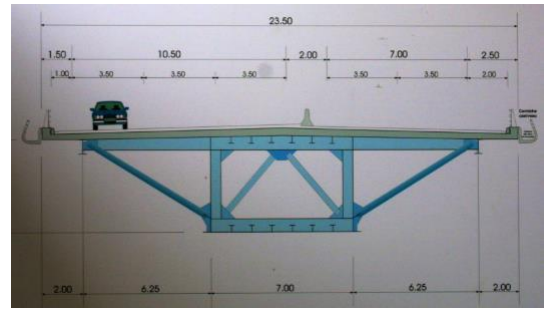
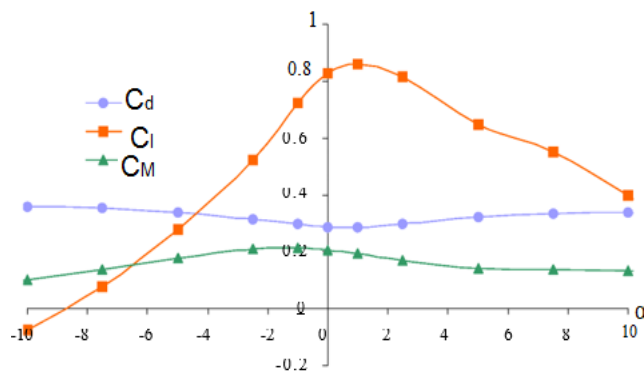


Fig.3.17. Variația coeficienților de antrenare aerodinamică pentru Viaductul de Verrière, Franța [40]

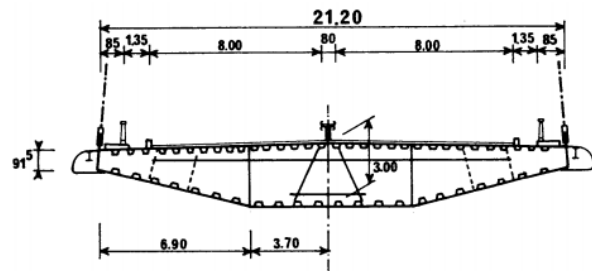
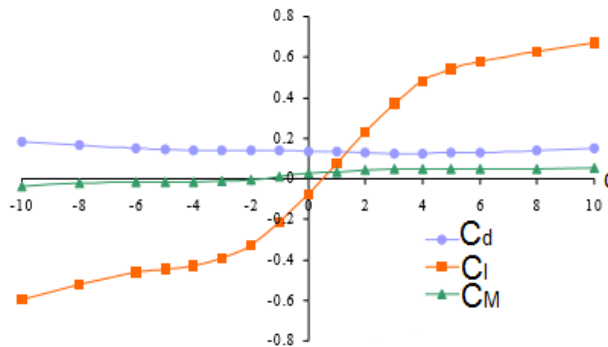


Fig.3.18. Variația coeficienților de antrenare aerodinamică pentru podul Vasco de Gama, Portugalia [40]

3.3.4. Stabilitatea aeroelastică a podurilor

Scanlan [53], cel care a studiat în principal stabilitatea aeroelastică a podurilor, a reușit să adapteze la structuri care neprofilate formulări dezvoltate din cadrul aeronauticii. El a arătat de asemenea că, valorile experimentale ale derivatelor “flutter” sunt legate de funcțiile indiciale de tip Wagner și că forțele induse de vântul turbulent pot fi exprimate cu ajutorul acestor funcții.

$$\begin{pmatrix} F_d(s) \\ F_l(s) \\ M_y(s) \end{pmatrix} = \frac{1}{2} \rho V B \begin{pmatrix} 2C_d(\alpha_0) \int_{-\infty}^s u_x(\sigma) \Phi'_{d_x}(s-\sigma) d\sigma \\ 2C_l(\alpha_0) \int_{-\infty}^s u_x(\sigma) \Phi'_{l_x}(s-\sigma) d\sigma \\ 2BC_m(\alpha_0) \int_{-\infty}^s u_x(\sigma) \Phi'_{m_x}(s-\sigma) d\sigma \end{pmatrix} + \frac{1}{2} \rho V B \begin{pmatrix} C_d(\alpha_0) \int_{-\infty}^s u_z(\sigma) \Psi'_{d_z}(s-\sigma) d\sigma \\ C_l(\alpha_0) \int_{-\infty}^s u_z(\sigma) \Psi'_{l_z}(s-\sigma) d\sigma \\ BC_m(\alpha_0) \int_{-\infty}^s u_z(\sigma) \Psi'_{m_z}(s-\sigma) d\sigma \end{pmatrix}, \quad (3.60.)$$

Figura 3.19. [54] prezintă o comparație între o funcție indicială teoretică corespunzătoare unei aripi de avion și cea pentru un tablier de pod determinată pe bază de date experimentale.

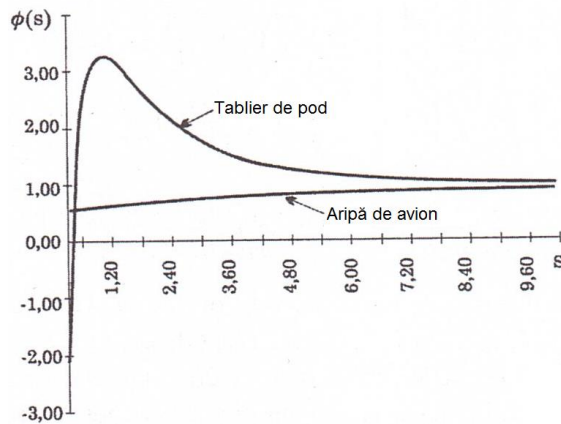


Fig.3.19. Funcție indicială Φ , [54]

3.4. Prescripții de proiectare la acțiunea vântului conform SR EN 1991-1-4:2006 [67] pentru structuri de poduri

Standardul românesc permite utilizarea încercărilor în tunelul de vânt și a metodelor numerice demonstrate și/sau validate, pentru obținerea încărcărilor din vânt folosind o modelarea adecvată a structurii și a vântului. Acțiunile datorate vântului trebuie determinate pentru fiecare situație de proiectare, incluzând aici și fenomenul de oboseală cu considerarea caracteristicilor dinamice și geometrice ale structurii.

Pentru proiectarea podurilor la acțiunea vântului se aplică o secțiune specială care se referă la podurile de lățime constantă, având una sau mai multe deschideri. Forțele exercitate de vânt în aceeași direcție pe diverse elemente ale podului se pot considera simultane dacă efectul lor este defavorabil. De asemenea, acțiunile vântului pe poduri produc forțe orizontale pe direcția X transversală podului, forțe de antrenare pe direcția Y longitudinală podului și forțe de liftare pe direcția Z perpendiculară pe tablier așa cum se poate vedea și în figura 3.22.

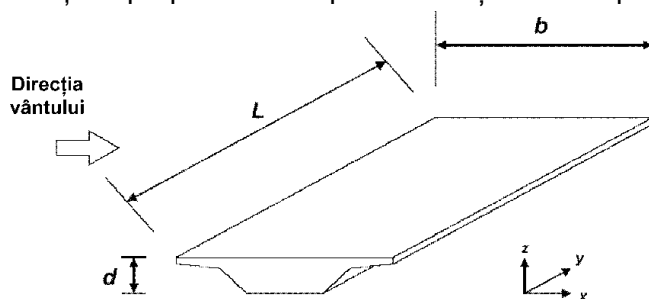


Fig.3.22. Direcțiile acțiunii vântului pe poduri [66]

Forța vântului pe direcția X - Atunci când nu este necesar a se ține seama de răspunsul dinamic al structurii, forța vântului pe direcția X se obține simplificat cu relația:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref} , \quad (3.49.) ,$$

în care v_b este viteza de referință a vântului, C se numește coeficient de forță a vântului și este egal cu produsul dintre coeficientul de expunere c_e și $c_{f,x}$ anterior definit, A_{ref} este aria de referință iar ρ reprezintă densitatea aerului.

Forța vântului pe direcția Z - La acțiunea vântului pe suprastructura podului pe direcția Z, coeficienții de forță $c_{f,z}$ sunt definiți atât pentru sensul ascendent cât și pentru cel descendent putând fi determinați în funcție de raportul b/d_{tot} . În această situație d_{tot} se poate limita la înălțimea

suprastructurii fără a se ține seama de trafic sau alte echipamente amplasate pe pod. Efectul acestei forțe este semnificativ numai dacă are același sens cu greutatea proprie.

Forța vântului pe direcția Y - Dacă este necesar se pot evalua forțele din vânt pe direcția Y, ele reprezentând pentru podurile cu suprastructura compactă 25% respectiv pentru podurile cu suprastructura cu zăbrele 50% din valoarea forțelor din vânt pe direcția X.

3.5. Procedură generală de proiectare a podurilor pentru pietoni la acțiunea vântului [37]

În figura 3.26. sunt două reprezentări schematice [37], pentru structuri sensibile la acțiunea vântului și pentru structuri puțin sensibile la acțiunea vântului, din care rezultă studiile și verificările necesare pentru îndeplinirea criteriilor de siguranță și confort la poduri din acțiunea dinamică a vântului. Ele se pot aplica pentru toate etapele din viața unui pod - concepție, dezvoltare, proiect, execuție și exploatare.

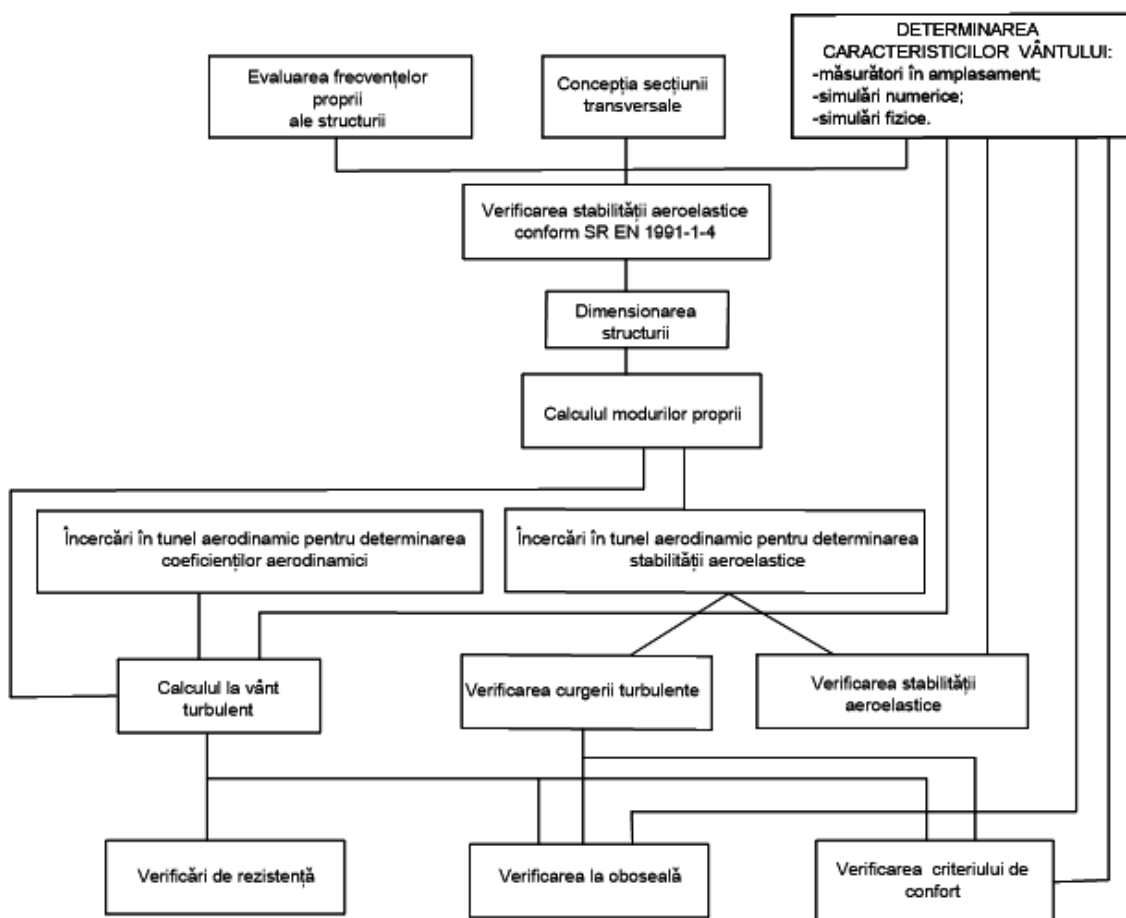
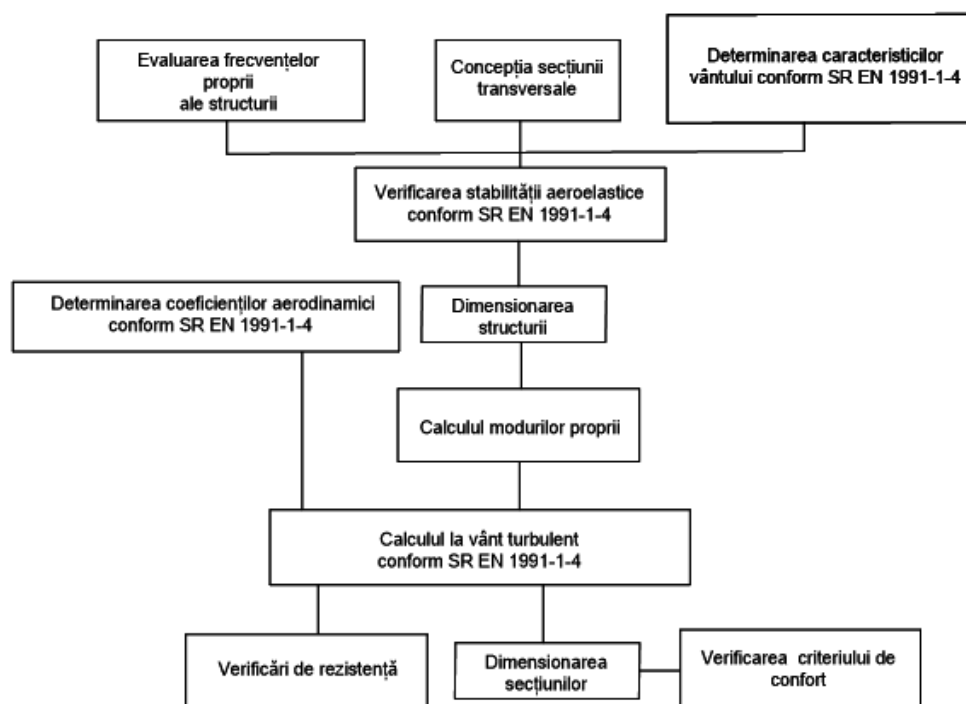


