

CONTRAVÂNTUIRI VERTICALE REZISTENTE LA FLAMBAJ

N.F. Tănase

REZUMAT

Lucrarea prezintă un scurt istoric al sistemului de contravântuiri rezistente la flambaj, principalele caracteristici ale acestora, grafice ilustrând comportarea acestora la solicitări ciclice, precum și relații de calcul utilizabile în proiectarea acestor elemente structurale. În încheiere se regăsesc concluzii și recomandări.

Cuvinte cheie: contravântuiri, flambaj, histerezis, contravântuiri rezistente la flambaj

ABSTRACT

The paper presents a short history of buckling-restrained brace system, their main characteristics, graphics on their behavior under cyclic loading and design formulae. Finally conclusions and recommendations are presented.

Keywords: braces, buckling, hysteresis, buckling-restrained braces

1. Introducere

Contravântuirile verticale rezistente la flambaj (*Buckling Restrained Braces – BRB*) reprezintă, față de contravântuirile clasice, o soluție nouă și cu numeroase avantaje legate de performanța structurală.

BRB sunt folosite în principal pentru preluarea forțelor laterale la construcțiile noi, dar și ca elemente de consolidare a structurilor existente.

În anii '80 profesorul Akira Wada de la Institutul de Tehnologie din Tokyo, în colaborare cu Nippon Steel Corporation, a lucrat la realizarea unui element care, deși zvelt, să nu cedeze prin flambaj atunci când este comprimat. Profesorul Wada s-a inspirat pentru BRB din forma oaselor lungi umane: mai groase la capete și cu secțiunea redusă în zona de mijloc [4].

În 1988 a fost realizată, în Japonia, prima structură metalică de tip BRBF (*Buckling Restrained Braced Frame*), din cadre cu BRB. Primele teste pe o structură BRBF au fost făcute la Universitatea Berkeley din California, în 1999, pentru o propunere de proiect pentru Universitatea Davis din California, fiind conduse de profesorii E. Popov și N. Makris. Rezultatele testelor au pus în evidență performanța BRB, care au avut o comportare ductilă și histeretic stabilă. Capacitatea de deformare plastică a depășit cerințele de performanță. Prima contravântuire de tip BRB a fost montată în S.U.A în ianuarie 2000 la Universitatea Davis [4].

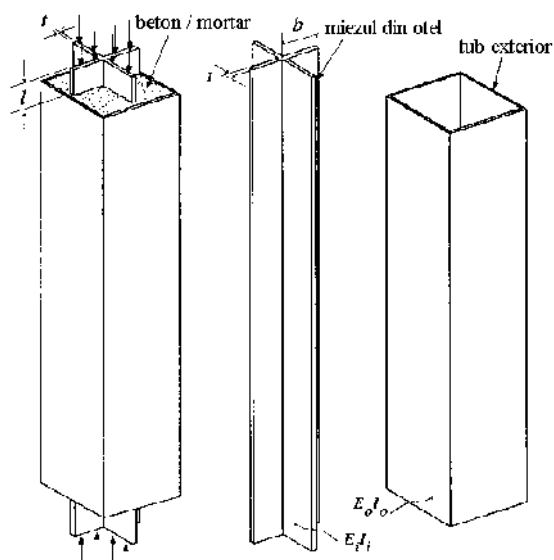


Figura 1. Principalele componente ale unei bare de contravântuire rezistente la flambaj [1]

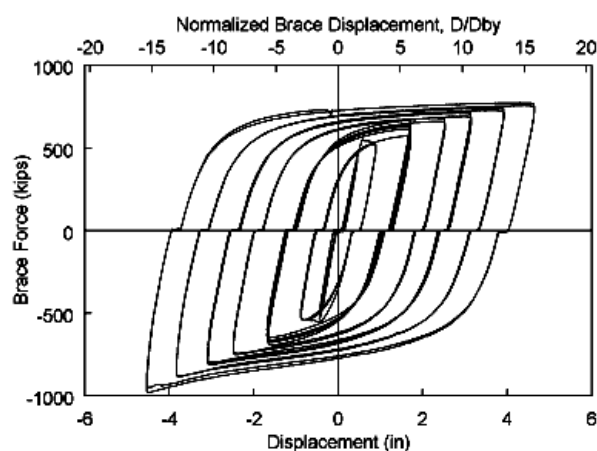


Figura 2. Comportamentul histeretic performant pus în evidență de testele efectuate în 1999 la Universitatea Berkeley [4]