Fig.3.26. Reprezentarea schematică a studiilor și verificărilor necesare pentru siguranța podurilor la acțiunea dinamică a vântului [37]

a). Pentru structuri sensibile la acțiunea vântului



b). Pentru structuri puțin sensibile la acțiunea vântului

Diferențele fundamentale între cele două reprezentări schematice (figura 3.26.a și b) sunt:

- ✓ pentru structurile sensibile la acțiunea dinamică a vântului (figura 3.26.a) caracteristicile vântului se obțin prin măsurători în amplasament, simulări numerice și simulări fizice. Coeficienții aerodinamici și parametrii care influențează stabilitatea aeroelastică sunt obținuți prin încercări pe machete (modele fizice) în tunele aerodinamice. Pe lângă verificările de rezistență și confort este necesară și verificarea la oboseală.
- ✓ pentru structurile puțin sensibile la acțiunea dinamică a vântului (figura 3.26.b) caracteristicile vântului în amplasamentul lucrării, verificarea stabilității aeroelastice și determinarea coeficienților aerodinamici se efectuează pe baza precizărilor din normele de proiectare, care acum în România, sunt cele bazate pe Euronorme (SR EN 1991-1-4). În general, pentru aceste structuri verificarea la oboseală din acțiunea dinamică a vântului nu este necesară.

3.6. Accidente grave cunoscute la poduri datorate efectelor acțiunii vântului

Studiul efectelor datorate vântului la poduri a fost marcat de două accidente majore care au angajat și au obligat inginerii constructori de a iniția și de a avansa cercetări și studii aprofundate în acest domeniu. Primul accident major a avut loc în anul 1879 într-o zi cu vânt puternic, în Scoția, când podul care asigura traversarea râului Tay s-a prăbușit la trecerea unui tren, provocând moartea a opt zeci de persoane.

Cel de-al doilea accident major a avut loc la 7 noiembrie 1940 când podul suspendat Tacoma Narrows din Statele Unite ale Americii se prăbușește după o serie de mișcări oscilatorii care au durat aproape trei sferturi de oră. Accidentul a fost filmat în întregime, a fost dat publicității și îndelung mediatizat, arătând că nu este suficient să se asigure tablierul podurilor suspendate de mare deschidere la acțiunea forțelor gravitaționale, ci trebuie simultan asigurată și stabilitatea aerodinamică.

CAPITOLUL 4.

APLICAȚII NUMERICE

4.1. Pod pentru pietoni tip grindă cu zăbrele

4.1.1. Descrierea caracteristicilor podului pentru pietoni tip grindă cu zăbrele

Prima structură analizată este un pod pentru pietoni și piste pentru bicicliști cu lungimea totală de 131.00 m (38.00+55.00+38.00) m și lățimea utilă de 3.50 m în soluția cu grinzi continui rezemate pe aparate din neopren armat (Fig. 4.1.). Suprastructura are în secțiune transversală două grinzi cu zăbrele iar la partea inferioară tablierul este alcătuit dintr-un sistem cu platelaj ortotrop, cu tolă continuă din oțel în conlucrare cu un sistem de nervuri longitudinale și transversale. Secțiunile barelor (Fig. 4.2.) grinzii cu zăbrele precum și ale nervurilor longitudinale și transversale sunt realizate din profile tubulare rectangulare ale căror dimensiuni sunt stabilite pe baza exigențelor prevăzute în standardul SR EN 1993-2 și SR EN 1993-1- 8. În deschiderea centrală, grinda cu zăbrele are tapla superioară de formă parabolică, deci înălțimea este variabilă pornind de la 3.50 m și ajungând la 6.00 m între axele tălpilor în mijlocul deschiderii, iar talpa superioară are contravântuiri în sistem X.

Elevațiile infrastructurilor podului pentru pietoni sunt de tip “ T “ cu un stâlp circular de diametru 1.20 m. Fundațiile infrastructurilor sunt indirecte pe coloane forate de lungime 12.00 m. Reacțiunile de la tablier sunt transmise la infrastructuri prin intermediul aparatelor de reazem din neopren armat și a dispozitivelor antiseismice. Scările de acces pietonal au lățimea utilă de 1.50 m pentru două fire de circulație pietonală și podeste intermediare pentru odihnă. Acestea sunt prevăzute cu parapeteți metalici care au stâlpii și mâna curentă din profile rectangulare 80·80·6, iar între stâlpii de parapet sunt sudate trei bare orizontale din profile rectangulare echidistante.

4.1.2. Descrierea modelului discret de calcul abordat. Materiale utilizate [58]

Modelul discret și analiza dinamică a sistemului analizat s-a făcut utilizând programul de calcul automat cu element finit LUSAS (London University Stress Analysis System) dezvoltat de compania britanică Finite Element Analysis Ltd, [58].

Tablierul podului pentru pietoni tip grindă cu zăbrele a fost modelat utilizând elemente finite 2D plane de placă și stare de membrană (shell) de formă patrulater cu patru noduri (QSI4) și elemente finite de grindă tridimensionale (BMS3), iar rigidizările secțiunii transversale tot cu elemente finite de grindă. Pentru determinarea caracteristicilor proprii de vibrație ale podului pentru pietoni s-a luat în considerare la rigiditatea generală a structurii și aportul parapetelor metalici, barele acestora fiind modelate cu elemente finite de grindă. Comportarea materialelor s-a considerat ca fiind liniar-elastică. Modelul discret (Fig. 4.3.) astfel alcătuit conține 5515 elemente finite, 7184 noduri, rezultând astfel 20382 grade de libertate dinamică.

Materiale utilizate : Oțel S235 care are modulul de elasticitate 210 GPa, densitate 7850 kg/m³ și coeficientul Poisson 0.3.

SCHEMĂ STATICĂ GENERALĂ A PODULUI CU GRINZI CU ZĂBRELE ANALIZAT

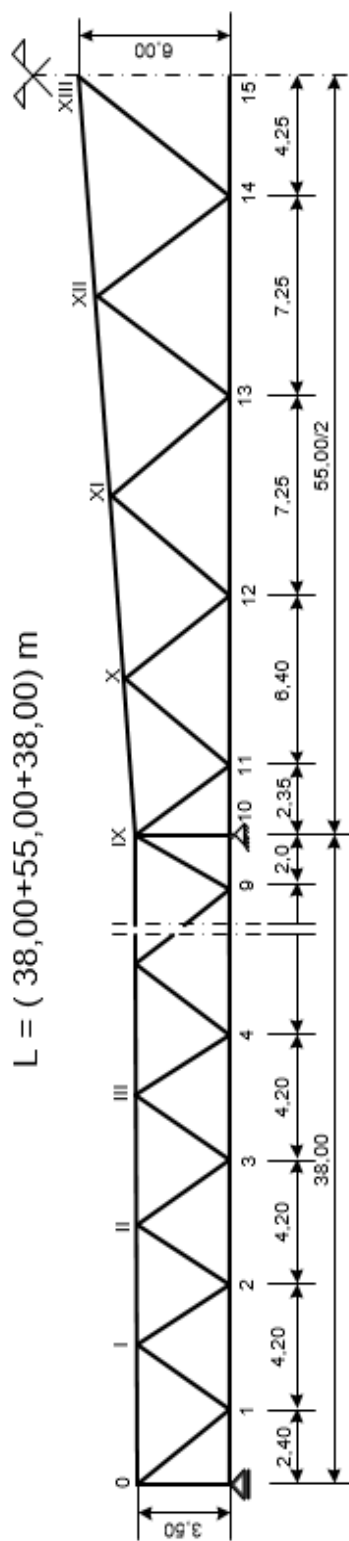


Fig.4.1. Schemă statică generală a podului cu grinzi cu zăbrele pentru pietoni analizat

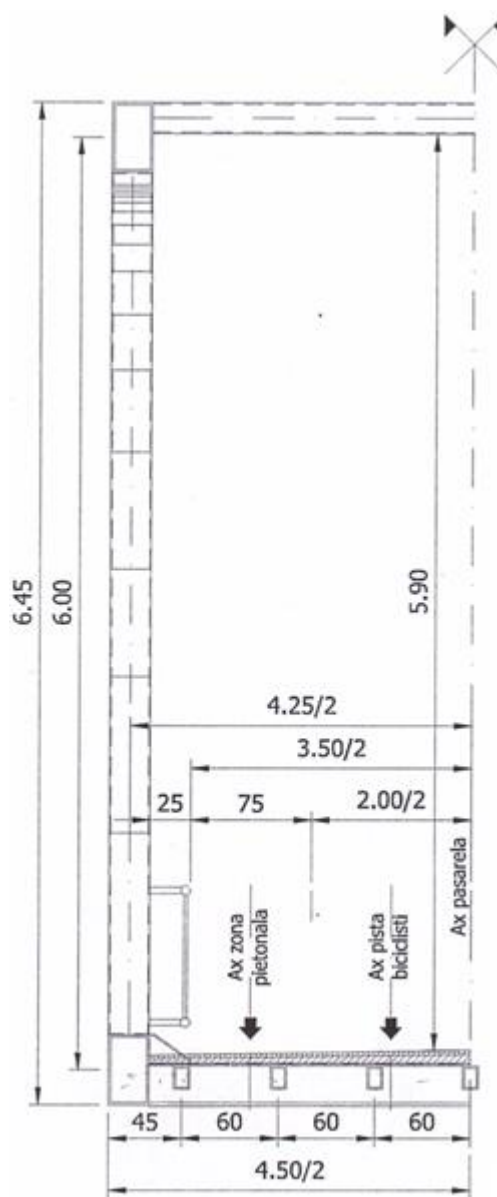


Fig. 4.2. Secțiune transversală tablier

Configurația modelului discret de calcul
 - 5515 - număr de elemente finite
 - 7184 - număr de noduri ale structurii analizate
 - 20 382 - numărul gradelor de libertate dinamică

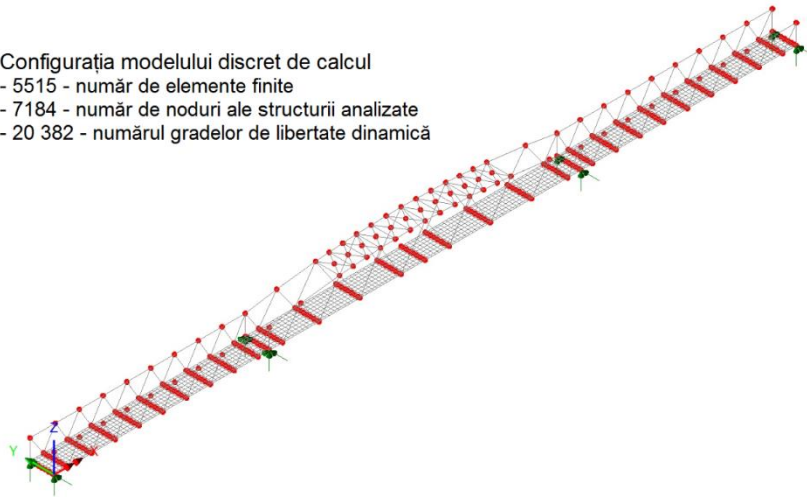


Fig.4.3. Configurația modelului discret de calcul la podul pentru pietoni tip grindă cu zăbrele, [58]

4.1.3. Acțiuni dinamice datorate pietonilor

Studiul comportării dinamice a fost realizat în condițiile în care elementele componente ale structurii analizate au fost dimensionate și verificate pentru acțiuni statice, conform normelor în vigoare. Pentru prima structură analizată (grinda cu zăbrele), conform ghidului metodologic SETRA [31] amplitudinea forțelor pulsatoare din încărcarea cu o aglomerare de oameni de care trebuie să ținem cont pentru modurile de vibrație predominant verticale și/sau orizontale se determină cu relația 4.2. respectiv 4.3. funcție de clasa podului pentru pietoni:

$$p = d \cdot P_0 \cdot 10.8 \sqrt{\frac{\xi}{n}} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t) \frac{N}{m^2} \text{ pentru poduri clasele III și II} \quad (4.2.),$$

$$p = d \cdot P_0 \cdot 1.85 \sqrt{\frac{1}{n}} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t) \frac{N}{m^2} \text{ pentru poduri clasa I} \quad (4.3.)$$

În cele ce urmează se prezintă modalitatea de calcul a amplitudinilor maxime a forței pulsatoare pentru diferite ipoteze de încărcare conform ghidului metodologic SETRA [31]. În mod similar au fost determinate și amplitudinile maxime ale forțelor pulsatoare verticale iar un exemplu de calcul este redat în continuare:

▪ **Calculul amplitudinii maxime a forței pulsatoare orizontale în ipoteza încărcării cu aglomerări de pietoni numai pe deschiderea centrală, pod pentru pietoni clasa II de trafic, mod 1**

- Amplitudinea de referință: $P_0 = 7N$; cazul 3, a doua armonică a funcției de încărcare;

- Numărul total de pietoni: $n = d \cdot S$; unde d este densitatea aglomerării, $d = 0.8$ pietoni pe metru pătrat, și S este suprafața încărcată a podului pentru pietoni;

$$n = 0.8 \cdot (55 \cdot 3.50) = 154 \text{ pietoni};$$

- Frecvența (egală cu frecvența modului de vibrație orizontal analizat):

$$f_v = 1.87656 \text{ Hz};$$

- Factorul de reducere $\psi = 1.00$ (vezi anexa 1A);

- Frațiunea din amortizarea critică $\xi = 1.50 \cdot 0.004 = 0.006$;

Amplitudinea maximă a forței pulsatoare în regim staționar este:

$$p_{\max} = d \cdot P_0 \cdot 10.8 \sqrt{\frac{\xi}{n}} \cdot \psi \frac{N}{m^2} = 0.8 \cdot 7 \cdot 10.8 \sqrt{\frac{0.006}{154,00}} \cdot 1.00 \frac{N}{m^2} = 0.38 \frac{N}{m^2}$$

Aceeași amplitudine maximă a forțelor pulsatoare datorată unei aglomerări de pietoni a fost evaluată și conform BS EN 1991-2 :2003 [64] cu relația (2.32.) din capitolul 2 al tezei: $w =$

$$1.8 \cdot \frac{F_0}{A} \cdot k(f_v) \sqrt{\frac{\gamma \cdot N}{\lambda}} \cdot \sin(2\pi \cdot f_v \cdot t) \frac{N}{m^2}, \text{ iar modalitatea de calcul este redată în continuare.}$$

▪ **Calculul amplitudinii maxime a forței pulsatoare verticale în ipoteza încărcării cu aglomerări de pietoni pe toate deschiderile, pod pentru pietoni clasa C, mod 6**

- Amplitudinea de referință: $F_0 = 280N$, conform tabelului 2.9. capitolul 2;
- Numărul total de pietoni: $N = d \cdot A$, unde d este densitatea aglomerării, conform tabelului 2.8. capitolul 2 și A suprafața utilă a podului pentru pietoni;

$$N = 0.8 \cdot (38 \cdot 3.50) = 106.40 \text{ pietoni pe deschiderea marginală (DM);}$$

$$N = 0.8 \cdot (55 \cdot 3.50) = 154.00 \text{ pietoni pe deschiderea centrală (DC);}$$

- Frecvența (egală cu frecvența modului de vibrație vertical analizat):

$$f_v = 4.44189 \text{ Hz ;}$$
- Factorul combinat: $k(f_v) = 0.272$, conform figurii 2.20., capitolul 2 (anexa 1B);
- Factorul de sincronizare: $\gamma = 0.055$, conform figurii 2.21., capitolul 2, pentru $\xi = 1.5 \cdot 0.004 = 0.006$, respectiv $\delta = 0.0377$ (vezi anexa 1B);
- Factorul de reducere: $\lambda = 0.634$, conform figurii 2.22., capitolul 2. Amplitudinile maxime ale forțelor pulsatoare în regim staționar sunt:

$$w_{\max_DM} = 1.8 \cdot \frac{F_0}{A} \cdot k(f_v) \sqrt{\frac{\gamma \cdot N}{\lambda}} \frac{N}{m^2} = 1.8 \cdot \frac{280}{38 \cdot 3.50} \cdot 0.272 \sqrt{\frac{0.055 \cdot 106,40}{0.634}} \frac{N}{m^2} = 3.13 \frac{N}{m^2}$$

$$w_{\max_DC} = 1.8 \cdot \frac{F_0}{A} \cdot k(f_v) \sqrt{\frac{\gamma \cdot N}{\lambda}} \frac{N}{m^2} = 1.8 \cdot \frac{280}{55 \cdot 3.50} \cdot 0.272 \sqrt{\frac{0.055 \cdot 154.00}{0.634}} \frac{N}{m^2} = 2.60 \frac{N}{m^2}$$

Aceeași amplitudine maximă a forțelor pulsatoare conform BS EN 1991-2:2003 [64] dar, de această dată, produsă de un grup de pietoni în mișcare este evaluată cu relația:

$$F = F_0 \cdot k(f_v) \sqrt{1 + \gamma(N - 1)} \cdot \sin(2\pi \cdot f_v \cdot t) N, \quad (4.4.)$$

▪ **Calculul amplitudinii maxime a forței pulsatoare verticale în mișcare produsă de un grup de pietoni în mers - mod 6, pod pentru pietoni clasa C**

- Amplitudinea de referință: $F_0 = 280N$; conform tabelului 2.9., capitolul 2;
- Numărul de pietoni din grup: $N = 8$;
- Viteza de deplasare a grupului $v=1.7m/s$ conform tabelului 2.9., capitolul 2;
- Frecvența (egală cu frecvența modului de vibrație vertical analizat):

$$f_v = 4.78802 \text{ Hz;}$$
- Factorul combinat: $k(f_v) = 0.212$; conform figurii 2.20., capitolul 2, (anexa 1C);
- Factorul de sincronizare γ , conform figurii 2.21., capitolul 2, pentru $\xi = 0.006$, respectiv $\delta = 0.0251$:

$$\gamma_{DM} = 0.190; \gamma_{DC} = 0.170, \text{ (vezi anexa 1C).}$$

Amplitudinile maxime ale forțelor pulsatoare în mișcare sunt:

$$F_{\max_DM} = F_0 \cdot k(f_v) \sqrt{1 + \gamma(N - 1)} N = 280 \cdot 0.212 \sqrt{1 + 0.190(8 - 1)} N = 90.52N$$

$$F_{\max_DC} = F_0 \cdot k(f_v) \sqrt{1 + \gamma(N - 1)} N = 280 \cdot 0.212 \sqrt{1 + 0.170(8 - 1)} N = 87.76N$$

Adopt valoarea maximă $F_{\max} = 90.52N$.

Tabelul 4.1. Tabel comparativ cu amplitudinile maxime ale încărcărilor verticale produse de grupuri de pietoni pentru podul tip grindă cu zăbrele, mod de vibrație 6

Norma proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Numărul de pietoni în grup funcție de tipul deplasării		Amplitudini maxime ale încărcărilor funcție de tipul deplasării grupului care parcurge podul pentru pietoni (N)					
				Grup în mers			Grup în alergare		
		Mers	Alegare	Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Valoare comună de calcul	Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Valoare comună de calcul
BS EN 1991-2:2006 [64]	C	8	2	90.52	87.76	90.52	207.87	206.12	207.87
	D	16	4	116.36	111.74	116.36	238.76	234.16	238.76

Tabelul 4.2. Tabel comparativ cu amplitudinile maxime ale încărcărilor verticale produse de grupuri de pietoni pentru podul tip grindă cu zăbrele, mod vibrație 17

Norma proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Numărul de pietoni în grup funcție de tipul deplasării		Amplitudini maxime ale încărcărilor funcție de tipul deplasării grupului care parcurge podul pentru pietoni (N)					
				Grup în mers			Grup în alergare		
		Mers	Alegare	Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Valoare comună de calcul	Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Valoare comună de calcul
BS EN 1991-2:2006 [64]	C	8	2	32.87	31.87	32.87	34.74	34.45	34.74
	D	16	4	42.25	40.58	42.25	39.91	39.14	39.91

Tot pentru podul pietonal tip grindă cu zăbrele se prezintă modalitatea de calcul a amplitudinilor maxime a forței pulsatoare pentru încărcarea cu aglomerări de oameni conform ghidului de proiectare pentru asigurarea structurilor din oțel, de poduri pentru pietoni, împotriva vibrațiilor HIVOSS [32]. Încărcarea armonică uniform distribuită $p(N/m^2)$, care reprezintă un flux echivalent de pietoni a fost determinată cu ajutorul relației 2.56. din capitolul 2 al lucrării, astfel:

$$p = P \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t) \cdot \left(n' \cdot \frac{\psi}{S} \right) \frac{N}{m^2}, \quad \text{cu}$$

$$n' = 10.8 \sqrt{\xi \cdot n} \text{ pentru poduri pentru pietoni clasele TC2 si TC3,}$$

$$n' = 1.85 \sqrt{n} \text{ pentru poduri pentru pietoni clasa TC4}$$

▪ **Calculul amplitudinii maxime a forței pulsatoare verticale în ipoteza încărcării cu aglomerări de pietoni pe toate deschiderile - pod pentru pietoni clasa TC3**

- Amplitudinea de referință: $P_0 = 280N$ conform tabelului 2.21., capitolul 2;
- Numărul total de pietoni: $n = d \cdot S$; unde d este densitatea aglomerării, $d = 0.5$ pietoni pe metru pătrat, și S este suprafața încărcată a podului pentru pietoni (vezi tabelul 2.20., capitolul 2);

$$n = 0.5 \cdot (131 \cdot 3.50) = 229.25 \text{ pietoni;}$$

- Frecvența (egală cu frecvența modului de vibrație vertical analizat):

$$f = 4.56317\text{Hz} ;$$
- Factorul de reducere $\psi = 0.023$ (vezi anexa 1D) ;
- Frațiunea din amortizarea critică $\xi = 1.50 \cdot 0.004 = 0.006$ (sporire cu 50% pentru a ține cont de efectul benefic al aglomerării asupra amortizării).

Amplitudinea maximă a forței pulsatoare în regim staționar este:

$$p_{\max} = P \cdot \left(10.8 \sqrt{\xi \cdot n} \cdot \frac{\psi}{S} \right) \frac{N}{m^2} = 280 \cdot \left(10.8 \sqrt{0.006 \cdot 229.25} \cdot \frac{0.023}{(131 \cdot 3.50)} \right) = 0.18 \frac{N}{m^2}$$

Tabelul 4.3. Tabel comparativ cu amplitudinile maxime ale încărcărilor verticale pentru podul pietonal tip grindă cu zăbrele, mod 6 de vibrație

Norma de proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Densitatea aglomerării (pietoni/m ²)	Amplitudini maxime ale încărcărilor funcție de modul de distribuție al pietonilor (N/m ²)		
			Pietoni pe toate deschiderile		Pietoni numai pe deschiderea centrală
			Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Amplitudinea pe deschiderea centrală
BS EN 1991-2:2003 [64]	C	0.80	3.13	2.60	2.57
	D	1.00	3.69	3.07	3.03
SETRA [31]	II	0.80	1.71	1.71	2.55
	I	1.00	4.79	4.79	7.16
HIVOSS [32]	TC3	0.50	0.18	0.18	0.18
	TC4	1.00	3.53	3.53	4.99

4.1.4. Acțiuni dinamice datorate vântului

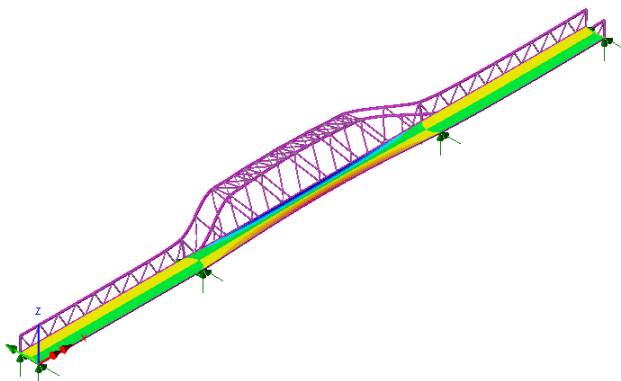
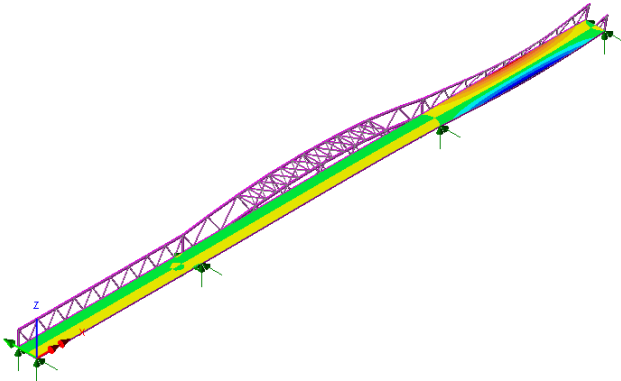
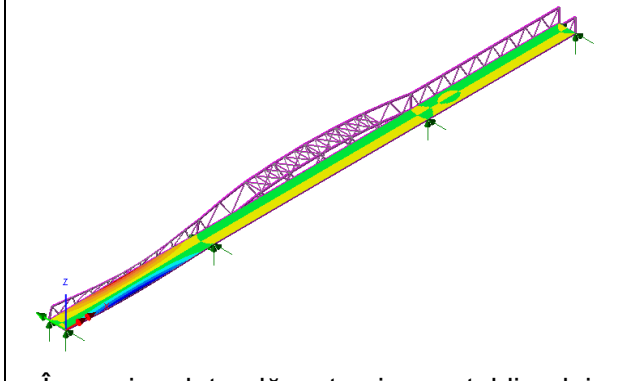
Standardul care a stat la baza evaluării acțiunilor dinamice datorate vântului a fost SR EN 1991-1-4 [67], secțiunea 7.11. cu referire la structuri zăbrele și secțiunea 8 pentru acțiunea vântului pe poduri. Deoarece structura de tip grindă cu zăbrele are înălțime variabilă, pentru evaluarea acțiunii vântului, ea a fost împărțită în mai multe trosoane, de lungime variabilă. Conform precizărilor din capitolul 3 și a relației (3.63.), rezultanta presiunii vântului pe suprastructura podului pentru pietoni s-a determinat cu metoda simplificată utilizând expresia următoare: $F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref}$. Pentru determinarea valorilor ariilor de referință $A_{ref,x}$ se utilizează mărimile geometrice pentru fiecare tronson în parte. Tot pentru fiecare tronson în parte au fost determinați coeficienții de expunere c_e , coeficienții de forță $c_{f,x}$ pentru structuri cu zăbrele, factorii de obstrucție ϕ și zveltețea efectivă λ .