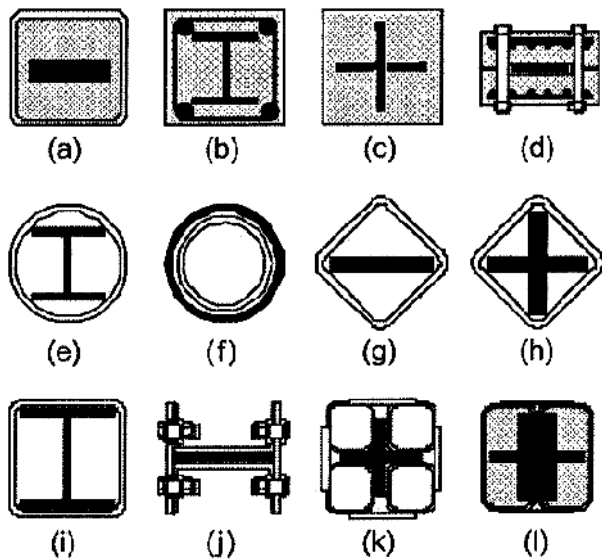


Figura 3. Secțiuni ale BRB
(a), (c) înveliș umplut cu beton simplu;
(b) înveliș umplut cu beton armat;
(d), (j), (k), (l) secțiuni compuse;
(e), (f), (g), (h), (i) secțiuni fără material
de umplutură [11]

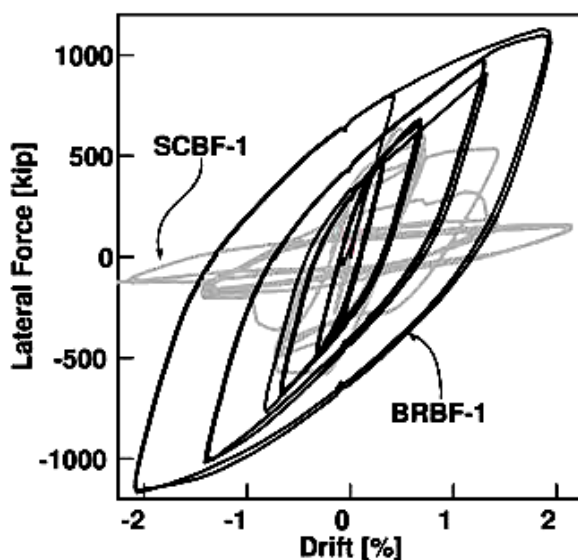


Figura 4. Bucle de histerezis ale SCBF și
BRBF obținute la testele efectuate la
Universitatea Berkeley [4]

2. Alcătuire

BRB constau, în general, în două elemente principale: miezul de oțel, destinat preluării forței axiale, și învelișul exterior tot din oțel, dar umplut cu beton, destinat preluării eforturilor provenite din flambaj.

3. Caracteristici

Cadrelor contravântuite cu BRB au bucle de histerezis complete, punând în evidență comportamentul asemănător la compresiune și întindere (aproximativ aceeași rezistență de curgere). Acest lucru este posibil datorită disocierii rezistențelor la întindere și la compresiune de rezistența la flambaj. Miezul din oțel preia forța axială, intră în curgere independent la solicitări ciclice de întindere și compresiune fără a flamba, rezultând o capacitate remarcabilă de disipare a energiei indusă de seism. Capacitățile aproape egale la întindere și compresiune elimină dezechilibrul care apare la cadrelor contravântuite centric clasice, ca urmare a flambajului. Teste realizate după anul 2000, la Universitatea Berkeley, pe modele complete de cadre contravântuite centric clasice la scara 1:1 au arătat faptul că, din cauza flambajului, acestea nu mai prezintă ductilitate și au o comportare inelastică mediocră la seism. În figura de mai jos s-au suprapus buclele histeretice de comportare a cadrelor contravântuite clasice (cu contravântuiri concentrice, notate în figură SCBF – *Special Concentric Braced Frames*) și a BRBF, fiind evidentă performanța BRBF față de SCBF. [4]

Dintre avantajele date de BRB se pot enumera următoarele: într-un ochi de cadru este suficientă și o singură bară de contravântuire, guseele rezultă de dimensiuni mult mai mici decât în cazul SCBF, sunt necesare grinzi mai ușoare etc. [4]

Regulile de proiectare antisismică ale AISC (*American Institute of Steel Construction*) impun ca prinderile să fie mai rezistente decât contravântuirile, ceea ce conduce, în cazul contravântuirilor clasice, la obținerea unor gusee de mari dimensiuni, uneori neeconomice și greu de realizat.