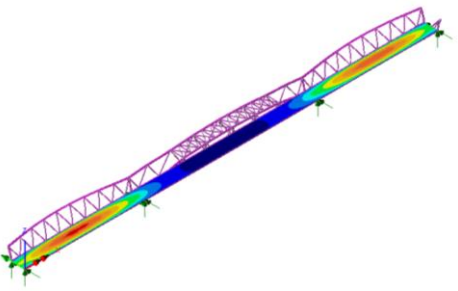
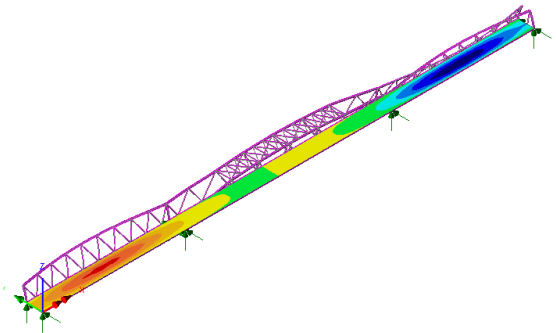
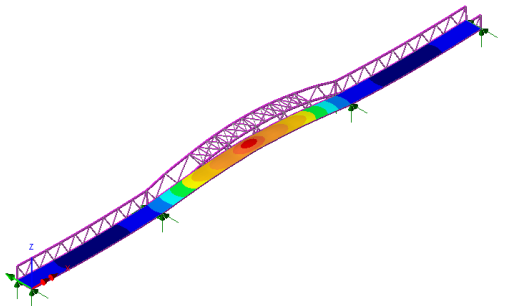
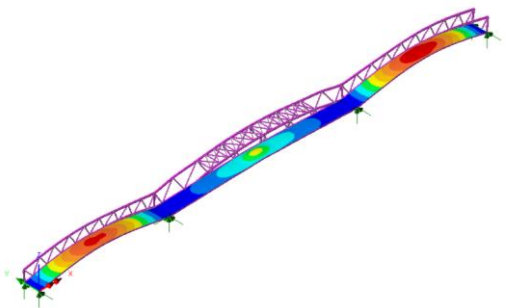
Pentru simularea câmpurilor aleatoare de vânt staționar în orice moment de timp și spațiu, într-o secțiune în lungul podului, a fost utilizat NatHaz on-line [NOWS] [16] și s-a obținut afișarea unei istorii de vânt simulate.

4.1.5. Analiză de valori și vectori proprii. Caracteristici proprii de vibrație

Pentru această analiză de valori și vectori proprii procedeul de integrare directă ales este procedeul accelerației medii (regula trapezului) cu pasul de timp $T/20$ (după manualul LUSAS); astfel pentru vibrații orizontale s-a ales pasul de timp 0.025s iar pentru vibrații verticale 0.010s pentru podul pentru pietoni analizat.

Tabelul 4.6. Tabel centralizator moduri proprii de vibrație determinate fără considerarea masei pietonilor

Modul propriu de vibrație	Forma modală și descrierea acesteia	Frecvența (Hz)	Factori de participare ai maselor	
Modul 1	 Încovoiere laterală cu torsiune a tablierului	1.87954	PFX	0.138396E-29
			PFY	0.145310
			PFZ	0.434293E-27
Modul 2	 Încovoiere laterală cu torsiune a tablierului	3.64859	PFX	0.211387E-19
			PFY	0.905070E-01
			PFZ	0.212059E-17
Modul 3	 Încovoiere laterală cu torsiune a tablierului	3.80210	PFX	0.265299E-17
			PFY	0.920124E-01
			PFZ	0.148510E-16

Modul 4	 Încovoiere laterală a grinzilor principale cu zăbrele cu usoară încovoiere verticală a platelajului	4.10595	PFX	0.177500E-04
			PFY	0.136534E-13
			PFZ	0.239271E-02
Modul 5	 Încovoiere laterală a grinzilor principale cu zăbrele	4.10658	PFX	0.103999E-04
			PFY	0.295970E-13
			PFZ	0.506009E-05
Modul 6	 Încovoiere verticală generală a tablierului	4.78802	PFX	0.107656E-01
			PFY	0.165034E-12
			PFZ	0.159391
Modul 17	 Încovoiere verticală generală a tablierului	6.86178	PFX	0.676500E-03
			PFY	0.109200E-08
			PFZ	0.613300

Tabelul 4.6. (continuare)

4.1.6. Evaluarea riscului de instabilitate laterală a podului pentru pietoni tip grindă cu zăbrele conform BS EN 1991-2 :2003 [64].

Având în vedere că suprastructura podului pentru pietoni tip grindă cu zăbrele are moduri proprii laterale ale căror frecvențe au valori mai mari de 1.5 Hz, conform BS EN 1991-2 :2003 [64] s-a evaluat riscul de instabilitate laterală al podului.

4.1.7. Interpretarea rezultatelor analizelor dinamice liniare (time-history) ca urmare a acțiunii pietonilor. Concluzii

4.1.7.1. Răspuns în accelerații

Determinarea accelerațiilor maxime pe direcție orizontală respectiv verticală a fost realizată pentru diverse ipoteze de încărcare ale celor două structuri analizate așa cum prevede procedura generală de proiectare a podurilor pentru pietoni pe care am menționat-o în figura 2.33 din capitolul 2. De asemenea, a fost analizată îndeplinirea criteriului de confort al pietonilor din punct de vedere al valorilor accelerațiilor maxime podului pentru pietoni tip grindă cu zăbrele așa cum prevede figura anterior menționată, conform reglementărilor în vigoare [31], [32] și [64].

Tabelul 4.9. Tabel comparativ valori accelerații maxime verticale din încărcarea cu aglomerări de oameni, forma 6 de vibrație pentru podul pietonal tip grindă cu zăbrele

Norma de proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Accelerații verticale maxime funcție de modul de aplicare a încărcării (m/s ²)				Nivele de confort funcție de valorile accelerațiilor verticale maxime și modul de aplicare a încărcării			
		Încărcare pe toate deschiderile		Încărcare pe deschiderea centrală		Încărcare pe toate deschiderile		Încărcare pe deschiderea centrală	
		Punct de măsurare		Punct de măsurare		Punct de măsurare		Punct de măsurare	
		Mijlocul deschiderii marginale	Mijlocul deschiderii centrale	Mijlocul deschiderii marginale	Mijlocul deschiderii centrale	Mijlocul deschiderii marginale	Mijlocul deschiderii centrale	Mijlocul deschiderii marginale	Mijlocul deschiderii centrale
BS EN 1991-2:2003 [64]	C	0.108	0.675	0.075	0.509	Maxim	Mediu	Maxim	Mediu
	D	0.120	0.779	0.084	0.597	Maxim	Mediu	Maxim	Mediu
SETRA [31]	II	0.071	0.434	0.076	0.520	Maxim	Mediu	Maxim	Mediu
	I	0.182	1.170	0.198	1.403	Maxim	Minim	Maxim	Minim
HIVOSS [32]	TC3	0.008	0.046	0.006	0.036	Maxim	Maxim	Maxim	Maxim
	TC4	0.133	0.858	0.137	0.982	Maxim	Mediu	Maxim	Mediu

Tabelul 4.10. Tabel comparativ valori accelerații maxime verticale din încărcarea cu grupuri de oameni, forma 6 de vibrație pentru podul pietonal tip grindă cu zăbrele

Norma de proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Numărul de pietoni în grup funcție de tipul deplasării		Accelerații verticale maxime funcție de tipul deplasării grupului care parcurge podul pentru pietoni (m/s ²)				Nivele de confort funcție de valorile accelerațiilor verticale maxime și de tipul deplasării grupului care parcurge podul pentru pietoni			
				Grup în mers		Grup în alergare		Grup în mers		Grup în alergare	
				Punct de măsurare		Punct de măsurare		Punct de măsurare		Punct de măsurare	
		Mers	Alergare	Mijlocul deschiderii marginale	Mijlocul deschiderii centrale	Mijlocul deschiderii marginale	Mijlocul deschiderii centrale	Mijlocul deschiderii marginale	Mijlocul deschiderii centrale	Mijlocul deschiderii marginale	Mijlocul deschiderii centrale
BS EN1991-2:2003 [64]	C	8	2	0.031	0.167	0.077	0.419	Maxim	Maxim	Maxim	Maxim
	D	16	4	0.039	0.215	0.088	0.481	Maxim	Maxim	Maxim	Maxim

4.1.7.2. Răspuns în frecvențe

În ceea ce privește frecvențele proprii de vibrație pentru suprastructura pe grinzi continue cu zăbrele, ele au valori cuprinse între 1.8755 Hz (pentru modul fundamental de vibrație) și 4.3663 Hz pentru modul 6 de vibrație (vezi tabelul 4.12.), pentru o densitate a aglomerării de 1 pieton/m² și o încărcare pe toată lungimea podului, valori prin care asigură până la un nivel trei de

risc minim de rezonanță, pentru vibrații verticale sau orizontale transversale ale podului.

Tabelul 4.12. Tabel valori frecvențe și risc de rezonanță pentru podul pietonal tip grindă cu zăbrele

Densitatea aglomerării (pietoni/m ²)	Modul propriu de vibrație	Valori ale frecvențelor funcție de modul de aplicare al pietonilor și densitatea aglomerării [Hz]			Nivel de frecvență	Risc de rezonanță
		Fără pietoni	Pietoni pe toate deschiderile	Pietoni numai pe deschiderea centrală		
0.5	Modul 1	1.87954	1.87755	1.87768	Nivel 3	Minim
0.8			1.87634	1.87656		
1.0			1.87553	1.87580		
0.5	Modul 6	4.78802	4.56317	4.57612	Nivel 3	Minim
0.8			4.44189	4.45968		
1.0			4.36633	4.38622		

4.1.8. Verificarea criteriilor de confort prin spectre de răspuns conform [32]

Pentru structura analizată s-a propus un scenariu de încărcare pentru care s-au determinat apoi valorile accelerațiilor maxime verticale și transversale cu ajutorul spectrelor de răspuns.

4.1.9. Determinarea deplasărilor laterale datorate acțiunii vântului

După calculul rezultatelor presiunii vântului pentru suprastructura analizată în parte și aplicarea lor pe forma deformată a structurii din greutate permanentă, s-a realizat un calcul dinamic din care au rezultat valorile maxime pozitive și negative ale deplasărilor transversale ale structurii analizate (vezi figurile 4.37. și 4.38.).

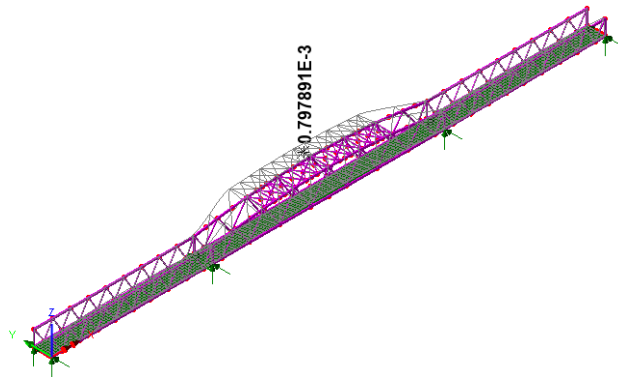


Fig.4.37. Deplasare laterală maximă pozitivă
Dy = 0.000797891 m

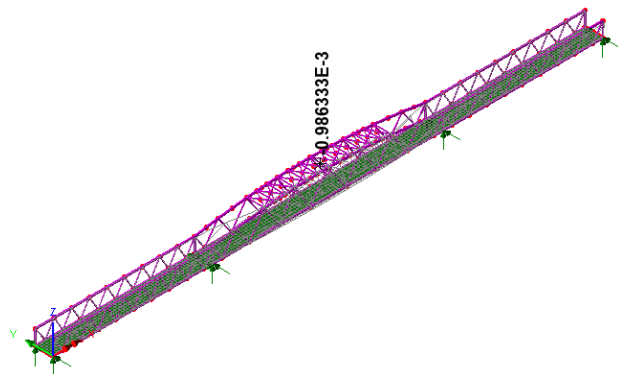


Fig.4.38. Deplasare laterală maximă negativă
Dy = 0.000986333 m

4.1.10. Verificări privind fenomenul de pierdere a stabilității aerodinamice

Pentru podul pentru pietoni tip grindă cu zăbrele analizat a fost determinată conform [67] viteza critică a vântului pentru modul i, pentru producerea fenomenului de desprindere a vârtejurilor, fenomenului de divergență torsională și fenomenului de instabilitate aerodinamică de tip fluturare.

4.2. Pod pentru pietoni tip suspendat

4.2.1. Descrierea caracteristicilor podului pentru pietoni tip suspendat

Cea de-a doua structură analizată este un pod pentru pietoni prevăzut și cu piste pentru bicicliști, având trei deschideri (50.00+150.00+50.00) m, cu o lungime totală de 250.00 m și lățimea utilă de 3.00 m (Fig. 4.40.). Podul pentru pietoni este de tip suspendat pe cabluri și tiranți. Tablierul este realizat în soluție de grindă cu zăbrele din țevi circulare metalice, cu podină din oțel de grosime 10 mm (Fig. 4.41.). Pilonii sunt realizați din beton armat cu secțiune transversală dreptunghiulară de 2.00 m · 3.50 m, și au înălțime de 30.00 m deasupra tablierului (Fig. 4.42.).