4. Comportarea la seism a BRB

În ultimii ani s-a realizat o serie de studii analitice și experimentale având ca scop determinarea comportării și caracteristicilor mecanice ale BRB. Date obținute în urma acestor studii au fost folosite în prescripțiile de calcul seismic din 2005 ale AISC.

Între anii 2002-2004 au fost realizate teste amănunțite asupra BRB de către o echipă de la Universitatea Berkeley și, ulterior, a fost pusă la punct o modalitate de determinare pe cale analitică a stabilității acestora. Autorii acestor teste [1] au identificat în analiza stabilității BRB trei moduri de flambare distincte:

- a) flambajul întregii bare de contravântuire;
- b) flambajul miezului din oțel datorită modurilor superioare de vibrație;
- c) flambajul și torsiunea în domeniul plastic ale miezului din oțel pe porțiunile aflate în afara învelișului exterior (având lungimea l conform figurii 1).

a) Flambajul întregii bare se determină prin aplicarea criteriului lui Euler învelișului (tubului) exterior:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_t} = \frac{P_e}{A_t} \approx \frac{\pi^2 \cdot E_0 \cdot I_0}{A_t \cdot (K \cdot L)^2} \quad (1)$$

unde: A_t este secțiunea miezului din oțel în care apare curgerea, E_0 și I_0 sunt modulul lui Young, respectiv momentul de inerție elastic ale tubului exterior, $K \cdot L$ este lungimea efectivă de flambaj a contravânturirii.

b) Tensiunea critică de flambaj la modurile superioare a miezului din oțel se poate calcula folosind relația:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_i} = \frac{2 \cdot \sqrt{\beta_1 \cdot E_t \cdot I_i}}{A_i} \quad (2)$$

în care: β_1 este o constantă reprezentând rigiditatea pe unitatea de lungime a betonului din tub, I_i – momentul de inerție al miezului din oțel, E_t – modulul de elasticitate tangent al miezului din oțel, definit ca

$$E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (3)$$



a)



b)



c)



d)

Figura 5. (a) Structură metalică la care s-au folosit BRB; (b), (c), (d) moduri de prindere a BRB de gusee

c) Al treilea mod posibil de flambare al BRB (cel al capetelor neînglobate în beton) este însoțit de torsiune. În cazul secțiunii cruciforme, fiecare aripă este considerată ca o placă supusă la compresie uniformă, cu trei laturi simplu rezemate și a patra latură liberă. Tensiunea critică în cazul flambajului însoțit de torsiune este dată de relația:

$$\sigma_{cr} = \frac{E_t}{3} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot b^2}{3 \cdot l^2} + 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_y}{E_t} \right) \cdot \frac{t^2}{b^2} \quad (4)$$

în care: l este lungimea pe care miezul din oțel depășește tubul exterior, b și t sunt lățimea, respectiv grosimea aripii secțiunii cruciforme, σ_y este rezistența de curgere.

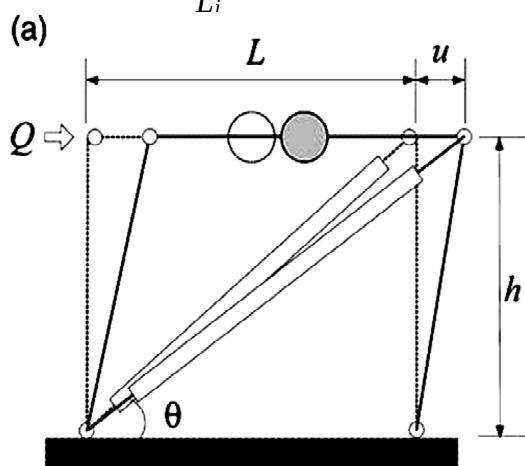
Relații similare pentru obținerea tensiunii critice pentru acest mod de flambare în cazul utilizării altor tipuri de secțiuni pentru miezul din oțel pot fi obținute din echilibrul aripiilor în stare deformată și aplicându-se teoria incrementală a plasticității [1].

Tot în urma testelor din 2004 [1] s-a stabilit că rigiditatea elastică totală a contravântuirii este:

$$K_{tot} = \frac{1}{\frac{1}{K_i} + 2 \cdot \frac{1}{K_{con}}} \quad (5)$$

relație în care K_i este rigiditatea elastică a porțiunii care va intra în curgere,

$$K_i = \frac{E A_i}{L_i} \quad (6)$$



iar K_{con} reprezintă rigiditatea capetelor contravântuirii, unde vor fi realizate prinderile,

$$K_{con} = \frac{E A_{con}}{L_{con}} \quad (7)$$

Rigiditatea după atingerea rezistenței de curgere σ_y se notează cu K_2 și depinde de istoricul încărcărilor:

$$\frac{K_2}{K_i} = \frac{E_t}{E_i} \quad (8)$$

5. Proiectarea BRB

În S.U.A miezul din oțel se dimensionează conform prevederilor din norma americană AISC 341:

$$\phi \cdot P_{ysc} = \phi \cdot F_{ysc} \cdot A_{sc} \quad (9)$$

în care $\phi \cdot P_{ysc}$ reprezintă forța axială de proiectare a miezului de oțel; F_{ysc} este rezistența la curgere a miezului de oțel; A_{sc} este aria netă a miezului de oțel.

Conform codurilor americane, secțiunile BRB trebuie să respecte cerințele de proiectare stabilite pentru deplasările clădirilor multietajate.

Calculul se efectuează reducând ochiul de cadru la un sistem cu un singur grad de libertate dinamică (SDOF – *Single Degree of Freedom*):

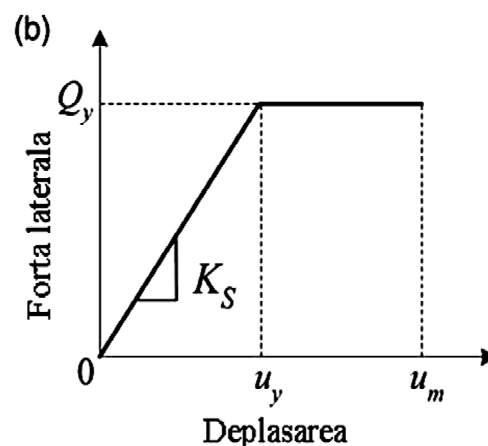


Figura 6. (a) Reprezentarea schematică a unui sistem SDOF;
(b) Reprezentarea grafică a relației forță – deplasare [4]

Forța de proiectare este

$$Q_y = m \cdot S_a \quad (10)$$

în care S_a este accelerația seismică de proiectare.

Aria secțiunii BRB, notată A_b , satisfacând cerințele de deplasare, se determină astfel:

$$A_b = \frac{Q_y \cdot l_b}{u_y \cdot E \cdot \cos^2 \theta} = \frac{Q_y}{\sigma_y \cdot \cos \theta} \quad (11)$$

unde: Q_y este forța de proiectare; l_b este lungimea barei de contravântuire; u_y este deplasarea la curgere a clădirii cu un singur nivel, având BRB,

$$u_y = \frac{\sigma_y \cdot l_b}{E \cdot \cos \theta} \quad (12)$$

unde: σ_y este rezistența la curgere; E este modulul de elasticitate al contravântuirii; θ este unghiul de făcut de axa longitudinală a contravântuirii cu horizontala.

Se observă că deplasarea la curgere nu depinde de aria secțiunii contravântuirii, ci de rezistența la curgere și de geometria contravântuirii. Acest fapt simplifică proiectarea, deoarece deplasarea la curgere se cunoaște înainte ca dimensiunile secționale ale contravântuirii să fie determinate. Odată determinată deplasarea maximă (ultimă), u_m , care să asigure respectarea cerințelor de performanță structurală, ductilitatea globală a structurii, μ , se determină astfel [6]:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (13)$$

Rigiditatea laterală a sistemului, K_s , va fi funcție de aria secțiunii și de lungimea contravântuirii:

$$K_s = \frac{A_b \cdot E}{l_b} \cdot \cos^2 \theta \quad (14)$$

Pentru structurile multietajate se vor considera următoarele ipoteze:

- a) deplasările relative de nivel maxime sunt egale pentru toate nivelurile;
- b) contravântuirile de la toate nivelurile ajung la curgere simultan în analiza statică neliniară (pushover);

c) cantitatea de energie disipată la fiecare nivel, pe mm^2 de secțiune de contravântuire, este aceeași.