SCHEMĂ STATICĂ GENERALĂ A PODULUI SUSPENDAT ANALIZAT

$$L = (50,00 + 150,00 + 50,00) \text{ m}$$

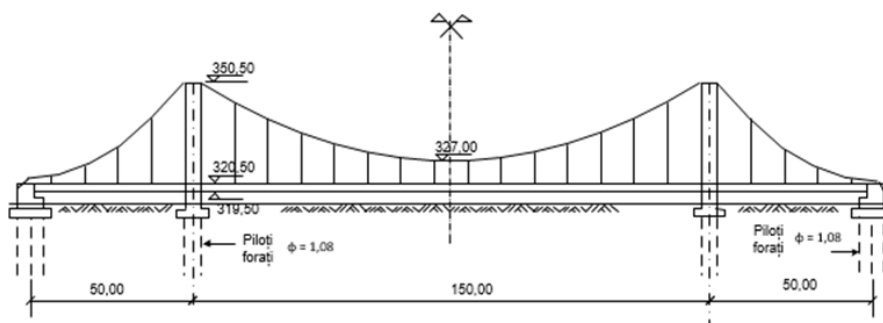


Fig.4.40. Schemă statică generală a podului pentru pietoni tip suspendat

4.2.2. Descrierea modelelor discrete de calcul abordate. Materiale utilizate [58]

La cea de-a doua structură analizată, tablierul podului pentru pietoni a fost modelat utilizând elemente finite bidimensionale de placă plană și stare de membrană de formă patrulater cu patru noduri (QTS4) pentru podina de oțel. Cablurile principale, pilonii și grinzile de rigidizare ale acestora au fost modelate cu elemente finite de grindă 3D, iar tiranții de susținere cu elemente finite tridimensionale tip bară dublu articulată Bar (BRS2). Modelul discret (Fig. 4.43.) astfel alcătuit conține 3116 elemente finite, 4278 noduri, rezultând astfel 8108 grade de libertate dinamică [58]. Descrierea tipului elementelor finite utilizate pentru modelul discret de calcul al structurii analizate a fost realizată în paragraful 4.1.2. al lucrării.

Materiale utilizate :

1. Oțel S235 care are modulul de elasticitate 210 GPa, densitate 7850 kg/m³ și coeficientul Poisson 0.3 pentru elementele metalice;
2. Oțel cu modulul de elasticitate 180 GPa, densitate 7850 kg/m³ și coeficientul Poisson 0.3 pentru cabluri;
3. Beton armat C45/55 cu modulul de elasticitate 36 GPa, densitate 2548.4 kg/m³ și

coeficientul Poisson 0.2 pentru piloni. Toate materialele au comportare liniară.

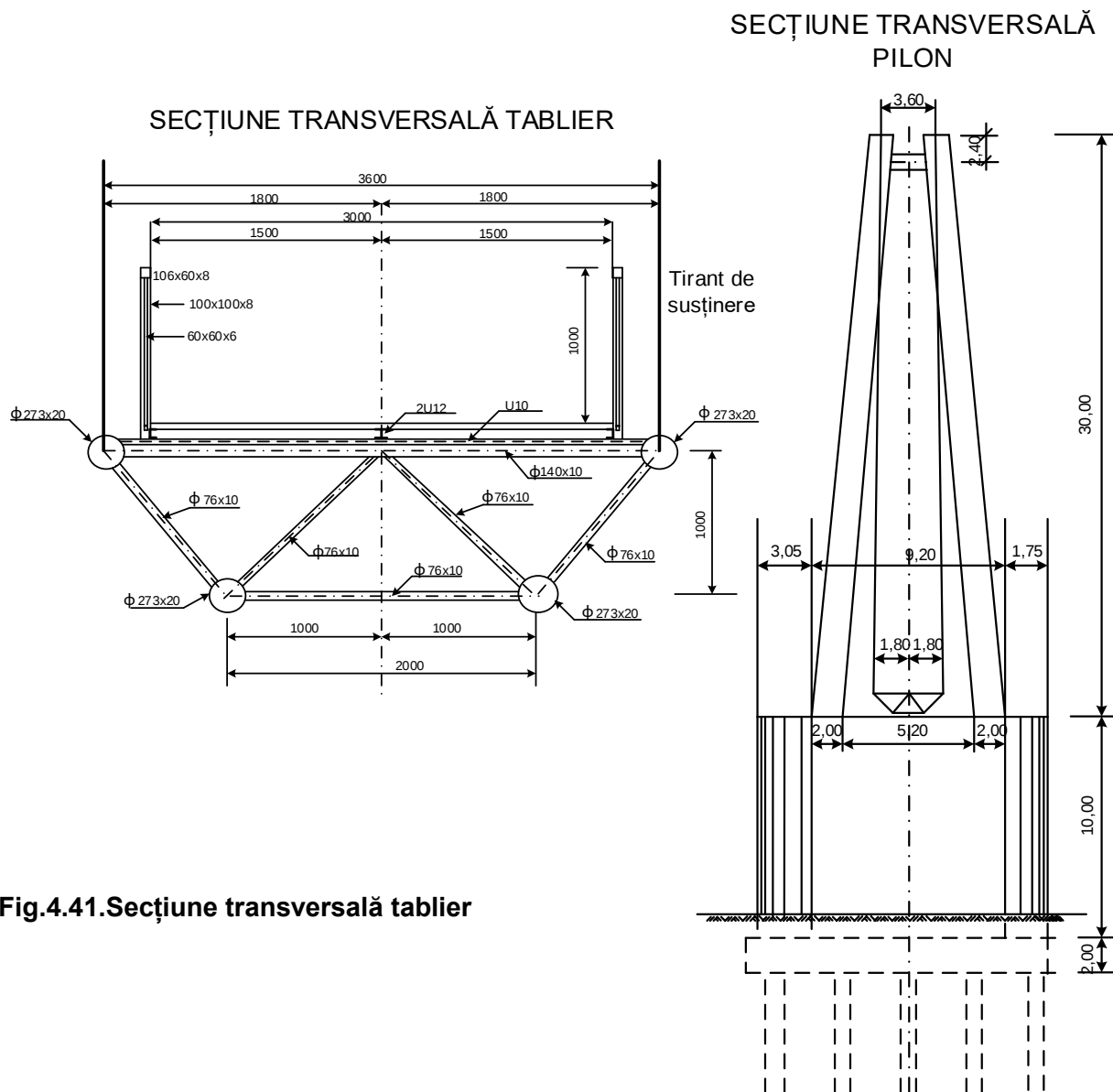


Fig.4.41.Secțiune transversală tablier

Fig.4.42.Secțiune transversală pilon

Configurația modelului discret de calcul :

- 3116 - număr de elemente finite
- 4278 - număr de noduri ale structurii analizate
- 8108 - numărul gradelor de libertate dinamică

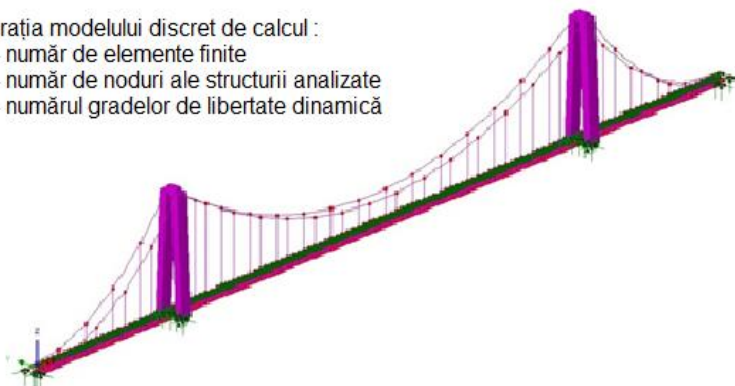


Fig.4.43. Configurația modelului discret de calcul la podul pentru pietoni tip suspendat, [58]

4.2.3. Acțiuni dinamice datorate pietonilor

Studiul comportării dinamice a fost realizat în condițiile în care elementele componente ale structurii analizate au fost dimensionate și verificate pentru acțiuni statice, conform normelor în vigoare. Pentru cea de-a doua structură analizată (podul pentru pietoni tip suspendat), conform ghidului metodologic SETRA [31] amplitudinea forțelor pulsatoare din încărcarea cu o aglomerare de oameni de care trebuie să ținem cont pentru modurile de vibrație predominant verticale și/sau orizontale s-a determinat tot cu relația 4.2. respectiv 4.3., funcție de clasa podului pentru pietoni. În cele ce urmează se prezintă modalitatea de calcul a amplitudinilor maxime a forței pulsatoare pentru diferite ipoteze de încărcare conform ghidului metodologic SETRA [31]. În mod similar au fost determinate și amplitudinile maxime ale forțelor pulsatoare verticale iar un exemplu de calcul este redat în continuare:

▪ **Calculul amplitudinii maxime a forței pulsatoare orizontale în ipoteza încărcării cu aglomerări de pietoni numai pe deschiderea centrală, pod pentru pietoni clasa II de trafic, mod 1**

- Amplitudinea de referință: $P_0 = 35\text{N}$; cazul 1;
- Numărul total de pietoni: $n = d \cdot S$; unde d este densitatea aglomerării, $d = 0.8$ pietoni pe metru pătrat, și S este suprafața încărcată a podului pentru pietoni;

$$n = 0.8 \cdot (150 \cdot 3.00) = 360.00 \text{ pietoni};$$

- Frecvența (egală cu frecvența modului de vibrație orizontal analizat):
 $f_v = 0.685965 \text{ Hz}$;
- Factorul de reducere $\psi = 1.00$ (vezi anexa 1E) ;
- Frațiunea din amortizarea critică $\xi = 1.50 \cdot 0.004 = 0.006$ (sporire cu 50% pentru a ține cont de efectul benefic al aglomerării);

Amplitudinea maximă a forței pulsatoare în regim staționar este:

$$p_{\max} = d \cdot P_0 \cdot 10.8 \sqrt{\frac{\xi}{n} \cdot \psi \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} = 0.8 \cdot 35 \cdot 10.8 \sqrt{\frac{0.006}{360.00} \cdot 1.00 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} = 1.23 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Aceeași amplitudine maximă a forțelor pulsatoare datorată unei aglomerări de pietoni a fost evaluată și conform BS EN 1991-2 :2003 [64] cu relația (2.32.) din capitolul 2 al tezei, iar modalitatea de calcul este redată în continuare.

▪ **Calculul amplitudinii maxime a forței pulsatoare verticale în ipoteza încărcării cu aglomerări de pietoni pe toate deschiderile - mod 3 , pod pentru pietoni clasa C**

- Amplitudinea de referință: $F_0 = 280\text{N}$; conform tabelului 2.9.;
- Numărul total de pietoni: $N = d \cdot A$; unde d este densitatea aglomerării, conform tabelului 2.8., și A suprafața utilă a podului pentru pietoni;

$$N = 0.8 \cdot (50 \cdot 3.00) = 120.00 \text{ pietoni pe deschiderea marginală (DM);}$$

$$N = 0.8 \cdot (150 \cdot 3.00) = 360.00 \text{ pietoni pe deschiderea centrală (DC);}$$

- Frecvența (egală cu frecvența modului de vibrație vertical analizat):

$$f_v = 1.37889 \text{ Hz} ;$$

- Factorul combinat: $k(f_v) = 0.690$; conform figurii 2.20., capitolul 2, (anexa 1F);
- Factorul de sincronizare: $\gamma = 0.055$; conform figurii 2.21., capitolul 2, pentru $\xi = 1.5 \cdot 0.004 = 0.006$ respectiv $\delta = 0.0377$ (vezi anexa 1F);
- Factorul de reducere: $\lambda = 0.634$; conform figurii 2.22., capitolul 2;

Amplitudinile maxime ale forțelor pulsatoare în regim staționar sunt:

$$w_{\max_DM} = 1.8 \cdot \frac{F_0}{A} \cdot k(f_v) \sqrt{\frac{\gamma \cdot N}{\lambda} \frac{N}{m^2}} = 1.8 \cdot \frac{280}{50 \cdot 3.00} \cdot 0.690 \sqrt{\frac{0.055 \cdot 120.00}{0.634} \frac{N}{m^2}} = 7.49 \frac{N}{m^2}$$

$$w_{\max_DC} = 1.8 \cdot \frac{F_0}{A} \cdot k(f_v) \sqrt{\frac{\gamma \cdot N}{\lambda} \frac{N}{m^2}} = 1.8 \cdot \frac{280}{150 \cdot 3.00} \cdot 0.690 \sqrt{\frac{0.055 \cdot 360.00}{0.634} \frac{N}{m^2}} = 4.32 \frac{N}{m^2}$$

A fost evaluată aceeași amplitudine maximă a forțelor pulsatoare conform BS EN 1991-2:2003 [64] dar, de această dată, produsă de un grup de pietoni în mers și în alergare.

▪ **Calculul amplitudinii maxime a forței pulsatoare verticale în mișcare produsă de un grup de pietoni în mers - mod 3 , pod pentru pietoni clasa C**

- Amplitudinea de referință: $F_0 = 280N$ conform tabelului 2.9., capitolul 2 ;
- Numărul de pietoni din grup: $N = 8$;
- Viteza de deplasare a grupului $v=1.7m/s^2$ conform tabelului 2.9., capitolul 2;
- Frecvența (egală cu frecvența modului de vibrație vertical analizat):
 $f_v = 1.49338 \text{ Hz}$;
- Factorul combinat: $k(f_v) = 0.813$; conform figurii 2.20., capitolul 2, (anexa 1G);
- Factorul de sincronizare γ , conform figurii 2.21., capitolul 2, pentru $\xi = 0.004$, respectiv $\delta = 0.0251$:

$$\gamma_{DM} = 0.170; \gamma_{DC} = 0.150 \text{ (vezi anexa 1G).}$$

Amplitudinile maxime ale forțelor pulsatoare în mișcare sunt:

$$F_{\max_DM} = F_0 \cdot k(f_v) \sqrt{1 + \gamma(N - 1)} N = 280 \cdot 0.813 \sqrt{1 + 0.170(8 - 1)} N = 337.03N$$

$$F_{\max_DC} = F_0 \cdot k(f_v) \sqrt{1 + \gamma(N - 1)} N = 280 \cdot 0.813 \sqrt{1 + 0.150(8 - 1)} N = 326.08N$$

Adopt valoarea maximă $F_{\max} = 337.03N$.

Tabelul 4.14. Tabel comparativ cu amplitudinile maxime ale încărcărilor verticale produse de grupuri de pietoni pentru podul tip suspendat, mod de vibrație 3

Norma de proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Numărul de pietoni în grup funcție de tipul deplasării		Amplitudini maxime ale încărcărilor funcție de tipul deplasării grupului care parcurge podul pentru pietoni (N)					
				Grup în mers			Grup în alergare		
		Mers	Alergare	Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Valoare comună de calcul	Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Valoare comună de calcul
BS EN 1991-2:2006 [64]	C	8	2	337.03	326.08	337.03	220.53	218.64	220.53
	D	16	4	429.11	410.58	429.11	250.53	245.50	250.53

Tabelul 4.15. Tabel comparativ cu amplitudinile maxime ale încărcărilor verticale produse de grupuri de pietoni pentru podul tip suspendat, mod de vibrație 5

Norma de proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Numărul de pietoni în grup funcție de tipul deplasării		Amplitudini maxime ale încărcărilor funcție de tipul deplasării grupului care parcurge podul pentru pietoni (N)					
				Grup în mers			Grup în alergare		
		Mers	Alergare	Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Valoare comună de calcul	Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Valoare comună de calcul
BS EN 1991-2:2006 [64]	C	8	2	400.09	387.09	400.09	928.36	920.36	928.36
	D	16	4	509.39	487.39	509.39	1054.66	1033.49	1054.66

Și pentru podul pietonal tip suspendat se prezintă modalitatea de calcul a amplitudinilor maxime a forței pulsatoare pentru încărcarea cu aglomerări de oameni conform ghidului de proiectare HIVOSS [32], cu ajutorul relației 2.56. din capitolul 2 al lucrării.

▪ **Calculul amplitudinii maxime a forței pulsatoare verticale în ipoteza încărcării cu aglomerări de pietoni pe toate deschiderile - mod 3 , pod pentru pietoni clasa TC4**

- Amplitudinea de referință: $P = 280\text{N}$ conform tabelului 2.21., capitolul 2;
- Numărul total de pietoni: $n = d \cdot S$; unde d este densitatea aglomerării, $d = 0.5$ pietoni pe metru pătrat, și S este suprafața încărcată a podului pentru pietoni (vezi tabelul 2.20., capitolul 2);

$$n = 1.0 \cdot (250 \cdot 3.00) = 750 \text{ pietoni};$$

- Frecvența (egală cu frecvența modului de vibrație vertical analizat):
 $f = 1.35416 \text{ Hz}$;
- Factorul de reducere $\psi = 0.231$ (vezi anexa 1H) ;
- Frațiunea din amortizarea critică $\xi = 1.50 \cdot 0.004 = 0.006$; (mărire cu 50% pentru a ține cont de efectul benefic al aglomerării asupra amortizării)

Amplitudinea maximă a forței pulsatoare în regim staționar este:

$$p_{\max} = P \cdot \left(1.85\sqrt{n} \cdot \frac{\psi}{S} \right) = 280 \cdot \left(1.85\sqrt{750.00} \cdot \frac{0.231}{(250 \cdot 3.00)} \right) \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 4.38 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Tabelul 4.16. Tabel comparativ cu amplitudinile maxime ale încărcărilor verticale pentru podul pietonal tip suspendat, mod 3 de vibrație

Norma de proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Densitatea aglomerării (pietoni/m ²)	Amplitudini maxime ale încărcărilor funcție de modul de distribuție al pietonilor (N/m ²)		
			Pietoni pe toate deschiderile		Pietoni numai pe deschiderea centrală
			Amplitudinea pe deschiderile marginale	Amplitudinea pe deschiderea centrală	Amplitudinea pe deschiderea centrală
BS EN 1991-2:2006 [64]	C	0.80	7.49	4.32	4.33
	D	1.00	7.95	4.59	4.61
SETRA [31]	II	0.80	4.14	4.14	5.37
	I	1.00	9.57	9.57	12.42
HIVOSS [32]	TC3	0.50	2.27	2.27	2.94
	TC4	1.00	4.38	4.38	5.75

4.2.4. Acțiuni dinamice datorate vântului

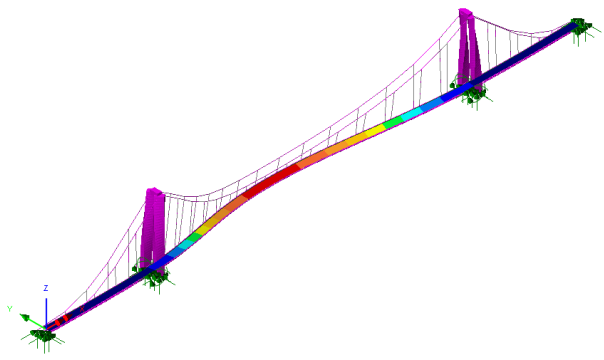
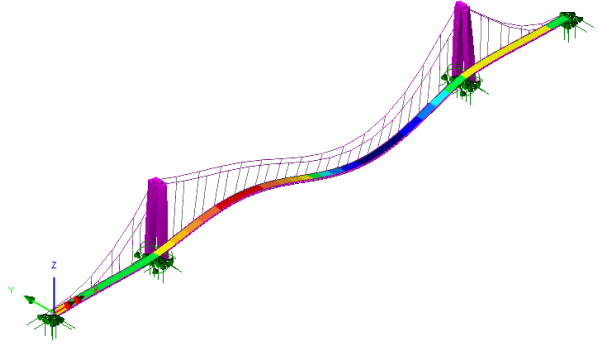
Standardul care a stat la baza evaluării acțiunilor dinamice datorate vântului a fost SR EN 1991-1-4 [67], secțiunea 7.11. cu referire la structuri zăbrele și secțiunea 8 pentru acțiunea vântului pe poduri. Așa cum am mai spus în paragraful 4.1.4. și pentru suprastructura suspendată a fost analizată numai acțiunea orizontală transversală a vântului. Conform precizărilor din capitolul 3 și a relației (3.49), rezultanta presiunii vântului pe suprastructura podului pentru pietoni s-a determinat cu aceeași metodă simplificată utilizând expresia următoare: $F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref}}$. Evaluarea încărcărilor datorate acțiunii vântului pe elementele structurale ale podului suspendat s-a realizat separat pentru tablier, piloni, cabluri și tiranți; iar pentru etapa de calcul la vânt turbulent s-a folosit tot simulatorul NatHaz on-line [NOWS] [16].

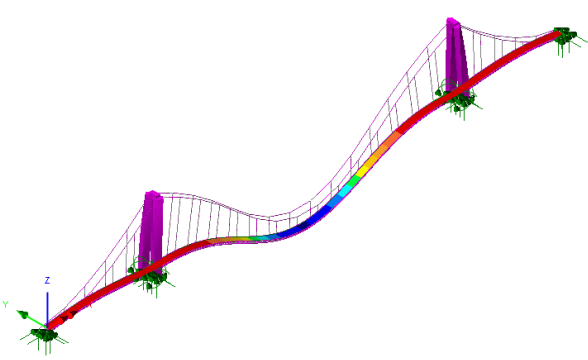
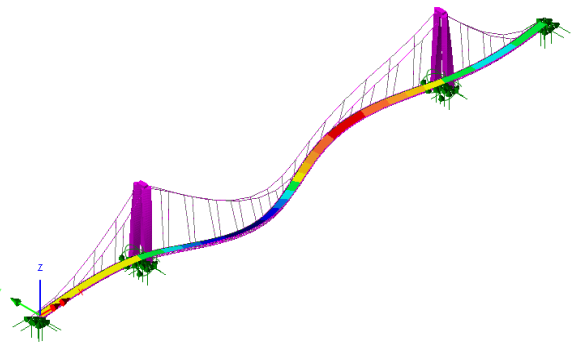
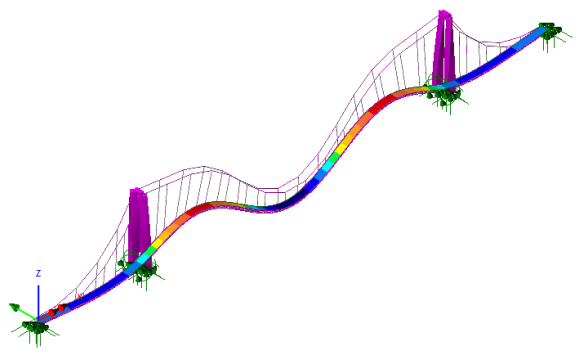
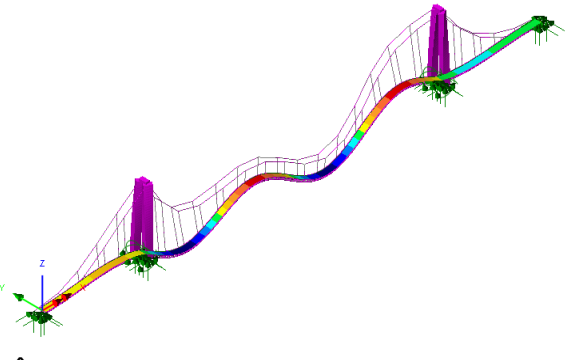
4.2.5. Analiză de valori și vectori proprii. Caracteristici proprii de vibrație

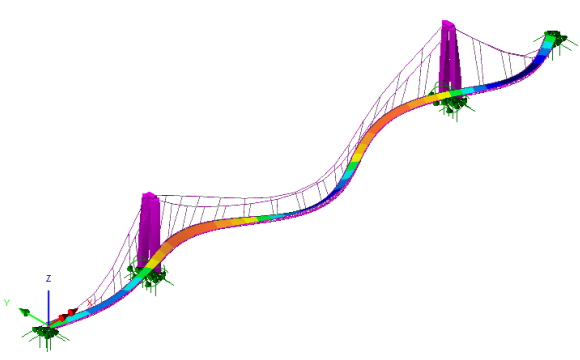
Pentru această analiză de valori și vectori proprii procedeul de integrare directă ales este procedeul accelerației medii (regula trapezului) cu pasul de timp $T/20$ (după manualul LUSAS); astfel pentru vibrații orizontale s-a ales pasul de timp 0.060s iar pentru vibrații verticale 0.025s pentru podul pentru pietoni analizat.

Calculul frecvențelor s-a făcut prin analiza modală a modelului de calcul, în scopul determinării modurilor proprii de vibrație care au frecvențe cu valori mai mici de 5Hz și, în același timp, factori de participare ai maselor mai mari decât 1% din masa totală structurii analizate. Criteriul suplimentar de selecție a modurilor proprii de vibrație cu privire la valoarea minimă a factorilor de participare s-a stabilit în vederea aprecierii relevanței acestor moduri. Pentru suprastructura suspendată modurile care constau în vibrații individuale ale cablurilor structurii nu s-au luat în considerare. Datorită faptului ca 90.51% din masa structurii este concentrată în piloni, pentru o mai bună reprezentare a modurilor proprii de vibrație care implică preponderent vibrații ale tablierului și pentru determinarea factorilor de participare ai maselor numai pentru tablier, calculul s-a făcut în ipoteza în care masa pilonilor este nulă.

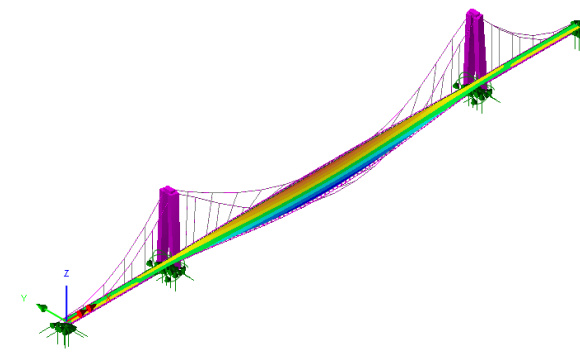
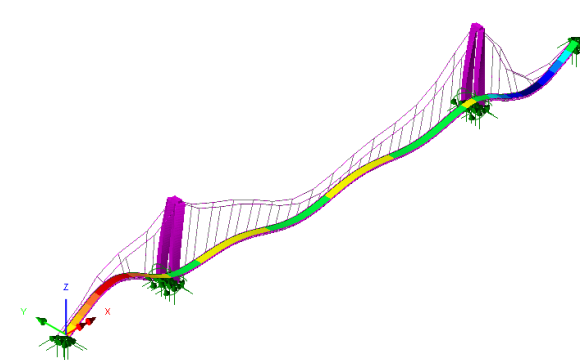
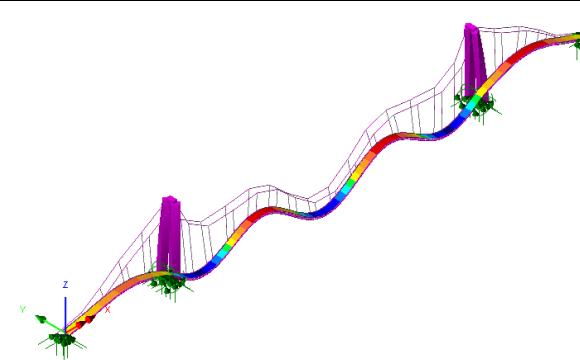
Tabelul 4.19. Moduri proprii de vibrație ale podului tip suspendat determinate fără considerarea masei pietonilor