Cea de a doua ipoteză poate fi ușor îndeplinită dacă secțiunile contravântuirilor sunt determinate proporțional cu forța seismică de nivel aplicată static structurii.

Deplasarea maximă la curgere, u_y , în cazul în care înălțimile de nivel și rezistențele la curgere ale contravântuirilor sunt identice, se poate determina multiplicând deplasarea de nivel la curgere cu numărul de niveluri, n .

$$u_y = \frac{\sigma_y \cdot l_b}{E \cdot \cos \theta} \cdot n \quad (15)$$

Ductilitatea globală a structurii se va obține folosind relația (13).

Pentru a se obține forța seismică de proiectare este necesară transformarea sistemului cu mai multe grade de libertate dinamică reprezentat de clădirea multietajată într-un sistem echivalent, cu un singur grad de libertate dinamică (SDOF).

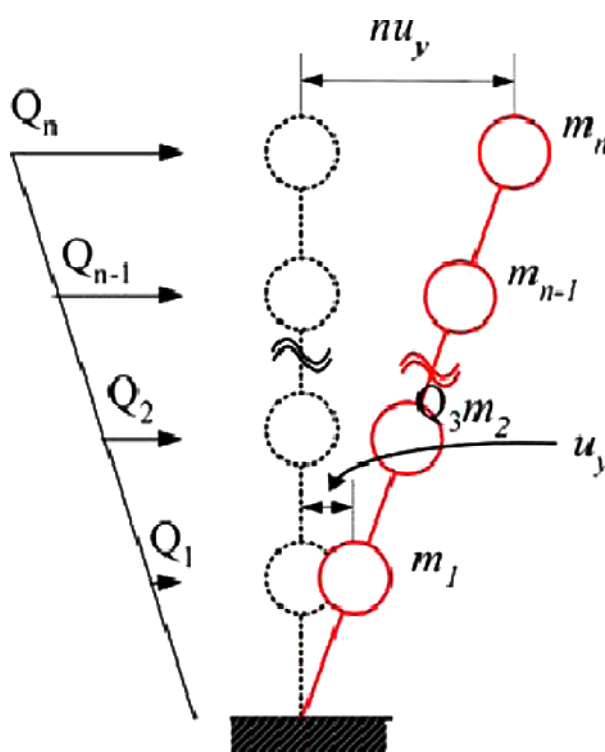


Figura 7. Reprezentarea schematică a unui sistem cu mai multe grade de libertate dinamică [6]

Deplasarea la curgere și deplasarea ultimă a sistemului SDOF echivalent se calculează astfel:

$$u'_y = \frac{u_y}{\Gamma}, \quad u'_m = \frac{u_m}{\Gamma} \quad (16)$$

unde Γ este factorul de participare modală calculat cu relația:

$$\Gamma = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_j}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_j^2} \quad (17)$$

în care m_j este masa nivelului j , iar ϕ_j reprezintă deplasarea modală pe direcția gradului de libertate j în modul propriu fundamental de vibrație.

Forța tăietoare de bază a structurii multietajate se obține prin multiplicarea accelerației de răspuns a sistemului SDOF cu masa modală efectivă a modului propriu fundamental de vibrație.

$$F_{y1} = M^* \cdot S_a \quad (18)$$

masa modală efectivă, M^* , fiind calculată astfel:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_j \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_j^2} \quad (19)$$