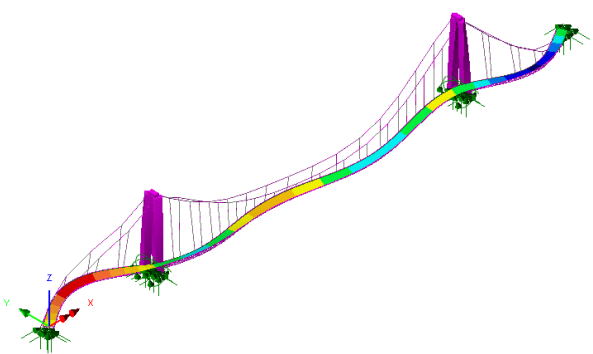
Modul propriu de vibrație	Forma modală și descrierea acesteia	Frecvența (Hz)	Factori de participare ai maselor	
Modul 1	 Încovoiere laterală a tablierului pe deschiderea centrală	0.742247	PFX	0.737874E-07
			PFY	0.396433
			PFZ	0.806166E-11
Modul 2	 Încovoiere verticală generală a tablierului	0.996608	PFX	0.810431E-03
			PFY	0.322511E-07
			PFZ	0.436306E-08

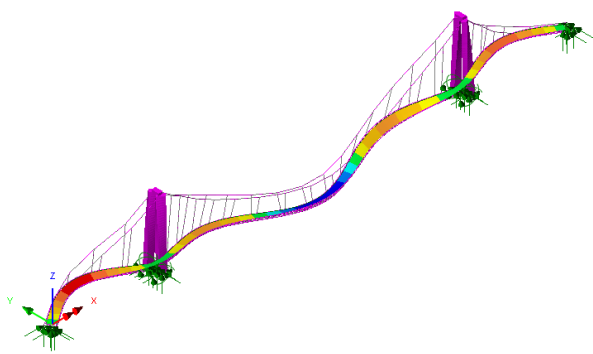
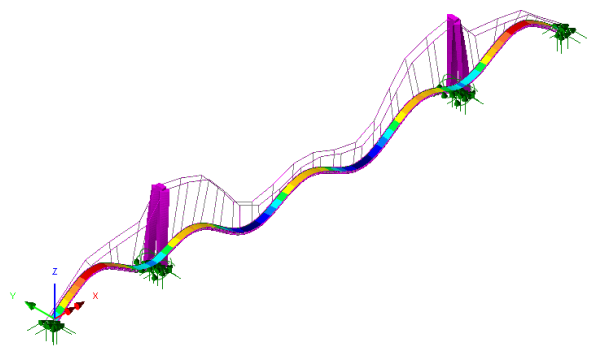
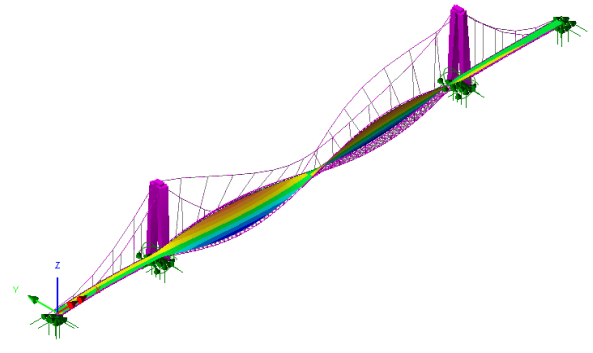
Modul 3	 Încovoiere verticală generală a tablierului	1.49338	PFX	0.242769E-04
			PFY	0.568331E-09
			PFZ	0.175758
Modul 4	 Încovoiere laterală a tablierului cu torsiune	2.02887	PFX	0.838101E-07
			PFY	0.239134E-02
			PFZ	0.216786E-04
Modul 5	 Încovoiere verticală generală a tablierului	2.05741	PFX	0.352752E-02
			PFY	0.294016E-06
			PFZ	0.140295
Modul 6	 Încovoiere verticală generală a tablierului	3.06806	PFX	0.785178E-02
			PFY	0.100218E-05
			PFZ	0.214574E-04

Modul 7	 Încovoiere laterală a tablierului cu torsiune	3.65760	PFX	0.638141E-05
			PFY	0.218365E-01
			PFZ	0.145745E-06

Tabelul 4.19.(continuare)

Modul 8	 Torsiune a tablierului pe deschiderea centrală	3.82670	PFX	0.273831E-06
			PFY	0.302840E-03
			PFZ	0.225261E-08
Modul 9	 Încovoiere verticală generală a tablierului	4.14665	PFX	0.828520E-02
			PFY	0.799434E-05
			PFZ	0.101068E-02
Modul 10	 Încovoiere verticală generală a tablierului	4.25668	PFX	0.247809E-01
			PFY	0.559198E-09
			PFZ	0.809447E-01

Modul 11	 Încovoiere laterală a tablierului cu torsiune	4.31133	PFX	0.133108E-06
			PFY	0.958246E-03
			PFZ	0.552088E-04

Modul 12	 Încovoiere laterală cu torsiune a tablierului	4.68205	PFX	0.253878E-05
			PFY	0.391668
			PFZ	0.162799E-05
Modul 13	 Încovoiere laterală generală a tablierului	4.83422	PFX	0.397927E-02
			PFY	0.115007E-05
			PFZ	0.412886
Modul 14	 Torsiune a tablierului pe deschiderea centrală	4.89340	PFX	0.217200E-05
			PFY	0.127977E-02
			PFZ	0.308320E-05

4.2.6. Evaluarea riscului de instabilitate laterală a podului pentru pietoni tip suspendat conform BS EN 1991-2 :2003 [64].

În conformitate cu figura 2.24. capitolul 2, podul pentru pietoni tip suspendat prezintă instabilitate dinamică laterală severă sub acțiunea dinamică a convoiului de pietoni în mișcare în condițiile scenariului de încărcare propus.

4.2.7. Interpretarea rezultatelor analizelor dinamice liniare (time-history) ca urmare a acțiunii pietonilor. Concluzii

4.2.7.1. Răspuns în accelerații

Determinarea accelerațiilor maxime pe direcție orizontală respectiv verticală a fost realizată pentru diverse ipoteze de încărcare ale podului tip suspendat așa cum prevede procedura generală de proiectare a podurilor pentru pietoni pe care am menționat-o în figura 2.33 din capitolul 2. De asemenea, a fost analizată îndeplinirea criteriului de confort al pietonilor din punct de vedere al valorilor accelerațiilor maxime ale podului pentru pietoni tip suspendat așa cum prevede figura anterior menționată, conform reglementărilor în vigoare [31], [32] și [64].

Tabelul 4.22. Tabel comparativ valori accelerații maxime verticale din încărcarea cu aglomerări de oameni, forma 3 de vibrație pentru podul pietonal tip suspendat

Norma de proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Accelerații verticale maxime funcție de modul de aplicare a încărcării (m/s ²)				Nivele de confort funcție de valorile accelerațiilor verticale maxime și modul de aplicare a încărcării			
		Încărcare pe toate deschiderile		Încărcare pe deschiderea centrală		Încărcare pe toate deschiderile		Încărcare pe deschiderea centrală	
		Punct de măsurare		Punct de măsurare		Punct de măsurare		Punct de măsurare	
		0.4L din deschiderea marginală	Mijlocul deschiderii centrale	0.4L din deschiderea marginală	Mijlocul deschiderii centrale	0.4L din deschiderea marginală	Mijlocul deschiderii centrale	0.4L din deschiderea marginală	Mijlocul deschiderii centrale
BS EN 1991-2:2003 [64]	C	0.1242	1.0942	0.1028	0.9059	Maxim	Mediu	Maxim	Mediu
	D	0.1293	1.1374	0.1066	0.9446	Maxim	Minim	Maxim	Mediu
SETRA [31]	II	0.1111	0.9702	0.1275	1.1235	Maxim	Mediu	Maxim	Minim
	I	0.2516	2.1946	0.2872	2.5450	Maxim	Minim	Maxim	Inacceptabil
HIVOSS [32]	TC3	0.0629	0.5495	0.0726	0.6346	Maxim	Mediu	Maxim	Mediu
	TC4	0.1152	1.0044	0.1330	1.1782	Maxim	Mediu	Maxim	Minim

Tabelul 4.24. Tabel comparativ valori accelerații maxime verticale din încărcarea cu grupuri de oameni, forma 3 de vibrație pentru podul pietonal tip suspendat

Norma de proiectare	Clasa podului pentru pietoni	Numărul de pietoni în grup funcție de tipul deplasării		Accelerații verticale maxime funcție de tipul deplasării grupului care parcurge podul pentru pietoni (m/s ²)				Nivele de confort funcție de valorile accelerațiilor verticale maxime și de tipul deplasării grupului care parcurge podul pentru pietoni			
				Grup în mers		Grup în alergare		Grup în mers		Grup în alergare	
				Punct de măsurare		Punct de măsurare		Punct de măsurare		Punct de măsurare	
		Mers	Alergare	0.4L din deschidere marginală	Mijlocul deschiderii centrale	0.4L din deschidere marginală	Mijlocul deschiderii centrale	0.4L din deschidere marginală	Mijlocul deschiderii centrale	0.4L din deschidere marginală	Mijlocul deschiderii centrale
BS EN1991-2:2003 [64]	C	8	2	0.079	0.537	0.031	0.270	Maxim	Mediu	Maxim	Maxim
	D	16	4	0.062	0.683	0.036	0.307	Maxim	Mediu	Maxim	Maxim

4.2.7.2. Răspuns în frecvențe

Și pentru suprastructura suspendată, pentru vibrații verticale sau orizontale transversale ale podului, frecvențele au valori care se încadrează în intervalele prevăzute de normele de proiectare internaționale de specialitate, de la valoarea de 0.7422 Hz pentru forma de vibrație fundamentală și până la valoarea de 4.966 Hz în modul 33, dacă nu se iau în calcul și modurile de vibrație care constau în vibrații individuale ale cablurilor structurii.

Tabelul 4.26. Tabel valori frecvențe și risc de rezonanță pentru podul pietonal tip suspendat

Densitatea aglomerării (pietoni/m ²)	Modul propriu de vibrație	Valori ale frecvențelor funcție de modul de aplicare al pietonilor și densitatea aglomerării [Hz]			Nivel de frecvență	Risc de rezonanță
		Fără pietoni	Pietoni pe toate deschiderile	Pietoni numai pe deschiderea centrală		
0.5	Modul 1	0.742247	0.705372	0.705547	Nivel 1	Maxim
0.8			0.685707	0.685965		
1.0			0.673470	0.673775		
0.5	Modul 3	1.49338	1.41866	1.41970	Nivel 3	Minim
0.8			1.37889	1.38040		
1.0			1.35416	1.35594		
0.5	Modul 5	2.05741	1.95460	1.95953	Nivel 3	Minim
0.8			1.89986	1.90704		
1.0			1.86582	1.87429		

4.2.8. Verificarea criteriilor de confort prin spectre de răspuns conform [32]

Pentru structura analizată s-a propus un scenariu de încărcare pentru care s-au determinat apoi valorile accelerațiilor maxime verticale și transvesale cu ajutorul spectrelor de răspuns.

4.2.9. Determinarea deplasărilor laterale datorate acțiunii vântului

După calculul rezultatelor presiunii vântului pentru suprastructura analizată în parte și aplicarea lor pe forma deformată a structurii din greutate permanentă, s-a realizat un calcul dinamic din care au rezultat valorile maxime pozitive și negative ale deplasărilor transversale ale structurii analizate (vezi figurile 4.80. și 4.81.).

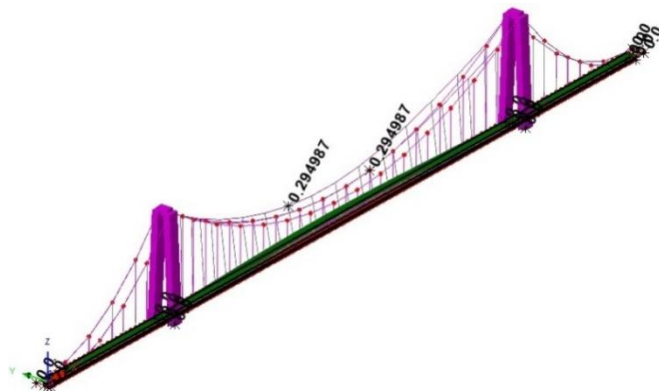


Fig.4.80. Deplasare laterală maximă pozitivă, $D_y = 0.294987$ m

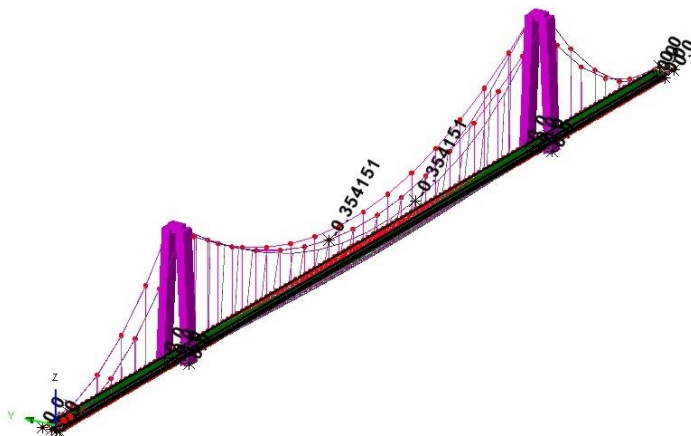


Fig.4.81. Deplasare laterală maximă negativă, $D_y = 0.354151$ m

4.2.10. Verificări privind fenomenul de pierdere a stabilității aerodinamice

Pentru podul pentru pietoni tip grindă cu zăbrele analizat a fost determinată conform [67] viteza critică a vântului pentru modul i, pentru producerea fenomenului de desprindere a vârtejurilor, fenomenului de divergență torsională și fenomenului de instabilitate aerodinamică de tip fluturare.