Aria secțiunii contravântuirii de la primul nivel, A_1 , se va calcula pornind de la valoarea determinată anterior a forței tăietoare de bază (relația (18)):

$$A_1 = \frac{F_{y1}}{\cos \theta \cdot \sigma_y} \quad (20)$$

Considerându-se liniară distribuția forțelor seismice pe înălțimea structurii, ariile secțiunilor contravântuirilor de la restul nivelurilor pot fi determinate proporțional cu A_1 :

$$A_j = A_1 \cdot \frac{\sum_{x=j}^n Q_x}{\sum_{x=1}^n Q_x} \quad (21)$$

Tubul exterior din oțel se dimensionează astfel încât să asigure împiedicarea flambajului miezului din oțel [9]:

$$I > \frac{\alpha \cdot P \cdot l^2}{\pi^2 \cdot E} \quad (22)$$

unde: I este momentul de inerție al tubului exterior; α este factorul de siguranță; P este forța axială de proiectare; l este lungimea contravântuirii; E este modulul de elasticitate longitudinală al tubului.

6. Capacitatea de amortizare a BRB

Datorită comportamentului histeretic stabil și a ductilității ridicate, BRB cresc capacitatea structurii de a disipa energia și scad necesitatea de deformare inelastică a altor elemente. Cantitatea de energie disipată de BRB (E_{pb}) într-un ciclu de vibrație reprezintă de patru ori cantitatea de energie plastică atunci când se atinge deplasarea maximă.

$$\begin{aligned} E_{pb} &= 4F'_y \cdot (u_{bm} - u'_{by}) = \\ &= 4A_b \cdot \sigma_y \cdot \cos \theta \cdot \left(u_{bm} - \frac{l_b \cdot \sigma_y}{E \cdot \cos \theta} \right) \end{aligned} \quad (23)$$

unde F'_y reprezintă proiecția orizontală a forței de curgere, F_y , din contravântuire.

Conform principiului echilibrului energiei, energia înmagazinată (E_i) a sistemului elastic echivalent (Fig. 9), este egală cu suma energiilor elastică (E_e) și plastică (E_p) ale sistemului inițial, elasto-plastic la deplasarea maximă (u_m). Profesorul american George W. Housner a propus în 1956 ca energia input maximă indusă de seism pentru sistemul

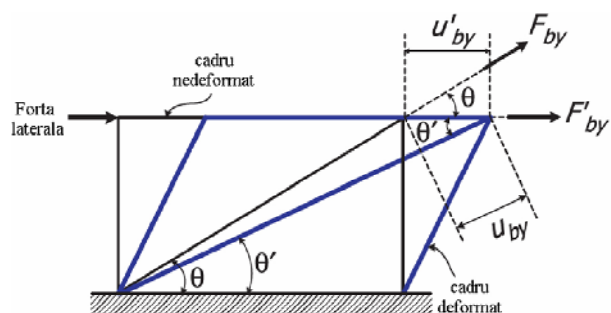


Figura 8. Deformarea BRB sub acțiunea unei forțe laterale [2]

elastic echivalent să fie calculată pornindu-se de la pseudo-viteza unui spectru elastic de răspuns. [6]

$$E_i = E_e + E_p \quad (24)$$

$$E_i = \frac{1}{2} \cdot u_e \cdot V_e = \frac{1}{2} \cdot m \cdot S_V^2 \quad (25)$$

$$E_e = \frac{1}{2} \cdot u_y \cdot V_y ; E_p = V_y (u_m - u_y) \quad (26)$$

Deoarece energiile input ale unei structuri cu comportare elastică și ale unei structuri cu comportare inelastică sunt diferite, s-a introdus în calcule factorul α :

$$E_i^* = \alpha \cdot E_i \quad (27)$$

$$\alpha = \frac{E_{i,inelastic}}{E_{i,elastic}} \cdot \left(\frac{V_{eq}}{S_V} \right)^2 \quad (28)$$

unde V_{eq} este pseudo-viteza echivalentă,

$$V_{eq} = \sqrt{\frac{2 \cdot E_i}{m}} \quad (29)$$

Documentul FEMA-274 [13] conține prevederi legate de amortizarea efectivă a unei structuri având amortizori cu comportare histeretică:

$$\zeta_{eff} = \zeta_d + \zeta_s + \zeta_i \quad (30)$$

în care: ζ_d reprezintă factorul de amortizare (fracțiunea din amortizarea critică) dată de BRB; ζ_s este factorul de amortizare prin deformații inelastice la elementele structurii; ζ_i este factorul de amortizare internă de tip vâscos a structurii. [5]