CAPITOLUL 5.

CONCLUZII. CONTRIBUȚII PERSONALE. DIRECȚII DE CERCETARE VIITOARE

5.1. Concluzii

1). Alegerea temei studiată în teza de doctorat a fost determinată de mai mulți factori:

- evoluția rapidă și spectaculoasă a structurilor podurilor pentru pietoni nu numai ca deschideri ci mai ales în zveltețe și concepție generală. Exemplificările din Capitolul 1 sunt edificatoare în acest sens.

- inconvenientele care au apărut în exploatare la un număr important de poduri de acest tip dintre care cele mai cunoscute sunt Podul Solferino peste Sena la Paris cu o structură pe arce și Podul Millenium peste Tamisa la Londra cu o structură nouă de tip “ribbon bridges”. Aceste inconveniente au determinat cercetări de mare amploare în care au fost incluse numeroase măsurători și încercări “in situ” care au pus în evidență fenomenul numit “sincronizare forțată” (în limba engleză “lock in”) care a fost cauza unor oscilații transversale cu amplitudine mare la multe lucrări, oscilații care au impus închideri temporale ale podurilor.

- literatura tehnică din România conține puține date și informații referitoare la concepția și proiectarea podurilor pentru pietoni.

- așa cum rezultă din mai multe publicații, din ultimii 10 ani, prevederile din euronorme (EN) pe care se bazează în prezent prescripțiile de proiectare din România (SR EN) pentru

poduri în general și pentru poduri pentru pietoni în particular, sunt insuficiente pentru anumite aspecte particulare, dar fundamentale în exploatare, așa cum sunt evidențiate de lucrări recente în serviciu.

- numărul semnificativ de lucrări, publicate în ultimii 15 ani, care tratează problema concepției și proiectării podurilor pentru pietoni în care ponderea aspectelor de analiză

dinamică, criterii de confort și siguranță, este mare.

2). În rezumat, studiile referitoare la acțiunea dinamică a pietonilor (Capitolul 2) trebuie să conducă la îndeplinirea tuturor criteriilor fundamentale care includ - frecvențe critice, accelerații limită, instabilitate dinamică laterală și dacă este cazul să se analizeze și să se introducă măsuri de îmbunătățire a comportării acestor structuri la acțiunea dinamică a pietonilor.

3). Efectele dinamice ale acțiunii vântului (Capitolul 3) trebuie considerate în toate etapele din istoria unui pod (concepție, proiectare, execuție și exploatare), când fenomenele aerodinamice (instabilitate aerodinamică, efecte turbulente, efecte curenți turbionari alternanți) trebuie studiate și evaluate cu atenție.

4). Structurile de poduri pentru pietoni analizate (Capitolul 4) din punct de vedere al comportării la acțiunea dinamică a pietonilor și vântului sunt reprezentative pentru domeniul deschiderilor medii și mari.

5.2. Contribuții personale

În realizarea tezei de doctorat au fost folosite mai multe elemente cu caracter original dintre care amintesc :

- ✓ Trecerea în revistă a principalelor alcătuiri constructive ale podurilor pentru pietoni, punând în evidență diversitatea schemelor statice și a sistemelor de acces pentru acest tip de structuri. Această trecere în revistă are rolul de a ne conecta la problematica abordată și are calitatea de a reuni într-o formă clasică, concisă dar personală subiectul tratat;
- ✓ Realizarea unui amplu studiu comparativ între prevederile principalelor reglementări oficiale în vigoare privind acțiunea dinamică a pietonilor în mișcare precum și acțiunea dinamică a vântului;
- ✓ Modelarea cu ajutorul programului cu elemente finite LUSAS [58], a două suprastructuri de poduri pentru pietoni cu alcătuire diferită, însă foarte complexe. Pentru aceste structuri au fost respectate atât dimensiunile geometrice și îmbinările elementelor structurale, cât și caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor utilizate;
- ✓ Organizarea rezultatelor analizelor dinamice liniare sub forma graficelor de tip time-history ca urmare a acțiunii pietonilor conform ghidului metodologic de proiectare Setra [31] și BS EN 1991-2 : 2003 [64] pentru ambele suprastructuri analizate, pentru moduri de vibrație preponderent verticale, pentru secțiuni de calcul reprezentative pentru fiecare structură în parte pentru răspunsuri în accelerații, frecvențe și deplasări. În funcție de acești trei parametri se determină comportarea, siguranța și confortul în exploatare prin raportarea la valori limită prevăzute în normele de proiectare în vigoare;

- ✓ Utilizarea pentru simularea câmpurilor aleatoare de vânt staționar în orice moment de timp și spațiu, într-o secțiune în lungul podului, a NatHaz on-line [NOWS] [16] care are intrările de localizare pentru coordonate orizontale și verticale arbitrare, dar, în același timp, ține seama de rugozitatea terenului în amplasament, având la bază prevederile ASCE 7 - 98 (American Society of Civil Engineers) [69] privind determinarea vitezei medii a vântului;
- ✓ Chiar dacă pentru podurile pentru pietoni nu există restricții în ceea ce privește limitarea deplasărilor verticale ale tablierului, s-au determinat pentru cele două structuri analizate valori ale acestora iar rezultatele obținute s-au comparat cu valorile limită existente în normele de proiectare;
- ✓ Verificarea criteriilor de confort ale pietonilor cu ajutorul spectrelor de răspuns pentru cele două structuri analizate;
- ✓ Abordarea conform normelor de proiectare în vigoare unor verificări privind fenomenul de pierdere a stabilității aerodinamice pentru cele două poduri pentru pietoni.

5.3. Direcții de cercetare viitoare

- Studiile realizate în cuprinsul acestei lucrări reprezintă o introducere în domeniul analizei podurilor pentru pietoni și pot fi îmbunătățite continuu în partea de discretizare a structurilor, în partea de modelare a traficului pietonal, a vitezelor și frecvențelor de mers, cât și în partea de modelare a acțiunii vântului;
- Pentru a spori acuratețea rezultatelor obținute se poate aborda un calcul dinamic în domeniul neliniar pentru cele două structuri analizate. De asemenea, se poate realiza tot printr-un calcul dinamic neliniar, suprapunerea efectelor datorate pietonilor în mișcare cu efectele datorate acțiunii vântului;
- Dezvoltarea unui model matematic cu ajutorul căruia să fie corect approximate acțiunile reale provenite din traficul pietonal este foarte dificilă. În această lucrare, modelele de forțe verticale prezentate au la bază ipoteza conform căreia răspunsul dinamic al structurilor din acțiunea pietonilor și a aglomerărilor cu grupuri de oameni se obține prin multiplicarea răspunsului produs de acțiunea unui singur pieton cu un factor de sincronizare. De aceea este foarte important ca modelele de încărcare cu forțe dinamice produse de acțiunea unui pieton sau a aglomerării cu grupuri de pietoni în timpul deplasării lor să fie continuu perfecționate;
- De asemenea, un alt punct de vedere important care ar putea continua din această lucrare se referă la modelarea forțelor aeroelastice și al turbulențelor datorate acțiunii vântului;
- Se poate realiza o raportare a rezultatelor obținute în urma analizelor dinamice liniare efectuate la alte norme de proiectare existente în literatura de specialitate (cum ar fi “ Guidelines for the design of footbridges ” - fib bulletin n°32, sau Eurocode, sau ” Human induced vibrations of steel structures - Vibrations des passerelles piétonnes. Guide de dimensionnement, etc) din punct de vedere al valorilor maxime ale accelerațiilor, frecvențelor și deplasărilor structurilor analizate;
- Studiul creșterii și îmbunătățirii răspunsului structural prin introducerea amortizorilor în cazul structurilor ușoare și zvelte. Alegerea tipului amortizorilor pentru reducerea accelerațiilor maxime ale structurii este de asemenea foarte importantă;
- Rezultate importante se pot obține pe baza studiilor efectuate pe modele la scară redusă a acestui tip de structuri în tunele aerodinamice.



BIBLIOGRAFIE SELECTIVĂ

Adrese Internet :

- [1] https://en.wikipedia.org/wiki/Chords_Bridge
- [2] <http://documents.tips/documents/poduri-56200cbfe6c34>
- [3] https://en.wikipedia.org/wiki/Pons_Aemilius
- [4] https://ro.wikipedia.org/wiki/Podul_Rialto
- [5] <http://www.curierulnational.ro>
- [6] https://en.wikipedia.org/wiki/Ponte_Vecchio
- [7] https://ro.wikipedia.org/wiki/Stari_Most
- [8] <https://ro.wikipedia.org/wiki/Rin>
- [9] <http://www.360view.ro/tur/podul-suspendat-parcul-nicolae-romanescu>
- [10] https://en.wikipedia.org/wiki/Gateshead_Millennium_Bridge
- [11] <https://structurae.info/ouvrages/passerelle-de-montigny-les-cormeilles>
- [12] <http://prinoradea.blogspot.ro/2012/04/istoria-podului-iubit-de-intelectuali.html>
- [13] <https://www.infotour.ro/articole/curiozitati/poduri-faimoase-632>
- [14] https://commons.wikimedia.org/wiki/Pont_de_Solferino
- [15] <http://www.off-ladhyx.polytechnique.fr/people/pascal/pdf/D%C3%A9couverte357.pdf>
- [16] http://windsim.ce.nd.edu/int_winsim
- [16A] https://www.flickr.com/photos/official_fuyuhiko/12023298705

Lucrări științifice:

- [17] Butz C., Feldmann M., Heinemeyer C., Sedlacek G., Chabrolin B., Lemaire A., Lukic M., Martin P.O., Caetano E., Cunha A., Goldack A., Keil, A. et Schlaich M.: Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges. European Commission, Research Fund for Coand Steel, 2008;
- [28] J.Bodgi: Synchronisation piétons-structure: Application aux vibrations des passerelles souples. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008;
- [29] P. Dallard, A.J. Fitzpatrick, A. Flint, S. Le Bourva, A. Low, R.M. Ridsdill-Smith, M. Willford: The London Millenium Footbridge. The Structural Engineer, 79(22), 2001;
- [31] Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes / L'Association Française de Génie Civil. Guide méthodologique : Passerelles piétonnes - évaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons. SETRA, Paris - France 2006;
- [32] Human induced Vibrations of Steel Structures. Vibrations des passerelles piétonnes. Guide de dimensionnement, 2008;
- [33] D. Bchaier: La recherche de légèreté visuelle peut-elle être en accord avec la légèreté quantitative fondement de l'art de l'ingénieur ? Mémoire de master 2012;
- [34] Garratt J.R. : The atmospheric boundary layer, Cambridge University Press, 1992;
- [35] Stull R.B.: An introduction to boundary layer meteorology, Kluwer Academic Publishers, 1988;
- [37] C.Cremona, J.C. Foucriat : Comportement au vent des ponts, Paris - France 2002;
- [40] Alexandre de la Foye : Calcul de la réponse dynamique des structures élançées à la turbulence du vent, PhD thesis, Université de Nantes, France, 2001;

- [41] J. P. Lebet, M. Hirt : Ponts en acier - traite de genie civil, volume 12, 2015;
[42] Văcăreanu R.: Siguranța structurilor la acțiuni seismice și climatice , note de curs, program master :Proiectarea construcțiilor civile și industriale în zone seismice, 2011;
[42A] Pascariu N. : Studiul comportării paserelilor la acțiunea dinamică produsă de convoaie de oameni în mișcare, Lucrare de disertație, UTCB, 2013.

Publicații periodice de specialitate :

- [43] Nakamura S.: Model for lateral excitation of footbridges by synchronous walking. Journal of Structural Engineering, vol. 130, n* 1, p. 32-37, 2004;
[44] Fujino Y., Pacheco B.M., Nakamura S. et Warnitchai P.: Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 22, n* 9, p. 741-758,1993;
[45] ***, Hotărâre privind aprobarea principalilor indicatori tehnico-economici ai obiectivului de investiții “ Îmbunătățirea accesului în Stațiunea Mamaia prin construirea unor pasarele pietonale ” - etapa de studiu fezabilitate, 2011;
[46] . ***, „Merkblatt 443 - Fußwegbrücken”, 4.Auflage, Düsseldorf, Deutschland 1980;
[53] Scanlan R.H. : Liens methodologiques entre l'aeroelasticite des corps allonges en genie civil et l'aeroelasticite des avions, Revue Francaise de Mecanique, No 1995-1;
[54] Scanlan R.H. : The action of flexible bridges under wind. Volume I : flutter theory, Journal of sound and vibration, No 60(2), 1978;
[57] Van Der Hoven I. : Power spectrum of horizontal wind speed in the frequency range from 0.0007 to 900 cycles per hour. Journal of Meteorology, 1957;
[58] *** LUSAS Finite Element Analysis, Version 14.0, Theory and Modeling Guide, 2009;
[59] D.Lungu, Pieter van Gelder, R. Trandafir: Comparative study of Eurocode 1, ISO and ASCE procedures for calculating wind loads, 1996.

Normative și standarde :

- [62] ISO 10137:2008 Bases for design of structures Serviceability of buildings and pedestrian walkways against vibration, International Standardization Organization, Geneva, Switzerland;
[64] UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges (Na to BS EN 1991-2-:2003);
[66] Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions, 2004;
[67] SR EN 1991-1-4:2006: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-4: Acțiuni generale - Acțiuni ale vântului, octombrie 2006;
[68] CR 1-1-4-2012 : Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor. Comentarii și recomandări de proiectare, 2012;
[69] ASCE 7-95 : Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, 1995;
[70] ISO 4354: Wind actions on structures, Switzerland,2009.