7. Concluzii

În urma studiilor analitice efectuate asupra BRB a rezultat o serie de concluzii importante, referitoare la comportarea acestora. Astfel, s-a constatat că:

- factorii de amortizare pentru o structură cu un singur grad de libertate dinamică (SDOF) cresc odată cu creșterea rigidității contravânturilor rezistente la flambaj (BRB);

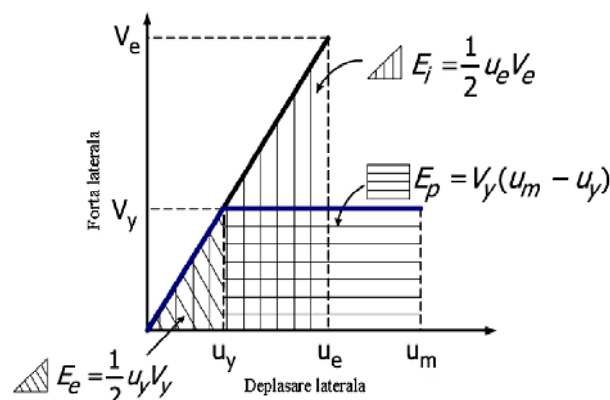


Figura 9. Relația forță-deplasare pentru un sistem elasto-plastic și pentru sistemul elastic echivalent [2]

- deplasarea maximă scade, în general, cu creșterea rigidității BRB;
- utilizarea oțelului ductil duce la deformații plastice mari și la disiparea unei cantități importante de energie, reducând astfel avariarea celorlalte elemente structurale.

Rezultatele numeroaselor teste realizate asupra BRB demonstrează că acestea au o comportare ductilă și histeretic stabilă. Capacitatea de deformare plastică a BRB este satisfăcătoare în termeni de deformație ultimă și de deformație plastică cumulată.

BRB asigură atât rigiditatea necesară pentru satisfacerea cerințelor privind limitarea deplasării relative de nivel, cât și o capacitate importantă de absorbție a energiei induse de seism.

BRB reprezintă o bună alternativă pentru structurile clasice în cadre, asigurând o sporire a capacității de rezistență la seism, atât pentru structuri noi, cât și pentru consolidarea structurilor existente.

BIBLIOGRAFIE

- [1] Black, C., Makris, N., Aiken, I. (2002). *Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces*, Pacific Earthquake Engineering Research PEER, September, Final Report to Nippon Steel Corporation, Tokyo, Japan
- [2] Choi, H., Kim, J. (2006). "Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum", *Engineering Structures*, Volume 28, Issue 2, pp. 304-311.
- [3] Fahnestock, L. A., Sause, R., Ricles, J. M., Lu L. (2003). *Ductility demands on buckling-restrained braced*

-
- frames under earthquake loading*, Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibrations, Volume 2, No. 2
- [4] Hussain, S., Benschoten, P., Satari, M., and Lin, S. (2005). *Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues*, Nippon Steel News, pp. 333
 - [5] Kim, J., Seo, Y. (2004). *Behavior and design of structures with buckling-restrained braces*, Engineering Structures, Volume 26, Issue 6, pp. 693-706
 - [6] Kim, J., Seo, Y. (2004). *Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces*, Engineering Structures, Volume 26, Issue 5, pp. 543-551
 - [7] Lopez, W.A., Sabelli, R. (2004). *Seismic Design of Buckling Restrained Braced Frames*, Structural Steel Education Council, <http://www.steeltips.org/>
 - [8] Lopez, W. A. (2008). *On Designing with Buckling-Restrained Braced Frames*, Structure Magazine, July
 - [9] Shaw, A., Bouma, K. (2000). *Seismic Retrofit of the Marin County Hall of Justice Using Steel Buckling-Restrained Braced Frames*, Structural Engineers Association of California, SEAOC 2000 Convention
 - [10] Tajirian, F. F., Aiken, I. D., Kimura, I. (2003). *Application of Buckling-Restrained Braces in the United States*, 8th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Yerevan, Armenia, October 6-10
 - [11] Xie, Q. (2004). *State of the art of buckling-restrained braces in Asia*, Journal of Constructional Steel Research, 61, pp. 727-748
 - [12] FEMA (1997). *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Report No. FEMA 274, Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
 - [13] *National Earthquake Hazards Reduction Program, NEHRP 2003 Provisions*